

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

**PROTEÇÃO DE TUBULAÇÕES ENTERRADAS CONTRA
SOBRECARGAS COM UTILIZAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS**

ANA CAROLINA GONZAGA PIRES

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G-DM-280/17

BRASÍLIA/DF: 02/2017

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

**PROTEÇÃO DE TUBULAÇÕES ENTERRADAS CONTRA
SOBRECARGAS COM UTILIZAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS**

ANA CAROLINA GONZAGA PIRES

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

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

LUIS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

EDER CARLOS GUEDES DOS SANTOS, D.Sc. (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 20 FEVEREIRO de 2017.

FICHA CATALOGRÁFICA

PIRES, ANA CAROLINA GONZAGA

Proteção de tubulações enterradas contra sobrecargas com utilização de geossintéticos. [Distrito Federal] 2017

xix, 117 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

Dissertação de Mestrado-Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Palavras chaves:

- | | |
|----------------------|---------------------|
| 1. Geossintéticos | 2. Dutos enterrados |
| 3. Proteção de dutos | 4. Sobrecargas |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PIRES, A.C.G (2017). Proteção de tubulações enterradas contra sobrecargas com utilização de geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Ana Carolina Gonzaga Pires

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Proteção de tubulações enterradas contra sobrecargas com utilização de geossintéticos.

GRAU/ANO: Mestre/2017

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado 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 dissertação a toda minha família,
em especial aos meus pais, ao meu querido irmão e à minha avó Ana.*

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação é o fruto de muito esforço e dedicação para os resultados desse trabalho fossem satisfatórios e conclusivos, sendo, portanto a minha contribuição à literatura sobre o tema abordado. Entretanto, ao longo de dois anos muitas pessoas estiveram envolvidas. Esta pesquisa nunca teria sido possível sem o apoio de vocês, minha sincera gratidão:

À minha querida e amada vó Ana (*in memoriam*), por ter sido o meu maior exemplo de vida, minha amiga e sempre ter apoio nos meus estudos, orgulhando-se desde as minhas pequenas conquistas até a benção de ter ingressado no mestrado em Geotecnia.

Aos meus pais, Cleunides e Silvia, por serem meu porto seguro. Agradeço por terem se dedicado tanto em prol da minha formação, me apoiando e incentivando a me tornar uma profissional cada vez mais qualificada. Agradeço ao meu pai, por ter vindo à Brasília e se dedicado alguns dias em me ajudar na execução dos meus ensaios, mesmo sendo tão cansativo.

Ao meu irmão por ser meu melhor amigo e ter me dado tanta força durante este período em que estive longe de casa e dos meus familiares, sempre com muito carinho e atenção.

A todos meus familiares pelo apoio e por compreenderem minha ausência nas reuniões de família e outros momentos especiais em que não pude estar presente para poder me dedicar a esta pesquisa.

Agradeço especialmente ao meu orientador, professor Ennio Marques Palmeira. Por me orientar da melhor forma possível e compreender minhas dificuldades e dúvidas recorrentes durante o trabalho, sempre com muita paciência e disponibilidade. E por ser uma pessoa e profissional tão sublime e respeitável.

Ao professor Gregório Luís Silva Araújo pela ajuda com a calibração dos instrumentos e configuração do aquisitor de dados empregados nesta pesquisa.

À Giovanna pela amizade que se firmou durante a graduação e que se mantém até hoje, sendo minha família aqui em Brasília. Pela companhia nas constantes viagens à Uberlândia (nossa cidade natal), pela parceria nos artigos publicados e, principalmente pela ajuda com as disciplinas e na execução dos ensaios em laboratório.

Aos meus queridos amigos Samuel, Flaviane, Plínia, Keila, Lorena, que mesmo distantes acompanharam cada momento e me incentivavam com palavras de animo diariamente. E aos amigos que a Geotecnia me proporcionou: Chan, Leticia Nunes e Andressa pelos momentos tão divertidos vivenciados, pela companhia nos almoços e nos cafés durante o dia.

Ao Saimo e ao Sr. Arthur, técnicos de laboratório da universidade, pela ajuda na fabricação de peças e adaptação do equipamento para a execução dos ensaios.

Por fim, agradeço à universidade de Brasília (UnB) e ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo acolhimento e de ter virado a minha segunda casa ao longo destes dois anos, nas suas salas como nos seus laboratórios.

Agradeço ao CNPQ pela bolsa ao longo destes dois anos e o apoio financeiro.

RESUMO

Danos em tubos enterrados pressurizados podem causar acidentes graves, com perdas materiais significativas e não raramente perdas de vidas. Neste contexto, esta dissertação investiga o desempenho de geossintéticos aplicados como elementos de reforço com a finalidade de reduzir a magnitude dos esforços atuantes sobre dutos enterrados. Para isso, foram realizados experimentos em laboratório em escala em modelo (escala 1:4), para determinar a influência da presença do reforço inserido num maciço com duto enterrado, submetido a sobrecargas superficiais. O desenvolvimento do estudo foi conduzido com a construção de um aterro experimental em uma caixa de ensaio (1500 mm x 1000 mm x 500 mm), com areia fina à média, contendo tubo de aço carbono enterrado e geossintético no interior do maciço, sob diferentes arranjos geométricos. A sobrecarga foi aplicada na superfície do aterro por meio de uma placa rígida, com largura de 100 mm, simulando condições de deformação plana. A avaliação do comportamento das tensões verticais e horizontais no maciço e das deformações do duto foi possível devido à instalação de células de tensões totais em torno do duto e a instrumentação do tubo com extensômetros elétricos ao longo da sua seção transversal central. Foram realizados ensaios sem reforço e reforçados com diferentes tipos de reforços sob três configurações geométricas. Os resultados obtidos mostraram um aumento do carregamento final aplicado à superfície do maciço de aproximadamente 40% em comparação com a situação não reforçada. Foram também observadas reduções significativas nas tensões verticais transmitidas ao solo próximo do tubo, dependendo da configuração de reforço utilizada. 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.

ABSTRACT

Damages in buried pressurized pipes can cause serious accidents with significant material losses and, not rarely, human life losses. In this context, this dissertation investigates the performance of geosynthetics as reinforcing elements aiming at reducing the magnitude of loads transferred to buried pipes. Laboratory experiments were carried out under reduced scale (scale 1:4), in order to assess the influence of the geosynthetic in reducing the loads on a buried pipe due to surface surcharges. The study was conducted in a test box (1500 mm x 1000 mm x 500 mm), using fine to medium sand, a steel pipe and geosynthetic reinforcement with different geometrical arrangements. The surface surcharge was applied by a 100 mm wide rigid plate, under plane strain conditions. Vertical and horizontal stresses in the soil mass, as well as strain in the pipe were measured by total stress cells and strain gauges glued to the pipe surface. Tests with different reinforcements and installation arrangements were executed. The results obtained showed increases of up to 40% in the bearing capacity of the soil due to the presence of the reinforcement layer. The reinforcement also caused significant reductions in vertical stresses around the pipe. Compressive strains at the crest and bottom of the pipe of up to 70% were obtained with the use of reinforcement.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
1.1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1.1. MOTIVAÇÃO	2
1.1.2. APRESENTAÇÃO DO MÉTODO	2
1.1.3. OBJETIVO GERAL	3
1.1.4. OBJETIVO GERAL	3
1.1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
CAPÍTULO 2.....	5
2.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. DUTOS ENTERRADOS	5
2.1.1. CLASSIFICAÇÃO DOS DUTOS ENTERRADOS.....	5
2.1.2. CARGAS ATUANTES SOBRE OS DUTOS ENTERRADOS.....	9
2.1.3. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO EM TORNO DO DUTO.....	11
2.1.4. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS.....	16
2.1.5. ACIDENTES ENVOLVENDO DUTOS.....	19
2.1.6. TECNICAS DE REDUÇÃO DE TENSÕES.....	25
2.2. GEOSSINTÉTICOS.....	26
2.2.1. TIPOS E PRINCIPAIS FUNÇÕES	27
2.2.2. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS.....	29
2.2.3. ESTUDOS REALIZADOS ABORDANDO SOBRE A APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS SOBRE DUTOS ENTERRADOS.....	31
CAPÍTULO 3.....	36
3.1. MATERIAIS E MÉTODOS.....	36
3.2. DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS.....	36
3.1.1. AREIA.....	36

3.1.2.	GEOSSINTÉTICO.....	38
3.1.3.	TUBO.....	41
3.3.	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS.....	42
3.2.1.	CAIXA DE ENSAIO.....	42
3.2.2.	PÓRTICO E CAIXA MÓVEL.....	42
3.2.3.	ESTRUTURA DE REAÇÃO.....	43
3.2.4.	SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA.....	44
3.2.5.	MARCOS DE REFERÊNCIA.....	45
3.4.	INSTRUMENTAÇÃO.....	45
3.3.1.	CÉLULA DE CARGA.....	46
3.3.2.	CÉLULA DE TENSÃO TOTAL.....	46
3.3.3.	EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS.....	48
3.3.4.	AQUISTOR DE DADOS.....	49
3.5.	METODOLOGIA DE ENSAIO.....	49
3.4.1.	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DOS REFORÇOS.....	50
3.4.2.	PROGRAMA DE ENSAIOS.....	51
3.4.3.	PREPARAÇÃO DO TUBO.....	52
3.4.4.	CHUVA DE AREIA.....	54
3.4.5.	PREPARAÇÃO DO ENSAIO.....	55
3.4.6.	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS.....	56
CAPÍTULO 4.....		58
4.1.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	58
4.1.1.	REPETIBILIDADE DOS ENSAIOS.....	58
4.1.2.	ESTUDO DA PRESSÃO VERSUS DESLOCAMENTO DA PLACA NO MACIÇO.....	63
4.1.3.	ESTUDO DO COMPORTAMENTO DAS TENSÕES NO SOLO EM TORNO DO TUBO.....	66

4.1.4. ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELO TUBO	74
4.1.5. ANÁLISE DO DESLOCAMENTO DO DUTO NO MACIÇO.....	83
CAPÍTULO 5	92
5.1. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	92
5.1.1. CONCLUSÕES.....	92
5.1.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	93
REFERÊNCIAS BIBLIGRÁFICAS.....	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Mecanismo de dano em tubulações enterradas devido ao carregamento externo (modificado - Tupa, 2006).	2
Figura 2.1. Forma de instalação de dutos enterrados em valas: (a) parede estreita ou larga; (b) parede escalonada; (c) paredes inclinadas (Bueno & Costa, 2012).	7
Figura 2.2. Instalação em saliência (Bueno & Costa, 2012).	7
Figura 2.3. Comportamento estrutural de dutos à rigidez; (a) dutos flexíveis; (b) dutos rígidos (JOPLAS, 2011).	8
Figura 2.4. Efeito de arqueamento do solo (Modificado Terzaghi, 1966 <i>apud</i> Araújo, 2009).12	
Figura 2.5. Resultado do experimento de Terzaghi (1936) em relação a variação de tensão vertical com a distância do alçapão (Costa, 2005).	12
Figura 2.6. Variação da tensão vertical com o deslocamento do alçapão circular para diferentes alturas de cobertura de solo (McNulty 1965 <i>apud</i> Costa, 2005).	13
Figura 2.7. Modelo Janssen (1895 <i>apud</i> Bulson, 1985).	14
Figura 2.8. Diagrama de forças atuantes no arco (Engesser, 1882 <i>apud</i> Iglesia, 1999).	16
Figura 2.9. Registro de acidente envolvendo dutos enterrados ocorridos no período de 2006 a 2015 no Canadá (TSB, 2016).	20
Figura 2.10. Incidentes em dutovias reportados entre 2006 e 2015 (TSB, 2016).	20
Figura 2.11. Explosão em gasoduto na cidade de Beardmore, Canadá (TSB, 2011).	21
Figura 2.12. Incêndio provocado pelo rompimento de gasoduto em Carmichael, Mississippi (NTBS, 2007).	23
Figura 2.13. Edifício destruído devido à explosão de gasoduto em Manhattan, New York City (NTSB, 2014).	23
Figura 2.14. Explosão em zona industrial na Bélgica (NBC, 2004).	24
Figura 2.15. Esquema das propostas de minimização de tensões (Costa & Bueno, 2012).	26
Figura 2.16. Geossintéticos para redução de tensões verticais em tubos (Viana, 2003).	31
Figura 2.17. Condições de ensaio avaliadas por Tupa (2006): (a) expansão da cavidade em aterro reforçado; (b) vazamento controlado em tubos enfraquecidos.	33

Figura 2.18. Esquema do ensaio realizado por Plácido (2006).....	33
Figura 2.19. Ângulos de aplicação de cargas: (a) Direção de penetração do OC na vertical; (b) Direção de penetração do OC com 16°; (c) Direção de penetração do OC com 45° (Andrade 2009).....	34
Figura 2.20. Configuração geométrica do ensaio (Hegde & Sitharan, 2015).....	35
Figura 2.21. Modelo 3D da simulação no FLAC: (a) caso sem reforço; (b) caso reforçado (Hegde & Sitharan, 2015).	35
Figura 3.1. Distribuição granulométrica do solo.....	36
Figura 3.2. Formato dos grãos do solo – Ampliação de 100x.....	37
Figura 3.3. Resultados do ensaio de cisalhamento.....	38
Figura 3.4. Envoltória de ruptura do solo ensaiado.....	38
Figura 3.5. Amostra de reforço utilizado. (a) Tela fina; (b) Trama tecido; (c) Trama polímero.	39
Figura 3.6. Ampliação do reforço 1 em 100x - (a) malha do reforço; (b) detalhe do nó.	39
Figura 3.7. Reforço 2 - (a) Ampliação em 50x no centro da malha; (b) Ampliação em 100x no filamento.....	40
Figura 3.8. Reforço 3 - (a) Ampliação em 50x no centro da malha; (b) Ampliação em 100x no entrelaçamento dos fios.	40
Figura 3.9. Tubo de aço carbono utilizado nos ensaios.	41
Figura 3.10. Modelo 3D da caixa de ensaio.....	42
Figura 3.12. Estrutura de reação com caixa de ensaio instalada.....	44
Figura 3.13. Acessórios que compõem o sistema de carga.....	44
Figura 3.14. Marcos para medição de deslocamentos na areia.	45
Figura 3.15. Célula de carga utilizada nos ensaios.	46
Figura 3.16. Célula de tensão total com capacidade de 600 kPa.	47
Figura 3.17. Equipamentos empregados na calibração da célula de tensão total.....	47

Figura 3.18. Calibração de células de tensões totais. (a) Instalação do instrumento; (b) Preenchimento total da caixa; (c) Colocação de membranas de borracha; (d) Realização do ensaio.....	48
Figura 3.19. Extensômetros elétricos.....	49
Figura 3.20. Equipamento para aquisição de dados.....	49
Figura 3.21. Configurações geométricas do reforço. (a) Camada; (b) U invertido; (c) Envelopado.....	50
Figura 3.22. Procedimento de preparação do tubo.....	53
Figura 3.23. Curva de calibração da Chuva de Areia.....	54
Figura 3.24. Sequência construtiva do ensaio.....	56
Figura 3.25. Realização do ensaio.....	57
Figura 3.26. Critério de parada do ensaio.....	57
Figura 4.1 Disposição das células de tensão total em torno do tubo	58
Figura 4.2. Tensões registradas nos ensaios sem reforço: (a) Célula de tensão 01;(b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.	59
Figura 4.3. Tensões registradas nos ensaios com reforço 1 em camada: (a) Célula de tensão 01;(b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.	60
Figura 4.4. Tensões registradas nos ensaios com Reforço 2 em camada - (a) Célula de tensão 01;(b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.	61
Figura 4.5. Tensões registradas nos ensaios com reforço 3 em camada: (a) Célula de tensão 01;(b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.	62
Figura 4.6. Esquema dos ensaios realizados com a aplicação de carga na vertical.	63
Figura 4.7. Resultados dos ensaios realizados sem reforço e com reforço na configuração em camada.....	64
Figura 4.8. Resultados dos ensaios realizados sem reforço e com reforço na configuração de U invertido.	65
Figura 4.9. Resultados dos ensaios realizados sem reforço e com reforço na configuração envelopado.	65

Figura 4.10. Posição final da placa nos ensaios em arranjo envelopado: (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.....	66
Figura 4.11. Registros da célula de tensão 01:(a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.....	67
Figura 4.12. Registros da célula de tensão 02 - (a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.....	69
Figura 4.13. Registros da célula de tensão 03: (a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.....	71
Figura 4.14. Registros da célula de tensão 04: (a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.....	73
Figura 4. 15. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios sem reforço.	75
Figura 4.16. Deformações registradas no ensaio sem reforço.....	76
Figura 4.17. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios em camada: (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.	77
Figura 4.19. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios em U invertido – (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.....	79
Figura 4.20. Deformações obtidas nos ensaios reforçados com arranjo em U invertido.....	80
Figura 4.22. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios envelopados: (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.	82
Figura 4.22. Deformações obtidas nos ensaios reforçados com arranjo envelopado.....	82
Figura 4.23. Registro das condições iniciais e finais do ensaio SR.	85
Figura 4.24. Condições iniciais e finais dos ensaios com configuração geométrica em camada: (a) R1; (b) R2; e (c) R3.	86
Figura 4.25. Configuração do traçado das linhas de demarcação dos ensaios.....	86
Figura 4.26. Ampliação da malha quadriculada.....	87
Figura 4.27. Condições iniciais e finais dos ensaios com configuração geométrica em U invertido: (a) R1; (b) R2; e (c) R3.....	88

Figura 4.28. Configuração do traçado das linhas de demarcação dos ensaios de referência e os reforçados com configuração geométrica em U invertido.	88
Figura 4.29. Detalhe dos traçados das linhas de demarcação dos ensaios.	89
Figura 4.30. Condições iniciais e finais dos ensaios com arranjo envelopado: (a) R1; (b) R2; (c) e R3.	90
Figura 4.31. Configuração do traçado das linhas de demarcação dos ensaios de referência e os reforçados com arranjo envelopado.	90
Figura 4.32. Traçados das linhas coloridas nos ensaios.	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1. Materiais para fabricação de dutos.	6
Tabela 2.2. Classificação dos dutos quanto à rigidez relativa (Gumbel et al., 1892).	9
Tabela 2.3. Registro dos acidentes e incidentes ocorridos nos últimos 20 anos nos Estados Unidos (PHMSA, 2016).	22
Tabela 2.4. Principais ocorrências atendidas na região de São Paulo (CETESB, 2016).	24
Tabela 2.5. Funções dos alguns geossintéticos em obras de engenharia (Bueno e Vilar, 2004).	28
Tabela 3.1. Ensaio de caracterização do material granular.	37
Tabela 3.2. Resultado do ensaio de tração das amostras.	41
Tabela 3.3. Variáveis em estudo.	51
Tabela 3.4. Identificação dos ensaios propostos.	51
Tabela 4.1. Registro dos recalques da placa de carregamento nos ensaios.	66
Tabela 4.2. Tensões registradas nos ensaios pela célula 01.	68
Tabela 4.4. Tensões registradas nos ensaios pela célula 03.	72
Tabela 4.5. Tensões registradas nos ensaios pela célula 04.	73
Tabela 4.6. Reduções de tensões totais obtidas nos ensaios reforçados em relação ao ensaio SR.	74
Tabela 4.7. Razão entre deformações medidas nos ensaios reforçados em camada e no ensaio de referência para tensão na superfície do terreno igual a 162 kPa.	78
Tabela 4.8. Razão entre deformações medidas nos ensaios reforçados em U invertido e no ensaio de referência para o nível de tensão aplicada de 162 kPa.	80
Tabela 4.9. Razão entre deformações medidas nos ensaios envelopado e no ensaio de referência para o nível de tensão de 162 kPa.	83
Tabela 4.10. Resultados dos deslocamentos verticais do tubo nos ensaios com e sem reforço.	84

NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

$\xi_{m\acute{a}x}$	Alongamento na ruptura
H	Altura de cobertura de solo
Φ	Ângulo de atrito
q	Carregamento distribuído
C_c	Coefficiente de curvatura
k_r	Coefficiente de empuxo ativo de Rankine
k_a	Coefficiente de empuxo de Rankine
ν_s	Coefficiente de Poisson do solo
C_u	Coefficiente de uniformidade
c	Coesão do solo (N/m ²)
L_v	Comprimento do alçapão
b	Comprimento lateral do silo (m)
Δ	Deslocamento do alçapão
d	Deslocamento da placa durante o ensaio
D_{50}	Diâmetro médio das partículas
MD	Ensaio na direção de fabricação
CD	Ensaio na direção transversal ao sentido de fabricação
N^2	Fator de escala aplicado à rigidez a tração
B	Largura do alçapão
E_s	Módulo de deformabilidade do solo circundante
E_p	Módulo de elasticidade do material constituinte do duto
I	Momento de inércia
γ	Peso específico do solo (N/m ³)
γ_n	Peso específico natural (N/m ³)
$T_{m\acute{a}x}$	Resistência à tração máxima
Δ_p	Recalque da placa de carregamento durante o ensaio
RR	Rigidez relativa
R_s	Rigidez do solo

R_c	Rigidez da seção transversal da estrutura
J	Rigidez secante a 5% de deformação
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ_{vr}	Tensão horizontal dentro do arco no modelo de Engesser (1882)
σ_{hr}	Tensão vertical dentro do arco no modelo de Engesser (1882)
$\sigma_{m\acute{a}x\ aplicada}$	Tensão máxima aplicada no maciço
$\sigma_{C\ m\acute{a}x}$	Tensão máxima registrada pelas células de tensão total
σ_{sr}	Tensão aplicada no maciço no ensaio de referência

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUÇÃO

Os condutos têm sido amplamente empregados na sociedade moderna a fim de promover o abastecimento de água, a coleta de esgoto e de águas pluviais, assim como para o transporte de gás natural, petróleo e derivados. A eficiência do sistema dutoviário deve-se ao transporte de produtos de forma contínua. Em alguns casos, os dutos encontram-se enterrados com a finalidade de minimizar a interferência do meio, possibilitar comprimentos mais curtos, além de garantir a proteção contra carregamentos externos advindos do tráfego, da ação do vento, etc.

A instalação de dutos enterrados dá-se basicamente de duas maneiras: i) em vala, ou seja, o duto é instalado numa vala pré-escavada; ou ii) em saliência, quando o duto é posicionado na superfície do terreno sendo recoberto posteriormente com a construção de um aterro. Nesse caso, um aspecto importante é a altura mínima de cobertura da estrutura enterrada que deve ser suficiente para cobrir a geratriz superior do duto, de tal forma que o mesmo não apresente ruptura devido à sobrecargas. Além disso, condutos muito próximos à superfície estão sujeitos a uma distribuição desuniforme do carregamento externo, podendo ocorrer danos por movimentações diferenciais.

As estruturas enterradas estão submetidas ao carregamento permanente devido ao peso próprio do solo de cobertura e a carregamentos advindos de sobrecargas. A magnitude dos esforços atuantes depende da distribuição das tensões, uma vez que a presença de um duto inserido numa massa de solo provoca a redistribuição de tensões ao seu redor, provocando um alívio nos pontos mais deformáveis e uma concentração nas zonas mais rígidas. Tal fato ocorre devido à diferença de rigidez relativa dos materiais.

Com o propósito de reduzir o carregamento aplicado sobre os dutos, diversos pesquisadores, como Marston (1922), Spangler (1951) e Viana & Bueno (2003), estudaram metodologias de redução de tensões aplicadas sobre dutos, dentre as quais podem-se destacar a técnica de trincheira induzida, berço compressível e a utilização do geossintético como elemento de reforço do solo.

O presente trabalho visa estudar a aplicação de geossintético como elemento de reforço inserido na massa de solo com o objetivo de reduzir o carregamento aplicado sobre tubulações pressurizadas enterradas.

1.1.1. MOTIVAÇÃO

Diversos acidentes que têm sido reportados em âmbito nacional e internacional envolvendo tubulações enterradas. É o caso, por exemplo, do ocorrido nos Estados Unidos, em 2003, na cidade de Wilmington, onde uma empresa contratada para substituir as calçadas de uma rua atingiu uma linha de serviços de gás natural com uma retroescavadeira (NTSB 2004). Na maioria dos casos, o desconhecimento da existência da tubulação é uma das principais causas destes tipos de acidentes.

Diante deste contexto, a proposta deste trabalho fundamenta-se na importância econômica dos dutos enterrados e na necessidade de protegê-los contra fatores externos (intempéries, acidentes provocados por tráfego de veículos e de maquinário) que podem acarretar em graves consequências, como danos ao meio ambiente, danos materiais e perdas de vidas.

1.1.2. APRESENTAÇÃO DO MÉTODO

Para realização do estudo relativo ao tema proposto, foi executada uma série de ensaios em laboratório. Nos experimentos tentou-se simular a ação de um carregamento aplicado no topo de maciços com e sem reforço (Figura 1.1).

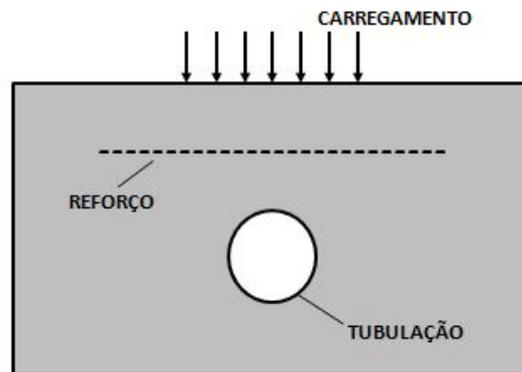


Figura 1.1. Mecanismo de dano em tubulações enterradas devido ao carregamento externo (modificado - Tupa, 2006).

Para tanto, foi utilizado um tubo de aço carbono instrumentado e enterrado em um maciço de areia. A sobrecarga foi aplicada por meio de uma placa rígida – simulando, assim, condições de deformação plana – a qual era pressionada contra o maciço à medida que se aplicava as cargas na superfície do aterro. Foram avaliadas as deformações no tubo, por meio da instalação de extensômetros elétricos em vários pontos ao redor do seu perímetro. Células de pressão total

foram instaladas no interior do maciço onde o tubo foi enterrado a fim de medir os incrementos de tensão causados pela sobrecarga.

1.1.3. OBJETIVO GERAL

O objetivo desse trabalho consiste em compreender o comportamento e as propriedades mecânicas de geossintéticos aplicados como material de reforço com a finalidade de reduzir a magnitude dos esforços sobre dutos enterrados provenientes de carregamentos aplicados na superfície do aterro.

1.1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

De modo a alcançar o objetivo geral do estudo, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Estudar experimentalmente a aplicação de geossintético como reforço em solos que contenham dutos enterrados por meio de ensaios em modelos;
- Selecionar o reforço com o desempenho mais adequado para a redução de carregamentos externos;
- Avaliar o arranjo geométrico do reforço mais propício, bem como sua influência no mecanismo de interação solo-duto; e
- Comparar resultados obtidos nos ensaios com os disponíveis na literatura.

1.1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Inicialmente, o Capítulo 1 apresentará de forma sucinta a proposta em estudo, expondo a motivação e os objetivos que fundamentam o desenvolvimento desta pesquisa.

No Capítulo 2, apresenta-se uma breve revisão bibliográfica abordando os principais aspectos referentes a dutos enterrados e geossintéticos. A revisão contempla (i) uma rápida abordagem sobre dutos enterrados, destacando a sua classificação quanto ao tipo de material empregado na fabricação de dutos, o método construtivo de instalação e quanto a rigidez relativa do sistema solo-duto, (ii) a apresentação das cargas atuantes sobre os dutos e o mecanismos de distribuição destas em torno da estrutura, (iii) o relato de alguns acidentes envolvendo tubulações enterradas, (iv) a apresentação dos geossintéticos, apontando os principais tipos, funções desempenhadas e as propriedades relevantes destes materiais e (v) a compilação de

trabalhos utilizando geossintéticos visando a proteção destas tubulações e o reforço do maciço.

No Capítulo 3, aborda-se os materiais e os métodos utilizados para a realização dos ensaios, os quais permitiram avaliar a aplicação de geossintéticos como elementos de proteção inseridos em maciços onde tubulações são enterradas e solicitadas por um carregamento superficial.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos nas diferentes configurações de ensaios e com cada um dos geossintéticos utilizados na pesquisa, analisando cada um deles para avaliar a influência da inclusão como material de reforço nos deslocamentos das tubulações. Além disso, mostram-se os dados obtidos da instrumentação para compreender os esforços e as tensões no maciço e efetuar comparações com os resultados de outros trabalhos desenvolvidos que avaliaram fenômenos que podem produzir a elevação de tubos enterrados, como flambagem e flotação.

Finalmente, no Capítulo 5, apresentam-se as conclusões do presente estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. DUTOS ENTERRADOS

Os dutos são definidos com estruturas constituídas por tubos ligados entre si destinados a atender às necessidades básicas e contínuas da sociedade e ao transporte de produtos fluidos ao longo de grandes distâncias por gravidade ou pressão, tais como petróleo e seus derivados, gás natural, granéis sólidos, etc. Comumente, os dutos encontram-se enterrados, principalmente, quando são instalados em ambientes urbanizados e industriais, ou ainda, quando interceptam as malhas rodoviárias e ferroviárias.

Esta forma de implantação torna-se interessante nas áreas urbanas e metropolitanas, pois as elevadas taxas de crescimento das populações têm originado grandes carências em redes de transporte e de outras infraestruturas, nomeadamente de água, esgotos, gás, eletricidade e telecomunicações. A utilização tem sido particularmente importante, quando se deseja proteger os dutos contra intempéries, acidentes provocados por tráfego de veículos e de maquinário, e até mesmo contra atos de vandalismo.

Os dutos enterrados representam um modo seguro e barato de transporte de fluidos. Estas estruturas interagem fortemente com o solo circundante e, devido às diferenças na rigidez dos materiais, causam uma intensa redistribuição de tensões. Desta forma, é necessário adequar a estrutura ao meio, no sentido de uniformizar ao máximo as tensões em seu entorno e, se possível, reduzi-las.

Entretanto, por interligar grandes distâncias, as dutovias podem ser susceptíveis a maiores riscos de vazamentos e explosões, principalmente em regiões urbanas, industriais e agrícolas, nas quais existem maiores possibilidades de interferências e acréscimo de cargas. A maioria dos casos de acidentes com gasodutos são sérios e com frequência ocasionam perdas de vidas.

2.1.1. CLASSIFICAÇÃO DOS DUTOS ENTERRADOS

Nos projetos de dutos enterrados devem ser especificadas as propriedades que os envolvem desde a sua confecção até as condições de trabalho. Desta forma, os dutos são classificados quanto o tipo de material, a sua geometria, o método construtivo de instalação, rigidez relativa do sistema e condições de trabalho.

2.1.1.1. MATERIAL E GEOMETRIA

Os materiais mais empregados na fabricação de dutos são aço, cerâmica, concreto, ferro fundido e plástico. O uso desses materiais permite que a seção transversal dos dutos apresente diferentes configurações geométricas, tais como circulares, retangulares, lenticulares, ovais e em arco. Dentre estas, a seção circular é a seção transversal comumente mais utilizada em obras civis. A escolha e a especificação do material mais adequado para a fabricação de dutos dependem de:

- diâmetros disponíveis;
- pressão e temperatura de trabalho;
- compatibilidade entre o material do duto e o fluido transportado; e
- influência do meio externo sobre o material do duto, entre outros fatores que devem ser considerados conforme a aplicação especificada para o duto.

Telles (1997) apresenta os principais materiais disponíveis para a fabricação dos dutos, distribuídos em três categorias: i) dutos metálicos (ferrosos e não-ferrosos), ii) dutos não-metálicos e iii) dutos em aço com revestimento interno (Tabela 2.1).

Tabela 2. 1. Materiais para fabricação de dutos (Telles, 1997).

Dutos	Materiais constituintes
Metálicos ferrosos	Aço carbono, aços inoxidáveis, liga de aço, ferro fundido, liga de ferro, ferro forjado, etc.
Metálicos não-ferrosos	Cobre, alumínio, níquel e ligas, titânio, zircônio, etc.
Não metálicos	Cimento - amianto, concreto armado, cerâmica, materiais plásticos (cloreto de polivinil, poliésteres, polietileno), etc.
Aço com revestimento interno	Zinco, asfalto, esmalte asfálticos, elastômeros, vidro, porcelana, etc.

2.1.1.2. MÉTODOS DE INSTALAÇÃO

A instalação de dutos enterrados pode ser executada basicamente de duas maneiras: i) em vala, ou seja, o duto é instalado numa vala pré-escavada; ou ii) em saliência, quando o duto é posicionado na superfície do terreno sendo recoberto posteriormente com a construção de um aterro. Os dutos em valas são executados por meio da escavação de uma vala estreita ou larga,

com paredes escalonadas ou inclinadas, sendo recoberta depois que o duto é instalado em seu interior, como mostra a Figura 2.1.

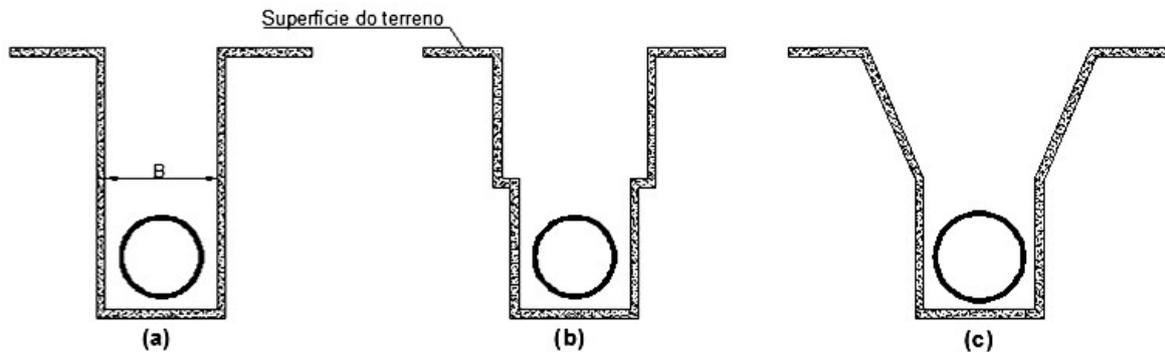


Figura 2.1. Forma de instalação de dutos enterrados em valas: (a) parede estreita ou larga; (b) parede escalonada; (c) paredes inclinadas (Bueno & Costa, 2012).

Os dutos salientes são implantados de diferentes formas que podem ser em saliência positiva, negativa, nula ou neutra (Figura 2.2). No primeiro caso, a geratriz inferior do duto repousa sobre a superfície do terreno, sendo executada a construção do aterro que envolve e cobre a estrutura. A saliência ‘negativa’ consiste na instalação do duto em uma vala rasa para acomodá-lo totalmente, de tal modo que a geratriz superior do duto encontre-se abaixo da superfície natural do terreno. Em casos, onde a geratriz superior do duto coincide com a superfície do terreno, a instalação é denominada ‘nula’. (Bueno & Costa, 2012). Os dutos podem ser instalados por meio do método de trincheira falsa, a qual trata-se da instalação em saliência positiva com a inclusão de um material compressível no solo de cobertura.

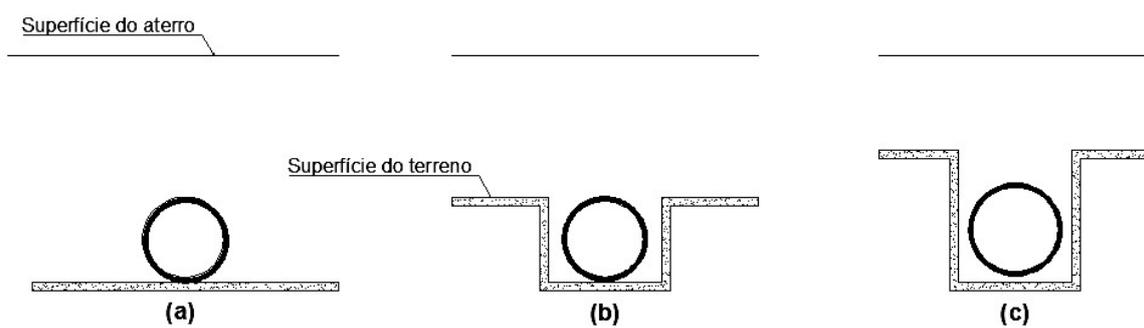


Figura 2.2. Instalação em saliência (Bueno & Costa, 2012).

Um aspecto importante na instalação é a altura mínima de cobertura da estrutura enterrada. A altura mínima de solo deve ser suficiente para cobrir a geratriz superior do duto de tal forma que o mesmo não apresente ruptura devido a sobrecargas. Além disso, condutos muito próximos à superfície estão sujeitos a uma distribuição desuniforme do carregamento externo, podendo ocorrer danos por movimentações diferenciais.

2.1.1.3. RIGIDEZ RELATIVA

Os dutos podem ser classificados ainda quanto à rigidez relativa do sistema como sendo estruturas: rígidas, flexíveis ou de rigidez intermediária. Dutos rígidos apresentam rigidez estrutural suficiente para suportar por si só as cargas que lhe são impostas, sejam elas provenientes do peso próprio do solo de cobertura ou devido aos carregamentos externos. Dutos com rigidez intermediária são aqueles capazes de transferir uma quantidade significativa da carga ao solo lateral envolvente, em virtude da sua flexibilidade. Dutos flexíveis, por sua vez, são aqueles capazes de se deformar, transferindo ao solo lateral envolvente grande parte da carga incidente (Viana, 1998).

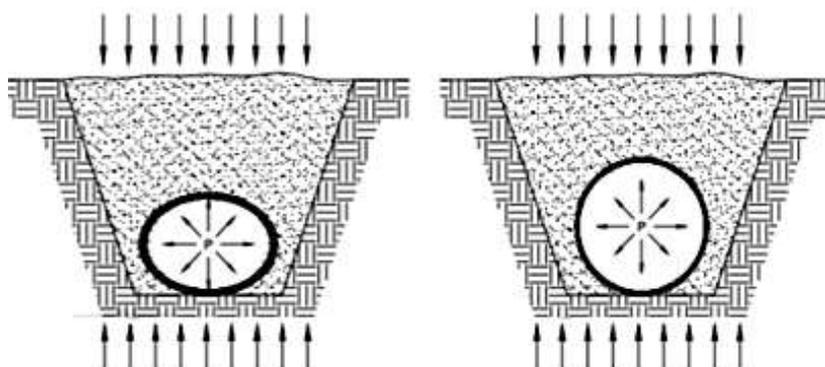


Figura 2.3. Comportamento estrutural de dutos à rigidez; (a) dutos flexíveis; (b) dutos rígidos (JOPLAS, 2011).

Allgood & Takahashi (1972) introduziram a classificação dos dutos quanto à rigidez estrutural, sendo posteriormente aperfeiçoada por Gumbel *et al.* (1982). A partir dessa classificação, o duto é avaliado quanto à rigidez relativa do sistema (RR), a qual é definida pela relação entre a rigidez do solo circundante (R_s) e a rigidez da seção transversal da estrutura (R_c), é possível ser calculada pela Equação 2.1. A rigidez do duto foi definida em função do seu módulo de elasticidade no estado plano de deformações e de suas propriedades geométricas (Equação 2.2). A rigidez do solo é obtida pela relação entre o módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformações e o coeficiente de Poisson, como mostra a Equação 2.3. A Tabela 2.2 apresenta a classificação dos dutos enterrados quanto à sua rigidez relativa, de acordo com Gumbel *et al.* (1982).

$$RR = \frac{R_s}{R_c} \quad (2.1)$$

$$R_c = \frac{E_p I}{D^3} \quad (2.2)$$

$$R_s = \frac{E_s}{(1 - \nu_s)} \quad (2.3)$$

Onde: D = diâmetro do duto; E_p = módulo de elasticidade do material constituinte do duto; I = momento de inércia da parede do duto = $t^3/12$, em que t é a espessura do duto; E_s = módulo de deformabilidade do solo circundante; ν_s = coeficiente de Poisson do solo circundante.

Tabela 2.2. Classificação dos dutos quanto à rigidez relativa (Gumbel *et al.*, 1892).

RR	Proporção da carga suportada pelo duto, em flexão	Comportamento do sistema
RR < 10	Mais de 90%	Rígido
10 < RR < 1000	De 10% a 90%	Intermediário
RR > 1000	Menos de 10%	Flexível

Os dutos flexíveis possuem rigidez à flexão muito baixa, ou seja, a rigidez do solo circundante é maior que a rigidez do duto. Portanto, essas estruturas necessitam interagir com o solo para suportar os esforços verticais devidos ao peso próprio ou carregamentos externos a superfície. Por outro lado, os dutos rígidos por apresentarem uma rigidez elevada, pouco dependem do comportamento do solo envolvente.

2.1.2. CARGAS ATUANTES SOBRE OS DUTOS ENTERRADOS

Os dutos estão sujeitos a tensões verticais oriundas do carregamento permanente devido ao peso do solo de cobertura e às cargas acidentais que produzem tensões axiais ou cisalhantes, bem como incrementam as cargas verticais atuantes. O acréscimo de tensões verticais e horizontais sobre o duto enterrado pode atingir o limite de deformação último e comprometer a estabilidade da seção transversal, implicando, assim, no seu colapso.

Alguns outros eventos não ocasionam o rompimento total do duto, mas podem diminuir a capacidade de funcionamento do sistema ou de estruturas adjacentes, tais como a flambagem da parede, esmagamento da parede, deflexão do duto com possível inversão da curvatura na coroa, rachaduras ou rótulas plásticas. Nestes tipos de situações, o acréscimo de carga pode ser absorvido pelo solo envolvente devido ao efeito do arqueamento, mas devendo ser feita a manutenção e a investigação das causas do problema (Berquó, 2014).

Segundo Telles (1982), as principais cargas ou causas de cargas atuantes sobre dutos são devido:

- pressão interna exercida pelo fluido transportado e/ou pela pressão externa, no caso de tubulações em ambientes sob pressão ou operando com vácuo;
- peso próprio da tubulação, peso do fluido contido, das conexões, válvulas ou outros integrantes da tubulação e do isolamento térmico;
- dilatações térmicas da própria tubulação ou de outras tubulações ligadas à tubulação em questão, devido a variações de temperatura;
- movimentos de pontos externos da tubulação causados por dilatação de outros ligados à tubulação, dilatação própria de equipamentos ligados à tubulação em questão, ou por causa de vento, movimento de marés, etc.;
- sobrecargas diversas agindo sobre a tubulação, tais como: peso de outros tubos, plataformas e estruturas apoiadas nos tubos, peso do solo de cobertura, pavimentação e veículos (no caso de tubos enterrados), peso de pessoas sobre a tubulação, etc.;
- atrito da tubulação nos suportes;
- Ações dinâmicas provenientes do movimento do fluido na tubulação, tais como golpes de aríete, acelerações, impactos, vibrações, etc.;
- tensões decorrentes da montagem, tais como: alinhamentos forçados, desalinhamentos e desnivelamento de suportes, tensões residuais de soldagem, aperto exagerado ou desigual de flanges e de roscas, erros de ajuste de suporte de molas, etc.; e
- desnivelamento de suportes ou de vasos ou equipamentos ligados à tubulação, consequentes de recalque de fundações.

Pode-se ter, em cada trecho de tubulação, vários esforços mecânicos agindo simultaneamente. Porém, devido à complexidade de considerá-los rigorosamente, faz-se apenas o cálculo dos esforços predominantes. Desta forma, para as tubulações que são construídas obedecendo à boa técnica no que diz respeito ao traçado e à construção, os esforços causados pela pressão interna e pelas dilatações são predominantes. Em tubulações de grande diâmetro e baixa pressão e temperatura, podem ser predominantes os esforços causados pelos pesos dos materiais (Pimentel, 2003).

2.1.3. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO EM TORNO DO DUTO

A magnitude dos esforços atuantes nas estruturas enterradas depende da distribuição das tensões, a qual é fruto da interação estabelecida pela estrutura e o maciço que o envolve. A presença de um duto inserido numa massa de solo provoca a redistribuição de tensões ao seu redor, ocasionando um alívio nos pontos mais deformáveis e uma concentração nas zonas mais rígidas. Tal fato ocorre devido à diferença de rigidez relativa dos materiais. Quando a inclusão é mais rígida que o solo, ela suporta a maior parcela das tensões atuantes e quando é mais flexível, tensões são transferidas para o solo circundante, causando um alívio de carga sobre o duto. A alteração do estado de tensões no solo pode estar associada ao fenômeno de arqueamento.

Portanto, o arqueamento pode, neste caso, ser definido como o fenômeno resultante da redistribuição de tensões do solo proveniente da interação entre a estrutura enterrada e o solo circundante. A transferência das tensões no maciço é basicamente governada 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 (Costa, 2005). O arqueamento pode ser classificado em duas categorias distintas: i) como ativo (ou positivo) e ii) como arqueamento passivo (ou negativo). O arqueamento ativo ocorre quando a tensão em uma determinada zona sobre o duto sofre redução, uma vez que as tensões são transferidas das zonas mais flexíveis da estrutura para o solo lateral. No caso oposto, quando há aumento de tensão sobre o duto, ocorre o arqueamento negativo.

Terzaghi (1936) foi pioneiro na investigação experimental do arqueamento em material granular, tendo por finalidade compreender a redistribuição de tensões no solo. Para tanto, foram executados ensaios em uma caixa que continha um alçapão em sua parte inferior, de comprimento (L_v) muito superior a largura (B), o que caracteriza uma condição de deformação plana. Uma camada de areia seca, sem coesão e de peso específico (γ) era colocada na plataforma que continha o alçapão, tendo sido registradas as tensões verticais (σ'_v) e horizontais (σ'_h) no solo à medida que o alçapão se movimentava no sentido vertical para baixo. Com o abaixamento do alçapão o solo logo acima podia ceder um pouco, porém sem escoar totalmente pela abertura (Figura 2.4). Este movimento que ocorria na massa de solo era suportado por tensões cisalhantes na zona entre a massa que cedeu e a massa estacionária. Além disso, segundo o autor, estas tensões tendem a manter a massa que cedeu na posição original, a pressão na parte que cedeu é reduzida e a pressão sobre as laterais é

aumentada na mesma proporção da componente vertical da tensão cisalhante atuante em cada limite analisado. Essa transferência de tensões da massa de solo que cedeu para a massa de solo adjacente estacionária é resultante do processo de arqueamento do solo.

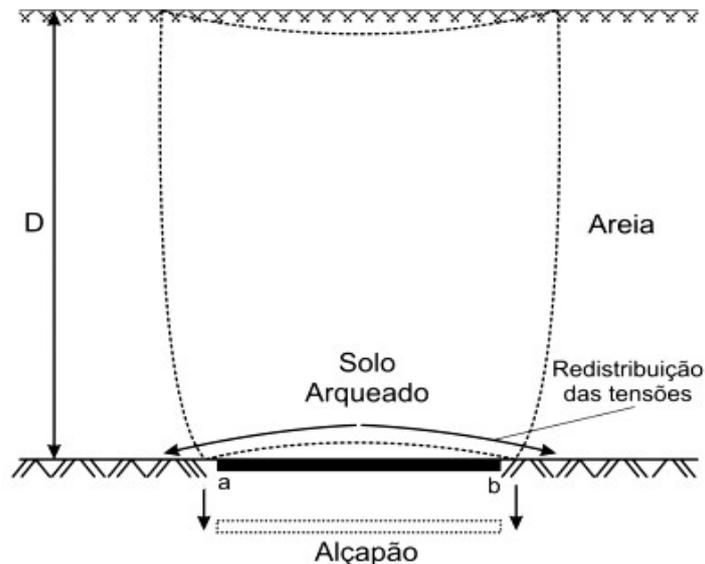


Figura 2.4. Efeito de arqueamento do solo (Modificado Terzaghi, 1966 *apud* Araújo, 2009).

A Figura 2.5 ilustra os resultados referentes ao experimento de Terzaghi, onde se verificou a relação estabelecida entre a tensão vertical registrada e a tensão vertical inicial devido ao peso próprio do solo e a altura do ponto de medida a partir da base, normalizada pela largura do alçapão.

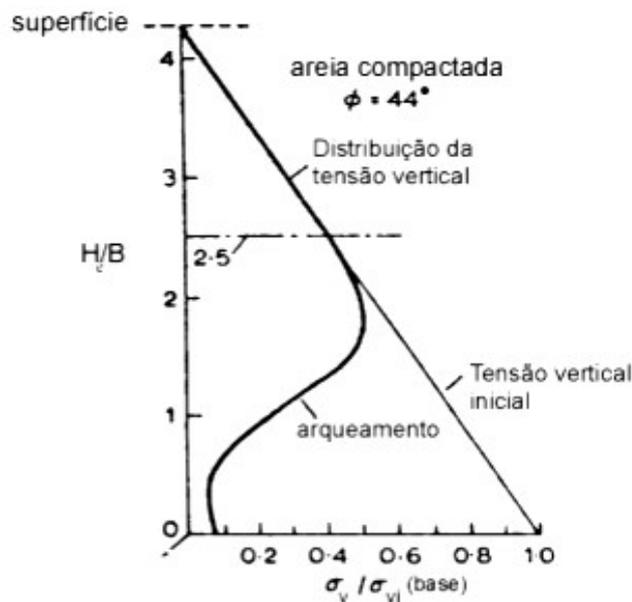


Figura 2.5. Resultado do experimento de Terzaghi (1936) em relação a variação de tensão vertical com a distância do alçapão (Costa, 2005).

McNulty (1965 *apud* Costa, 2005) investigou a influência da altura de cobertura no arqueamento sobre o alçapão circular, utilizando uma areia pura em diferente compactidade. A Figura 2.6 apresenta a variação da tensão vertical medida em função da razão do deslocamento (δ) e da largura (B) do alçapão para diversas alturas de cobertura de solo sobre a estrutura. Os deslocamentos do alçapão inferiores a 0,1% da largura B são suficientes para mobilizar o arqueamento positivo, de modo que a redução da carga torna-se mais acentuada com o aumento de H/B . O arqueamento negativo requer deslocamentos maiores, tendendo a crescer com o aumento de H/B . Além disso, pode-se observar que, no arqueamento positivo, para relações H/B acima de 1 e deslocamentos verticais equivalentes entre 0,1 % a 0,2 % da sua largura, as reduções de tensões verticais podem ser ditas como totais, ou seja, isso ocorre sem que nenhuma carga esteja agindo sobre o alçapão. Em contrapartida, os acréscimos de tensões verticais para o caso de arqueamento negativo podem atingir valores superiores a 300% para $H/B > 2$ e deslocamentos acima de 0,5% da largura do alçapão (B) (Bueno & Costa, 2012).

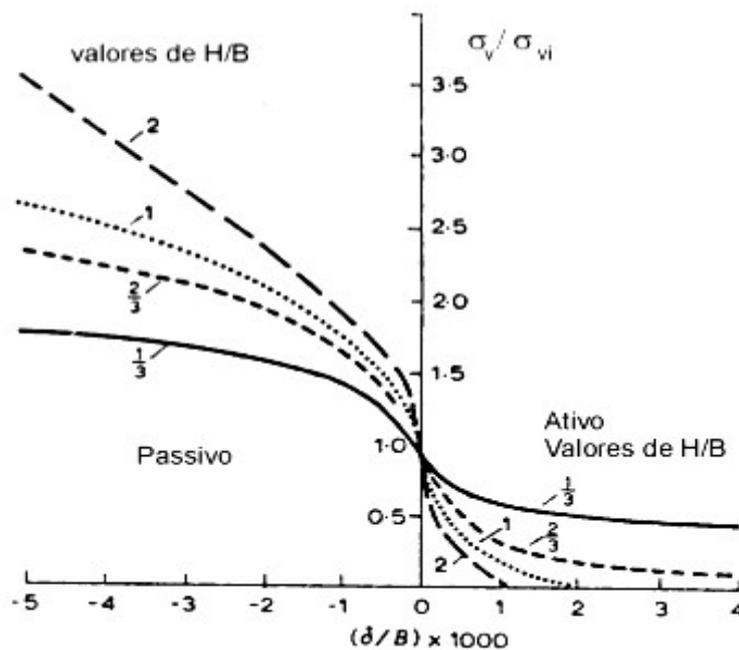


Figura 2.6. Variação da tensão vertical com o deslocamento do alçapão circular para diferentes alturas de cobertura de solo (McNulty 1965 *apud* Costa, 2005).

Outros estudos abordaram o fenômeno de arqueamento avaliando diferentes fatores que afetam o processo de interação solo-duto, tais como: i) geometria da estrutura (Gill, 1967; Koutsabeloulis & Griffiths, 1989), ii) efeito de sobrecargas superficiais concentradas (Santichaianant, 2002; Costa *et al.* 2009), iii) influência da direção e velocidade da

movimentação da estrutura na resistência passiva (Hsu, 1996; Paulin *et al.* 1995; Hsu *et al.* 2001).

Os modelos teóricos sobre o arqueamento de solo são considerados ferramentas complementares e de suma relevância no que diz respeito ao estudo deste fenômeno. A teoria mais empregada é a Teoria do Silo, proposta por Janssen (1895). Assim como o próprio nome remete, esta teoria foi desenvolvida para avaliar as tensões verticais em silos para armazenamento de grãos implantado sobre maciços. O autor assumiu que a carga vertical em um elemento infinitesimal de solo de espessura d_z , a uma profundidade z no maciço, é igual a diferença entre a tensão devida ao peso do solo acima do elemento e as forças cisalhantes que se desenvolvem ao longo das laterais do silo, determinadas pelo critério de Mohr-Coulomb. Essas forças laterais são devidas aos efeitos de atrito e coesão. A Figura 2.7 apresenta o modelo considerado por Janssen.

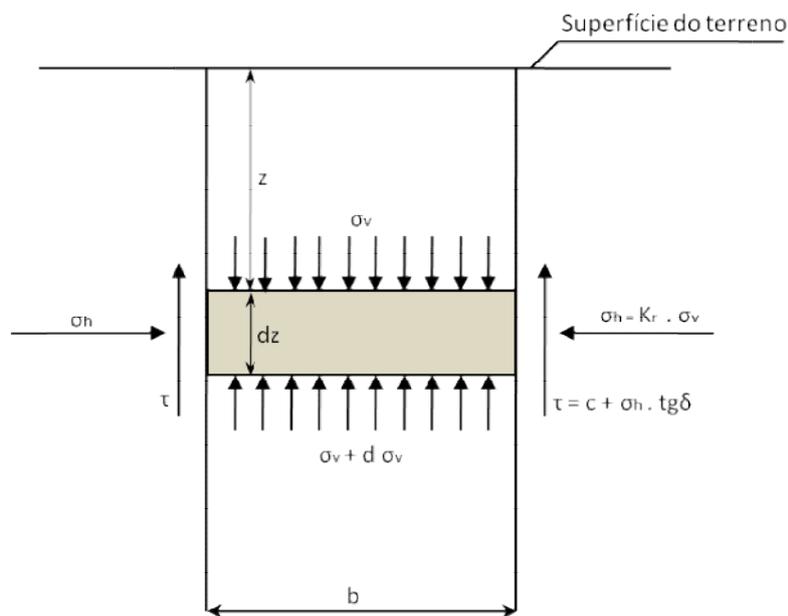


Figura 2.7. Modelo Janssen (1895 *apud* Bulson, 1985).

Assim, o equilíbrio limite vertical do elemento infinitesimal é obtido por meio da Equação 2.4:

$$b\gamma_n dz = b(\sigma_v + d\sigma_v) - b\sigma_v + 2(c + k_r \sigma_v \text{tg}\phi) dz \quad (2.4)$$

Onde:

b = comprimento lateral do silo (m); γ_n = peso específico natural (N/m^3); c = coesão (N/m^2); ϕ = ângulo de atrito na interface do elemento ($^\circ$); k_r = razão entre a tensão horizontal e vertical.

Reorganizando os termos da Equação 2.4, considerando que o ângulo de atrito analisado é igual ao ângulo de atrito do solo (ϕ) e dividindo todos os termos da equação por b e por d_z , obtém-se a Equação 2.5. A Equação 2.6 é obtida por meio da integração da Equação 2.5 com a condição de contorno de que não há sobrecarga superficial, ou seja, a tensão vertical é zero quando a altura de integração é zero.

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma_n - \frac{2(c - k_r\sigma_v tg\phi)}{b} \sigma_v \quad (2.5)$$

$$\sigma_v = \frac{b\left(\gamma_n - \frac{2c}{b}\right)}{2k_r tg\phi} \left(1 - e^{-k_r tg\phi \frac{2z}{b}}\right) \quad (2.6)$$

No entanto, para uma carga uniformemente distribuída de intensidade q atuando sobre a superfície do terreno, o acréscimo de tensão devido a esta também deve ser computado, adicionando à Equação 2.6 um termo igual ao produto da carga pelo termo exponencial, conforme indica a Equação 2.7.

$$\sigma_v = \frac{b\left(\gamma_n - \frac{2c}{b}\right)}{2k_r tg\phi} \left(1 - e^{-k_r tg\phi \frac{2z}{b}}\right) + q \left(e^{-k_r tg\phi \frac{2z}{b}}\right) \quad (2.7)$$

A Equação 2.8 é aplicada para instalações de silos com grandes profundidades implantadas em solo não coesivo.

$$\sigma_v = \frac{b \gamma_n}{2k_r tg\phi} \quad (2.8)$$

Anteriormente, Engesser (1882) havia desenvolvido uma solução analítica assumindo a superfície de ruptura como um arco parabólico imaginário de espessura d_h e largura B , que forma um ângulo com a extremidade do alçapão (θ) igual ao ângulo de atrito do solo (ϕ), como indicado na Figura 2.8. O deslocamento da estrutura em relação ao solo adjacente provoca uma redistribuição de tensões no topo do arco para as laterais, em virtude do carregamento distribuído q , e causa um aumento à tensão vertical (σ_{vr}) dentro do arco.

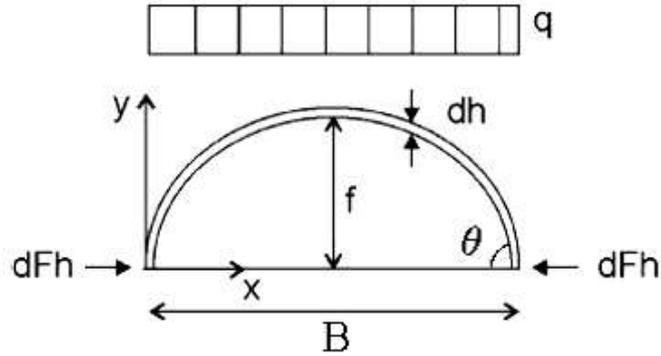


Figura 2.8. Diagrama de forças atuantes no arco (Engesser, 1882 *apud* Iglesia, 1999).

A tensão vertical é calculada considerando o solo no estado ativo de Rankine, isto é, como a divisão entre a tensão horizontal na base do arco (σ_{hr}) pelo coeficiente de empuxo ativo (k_a). A tensão vertical efetiva atuante na estrutura é, portanto, a soma da tensão resultante do peso de solo abaixo do arco e σ_{vr} (Equação 2.9).

$$\sigma_v = B\gamma \left[\frac{Hk_a}{2Htg\phi + Bk_a} + \frac{tg\phi}{6} \right] \quad (2.9)$$

Posteriormente, diversos autores buscaram soluções teóricas para quantificar o efeito do arqueamento no solo, tais como Engesser (1882), Krynine (1945), Krizek *et al.* (1971), Handy (1985), dentre outros.

2.1.4. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS

Estudos sobre dutos enterrados têm sido muito abordados na literatura devido à grande importância econômica e ambiental que o sistema dutoviário representa. A interação existente entre a estrutura e o maciço circundante ocorre devido à presença de cargas atuantes sobre o duto, tais como: i) a dilatação devido à temperatura e à pressão interna; ii) as cargas de origem geotécnica; e iii) ação de cargas externas, dentre outras. Portanto, o entendimento do mecanismo de interação solo-duto é indispensável para o dimensionamento de dutos enterrados, bem como para a análise estrutural e a avaliação de risco

Uma grande variedade de procedimentos analíticos e numéricos pode ser aplicada na análise do problema de interação solo-duto, desde modelos simplificados do comportamento do solo, que representam a resposta mecânica em termos de elementos discretos unidimensionais de mola, a modelos mais complexos que representam uma resposta contínua do solo em três dimensões. O mesmo se aplica ao modelo da resposta estrutural do duto, que pode ser

executado de forma mais simples como uma viga flexível ou mais complexa como uma casca cilíndrica de resposta mecânica não-linear

Trautmann *et al.* (1985) descrevem um estudo experimental do comportamento de dutos enterrados sujeitos a movimentos verticais do solo, com ênfase nos efeitos devidos à densidade do solo e à profundidade do duto.

Zhou & Murray (1993 *apud* Berquó, 2014) discutem o comportamento de dutos enterrados incluindo os efeitos de flambagem e enrugamento, quando estes são submetidos a grandes deformações permanentes, como escorregamentos de encostas acima das instalações dos dutos. Este estudo mostra que as deformações em localizações críticas no duto são sensíveis à resistência e à rigidez da camada de solo do aterro final e do berço, mas não à resistência e à rigidez do solo longitudinais usadas para modelar o solo da envoltória (zona do reverso e aterro inicial).

Mendonça (2003) estudou o comportamento de dutos rígidos submetido à carregamento horizontal, e dutos flexíveis objetivando a compreensão do fenômeno de transferência de cargas do solo sobrejacente ao duto. Simulação numérica e estudo analítico foram realizados nesta análise através do método dos elementos finitos e da técnica da análise limite numérica, respectivamente.

Costa (2005) avaliou experimentalmente o comportamento de dutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação em uma determinada região ao longo do comprimento. Para tanto, foram realizados ensaio com modelos físicos constituído por um maciço de areia pura contendo um tubo repousando sobre um alçapão localizado no centro do vão, a fim de investigar os mecanismos de ruptura. Os resultados obtidos mostraram uma forte influência da movimentação ativa ou passiva do alçapão na redistribuição das tensões no maciço em torno da estrutura, abrangendo distâncias horizontais e verticais superiores a 5B e 4B, respectivamente, onde 'B' corresponde à largura do alçapão. Observou-se ainda após a perda de apoio ou elevação, o topo, a base e as demais partes do conduto assumiram perfis de deflexão distintos ao longo do comprimento, influenciados pela densidade relativa do solo e pela sobrecarga aplicada. Posteriormente, estudos complementares realizados por Santos (2014) e Moraes (2014), avaliaram numericamente os modelos físicos de Costa (2005).

Mejia (2003) e Souza (2005) apresentaram um modelo numérico considerando o método de elementos finitos a fim de analisar as não-linearidades de tensões e deformações de dutos enterrados na formulação Lagrangeana Total, admitindo grandes deslocamentos, grandes

rotações, mas pequenas deformações. O duto é representado por elementos de viga bi e tridimensionais. No estudo de Meija (2003), a interação entre o solo e o duto foi feita por meio de um conjunto discreto de molas elásticas, idealmente plásticas, nas direções vertical, lateral e longitudinal, conectadas ao eixo do duto. A descrição material do duto foi assumida como elastoplástica, segundo o critério de escoamento de Von Mises, com endurecimento isotrópico. Os efeitos da temperatura e pressão interna no duto foram incorporados no modelo. Souza (2005) pode concluir, pela avaliação das tensões para cada incremento de carga, que o método apresentou uma melhora na estabilidade e na aceleração durante o processo iterativo utilizando o método de Newton-Raphson Modificado, e uma maior acurácia na predição das tensões. Os resultados mostraram ainda que os deslocamentos e as rotações nodais na análise não-linear geométrica diferem substancialmente da análise linear.

Loureiro (2005) estudou a influência da corrosividade em tubulações metálicas em condições drásticas, tais como isenção de técnica de proteção no metal (representação de possível falha ou insuficiência de proteção) e alto teor de umidade no meio (situação de baixa resistividade). Já o trabalho realizado por Amaral (2011) estimou a probabilidade de falha de dutos que apresentam defeitos de corrosão por meio da teoria da confiabilidade estrutural aplicando o método FORM (*First Order Reliability Method*). Silva (2015) desenvolveu um modelo analítico a fim de realizar uma análise preliminar da integridade estrutural de dutos corroídos.

Ferreira *et al.* (2006), por sua vez, analisaram o comportamento mecânico de dutos enterrados e a sua interação com o solo por meio de simulação numérica. Foi realizado um estudo comparativo entre as análises paramétricas e os métodos analíticos de cálculo da carga transmitida ao duto com os valores previstos numericamente. Os resultados mostraram que previsão analítica fornece valores de carga cerca de 1,5 vezes superiores aos obtidos numericamente para dutos de 40cm de diâmetro.

Rodrigues (2007) investigou o comportamento das tensões residuais de fabricação em tubos ao longo de sua circunferência e de seu comprimento. As tensões residuais de fabricação circunferenciais e longitudinais possuem magnitudes consideráveis, em alguns casos até próximas à resistência ao escoamento dos tubos, de tal forma que desprezá-las em medições realizadas em campo pode acarretar grandes erros na determinação dos esforços agindo sobre o duto. Os resultados mostraram que, nos casos onde as tensões residuais são baixas, os esforços de trabalho obtidos desconsiderando-as são próximos dos valores reais. Segundo o autor, é importante a compreensão dos esforços de flexão e normal provocados por movimentação de solo na análise de integridade estrutural de dutos, uma vez que a existência

de tensões residuais pode ser considerada um dos principais obstáculos na obtenção de resultados precisos na determinação de tais esforços.

Rubio (2008) propôs o desenvolvimento de uma metodologia com base no método de elementos finitos para o estudo do problema de contato com atrito que surge na interação solo-duto em dutos enterrados.

Zhang *et al.* (2015) simularam, pelo método de elementos finitos (MEF), o comportamento mecânico de dutos enterrados impactados por rochas, visto que a carga de impacto de uma rocha pode levar à deformação ou faturamento do duto enterrado. Os dutos enterrados atravessam longa distância e áreas complexas, o que propicia o aumento do risco à segurança destas estruturas, principalmente quando os dutos enterrados são instalados em condições geológicas desfavoráveis ou em áreas onde calamidades geológicas acontecem com frequência, como terremotos, por exemplo. Foram comparados os esforço e deformação plástica do duto inserido num maciço constituído de solo e rocha.

2.1.5. ACIDENTES ENVOLVENDO DUTOS

A atividade de exploração e refinamento do petróleo tem aumentado nos últimos anos em virtude do crescimento da demanda de produtos como gás natural, óleo diesel, gasolina e outros, para atender às necessidades da população e das indústrias. Este aumento na produção impulsionou o sistema dutoviário a investir na modernização e ampliação das dutovias em diversos países. Em contrapartida, a possibilidade de ocorrência de acidentes e incidentes envolvendo estas tubulações aumenta conforme a malha dutoviária vai se expandindo. Geralmente, tais fatos estão associados às condições de operação, conservação e manutenção dos dutos, podendo-se causar danos e levar a ruptura de tubulação e/ou conexões em decorrência de falha mecânica ou operacional, ação da natureza e de terceiros, com consequências graves, como danos ao meio ambiente, danos materiais e perdas de vidas.

Portanto, inicialmente, é importante distinguir a diferença entre acidente e incidentes. Os acidentes são definidos como acontecimentos repentinos e imprevistos, provocado pela ação do homem ou da natureza, com danos significativos que estão susceptíveis à atingirem as pessoas, os bens ou o ambiente, implicando a revisão de modelos. Incidente, por sua vez, são episódios repentinos que reduzem significativamente as margens de segurança sem, contudo, anulá-las, apresentando, por isso, apenas as potenciais consequências para a segurança,

levando a uma atualização das bases de dados, mas sem acarretar uma revisão de modelos, das finalidades, das regras e dos valores.

No Canadá, um resumo estatístico realizado anualmente pela *Transportation Safety Board of Canada* reúne informações sobre os acidentes e incidentes a fim de analisar as deficiências de segurança e identificar os riscos no sistema de transporte (TSB, 2016). De acordo com o levantamento dos últimos 10 anos, os resultados apontaram que as taxas de acidentes máximas foram reportadas em 2009 e 2013, sendo que em 2009 houve um aumento de 150% em relação ao ano anterior – registrando o maior índice de acidentes com dutos –, enquanto que em 2015 não houve nenhum registro. Entre 2006 a 2012, o número de incidentes ocorridos cresceu significativamente, aproximadamente 170% (Figura 2.9). Porém, nos anos seguintes, pode-se observar uma redução nos números de incidentes, de tal modo que em 2015 ocorreram 100 incidentes no país comparado aos 170 incidentes de 2012 (Figura 2.10).

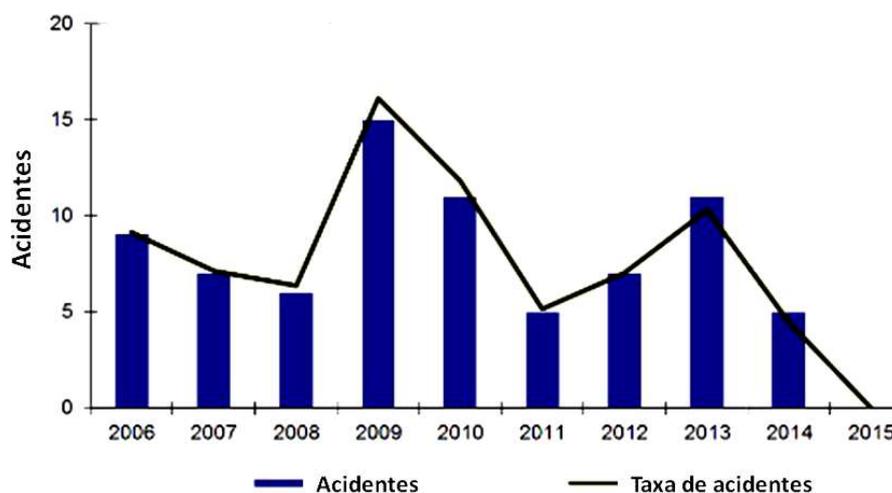


Figura 2.9. Registro de acidente envolvendo dutos enterrados ocorridos no período de 2006 a 2015 no Canadá (TSB, 2016).

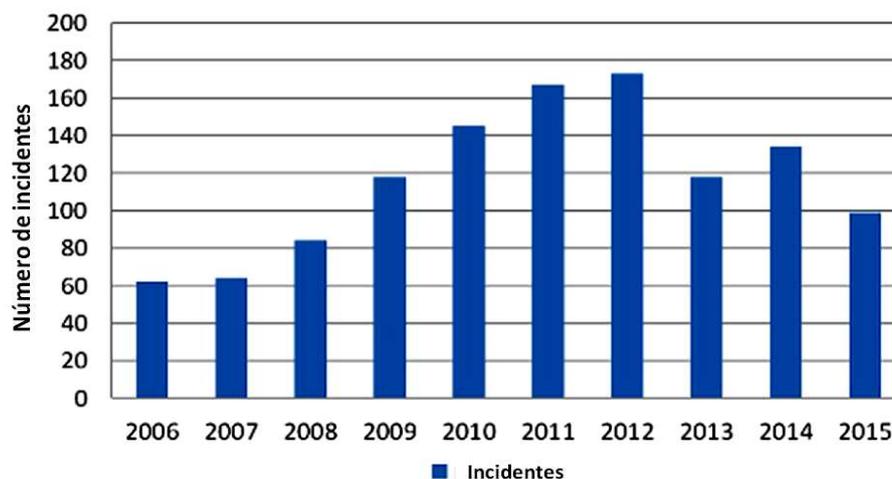


Figura 2.10. Incidentes em dutovias reportados entre 2006 e 2015 (TSB, 2016).

Um dos casos notificados à TSB ocorreu em 19 de fevereiro de 2011, onde a ruptura de um gasoduto instalado próximo a cidade de Beardmore (Canadá), provocou o vazamento de gás natural. Em decorrência do vazamento, o produto inflamável se espalhou e provocou um grande incêndio, seguido de uma explosão. Segundo o relatório de investigação realizado, fissuras por corrosão na tubulação reduziram sua capacidade de carga, bem como o desprendimento do revestimento externo da tubulação foram fatores que contribuíram para que tal fato ocorresse. A Figura 2.11 mostra os danos causados pela ruptura e pela explosão do gasoduto.



Figura 2.11. Explosão em gasoduto na cidade de Beardmore, Canadá (TSB, 2011).

A *Pipeline and Hazardous Materials Safety Administration (PHMSA)*, uma agência administradora norte-americana responsável pela supervisão da infraestrutura de gasodutos, realizou um levantamento dos incidentes ocorridos nos Estados Unidos desde 1970. Este estudo possibilitou que a PHMSA elaborasse um relatório apontando os números de incidentes registrados nos últimos 20 anos. Os resultados dos acidentes publicados foram classificados em duas categorias principais: i) acidentes graves e ii) incidentes significativos. Os acidentes graves são aqueles que incluem uma vítima fatal ou com lesões que requerem internação hospitalar, desprezando os incidentes de incêndio primário, isto é, acidentes provenientes de danos causados por fatores externos e que apresentam como causa principal o incêndio e/ou explosão. Incidentes significativos são aqueles que consideram todos os critérios apresentados pelos acidentes graves, considerando ainda os acidentes que envolvem a liberação de produtos líquidos voláteis que resultaram em incêndio e explosões não intencionais. A Tabela 2.3 apresenta os acidentes registrados entre 1996 e 2015.

Tabela 2.3. Registro dos acidentes e incidentes ocorridos nos últimos 20 anos nos Estados Unidos (PHMSA, 2016).

Ano	Acidentes graves	Incidentes significativos	Fatalidade*	Lesões*
1996	63	381	53	127
1997	49	346	10	77
1998	70	389	21	81
1999	66	339	22	108
2000	62	380	38	81
2001	40	341	7	61
2002	36	642	12	49
2003	61	672	12	71
2004	44	671	23	60
2005	38	719	17	47
2006	32	639	21	36
2007	42	611	15	49
2008	36	659	8	56
2009	46	627	13	64
2010	34	586	22	108
2011	32	592	14	56
2012	28	573	12	57
2013	24	619	9	44
2014	27	707	19	95
2015	28	715	12	49
Total Geral	858	5675	347	1346

* Fatalidade ou lesão que requer hospitalização das vítimas envolvidas nos acidentes.

Um exemplo dos acidentes reportados, em 1 de novembro de 2007 ocorreu a ruptura de um segmento de gasoduto de 12” (cerca de 30,5 cm) de diâmetro operado por Dixie Pipeline Company, que transportava propano líquido em área rural, próxima a cidade de Carmichael, Mississippi. Devido ao rompimento, uma nuvem de gás expandiu-se sobre casas próximas, provocando um incêndio na região. Como resultado do incêndio que se seguiu, duas pessoas foram mortas e sete pessoas sofreram ferimentos leves, quatro casas foram destruídas e várias outras foram danificadas. Além disso, cerca de 71,4 hectares de vegetação e florestas foram queimados (Figura 2.12a). A causa provável da ruptura do gasoduto foi a falha de uma solda que causou a fratura do tubo ao longo da solda de costura longitudinal, mostrada na Figura 2.12b (NTBS, 2007).



Figura 2.12. Incêndio provocado pelo rompimento de gasoduto em Carmichael, Mississippi (NTBS, 2007).

Em 12 de março de 2014, um edifício de cinco andares foi destruído por uma explosão de gás natural, em Manhattan, New York City, conforme mostra a Figura 2.13. A violenta explosão danificou as edificações vizinhas e comprometeu o funcionamento do *Metro-North Railroad*, que suspendeu o serviço ferroviário devido a detritos da explosão na via. Oito pessoas morreram, mais de 50 pessoas ficaram feridas, e mais de 100 famílias foram deslocadas de suas casas como resultado deste acidente. Vários fatores foram apontados como prováveis causas do acidente, dentre eles: i) a falha da junta de fusão defeituosa no T de serviço permitiu que o gás natural vazasse e migrasse para o prédio; ii) uma ruptura na linha de esgoto, não reparada pelo Departamento da Cidade de Nova York de Proteção Ambiental, resultou na perda de suporte para o duto de gás principal, o que causou o recalque da linha e a falha na junção de fusão (NTBS, 2014).



Figura 2.13. Edifício destruído devido à explosão de gasoduto em Manhattan, New York City (NTSB, 2014).

Na Bélgica, uma explosão na zona industrial de Ghislenghien ocorreu depois que trabalhadores da construção perfuraram a linha de distribuição de gás natural entre o porto belga de Zeebrugge e a França. Houve o vazamento do produto seguido de incêndio, o qual matou 15 pessoas e feriu centenas (Figura 2.14).



Figura 2.14. Explosão em zona industrial na Bélgica (NBC, 2004).

Em âmbito nacional, diversos acidentes têm sido reportados na literatura e pelos meios de comunicação. A CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental), ligada à Secretaria de Meio Ambiente do Estado de São Paulo, revela os registros de acidentes em tubulações enterradas atendidos desde 1980 até os dias atuais, ocorridos na região de São Paulo. A Tabela 2.4 apresenta as principais ocorrências atendidas pela CETESB.

Tabela 2.4. Principais ocorrências atendidas na região de São Paulo (CETESB, 2016).

Data	Local	Produto	Volume	Causa
20/10/1983	São Bernardo do Campo	Gasolina	200 m ³	Corrosão
25/02/1984	Cubatão	Gasolina	700 m ³	Corrosão
02/09/1987	Guararema	Óleo combustível	200 m ³	Ação de terceiros
12/10/1998	São José dos Campos	Óleo combustível	1000 m ³	Corrosão
30/05/2001	Barueri	Óleo combustível	200 m ³	Corrosão
15/06/2001	Barueri	Gás Liquefeito de petróleo	259 m ³	Ação de terceiros
13/05/2002	São Paulo	Gás natural	182 m ³	Ação de terceiros
18/02/2004	São Sebastião	Petróleo	-	Ação de terceiros

Em 1984, na Vila Socó, em São Paulo, ocorreu um vazamento de 700 mil litros de gasolina em um dos oleodutos que ligava a Refinaria Bernardes ao Terminal de Alemoa, devido a uma corrosão associada à falha mecânica. Com o rompimento da tubulação, o produto inflamável espalhou-se pela região propiciando, posteriormente, a ocorrência do incêndio e explosão de grande proporção. Este acidente causou a morte de 38 pessoas e vitimou 53 pessoas, além de deixar cerca de 500 desabrigados (CETESB, 2016).

Em 18 de janeiro de 2000 houve a ruptura parcial em um ponto enterrado da tubulação PE-2 do sistema de transferência de produtos entre a Ilha d'Água e a Refinaria Duque de Caxias (Reduc), da Petrobras, provocando o lançamento de 1300 m³ de óleo combustível na Baía da Guanabara, Rio de Janeiro. Em virtude deste vazamento, a mancha de óleo se estendeu até o manguezal da área de proteção ambiental de Guapimirim e atingiu diversas praias que são banhadas pela baía de Guanabara. Este acidente foi caracterizado como um desastre ambiental de grande porte, afetando inúmeras espécies da fauna e flora. Anteriormente a este fato, um vazamento nesta mesma tubulação tinha ocorrido em 1997 (Coelho, 2007).

2.1.6. TECNICAS DE REDUÇÃO DE TENSÕES

As técnicas de redução de esforços sobre dutos enterrados têm como principal objetivo diminuir a possibilidade de eventuais danos ou ruptura dos dutos, e, assim, proporcionar uma maior segurança à obra. Logo, esse tema tem sido objeto de estudos por diversos pesquisadores.

Metodologias de redução de esforços começaram a ser desenvolvidas por Marston, no início da década de 20, nos Estados Unidos, com a proposta de uma falsa trincheira, ou trincheira induzida, empregada para dutos sob aterros, com a finalidade de induzir deslocamentos verticais que provoquem um arqueamento positivo (Viana & Bueno, 1998). A Figura 2.15 apresenta as principais metodologias propostas para a redução de tensões sobre dutos.

A técnica de berço compressível consiste no assentamento do duto sobre uma camada de material que possa se comprimir sob efeitos das cargas permanentes, devido ao peso próprio do solo de cobertura e do duto e, também, de eventuais cargas acidentais. Além desta técnica, pode-se citar os métodos que utilizam placas de concreto sobre o duto, pneusolo e tiras metálicas na região da linha d'água, com seguintes objetivos: i) promover o espraçamento das tensões verticais, e ii) aumentar a deformabilidade do maciço acima do duto e reforçar o solo.

Método de redução de tensões verticais	Esquema empregado	Autores
Trincheira Induzida		(Marston, 1922)
Berço compressível		(Spangler, 1951; Liedberg, 1994)
Tiras metálicas		(Kennedy e Laba, 1989)
Geossintético		(Das e Khing, 1994; Viana e Bueno, 1998)
Pneusolo		(Long, 1996)
Placa de concreto		(Fre-composites, 1999)
Geovalva		(Viana e Bueno, 2003)

Figura 2.15. Esquema das propostas de minimização de tensões (Costa & Bueno, 2012).

Com o surgimento dos geossintéticos e os avanços nos estudos relativos às suas propriedades e aplicações em variadas obras geotécnicas, muitos trabalhos experimentais começaram a ser desenvolvidos para se conhecer melhor o comportamento de dutos quando geossintéticos são inseridos no maciço. Por exemplo, Viana & Bueno (1998) estudaram a utilização de mantas de geotêxtil inseridas no maciço para a redução de esforços sobre o duto.

2.2. GEOSSINTÉTICOS

A utilização de materiais inseridos no maciço para melhorar a qualidade do solo é uma técnica muito conhecida e empregada pelas antigas civilizações. Indícios apontam que há cerca de 3000 a.C., os babilônicos já utilizavam materiais vegetais com fibras resistentes na construção de fortificações (Zigurats). Em estradas constituídas pelos incas, no Peru, foi empregada lã de vicunha; assim como a Muralha da China possui alguns trechos construídos com argila e

cascalho entremeados com fibras naturais (Palmeira, 1987). Os romanos, por sua vez, empregaram na construção de muros de contenção troncos perpendiculares à face, imersos em diferentes tipos de solo (Aguiar, 2008).

Contudo, na era moderna as fibras de origem vegetal ou animal foram substituídas ou associadas à aplicação de um material polimérico, denominado geossintético. O surgimento do geossintético ocorreu devido ao desenvolvimento de novos polímeros (policloreto de vinil, poliamida, poliéster, polietileno e polipropileno), juntamente com o avanço da indústria têxtil com a fabricação do geotêxtil não tecido de filamento contínuo por países como Estados Unidos, França, Inglaterra e outros (Aguiar & Vertematti, 2004).

Os geossintéticos têm sido atualmente utilizados em vários tipos de obras de engenharia em decorrência da sua ampla versatilidade de funções. Esta característica dos geossintéticos, associadas à praticidade do processo de instalação em obra e elevado controle de qualidade na fabricação, tem impulsionado cada vez mais a aplicação deste material com a finalidade de melhorar o desempenho de obras e, portanto, corrigir problemas geotécnicos onde o uso de materiais convencionais não é suficiente ou é mais caro.

2.2.1. TIPOS E PRINCIPAIS FUNÇÕES

Os geossintéticos são definidos como elementos planares, constituídos essencialmente por polímeros sintéticos ou naturais com aplicação à engenharia geotécnica, ambiental, hidráulica e dos transportes (Zornberg & Christopher, 2007). Estes materiais vêm sendo continuamente submetidos a processos de aperfeiçoamento de suas propriedades, propiciando o desenvolvimento de novos produtos cada vez melhores.

Os materiais geossintéticos são empregados para desempenharem funções como: i) separação, ii) filtração, iii) drenagem, iv) reforço do solo e v) barreira e controle de erosão. Em certos casos, um dado geossintético pode exercer simultaneamente mais de uma função simultaneamente, aumentando ainda mais seu campo de aplicações. Desta forma, eles devem ser especificados para satisfazerem critérios mínimos de forma a desempenharem adequadamente estas funções.

Na Tabela 2.5 estão indicados alguns tipos de geossintéticos existentes, apontando as principais funções desempenhadas por cada um.

Tabela 2.5. Funções dos alguns geossintéticos em obras de engenharia (Bueno &Vilar, 2004).

Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Reforço	Erosão	Impermeabilização
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Geogrelha	✓				✓		
Geomembrana	✓						
Georede		✓		✓			
Geocélula		✓			✓	✓	
Geotubo				✓			
Geocomposto argiloso							✓
Geofibra					✓		

Para o presente trabalho, os geossintéticos aplicados como a função de proteção e reforço são os materiais de maior relevância. Portanto, esse serão apresentados de forma sucinta a seguir:

- **Geotêxtil**

Os geotêxteis são considerados geossintéticos muito versáteis, uma vez que, além de cumprir com a função de reforço de solos, também podem ser utilizados com a função de drenagem, de filtração e de separação. Os geotêxteis podem ser divididos em dois grupos: i) tecidos e ii) não tecidos, classificados em função do arranjo estrutural de suas fibras (Aguiar & Vertematti, 2004).

Os geotêxteis tecidos são fabricados segundo processos de tecelagem, formando estruturas planas por meio da ligação ordenada dos filamentos em duas direções. O processo de fabricação pode ocorrer por meio do entrelaçamento de fios, de monofilamentos ou de laminetes (fitas).

Os geotêxteis não tecidos também são estruturas planas formadas por filamentos ou fibras distribuídas aleatoriamente. A união entre filamentos ou fibras pode ser realizada por processos mecânicos com agulhas, por fusão parcial, com o uso de produtos químicos (Benjamin, 2006).

- **Geogrelha**

As geogrelhas são produtos com estrutura planar em forma de uma grelha regular de elementos resistentes à tração, produzida a base de polímero. As geogrelhas constituem uma categoria de geossintéticos projetados preliminarmente para cumprir uma função de reforço. As geogrelhas têm um conjunto uniformemente distribuído de aberturas entre seus elementos

longitudinais e transversais. As aberturas permitem o contato direto entre as partículas do solo e os elementos resistentes do material, aumentando assim a interação entre a geogrelha e o solo de enchimento (Zornberg & Christopher, 2007).

Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas. No caso das geogrelhas extrudadas, estas são classificadas em duas categorias de acordo com a direção de alongamento durante o processo de fabricação, sendo elas:

Geogrelha Unidirecional – possuem uma resistência e rigidez à tração muito maior no sentido longitudinal do que na direção transversal.

Geogrelha Bidirecional – sua resistência e rigidez à tração são iguais em ambas as direções, longitudinal e transversal.

- **Geocélula**

Geocélulas são células interconectadas que envolvem completamente o solo e proporcionam confinamento geral, impedindo, assim, o espalhamento lateral do material de enchimento. São comumente empregadas em taludes para a proteção e o controle de erosão do superficial, podem ser superpostas umas às outras para a construção de estruturas de arrimo de gravidade e serem aplicada como reforço de pavimentos de estradas não pavimentadas. Neste último caso, devido ao confinamento do solo, as geocélulas aumentam a rigidez e o comportamento carga-deformação das camadas de base e, conseqüentemente, reduzem a deformação do solo. Além disso, as camadas de geocélulas atuam como esteiras com maior rigidez, distribuindo assim as cargas de tráfego verticais em uma área maior no subleito (Emersleben & Meyer, 2008).

2.2.2. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

Para poder desempenhar com eficácia uma dada função, um geossintético deve apresentar um determinado conjunto de propriedades. Estas deverão ser definidas levando em consideração as cargas atuantes durante as operações de manuseio, armazenagem e instalação na obra, bem como a funcionalidade do geossintético à longo prazo (Paula, 2003).

A necessidade de controlar as propriedades dos geossintéticos levou a que muitos países e alguns organismos internacionais desenvolvessem normas de ensaios para estes materiais. Assim, ensaios de caracterização das propriedades hidráulicas e mecânicas dos geossintéticos foram desenvolvidos, uma vez que muitas destas propriedades são importantes no processo de

fabricação e controle de qualidade dos geossintéticos. De acordo com Zornberg & Christopher (2007), as propriedades dos geossintéticos estão relacionadas, principalmente, com a fabricação e o controle de qualidade dos materiais e com a aplicação, sendo referidas como propriedades de índice e propriedades de desempenho, respectivamente. As propriedades de índice, quando se encontram devidamente correlacionadas com propriedades de desempenho, também podem ser utilizadas em projetos.

As propriedades dos geossintéticos podem ser divididas em: i) físicas, ii) hidráulicas, iii) mecânicas e iv) de durabilidade (Lopes & Lopes, 2010).

- **Propriedades Físicas:** massa por unidade de área (gramatura), espessura nominal e densidade relativa dos polímeros que compõem o geossintético.

- **Propriedades hidráulicas:** abertura de filtração, permissividade e transmissividade.

- **Propriedades Mecânicas:** compressibilidade, flexibilidade, resistência à tração e à punção, resistência à propagação ao rasgo, resistência ao impacto e resistência ao estouro.

- **Propriedades de Durabilidade:** resistência à fadiga; fluência e relaxação de tensões, influência da temperatura, resistência à degradação química, resistência à degradação biológica, resistência à foto-oxidação e resistência à abrasão.

- **Propriedades de Interação Solo-Geossintético:** resistência ao cisalhamento de interface, resistência ao arrancamento e resistência à tração confinada.

Segundo Paula (2003), quando os geossintéticos atuam como reforço é fundamental que exibam resistência à tração, comportamento à fluência e relaxação deformabilidade e flexibilidade apropriadas, a fim de garantir o bom contato entre o solo e os reforços. Além disso, é muito importante que a resistência da interface solo-reforço seja apropriada, pois através dessa interface é que se desenvolvem as interações necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita. Quando o material atua como elemento de proteção, para além de propriedades comuns às exigidas para função de reforço, é importante assegurar uma espessura adequada e a continuidade do material.

2.2.3. ESTUDOS REALIZADOS ABORDANDO SOBRE A APLICAÇÃO DE GEOSINTÉTICOS SOBRE DUTOS ENTERRADOS

Nos últimos anos, os geossintéticos têm sido amplamente utilizado como elementos de reforço de obras geotécnicas. Segundo Palmeira (1987), o reforço de um solo por meio de inclusões consiste em instalá-las nas regiões do maciço onde provocarão redistribuições favoráveis de tensões e deformações. A inclusão causa um acréscimo da resistência do material composto e a diminuição de sua compressibilidade.

Como citado anteriormente, Viana & Bueno (1998) estudaram a utilização de mantas de geotêxtil inseridas no maciço de solo que envolvia o duto para avaliar a redução de esforços provenientes da simulação da construção de um aterro sobrejacente. Por meio dos resultados obtidos dos ensaios, pôde-se verificar uma redução de esforços sobre a estrutura em todas as configurações ensaiadas, o que permitiu concluir que o geotêxtil foi um material eficiente para a finalidade proposta. Este trabalho contribuiu para a criação de uma nova técnica construtiva de dutos bastante eficaz, denominada de *Geovala* (Figura 2.16). Para desenvolver as bases técnicas da Geovala, foram realizados testes de pequenas e grandes dimensões em laboratório para avaliar os aspectos geométricos de instalação e seus efeitos em diferentes tipos de solo. Assim, foi possível verificar que o sistema Geovala proposto reduziu drasticamente as tensões na parede do duto e, também, ao seu redor (Viana, 2003).

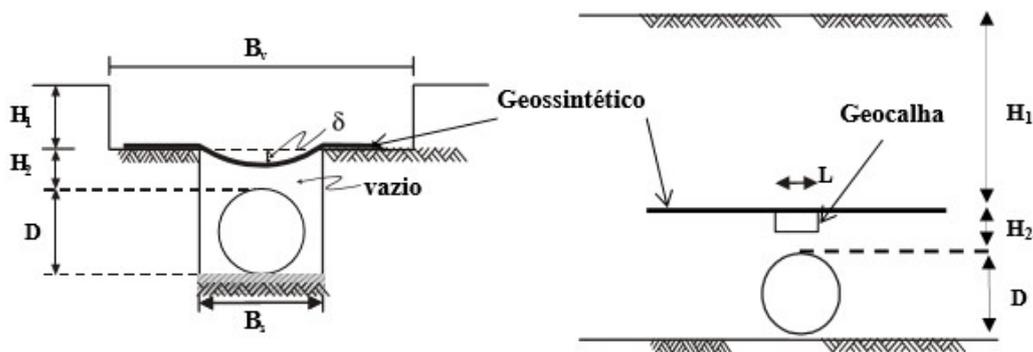


Figura 2.16. Geossintéticos para redução de tensões verticais em tubos (Viana, 2003).

Mohri *et al.* (2003) estudaram experimentalmente o comportamento de tubulações enterradas em profundidades rasas submetidas ao fenômeno de flutuação. Com o intuito de amenizar os efeitos gerados em virtude deste fenômeno, os autores utilizaram uma geogrelha biaxial de polipropileno para confinar o maciço circundante. Desta forma, foram realizados cinco ensaios em escala real variando o tipo de material constituinte do aterro (areia, cascalho e solo-cimento) e a disposição da geogrelha em relação ao tubo ensaiado. Inicialmente,

avaliaram o comportamento do tubo à medida que elevavam o nível freático até atingir a superfície do aterro. Nesta etapa, observaram que não houve movimentação do tubo. Assim, prosseguiram com rebaixamento do lençol freático até a cota da linha d'água do tubo. Em seguida, o nível freático era elevado novamente ao topo do aterro. Este procedimento era repetido sucessivamente até que o tubo flutuasse. Os resultados obtidos mostraram que a geogrelha pode ser usada efetivamente para reduzir a flutuação de dutos, principalmente quando o material de aterro for composto por cascalhos e solo cimento. Os ensaios reforçados mostraram que as geogrelhas além de resistirem bem aos esforços de tração, podem ser utilizadas na ancoragem das tubulações.

Pimentel (2003) simulou numericamente o emprego de geossintéticos como elemento de reforço de solos para duas situações distintas. No primeiro caso, o objetivo consistiu em avaliar a minimização dos efeitos provocados por explosão de tubulações pressurizadas, utilizando o software Plaxis 2D 7.2 e Ansys 5.4, cujas análises indicaram que a utilização do geossintético proporcionou um aumento na resistência do solo. O segundo caso utilizou o software Plaxis 2D no estudo da utilização de geossintético para a redução dos recalques de tubulações que transportam combustíveis. Os resultados apontaram que a utilização de uma camada de geossintético na base do aterro reduziu os recalques da tubulação em cerca de 25 % para um valor de rigidez à tração do geossintético igual a 4000 kN/m. Observou-se ainda que a redução máxima obtida foi de 30 %.

Posteriormente, Tupa & Palmeira (2007) avaliaram experimentalmente o uso de geossintético em tubulações pressurizadas enterradas, visando minimizar os efeitos de uma explosão. Desta forma, foram realizados dois tipos de ensaios em modelos reduzidos: i) o de expansão de cavidade em aterro reforçado com geossintético e ii) o de vazamentos controlados provocados pelo estouro de tubulações enfraquecidas e pressurizadas com ar comprimido (Figura 2.17). Nos ensaios, utilizaram-se diversas combinações de arranjos e tipos de reforços. Os resultados destes ensaios mostraram aumentos na resistência à expansão da cavidade em relação a aterros sem reforço e uma diminuição significativa das consequências de explosões. Em relação ao sistema sem reforço, foram obtidos aumento da pressão de expansão da cavidade na ordem de 275% para o arranjo com o reforço envelopando o solo e o duto.

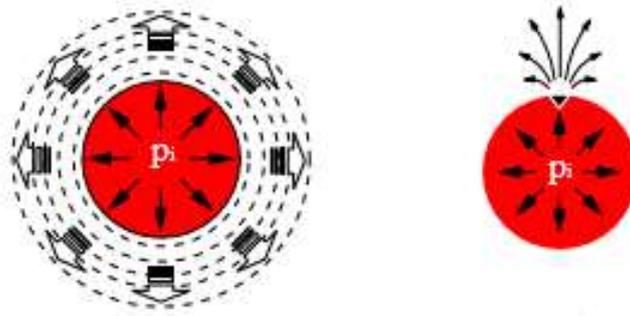


Figura 2.17. Condições de ensaio avaliadas por Tupa (2006): (a) expansão da cavidade em aterro reforçado; (b) vazamento controlado em tubos enfraquecidos.

A proposta do trabalho de Plácido (2006) consistiu na avaliação do comportamento do geocomposto utilizado como elemento compressível na técnica da trincheira induzida para redução de tensões sobre estruturas enterradas. Para tanto, foram realizados ensaios laboratoriais e análises paramétricas (por meio do método de elementos finitos). Nos ensaios em modelo, utilizou-se uma caixa de teste metálica para construir o aterro experimental, onde uma faixa de material compressível de comprimento, espessura e localização variáveis, foi inserida no interior do maciço, como ilustrado na Figura 2.18. Foi empregado o geocomposto MacDrain 2S, fabricado pela Maccaferri. Incrementos de tensões foram aplicadas por meio de uma bolsa inflável – conectada à rede de ar – até se atingir a tensão máxima de 150 kPa. Assim, pôde-se observar que a presença do geocomposto propiciou uma redução de tensões sobre conduto de até 85,5%, enquanto que a presença do geotêxtil não acarretou benefícios significativos no desempenho como elemento compressível. Além disso, as análises numéricas realizadas mostraram que o geossintético deve ser instalado bem próximo ao duto, com a largura definida numa faixa entre 2 e 2,5 vezes a distância entre a inclusão e o topo do duto.

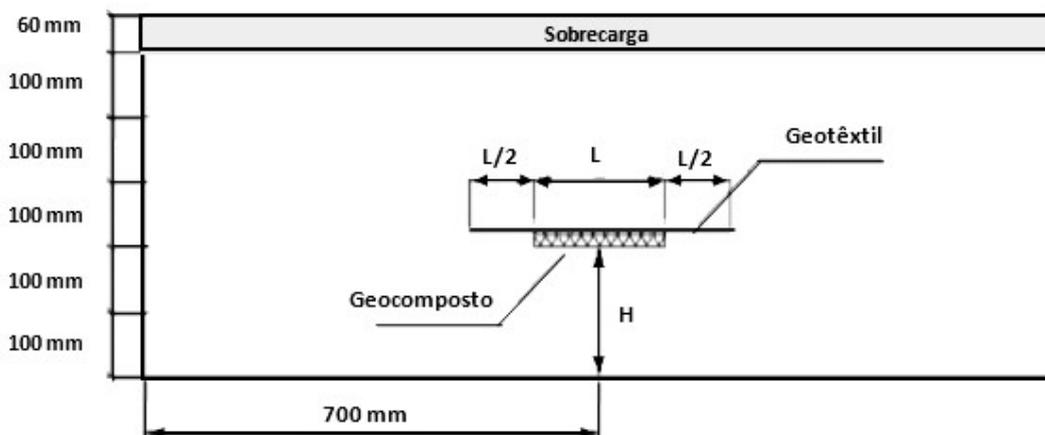


Figura 2.18. Esquema do ensaio realizado por Plácido (2006).

Andrade (2009) desenvolveu um estudo para avaliar o uso do geossintético como camada protetora de tubulações enterradas contra danos provocados por elementos contundentes perfurantes. A pesquisa utilizou ensaios em modelos e permitiu a comparação entre maciços com e sem reforço, sujeitos ao mesmo nível de carga de penetração de um objeto contundente. Os ângulos entre a direção de penetração do objeto e a vertical variaram entre 0° , 16° e 45° . A Figura 2.19 apresenta os arranjos utilizados. Os resultados mostraram que a penetração do elemento no terreno exigiu maiores forças no maciço reforçado com geossintético e que a inclusão do reforço alterou favoravelmente o estado de tensões no duto e ao seu redor, atingindo reduções de tensões totais de até 81% no topo do duto no ensaio com geogrelha em comparação com o ensaio de referência, sem reforço.

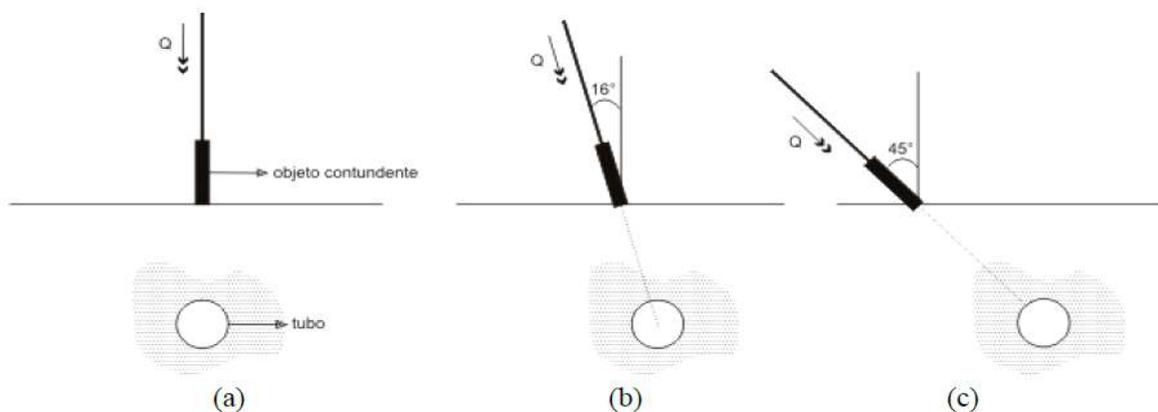


Figura 2.19. Ângulos de aplicação de cargas: (a) Direção de penetração do OC na vertical; (b) Direção de penetração do OC com 16° ; (c) Direção de penetração do OC com 45° (Andrade 2009).

Resultados semelhantes foram obtidos recentemente por Acosta (2014), que avaliou o desempenho de quatro tipos de reforços e cinco configurações geométricas de ancoragem de geossintéticos, a fim de combater a ascensão vertical de dutos enterrados. Tal mecanismo de deslocamento do duto pode ser provocado por flambagem ou flutuação. Nos ensaios utilizou-se um equipamento para a aplicação de um carregamento vertical para provocar o erguimento de um duto enterrado. Foram observados que em alguns casos o reforço aumentou o carregamento máximo de arrancamento do duto em até 180%.

Hegde & Sitharan (2015) investigaram o uso de tubos de PVC (Policloreto de vinila), com diâmetro externo de 75 mm e espessura de 1,4 mm, enterrados em um aterro de areia reforçado com geocélulas e com aplicação conjunta de geocélula com geogrelha, por meio de ensaios em laboratório (Figura 2.20). Os resultados sugerem que o uso de geocélulas com geogrelha basal adicional reduz consideravelmente a deformação do tubo em comparação com outros tipos de reforços. Além disso, verificou-se a influência da profundidade de

instalação dos dutos. Nos ensaios realizados, observou-se uma redução de mais de 50% na pressão e de 40% nos valores de deformação na presença de reforços em diferentes profundidades em relação aos leitos não reforçados. A influência da presença dos geossintéticos também foi avaliada por estudos numéricos, utilizando o software FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D*). Estudos numéricos, por sua vez, indicaram que a aplicação das geocélulas apresenta uma melhor distribuição das tensões na direção lateral, reduzindo, assim, as tensões sobre o tubo (Figura 2.21).

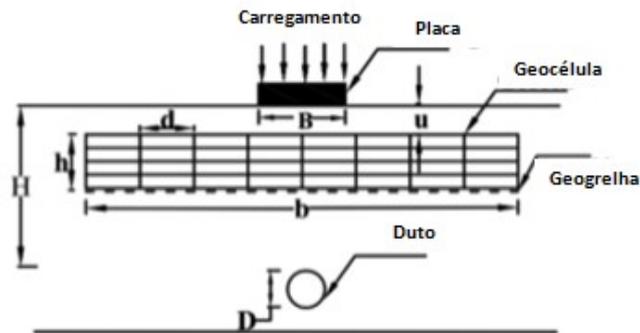


Figura 2.20. Configuração geométrica do ensaio (Hegde & Sitharan, 2015).

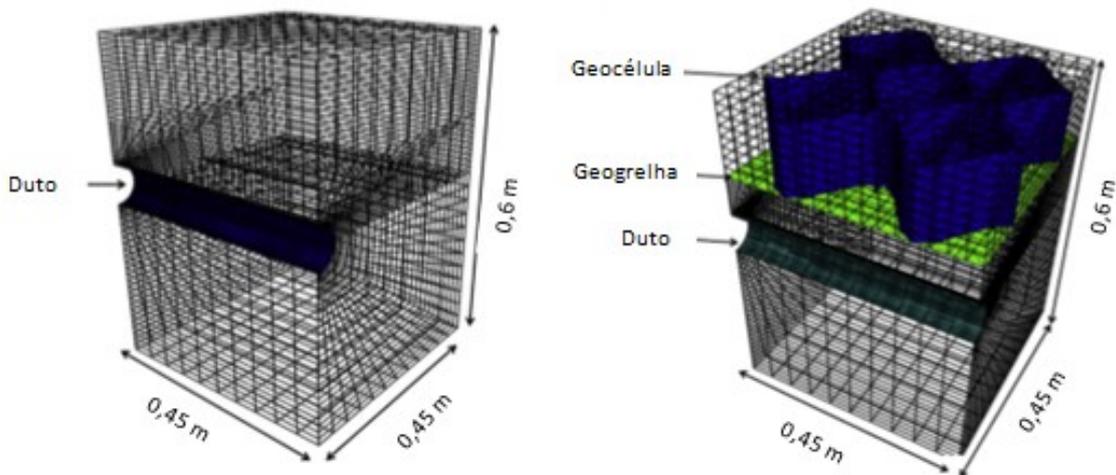


Figura 2.21. Modelo 3D da simulação no FLAC: (a) caso sem reforço; (b) caso reforçado (Hegde & Sitharan, 2015).

CAPÍTULO 3

3.1. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo estão descritos os procedimentos de caracterização dos materiais empregados nos ensaios em laboratório, a fim de atingir o objetivo proposto pela pesquisa. Além disso, será apresentada a metodologia desenvolvida para realização dos ensaios em escala reduzida.

3.2. DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS

3.1.1. AREIA

O solo utilizado na pesquisa para construção do aterro foi uma areia seca de granulometria fina à média, classificada como SP conforme o Sistema Unificado de Classificação de Solos. A distribuição granulométrica do solo é apresentada na Figura 3.1. Na escolha do material do aterro, atentou-se na correlação do tamanho relativo das partículas do solo no modelo em relação ao do protótipo. A Figura 3.2 mostra o formato dos grãos do solo empregado nos ensaios. Para a visualização dos grãos do solo foi utilizado um microscópio eletrônico fabricado pela Avantscope, com ampliação de até 1600x.

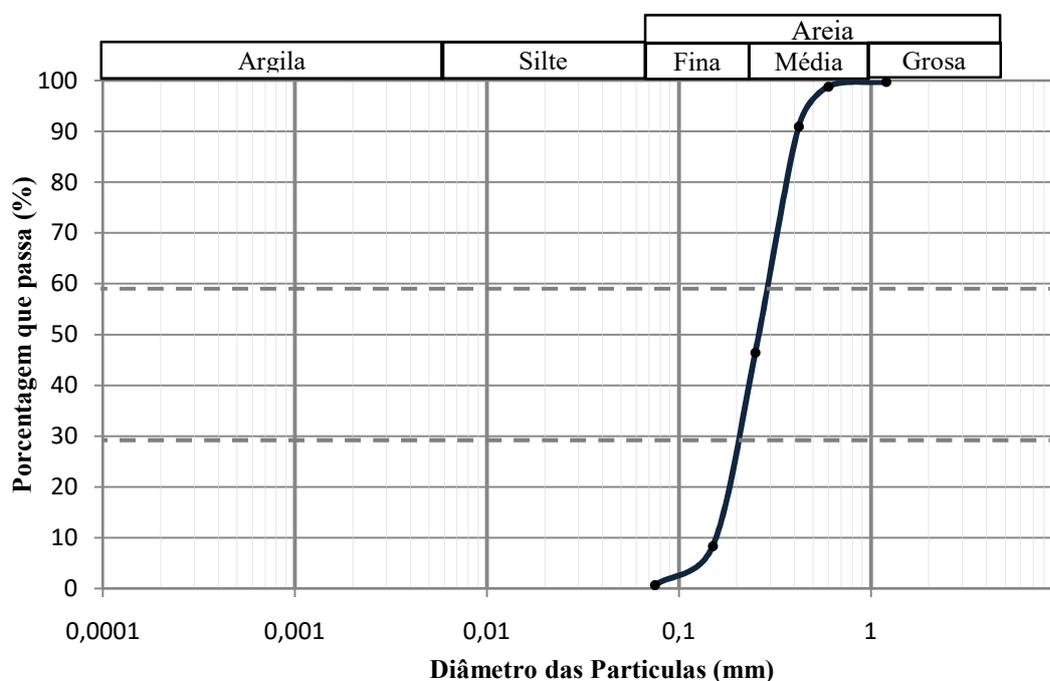


Figura 3.1. Distribuição granulométrica do solo.



Figura 3.2. Formato dos grãos do solo – ampliação de 100x.

As características relevantes deste material foram determinadas por meio de ensaio em laboratório seguindo as recomendações de suas respectivas normas técnicas, como mostrado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Ensaio de caracterização do material granular.

Norma	Ensaio	Valores
NBR 7181/1984	Análise Granulométrica	-
	D ₁₀ (mm)	0,16
	D ₃₀ (mm)	0,21
	D ₅₀ (mm)	0,27
	D ₆₀ (mm)	0,29
	Cu	1,81
	Cc	0,95
NBR 12004/1990	Índice de vazios máximo	0,79
NBR 12051/1990	Índice de vazios mínimo	0,54
NBR 6508/1984	Peso específico dos sólidos (kN/m ³)	26,40
	Peso específico seco máximo (kN/m ³)	14,80
	Peso específico seco mínimo (kN/m ³)	17,13

A caracterização mecânica foi realizada por meio de ensaios de resistência ao cisalhamento com tensões normais que permitiram obter a envoltória de resistência sob tensões compatíveis com as atingidas nos ensaios em modelos. O ensaio de cisalhamento foi realizado conforme as recomendações da norma ASTM D 3080 - Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Para tanto, utilizou-se a caixa pequena de ensaio de cisalhamento com área de 3600 mm² e aplicou-se uma velocidade constante de 0,5 mm/min. Na preparação das amostras atentou-se em manter a mesma densidade do solo definido para a construção do aterro. A Figura 3.3 apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados na areia, e a Figura 3.4 a envoltória obtida. A partir dos resultados, determinou-se um ângulo de atrito médio do solo de 39°.

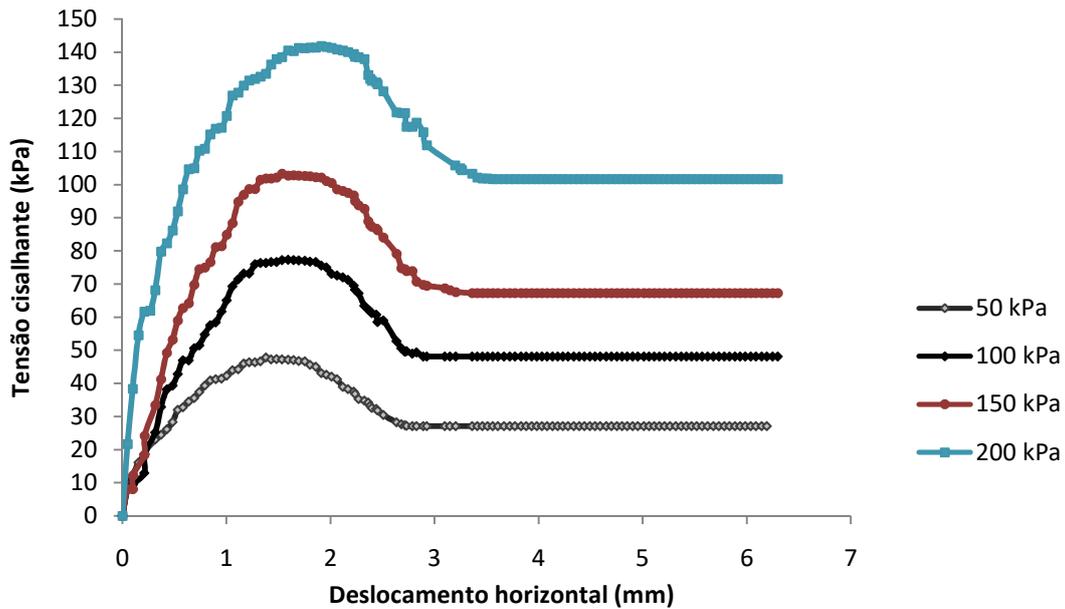


Figura 3.3. Resultados do ensaio de cisalhamento.

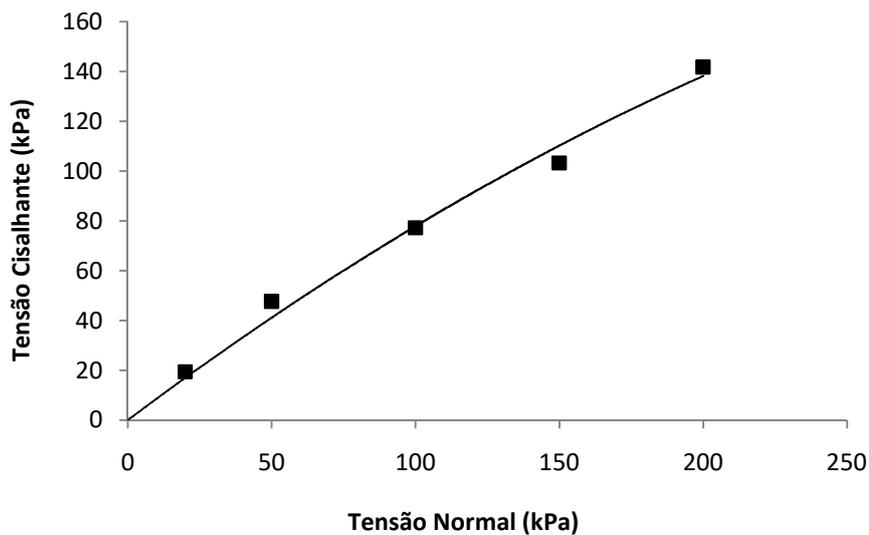


Figura 3.4. Envoltória de ruptura do solo ensaiado.

3.1.2. GEOSSINTÉTICO

Os materiais de reforço utilizados nos ensaios foram selecionados considerando o fator de escala do ensaio, de tal forma que estes materiais apresentassem propriedades físicas e mecânicas que represente os reforços convencionais empregados em casos de protótipos. Assim, realizou-se ensaio de tração de faixa larga em cada amostra e, dispondo dos resultados era aferida a rigidez à tração de matérias reais aplicando-se o fator de escala, que para este parâmetro corresponde a N^2 . Portanto, a seleção dos materiais foi realizada a partir de uma

análise comparativa entre os resultados no ensaio e as propriedades de geogrelhas e geotêxteis obtidas em catálogos comerciais. Foram escolhidos três tipos diferentes de materiais sendo eles: i) tela fina, ii) trama de tecido e iii) trama de polímero, identificados como Reforço 1 (R1), Reforço 2 (R2) e Reforço 3 (R3), respectivamente (Figura 3.5).

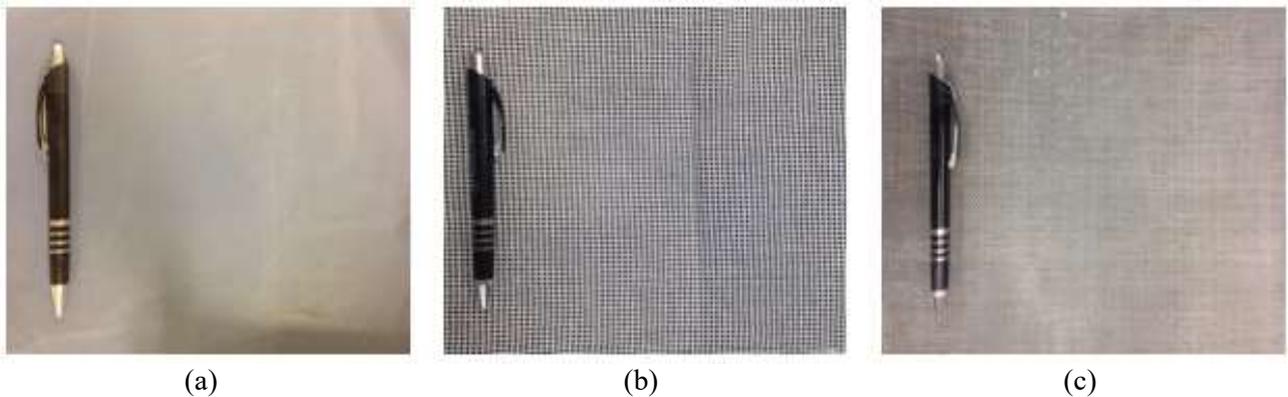


Figura 3.5. Amostra de reforço utilizado. Onde: (a) Tela fina; (b) Trama tecido; (c) Trama polímero.

A trama de tecido foi utilizada para simular um geotêxtil tecido, a trama de polímero equivalendo a uma geogrelha e a tela fina corresponde uma geogrelha de resistência muito baixa. A caracterização destes materiais foi realizada por meio da determinação da gramatura, microscopia, além de terem sido submetidos a ensaios de tração de faixa larga. Para os ensaios de tração, foi empregada uma prensa EMIC, modelo DL2000, onde para cada reforço foram ensaiados cinco corpos de prova em cada sentido de fabricação (longitudinal e transversal), seguindo recomendações da norma brasileira NBR – 12824/1993 – Geotêxteis: Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga.

As principais características dos reforços testados são:

- **Tela fina (R1).** A tela fina foi utilizada para representar uma geogrelha de baixa rigidez, sendo constituída por fios de nylon, com aberturas de 0,2 mm entre nós longitudinais, como se pode ver na Figura 3.6.

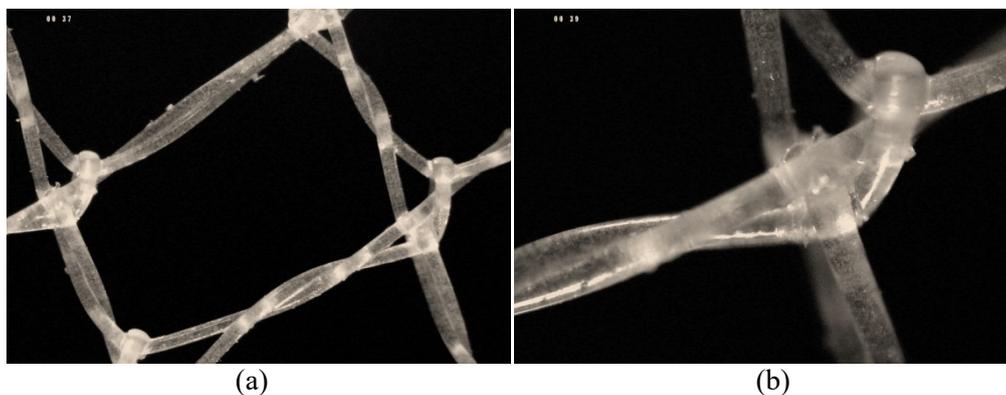


Figura 3.6. Ampliação do R1 em 100x - (a) malha do reforço; (b) detalhe do nó.

- **Trama tecido (R2).** A trama de tecido utilizada, com gramatura de $1,67 \text{ g/m}^2$, foi produzida a partir de multifilamentos de algodão tecidos de modo a configurar uma malha com aberturas de $2 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$, como se pode ver na Figura 3.7.

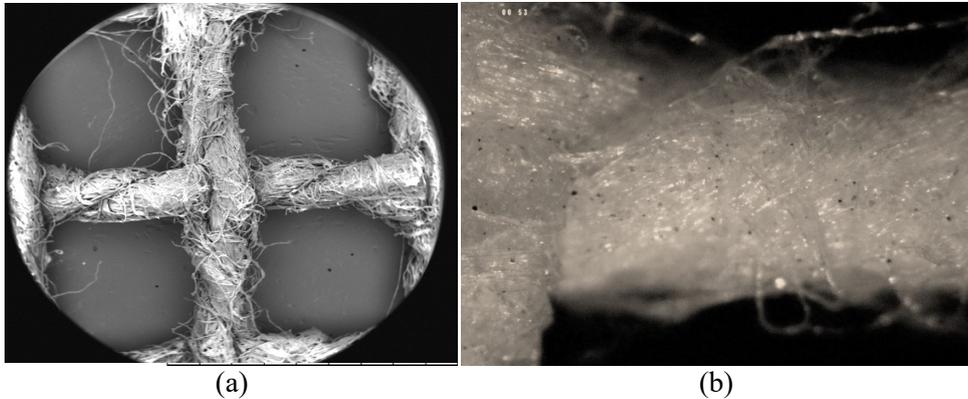


Figura 3.7. R2 – Onde: (a) Ampliação em 50x no centro da malha; (b) Ampliação em 100x no filamento.

- **Trama de polímero (R3).** A trama de polímero foi confeccionada por fios poliméricos de polietileno de alta densidade (PEAD), entrelaçados formando uma grelha com abertura de malha de $1 \text{ mm} \times 1 \text{ mm}$. Além disso, este material apresenta gramatura de $1,78 \text{ g/m}^2$.

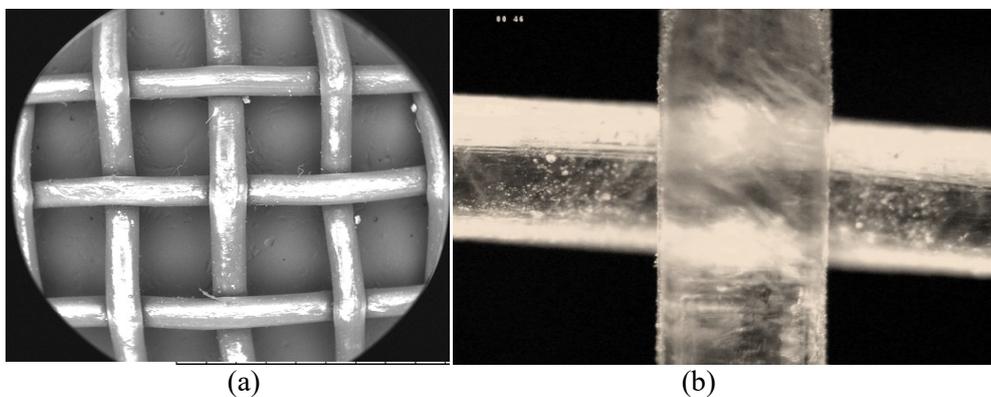


Figura 3.8. Reforço 3 - (a) Ampliação em 50x no centro da malha; (b) Ampliação em 100x no entrelaçamento dos fios.

Por meio dos ensaios de tração de faixa larga realizado para cada tipo de reforço foi determinada a rigidez à tração a 2%, 5% e 10% de deformação, bem como a resistência à tração e deformação máxima das amostras. A Tabela 3.2 apresenta a média dos resultados obtidos.

Tabela 3.2. Resultado do ensaio de tração das amostras.

Reforço		$J_{2\%}$ (kN/m)	$J_{5\%}$ (kN/m)	$J_{10\%}$ (kN/m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$\xi_{m\acute{a}x}$ (%)
R1	MD	13,7	8,75	6,89	1,45	0,41
	CD	4,22	2,22	1,52	0,35	0,49
R2	MD	132,4	140,1	49,9	12,0	0,09
	CD	46,0	36,0	41,0	5,67	0,14
R3	MD	99,9	103,13	93,6	20,5	0,28
	CD	73,7	98,7	86,0	18,6	0,35

Onde: J = Rigidez secante a 5% de deformação; $\xi_{m\acute{a}x}$. = Alongamento na ruptura; $T_{m\acute{a}x}$. = Resistência à tração máxima; CD = Ensaio na direção transversal ao sentido de fabricação; MD = Ensaio na direção longitudinal de fabricação.

3.1.3. TUBO

Para a presente pesquisa foi empregado um tubo de aço carbono com diâmetro externo de 76,5 mm e espessura de parede de 1,4 mm, resultando em um diâmetro interno de 75 mm (Figura 3.9). Este diâmetro foi adotado levando-se em conta as dimensões da caixa de ensaios e disponibilidade comercial do tubo.



Figura 3.9. Tubo de aço carbono utilizado nos ensaios.

A rigidez relativa do sistema solo-duto (RR) foi calculada por meio das Equações 2.1, 2.2 e 2.3. Os parâmetros referentes ao solo utilizados foram: $E_s = 40$ MPa e $\nu = 0,3$. O módulo de elasticidade do tubo empregado foi de 205 000 MPa. Desta forma, a rigidez relativa do sistema é igual à 514, sendo, portanto, classificado como um ‘tubo intermediário’ segundo a classificação de Gumbel *et al.* (1982).

3.3. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

3.2.1. CAIXA DE ENSAIO

Para a realização do programa experimental foi utilizada uma caixa rígida de aço com dimensões 1500 mm (comprimento) x 500 mm (altura) x 500 mm (largura), sendo sua face frontal constituída em acrílico transparente com 12 mm de espessura, desenvolvida por Lanz (1992). Objetivando diminuir o volume de areia necessário para construção do aterro, facilitando, assim, a execução dos ensaios, foram instalados cavaletes de madeira nas extremidades da caixa de ensaio, de tal forma que o comprimento útil da mesma passou a ser de 900 mm. As faces externas dos cavaletes que se encontravam em contato com o aterro foram revestidas com camadas de filme plástico e vaselina, com o propósito de reduzir o atrito lateral ao longo destas faces.

A face de acrílico transparente foi demarcada com uma malha de elementos quadrados (50mm x 50 mm) que auxiliavam no controle da preparação do aterro e permitia a visualização das deformações no maciço decorrentes dos ensaios. A Figura 3.10 apresenta um desenho esquemático da caixa de teste.

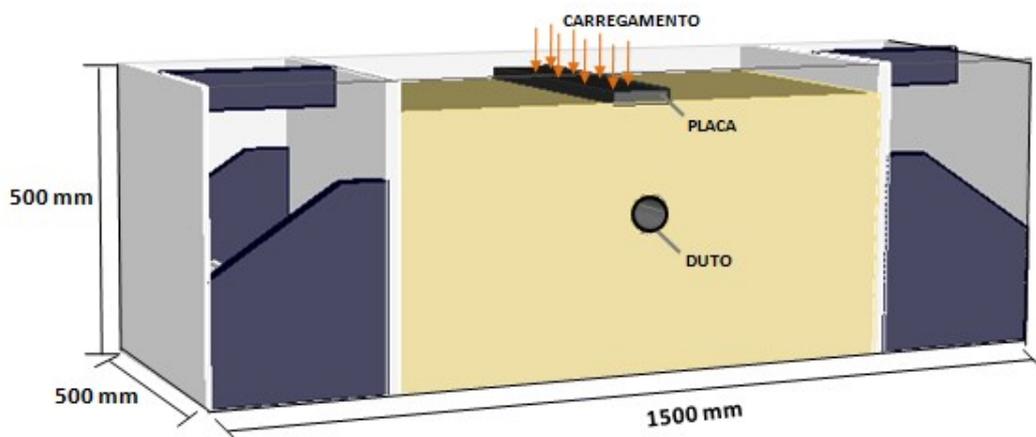


Figura 3.10. Modelo 3D da caixa de ensaio.

3.2.2. PÓRTICO E CAIXA MÓVEL

A construção do aterro foi realizada utilizando o método de chuva de areia. Este método se destaca frente às demais técnicas comumente empregadas por proporcionar uma massa de solo homogênea, bem como, permite o controle da densidade relativa desejada.

Para tanto, o equipamento utilizado era constituído por um pórtico metálico (0,81m de largura, 1,7 m de comprimento e altura variável em até 1,86 m) e uma caixa móvel de madeira, com formato trapezoidal, tendo instalado na sua base uma malha com aberturas de 2 mm para dar vazão de saída da areia, como ilustra a Figura 3.11. A caixa móvel de madeira era acoplada a um carrinho metálico dotado de quatro rodas que se deslocavam sobre trilhos posicionados na parte superior do pórtico. O deslocamento da caixa era realizado manualmente, buscando manter uma velocidade constante ao longo da execução de cada camada do aterro. Foram utilizadas quatro barras rosqueadas para promover a interligação da caixa ao carrinho metálico, pois além de desempenhar essa função, as barras rosqueadas permitiram o deslocamento vertical da caixa e,consequentemente, o controle da altura de queda dos grãos de areia.



Figura 3.11. Pórtico metálico e caixa de ensaio (modificado – Acosta, 2014).

3.2.3. ESTRUTURA DE REAÇÃO

A estrutura de reação é composta por uma estrutura metálica, com perfis retangulares, construída para sustentar a caixa de ensaio, desenvolvida por Acosta (2014). Além disso, a estrutura possui uma peça em aço maciço utilizada para acoplar o cilindro hidráulico, a célula de carga e a placa de reação necessária para a aplicação de carga no topo do aterro. A Figura 3.12 apresenta a estrutura de reação.



Figura 3.12. Estrutura de reação com caixa de ensaio instalada.

3.2.4. SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA

O sistema de aplicação de carga consistiu num conjunto de acessórios –o cilindro hidráulico, a célula de carga e a placa de reação – interligados entre si, que possibilitava a aplicação de carregamento na superfície do maciço reforçado (Figura 3.13). O cilindro hidráulico era fixado à barra de aço maciça por meio de dois parafusos. A placa rígida, com 490 mm de comprimento, 100 mm de largura e 20 mm de altura, apresentava na região central um parafuso que a conectava a célula de carga, sendo a mesma acoplada ao cilindro hidráulico por meio de outro parafuso.

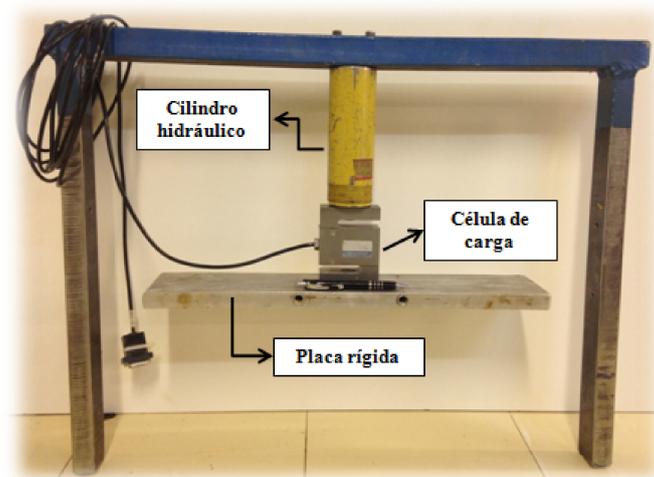


Figura 3.13. Acessórios que compõem o sistema de carga.

3.2.5. MARCOS DE REFERÊNCIA

O mecanismo de ruptura e deslocamento do solo durante os ensaios foram monitorados por meio de marcos junto à face frontal transparente da caixa de ensaio. Nesta face foi demarcada uma malha quadrada, de 50 mm x 50 mm, com o intuito de auxiliar na construção do aterro, no posicionamento do duto e das células de tensão total e, principalmente, na instalação dos marcos móvel na areia. Os marcos de referência, com formato retangular, foram instalados nas arestas da malha à medida que as camadas do aterro eram concluídas. A fim de garantir o contato e reduzir o atrito entre os marcos e a face da caixa, utilizou-se vaselina. Concomitantemente às colocações dos marcos, foram feitas linhas horizontais com areia colorida, de tal modo que facilitasse a visualização dos deslocamentos e mecanismos de ruptura em relação à condição inicial do ensaio.

Para avaliar o deslocamento vertical do duto utilizou-se um anel de geotêxtil, com largura de 25 mm, impregnado com graxa. O geotêxtil era colado junto à tampa confeccionada com isopor, com o propósito de evitar a entrada do solo no interior do tubo. Na Figura 3.14 estão representados os referenciais adotados para avaliar o comportamento dos materiais.

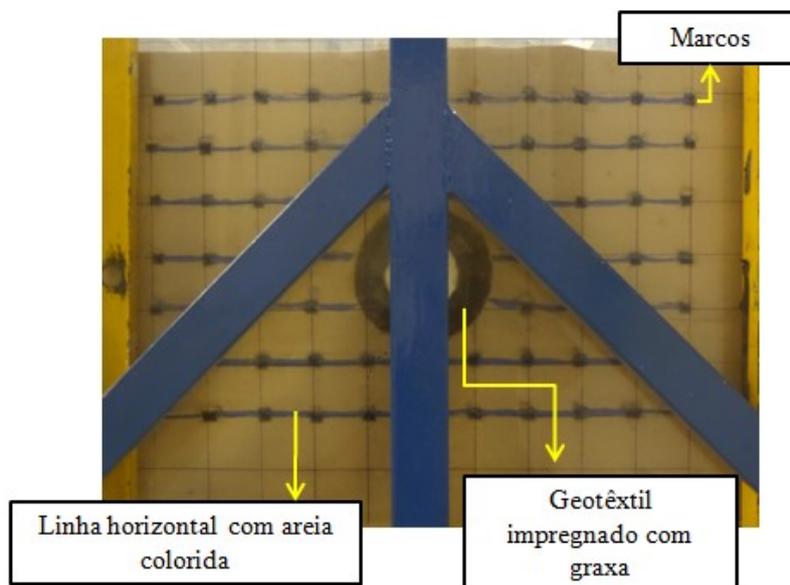


Figura 3.14. Marcos para medição de deslocamentos na areia.

3.4. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação do aterro reforçado e do duto enterrado teve por objetivo monitorar grandezas relevantes para o estudo. Estas grandezas foram: i) carga aplicada na superfície do aterro, ii) tensões totais no maciço e iii) deformações do duto. Para tanto, em todos os ensaios

foram utilizadas célula de carga, células de tensões totais e extensômetros elétricos. A posição dos instrumentos foi mantida a mesma em todos os ensaios. Os registros fornecidos ao longo de todos os testes permitiram comparar grandezas em maciços com e sem reforço geossintético.

3.3.1. CÉLULA DE CARGA

Para medir a carga aplicada no topo do aterro foi utilizada uma célula de carga com capacidade máxima de 20 kN (Figura 3.15). A célula de carga era acoplada entre o cilindro hidráulico e a placa rígida.



Figura 3.15. Célula de carga utilizada nos ensaios.

Antes da realização dos ensaios, a célula de carga foi devidamente calibrada em uma prensa hidráulica específica para ensaios de compressão e tração, do tipo MTS 810 (*Material Test System*) com capacidade de carga máxima de 70 kN. Foram realizados incrementos de carga de 2 kN até atingir valores próximos ao limite máximo de capacidade da célula. As leituras eram registradas pelo aquisitor de dados, possibilitando a obtenção da curva de calibração do instrumento.

3.3.2. CÉLULA DE TENSÃO TOTAL

Foram dispostas quatro células de tensão total no interior do aterro, posicionadas em torno do duto enterrado, a fim de registrar as tensões totais verticais e horizontais no solo. As células utilizadas foram do tipo diafragma, fabricadas pela empresa Micro Sensores Industrial, com diâmetro de 50 mm, capacidade máxima de 600 kPa e com uma acurácia de 1%. A Figura 3.16 apresenta uma das células utilizada nos ensaios.



Figura 3.16. Célula de tensão total com capacidade de 600 kPa.

As células de tensão total foram todas calibradas antes da realização dos ensaios. O equipamento utilizado na calibração era composto por: i) uma caixa rígida de aço (com dimensões 300 mm x 300 mm x 300 mm) e ii) dois sistemas de ar-água, sendo um reservatório cilíndrico de água conectado à instalação de ar comprimido (Figura 3.17). A interligação do sistema ar-água à caixa foi necessária para a aplicação de incrementos de pressões no solo por meio de uma membrana de borracha fixada na parte inferior da tampa da caixa, preenchida com água. As pressões aplicadas eram controladas pelo manômetro existente no regulador do sistema de ar comprimido.

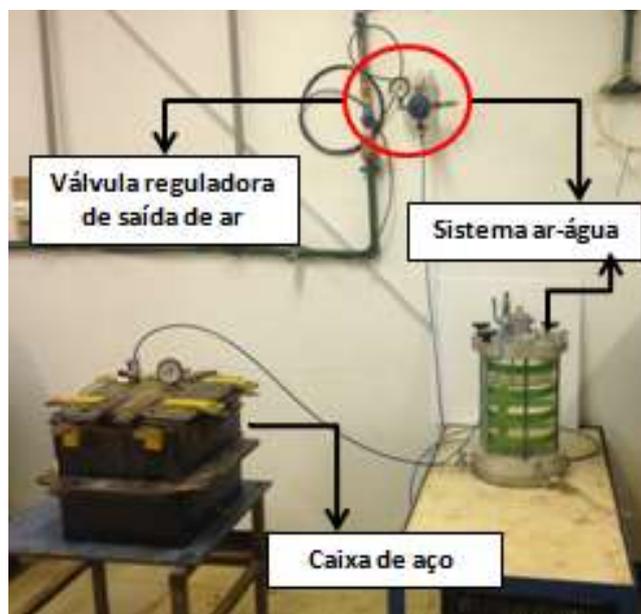


Figura 3.17. Equipamentos empregados na calibração da célula de tensão total.

A caixa utilizada na calibração foi preenchida com o mesmo material granular por meio da técnica de chuva de areia. Desta forma, a areia foi depositada na caixa com altura de queda de 0,90 m a fim de obter uma areia densa, mantendo-se assim nas mesmas condições do solo a

ser utilizado nos ensaios. Inicialmente, a caixa era preenchida com solo até uma altura de aproximadamente 150 mm e então instalava-se cuidadosamente a célula de tensão total (Figura 3.18a). Após a instalação, a célula era recoberta por uma camada de areia até atingir a borda da caixa (Figura 3.18b). No topo do aterro, foram acomodadas membranas de borrachas (Figura 3.18c) para garantir uma melhor distribuição das tensões no solo e uma placa de aço (tampa da caixa) (Figura 3.18d).

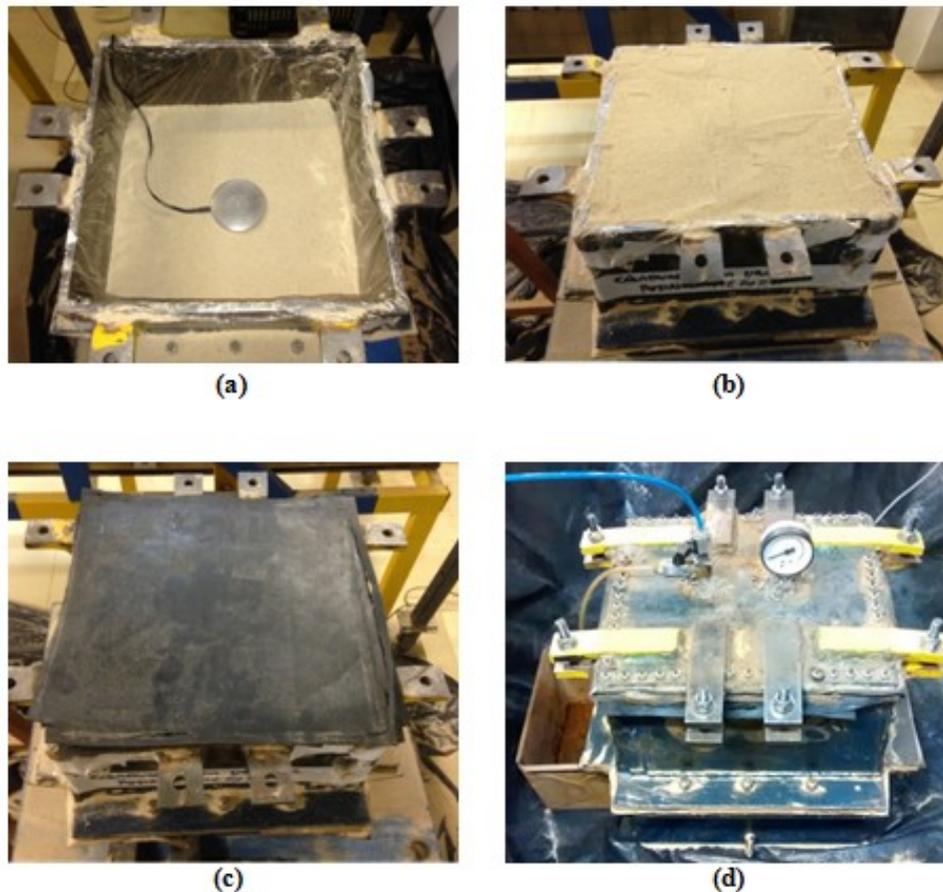


Figura 3.18. Calibração de células de tensões totais:(a) Instalação do instrumento; (b) Preenchimento total da caixa; (c) Colocação de membranas de borracha; (d) Realização do ensaio.

3.3.3. EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS

As deformações do tubo devido à sobrecarga aplicada foram medidas por meio de extensômetros elétricos instalados ao longo de sua seção transversal central (face externa). Foram utilizados extensômetros fabricados pela Excel Sensores, do tipo PA-06-375BG-120L, com resistência de 120 Ω (Figura 3.19), uma vez que esse trata-se do tipo usualmente empregado para a instrumentação de peças construídas com o material de confecção do tubo. Além disso, utilizou-se os acessórios de colagem – condicionador, neutralizador, cola, borracha de silicone, solução para limpeza das soldas – fornecidos pelo mesmo fabricante.



Figura 3.19. Extensômetros elétricos.

3.3.4. AQUISITOR DE DADOS

Os sinais emitidos pela instrumentação foram registrados por um sistema de aquisição de fabricação da empresa HBM, modelo Spider-8. O sistema possui 8 (oito) canais, onde cada instrumento pode ser ligado por meio de um conector de 15 pinos, com ligações em ponte completa, $\frac{1}{2}$ (meia) ponte ou $\frac{1}{4}$ (um quarto) de ponte. Devido à quantidade de instrumentos utilizados nos ensaios ser superior à quantidade de canais do aquisitor, foi necessário utilizar dois aquisitores de dados conectados em paralelo a um micro-computador, o qual dispunha de um software específico (Catman) que possibilitava a configuração dos canais, as leituras e a aquisição simultânea de dados em todos os canais (Figura 3.20).

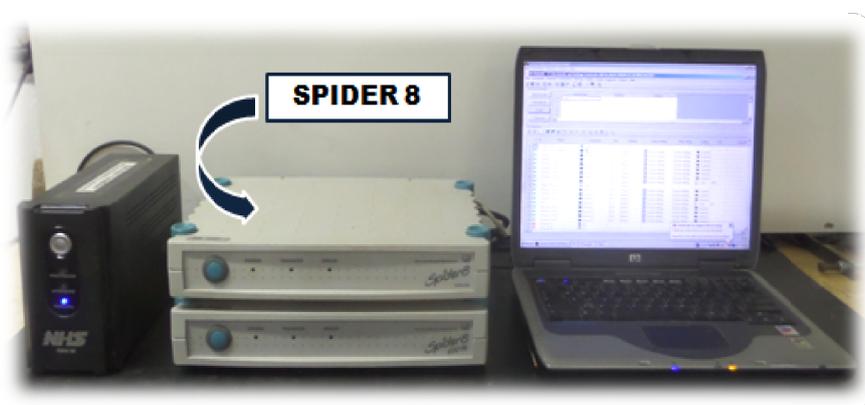


Figura 3.20. Equipamento para aquisição de dados.

3.5. METODOLOGIA DE ENSAIO

A Figura 3.21 apresenta um desenho esquemático do ensaio em modelo empregado para avaliar o desempenho de geossintético aplicado como reforço para reduzir os esforços sobre dutos enterrados oriundos da aplicação de um carregamento superficial (sobrecarga).

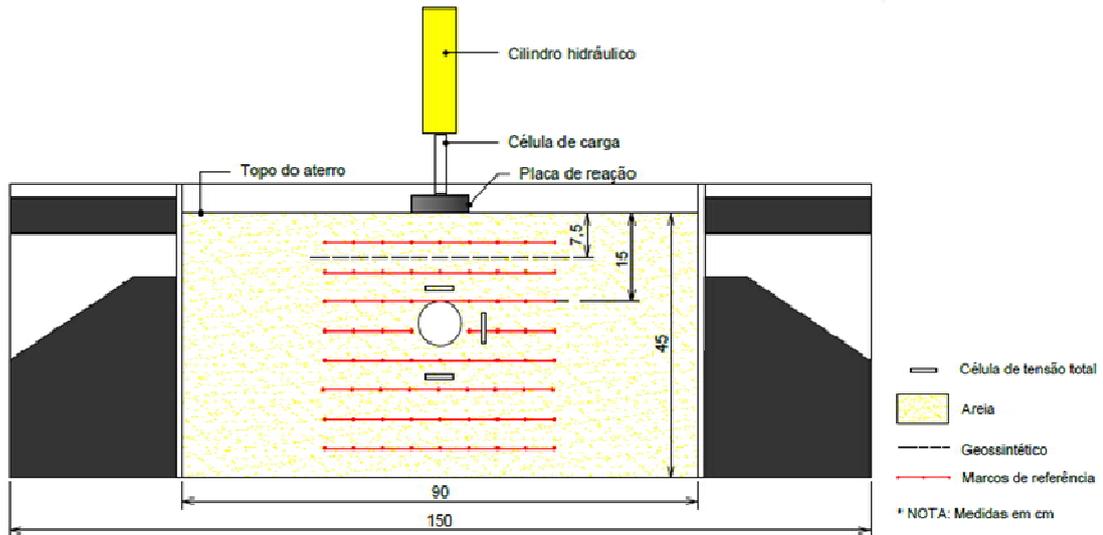


Figura 3.21. Esquema de ensaio em modelo.

3.4.1. CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DOS REFORÇOS

Para cumprir o objetivo proposto nesta pesquisa, os ensaios foram realizados utilizando diferentes tipos de geossintéticos, descritos no item 3.1.2. Outra variação avaliada no estudo diz respeito aos arranjos de instalação do reforço. Para cada tipo de reforço foram realizados ensaios com três configurações distintas, sendo elas: i) em camada horizontal acima do tubo, ii) reforço em forma de U invertido e iii) envelopado (reforço envelopando do tubo). A Figura 3.22 ilustra os arranjos utilizados.

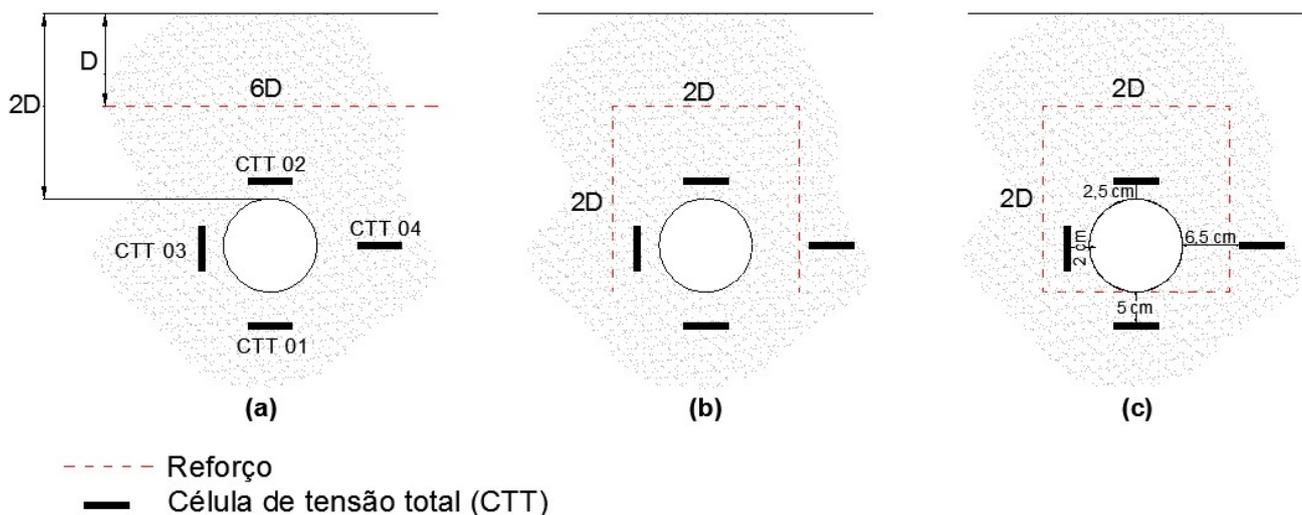


Figura 3.22. Configurações geométricas do reforço: (a) Camada; (b) U invertido; (c) Envelopado.

3.4.2. PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa experimental desta pesquisa consistiu na realização de ensaios em escala reduzida variando o tipo de reforço e os arranjos de instalação dos mesmos. Na Tabela 3.3 estão indicadas as variáveis do estudo e suas respectivas simbologias.

Tabela 3.3. Variáveis em estudo.

Reforço empregado		Configuração geométrica	
Tipo	Símbolo	Variável	Símbolo
Tela fina	R1	Camada	C
Trama tecido	R2	U invertido	U
Trama polímero	R3	Envelopado	E

Foram realizados 14 ensaios, dos quais os dois primeiros consistiram em ensaios de referência, sem a utilização de reforço. Posteriormente, foram realizados 3 ensaios preliminares com a presença do reforço na configuração em camada (C), com o intuito de avaliar a condições de trabalho dos ensaios reforçados. Entretanto, esses ensaios foram executados empregando apenas as células de tensões totais e célula de carga como instrumentação, ou seja, o tubo ensaiado não foi instrumentado de tal forma que os ensaios R1-C (R), R2-C (R) e R3-C (R) serão relevantes para assegurar a repetibilidade dos resultados em relação com ensaios reforçados em camada sujeitos as mesmas condições do maciço. Os demais ensaios, por sua vez, dispunham de toda instrumentação especificada para a avaliação da proposta desta pesquisa.

A nomenclatura dos ensaios com e sem reforço identifica primeiramente os tipos de reforço e a configuração geométrica assumida para cada um, como apresenta a Tabela 3.4. Em decorrência da repetição de ensaios, estes apresentam ainda a identificação 'R'. No caso dos ensaios sem reforço adotou-se 'SR' como identificação, não havendo referência à configuração.

Tabela 3.4. Identificação dos ensaios propostos.

Ensaio	Identificação	Descrição
1	SR (R)	Ensaio sem reforço
2	SR	Ensaio sem reforço
3	R1-C (R)	Reforço 1 em camada

Ensaio	Identificação	Descrição
4	R2-C (R)	Reforço 2 em camada
5	R3-C (R)	Reforço 3 em camada
6	R1-C	Reforço 1 em camada
7	R2-C	Reforço 2 em camada
8	R3-C	Reforço 3 em camada
9	R1-U	Reforço 1 em U invertido
10	R2-U	Reforço 2 em U invertido
11	R3-U	Reforço 3 em U invertido
12	R1-E	Reforço 1 em configuração envelopado
13	R2-E	Reforço 2 em configuração envelopado
14	R3-E	Reforço 3 em configuração envelopado

3.4.3. PREPARAÇÃO DO TUBO

Como mencionado anteriormente, o tubo ensaiado foi instrumentado com extensômetros elétricos colados na face externa em 7 (sete) pontos distintos, ao longo de sua seção transversal central a cada de 45° a partir do topo do tubo. A disposição dos extensômetros na face externa do tubo está indicada na Figura 3.23.

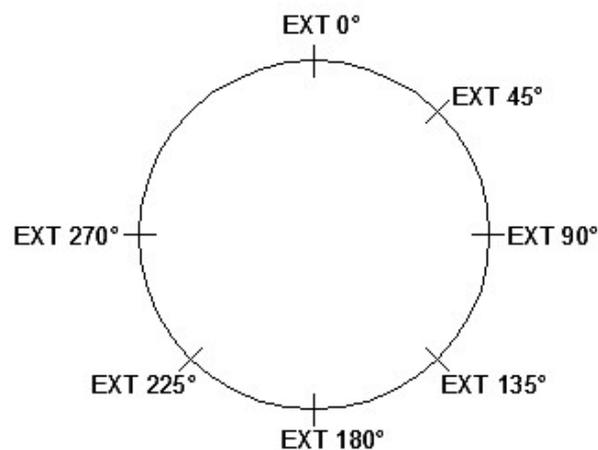


Figura 3.23. Disposição dos extensômetros instalados na seção transversal do tubo.

A seqüência da preparação consistiu nas seguintes etapas, como mostra a Figura 3.24:

(i) abrasão da superfície do tubo, utilizando lixas médias e fina e, posteriormente, limpeza para remoção de impurezas;

- (ii) marcação da posição de instalação do extensômetros;
- (iii) aplicação do condicionador e neutralizador na superfície do tubo, seguido da locação e colagem dos extensômetros (Figura 3.24a);
- (iv) 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 de $\frac{1}{4}$ de ponte e $\frac{1}{2}$ ponte (Figura 3.24b);
- (v) aplicação da borracha de silicone nos extensômetros, terminais e soldas a fim de protegê-los contra danos mecânicos (Figura 3.24c); e
- (vi) conexão dos fios que faziam a ligação de cada extensômetro ao Spider via conectores de quinze pinos, devidamente soldados (Figura 3.24d).

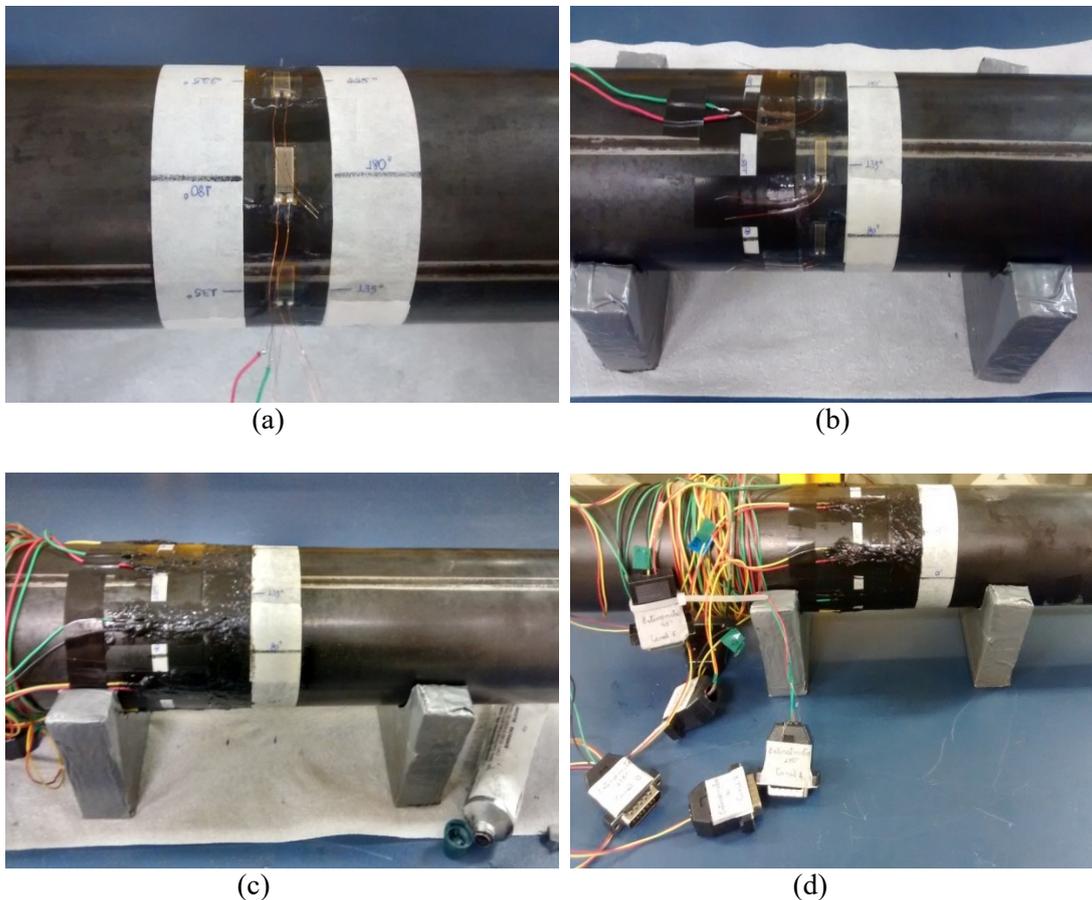


Figura 3.24. Procedimento de preparação do tubo.

Posteriormente, cada conector era ligado a um canal do Spider, o qual foi configurado para este tipo de instrumento. Ao longo dos ensaios, as deformações dos extensômetros eram registradas individualmente.

3.4.4. CHUVA DE AREIA

A construção do aterro foi feita pelo método da chuva de areia, como mencionado no item 3.2.2. Segundo Viana (2003), o método de chuva de areia consiste na pulverização da areia num determinado recipiente, com altura de queda (H), estabelecida de modo a se obter um determinado valor de densidade relativa (D_r). Além disso, essa técnica propicia a obtenção de um aterro homogêneo ao longo de toda sua extensão. Diversos autores como Palmeira (1987), Lanz (1992), Viana (2003), Tupa (2006), Hegde e Sitharam (2015), dentre outros empregaram esta técnica de construção de aterro na elaboração de suas respectivas pesquisas.

Ensaio preliminares foram realizados para estabelecer a densidade relativa a ser empregada neste estudo por meio de calibração do sistema de chuva de areia. A calibração foi realizada fixando a vazão de saída da areia e variando-se apenas a altura entre a caixa dispersora e a caixa de ensaio. Foram analisadas alturas de queda de até 1,0 m e determinada a densidade relativa do solo correspondente a cada altura (Figura 3.25). Os resultados mostraram que a densidade relativa máxima obtida foi 80% para uma altura de queda de 1,0 m, indicando uma areia densa. Entretanto, observaram-se dificuldades operacionais quando a caixa dispersora estava posicionada a 1m de altura em relação ao topo do aterro devido à limitação de altura do pórtico onde a caixa era pendurada. Desta forma, a altura de queda adotada foi de 0,90 m entre a face inferior da caixa dispersora móvel e o nível superior do aterro.

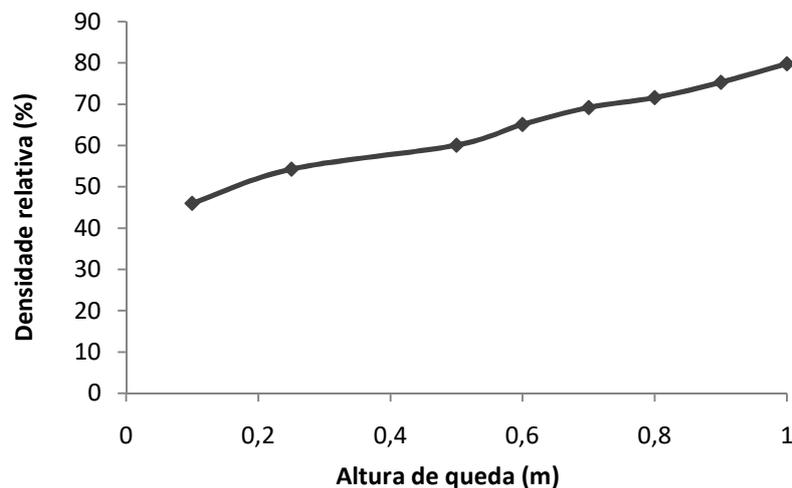


Figura 3.25. Curva de calibração da Chuva de Areia.

3.4.5. PREPARAÇÃO DO ENSAIO

Antes de dar início ao processo de construção do aterro, as paredes laterais da caixa de ensaio foram revestidas com camadas de filme plástico de PVC, comercialmente conhecido como plástico filme transparente, lubrificadas, a fim de reduzir o atrito entre as paredes e o material granular e garantir a condição de estado plano de deformação. Em seguida, o pórtico e a caixa dispersora eram cuidadosamente alinhados à caixa de ensaio, e posicionava-se a caixa dispersora na altura estabelecida pela calibração da chuva de areia.

O preenchimento da caixa iniciava-se com a retirada da tampa da caixa dispersora e por meio de sucessivas passadas foram sendo executadas camadas com altura de 50 mm, controladas pela malha de elementos quadrados existentes na face de acrílico da caixa. À medida que cada camada era concluída, instalava-se junto à face transparente uma camada de areia colorida e os marcos. Durante a elevação do maciço, o tubo instrumentado foi instalado na cota estabelecida, bem como as células de tensão total e o reforço.

A confecção do aterro basicamente seguiu as seguintes etapas construtivas:

- (i) lançamento das camadas do aterro até a cota de instalação da primeira célula de tensão total (275 mm);
- (ii) instalação da célula de tensão total 1 (CTT 1), seguida do posicionamento do tubo na cota previamente estabelecida;
- (iii) instalação das demais células de tensões totais nos pontos determinados;
- (iv) posicionamento do reforço no maciço de acordo com a sua geometria no ensaio;
- (v) lançamento das camadas de areia até a cota onde era feita a dobra das extremidades do reforço (para os arranjos em U invertido e envelopado); e
- (vi) lançamento das camadas finais de areia até atingir o topo do aterro.

No caso específico dos reforços com arranjo em U invertido e envelopado, utilizou-se um suporte auxiliar formado por duas barras com 3/8" de diâmetro, em posição horizontal, com comprimentos iguais à largura da caixa de ensaios e apoiadas nas suas bordas. A Figura 3.26 ilustra a sequência construtiva.

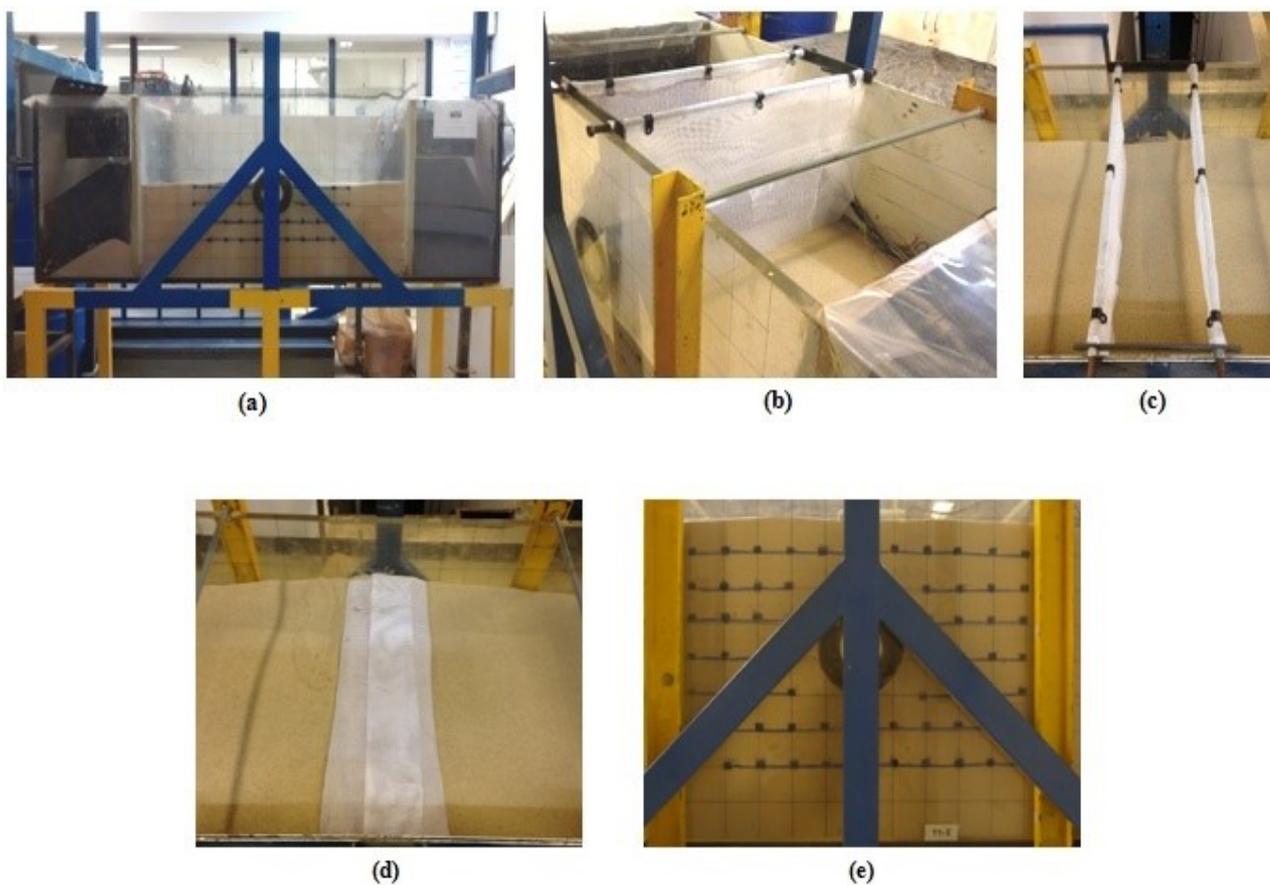


Figura 3.26. Sequência construtiva do ensaio: (a) construção do aterro; (b) instalação do reforço; (c) detalhe das barras de apoio para instalação do reforço; (d) dobra das extremidades do reforço; (e) configuração final do ensaio.

3.4.6. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Ao término da construção do aterro, o sistema de aplicação de carga era posicionado sobre o maciço. A peça de sustentação do sistema de carga era cuidadosamente encaixada à estrutura de reação, sendo interligadas por meio de parafusos. Em seguida, procedia-se da seguinte forma:

- (i) acoplava-se o conjunto de aplicação de carga à estrutura;
- (ii) realizava-se o engate do macaco hidráulico ao cilindro;
- (iii) toda instrumentação era conectada ao sistema de aquisição de dados;
- (iv) configuração do software; e
- (v) posicionamento da câmera fotográfica diante da caixa com foco na região referenciada (Figura 3.27).



Figura 3.27. Realização do ensaio.

Com o sistema montado, iniciava-se o ensaio com a aplicação de carga por meio do macaco hidráulico. Esse mecanismo ejetava o êmbolo do cilindro fazendo com que a placa de alumínio penetrasse no maciço. Os incrementos de carga e de tensões totais no solo, bem como as deformações sofridas pelo tubo eram registradas continuamente durante os ensaios. Os valores registrados eram plotados em gráficos que auxiliava o monitoramento ao longo do ensaio, a fim de garantir que os instrumentos não ultrapassassem sua capacidade máxima. Para tanto, estabeleceu-se que quando os dados dos instrumentos aproximassem dos seus limites, o ensaio deveria ser finalizado. Outro critério de parada adotado ocorria quando curso do êmbolo do cilindro se esgotava (Figura 3.28).



Figura 3.28. Critério de parada do ensaio.

CAPÍTULO 4

4.1. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente capítulo tem por objetivo apresentar e discutir os resultados fornecidos pela instrumentação empregada nos ensaios realizados em escala reduzida. Para tanto, a investigação envolveu uma análise comparativa entre os ensaios com e sem reforço, com o intuito de avaliar a influência da inserção do mesmo num maciço submetido a uma sobrecarga superficial. Inicialmente, será abordada a repetibilidade dos ensaios. Em seguida, serão apresentados os registros de tensões totais no maciço e nas vizinhanças do tubo para os ensaios reforçados, bem como as deformações sofridas pelo tubo ensaiado. Por fim, será apresentada a análise qualitativa dos deslocamentos no solo obtidos por meio de imagens de fotografias tiradas durante os ensaios.

4.1.1. REPETIBILIDADE DOS ENSAIOS

Para o desenvolvimento do estudo seria de suma importância garantir uma boa precisão e correlação entre os resultados. Desta forma, para aferir a precisão dos resultados obtidos foram realizados dois ensaios sem reforço e dois ensaios reforçados com a configuração geométrica em ‘camada’ para cada tipo de reforço, perfazendo um total de 8 ensaios, mantendo as mesmas condições do maciço.

Além disso, a repetibilidade dos ensaios para estas condições permite avaliar se as propriedades, como homogeneidade e uniformidade do solo, são asseguradas por meio do método de chuva de areia. A Figura 4.1 aponta a disposição das células de tensão total instaladas no maciço ao redor do tubo.

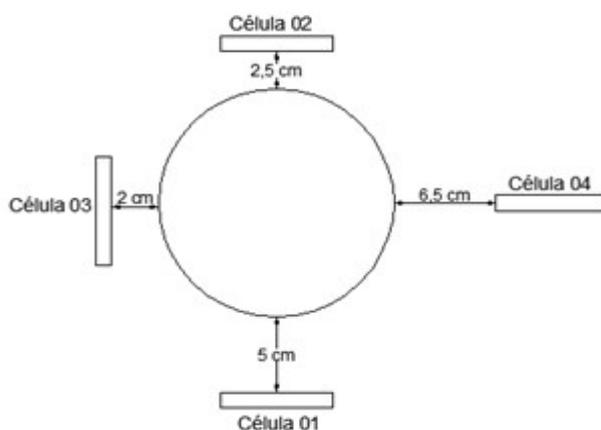


Figura 4.1. Disposição das células de tensão total em torno do tubo.

Durante os ensaios eram feitas leituras das tensões no interior do maciço por meio das células de tensões totais e das cargas aplicadas por meio da célula de carga, de tal modo que a partir dos dados fornecidos foram elaborados gráficos em termos das tensões aplicadas no topo do aterro versus tensões lidas pelas células.

A Figura 4.2 apresenta as curvas que relacionam tensões lidas pelas células de tensões totais inseridas no maciço em função da sobrecarga superficial para os ensaios sem reforço. É possível notar que nos dois ensaios a sobrecarga máxima atingida assume valores muito próximos, dado que no ensaio sem reforço SR (R) a sobrecarga máxima foi de 162 kPa, enquanto que no SR foi de 144 kPa.

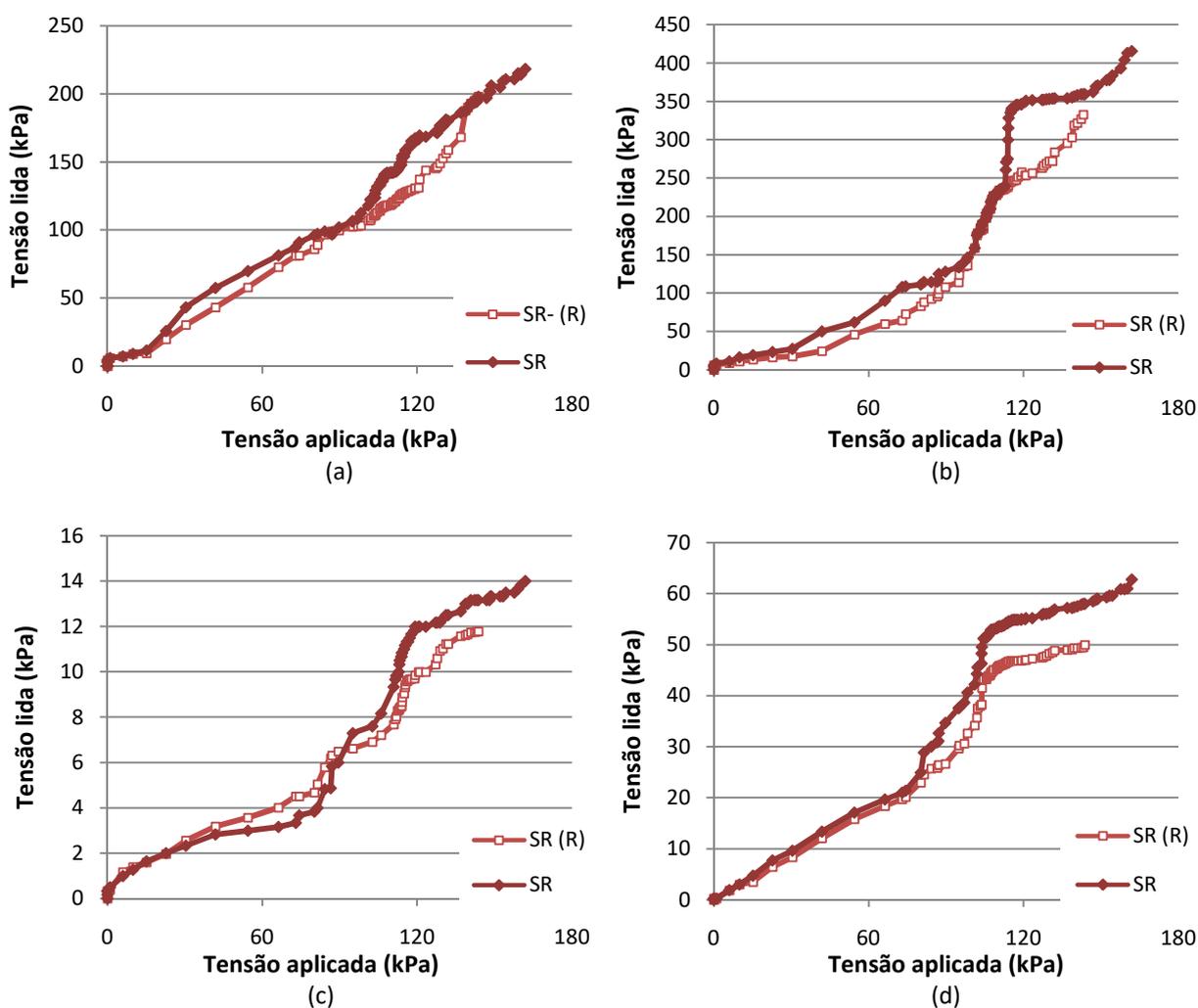


Figura 4.2. Tensões registradas nos ensaios sem reforço: (a) Célula de tensão 01; (b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.

Verifica-se ainda que as tensões totais finais registradas no ensaio SR foram superiores em relação ao ensaio SR (R) em todas as regiões ao redor do tubo, bem como as tensões obtidas para o nível de carregamento de 144 kPa (tensão máxima atingida no ensaio sem reforço SR).

Desta forma, admitir-se-á o ensaio SR com ensaio de referência na análise comparativa com os ensaios com reforço.

Na Figura 4.3 estão apresentados os resultados tensões lidas pelas células de tensões totais instaladas no interior do maciço em função das tensões aplicadas no topo do aterro e para os ensaios realizados com o reforço R1 em camada. No que diz respeito a sobrecarga máxima aplicada em ambos ensaios, observou-se que a diferença entre os valores máximos atingidos é insignificante, de tal forma que foram aplicadas no ensaio R1-C tensões da ordem de 222 kPa, enquanto que no ensaio R1-C (R) atingiram-se valores de tensões de cerca de 218,5 kPa .

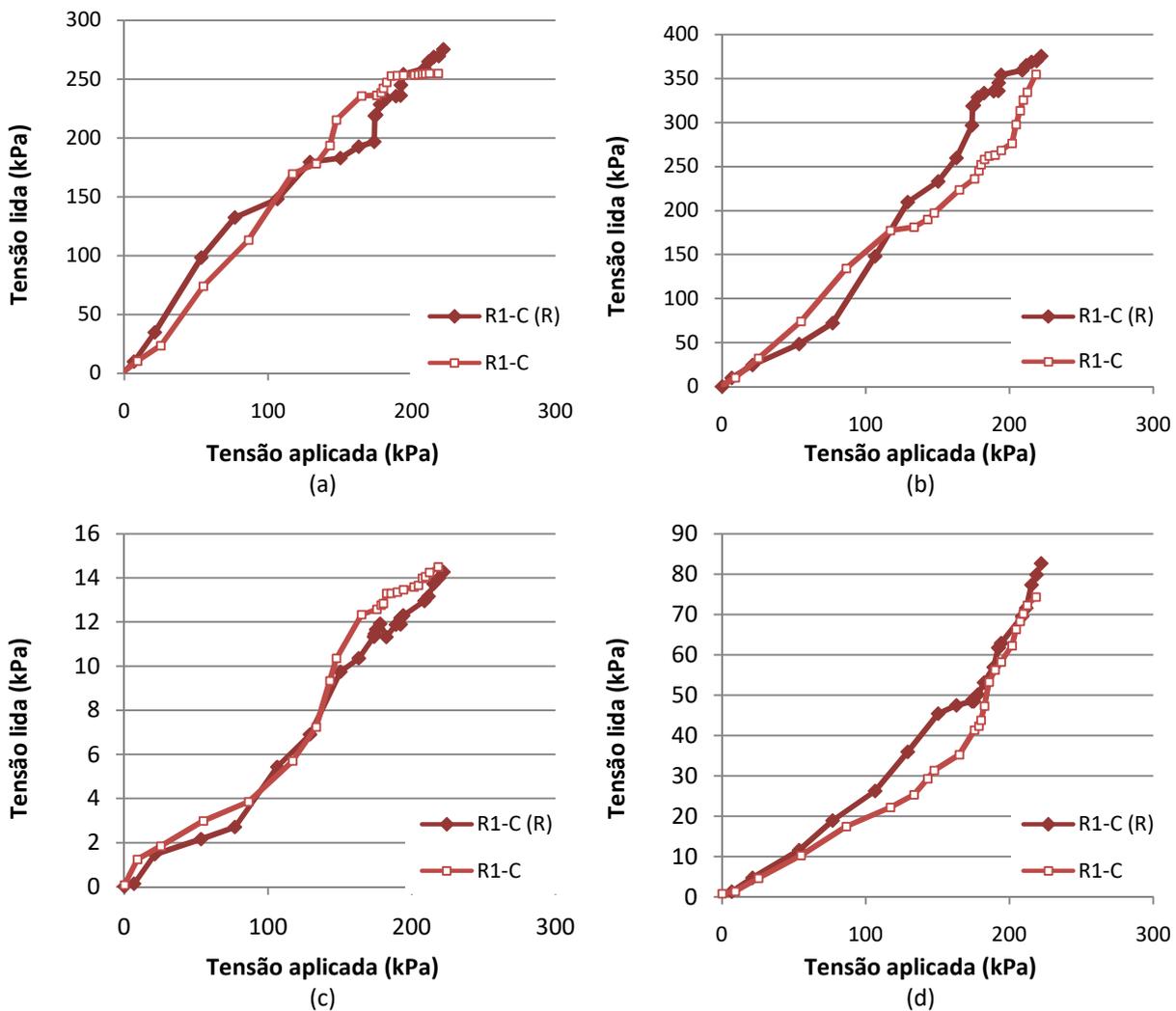


Figura 4.3. Tensões registradas nos ensaios com reforço 1 em camada: (a) Célula de tensão 01;(b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.

Na Figura 4.4 estão indicados os registros de tensões obtidas ao longo dos dois ensaios realizados com o reforço R2 na configuração em camada. Assim como nos ensaios mencionados acima, a tensão final aplicada na superfície do maciço para as duas situações expressaram a mesma ordem de grandeza, atingindo cerca de 220 kPa. As curvas indicadas a

seguir evidenciam uma boa repetibilidade dos resultados para o ensaio executado com o reforço R2, uma vez que nos dois casos as curvas apresentam uma concordância dos dados durante toda a realização dos ensaios e para todas as regiões avaliadas ao redor tubo. Este comportamento é notado, principalmente, na região do topo e nas laterais do tubo.

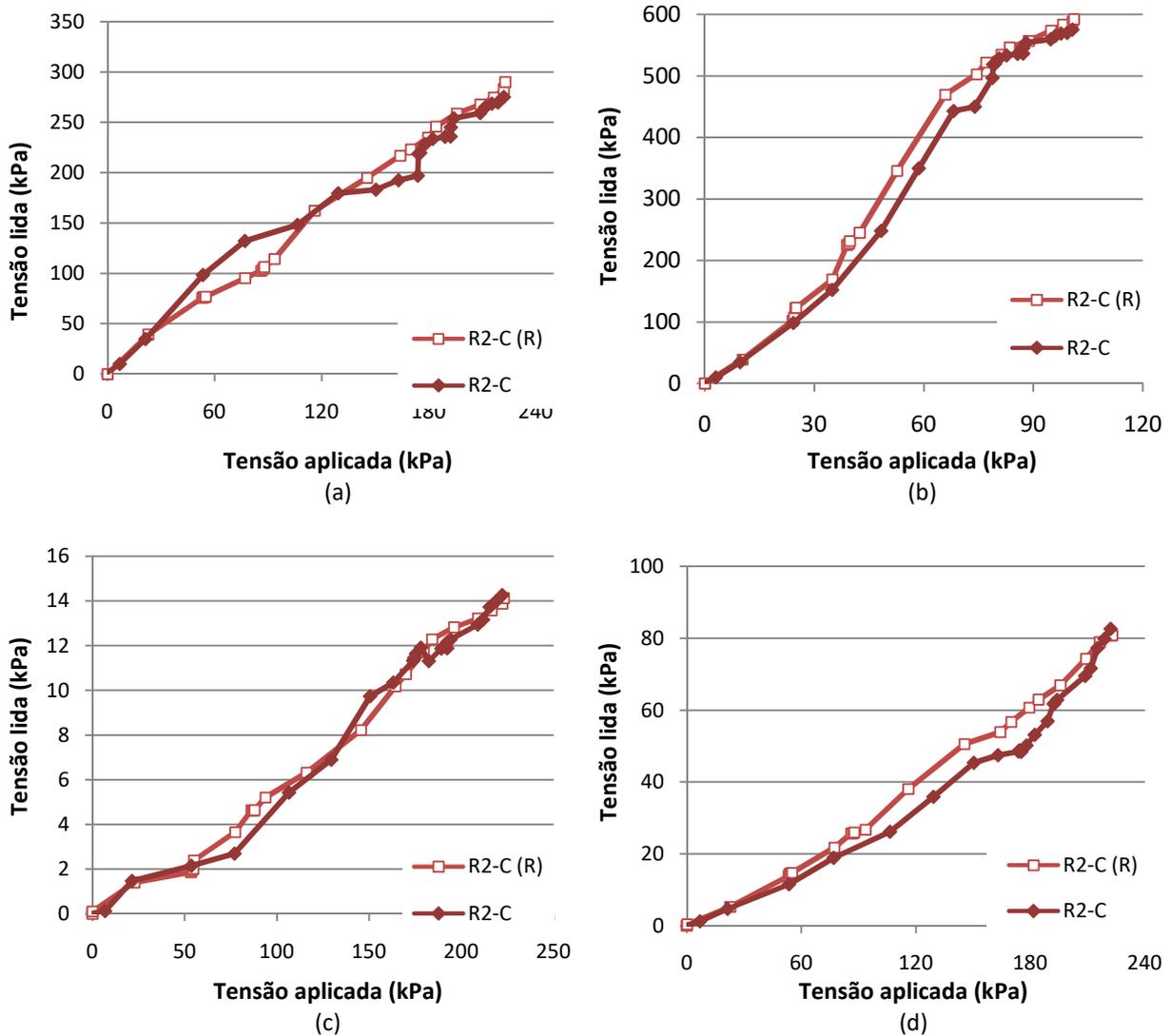


Figura 4.4. Tensões registradas nos ensaios com Reforço 2 em camada - (a) Célula de tensão 01; (b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.

A Figura 4.5 apresenta uma comparação entre os dois ensaios reforçados executados sob as mesmas condições de preparação do aterro. Nota-se que o comportamento das tensões nos dois casos analisados é semelhante ao longo de todo ensaio para as regiões abaixo do tubo e na lateral do mesmo, como indica as Figura 4.4a e d. Este comportamento se destaca principalmente nos trechos iniciais das curvas.

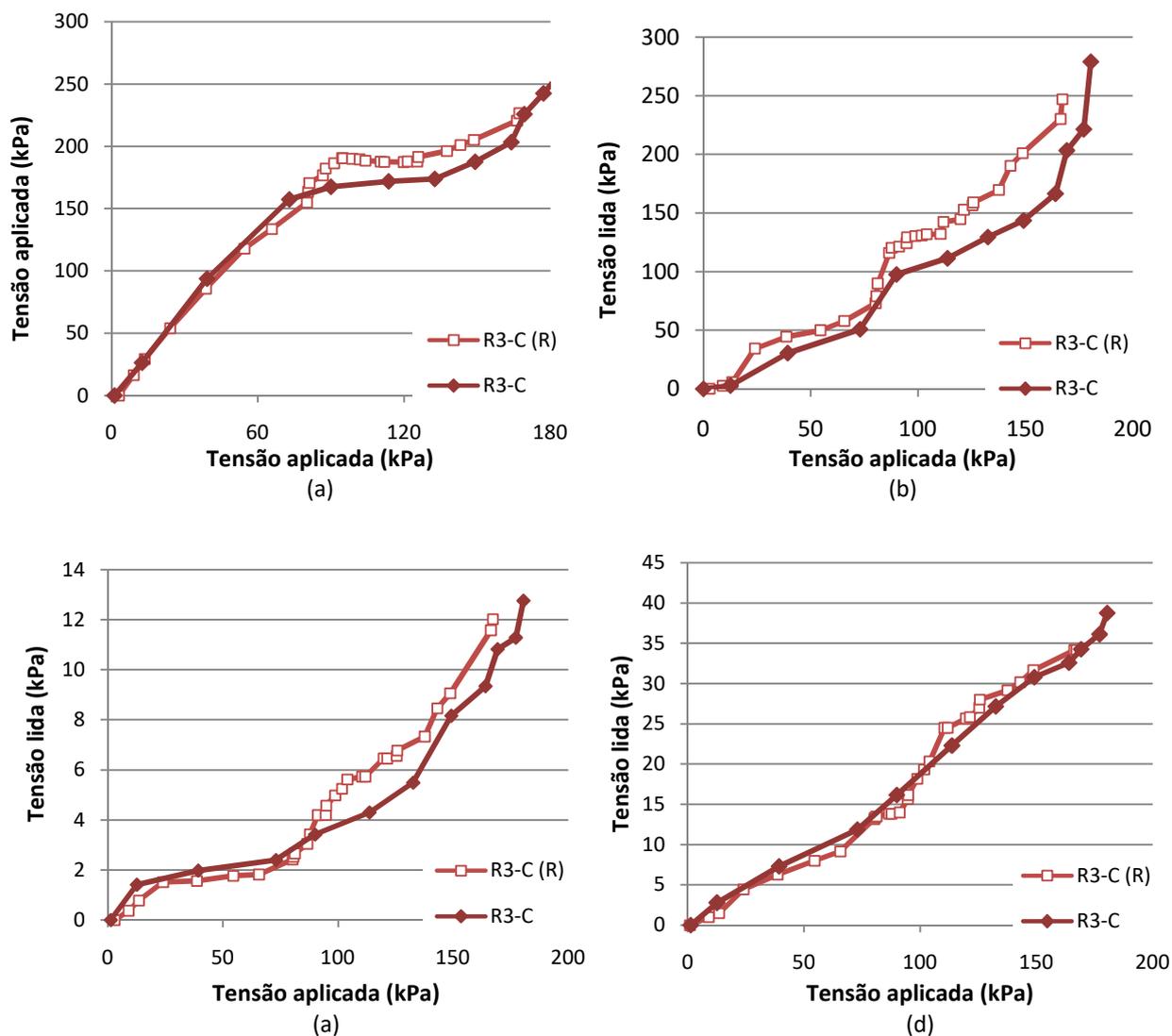


Figura 4.5. Tensões registradas nos ensaios com reforço 3 em camada: (a) Célula de tensão 01; (b) Célula de tensão 02; (c) Célula de tensão 03; (d) Célula de tensão 04.

Portanto, pode-se concluir que, de modo geral, os ensaios reforçados indicaram que os resultados apresentaram uma boa repetitividade, bem como confirmam a eficiência da metodologia de construção do aterro.

É válido ressaltar que, conforme mencionado no item 3.4.7, ensaios preliminares foram realizados com o objetivo de avaliar as condições de trabalho dos reforços selecionados para a pesquisa. Entretanto, esses ensaios foram executados empregando as células de tensões totais e célula de carga como instrumentação, ou seja, os ensaios R1-C (R), R2-C (R) e R3-C (R) foram realizados apenas para assegurar a repetitividade dos resultados. Contudo, como os ensaios R1-C, R2-C e R3-C apresentam informações das tensões no maciço e das deformações sofrida pelo tubo, esses serão admitidos com ensaio reforçados de referência e serão analisados nos itens a seguir.

4.1.2. ESTUDO DA PRESSÃO VERSUS DESLOCAMENTO DA PLACA NO MACIÇO

Os resultados indicados neste item serão apresentados graficamente em termos da pressão aplicada versus Δ_p (mm), onde Δ_p representa o recalque da placa (Figura 4.6). Inicialmente, a placa era posicionada na superfície do aterro e ao longo dos ensaios observou-se o deslocamento desta em relação à posição inicial (recalque da placa) conforme os incrementos de tensões verticais eram aplicados.

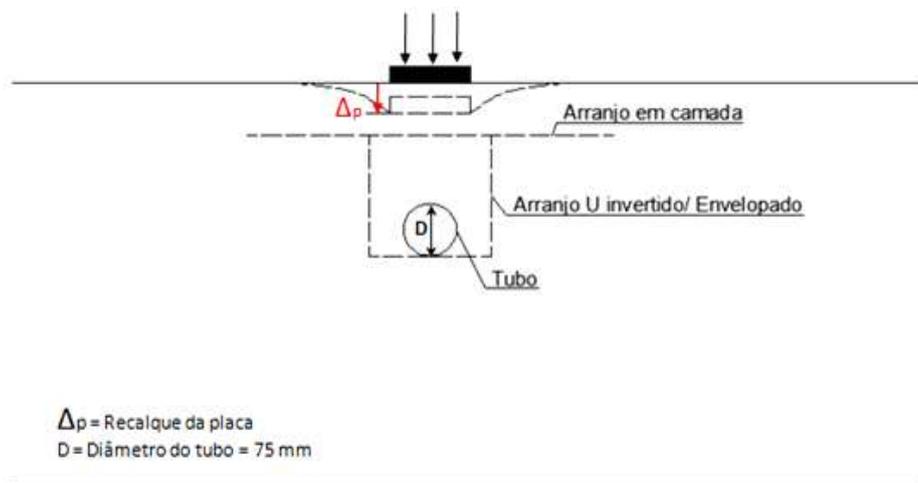


Figura 4.6. Esquema dos ensaios realizados com a aplicação de carga na vertical.

A Figura 4.7 apresenta os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados empregando os reforços na configuração em camada. Os resultados do ensaio sem reforço também serão inseridos com o intuito de estabelecer uma análise comparativa com os demais. Pode-se observar que no ensaio sem reforço, de referência, o recalque da placa foi de 67 mm, para uma pressão máxima aplicada na superfície do aterro de 162 kPa. Para este mesmo nível de pressão nos ensaios R1-C, R2-C e R3-C atingiram-se valores de Δ_p iguais a 72, 30, 17 mm, respectivamente, indicando que os deslocamentos obtidos nos ensaios realizados com o reforço R2 e R3 foram menores em relação ao ensaio de referência.

Em relação aos valores do Δ_p ao final dos ensaios, notou-se que no ensaio realizado com o reforço R1, a distância foi de aproximadamente 73 mm podendo constatar que a base da placa encontrava-se muito próximo ao reforço. Entretanto, durante a etapa de retirada do material da caixa foi possível notar o rompimento do reforço R1 em virtude da visualização de um rasgo. Nos ensaios realizados utilizando o reforço R2 e R3, os valores de Δ_p ao final do ensaio

foram inferiores a 40 mm. Esses resultados mostram que, para um mesmo nível de carga, a placa se aproximou menos do tubo nos casos reforçados.

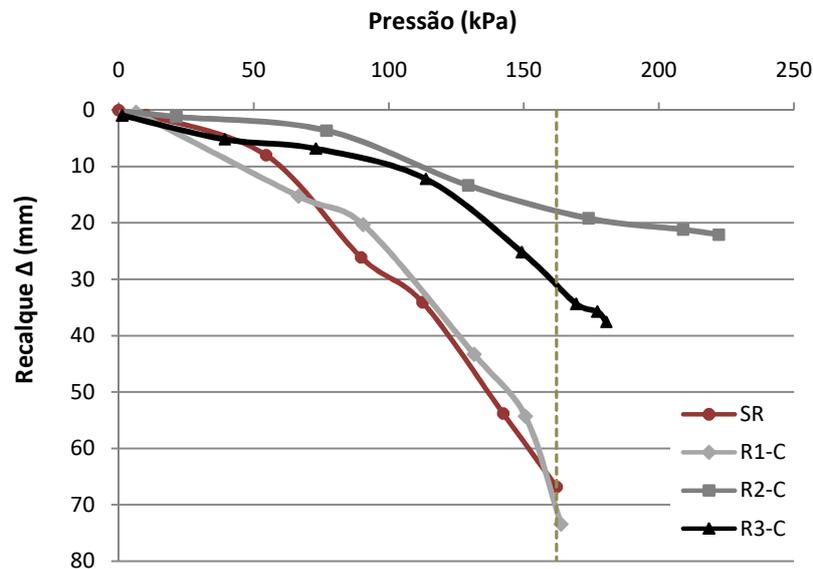


Figura 4.7. Resultados dos ensaios realizados sem reforço e com reforço na configuração em camada.

A Figura 4.8 apresenta os resultados referentes aos ensaios reforçados com arranjo em U invertido e do ensaio sem reforço. Diante dos resultados apresentados foi possível observar que o comportamento do aterro reforçado com o geossintético na configuração geométrica em U invertido é similar aos dos ensaios realizados com arranjo em camada. De modo geral, os recalques observados nos ensaios foram inferiores a 75 mm, o que indica que teoricamente não houve nenhum contato da base da placa com o reforço. Além disso, os resultados mostram que no ensaio R2-U, ao atingir o mesmo nível de pressão do ensaio sem reforço percebe-se que a presença do reforço oferece uma maior resistência à penetração da placa no maciço, de tal modo que o valor de Δ_p foi de 31 mm (corresponde a 50% do deslocamento no ensaio sem reforço). No que diz respeito ao reforço 3, foi perceptível o benefício da inclusão deste reforço, uma vez que os valores de Δ_p são significativamente inferiores ao valor Δ_p de referência, bem como em comparação com o deslocamento obtidos pelos outros materiais. Neste ensaio, a placa recalcou aproximadamente 17 mm para o nível de tensão de 162 kPa (caso sem reforço) e 25 mm à uma tensão de 205 kPa (tensão máxima aplicada). Por outro lado, no ensaio R1-U notou-se que a presença do reforço não apontou benefícios em relação ao ensaio sem reforço.

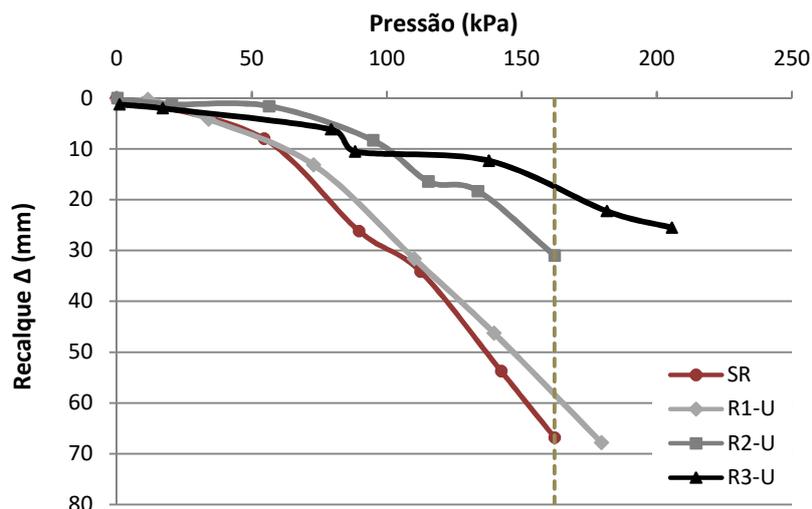


Figura 4.8. Resultados dos ensaios realizados sem reforço e com reforço na configuração de U invertido.

Por fim, os resultados dos ensaios reforçados para o arranjo envelopado, bem como o ensaio sem reforço estão indicados na Figura 4.9. Analisando o recalque da placa para o nível final de pressão do ensaio de referência (162 kPa), notou-se que houve uma diminuição de 67 mm para aproximadamente 48, 11 e 20 mm para os ensaios reforçados R1-E, R2-E e R3-E, respectivamente. No ensaio R2-E, a placa recalcou aproximadamente 27 mm para uma tensão de 236 kPa, cerca de 1,5 vezes superior àquela aplicada no ensaio de referência. As Figuras 4.10a a 4.10c mostram o registro da penetração da placa ao final dos ensaios reforçados com arranjo envelopado, cujos valores finais de Δ_p foram 61, 27 e 25 mm nos ensaios R1-E, R2-E e R3-E, respectivamente.

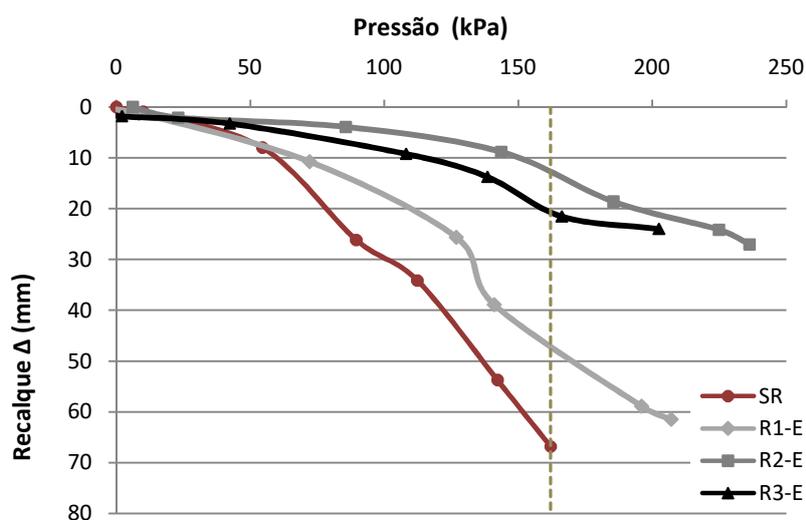


Figura 4.9. Resultados dos ensaios realizados sem reforço e com reforço na configuração envelopado.

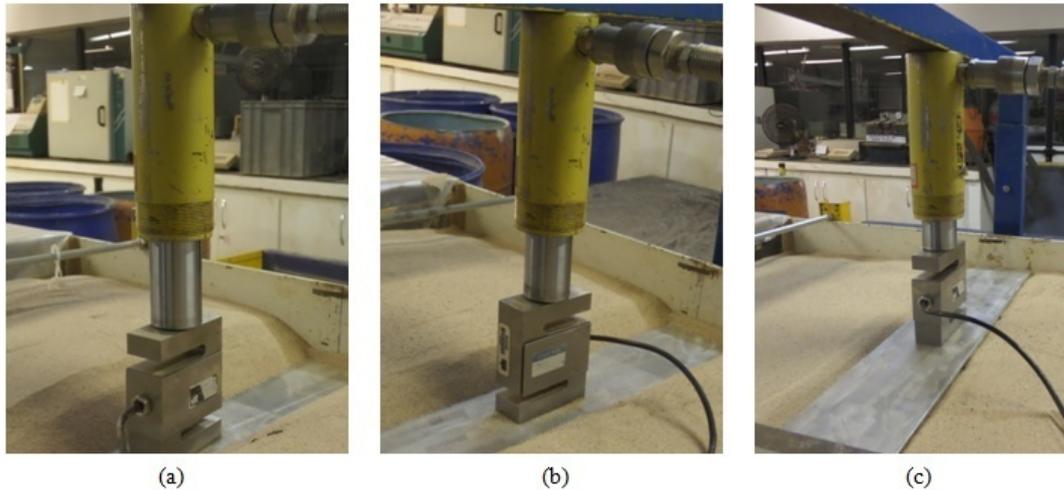


Figura 4.10. Posição final da placa nos ensaios em arranjo envelopado: (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos recalques finais da placa de carregamento (d_p) obtidos em cada ensaio, os recalques (d'_p) registrados para o nível de tensão máxima de 162 kPa, atingida no ensaio sem reforço e a razão entre os recalque obtidos nos ensaio reforçados em relação ao ensaio de referência (d_p/d'_p).

Tabela 4.1. Registro dos recalques da placa de carregamento nos ensaios.

Ensaio	$\sigma_{\text{máx}} \text{ aplicada}$ (kPa)	d_p (mm)	d'_p (mm)	d_p/d'_p
SR	162	67	67	
R1-C	163,7	73,4	72	1,08
R2-C	222,1	22,1	17	0,25
R3-C	180,5	37,6	31	0,46
R1-U	179,5	67,8	58	0,87
R2-U	162	26,3	30	0,45
R3-U	205,5	25,5	17	0,25
R1-E	207	61,5	48	0,72
R2-E	236,2	24,7	11	0,16
R3-E	202,5	22,4	20	0,30

4.1.3. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DAS TENSÕES NO SOLO EM TORNO DO TUBO

A verificação da influência do reforço no desenvolvimento de tensões em aterros que contêm tubulações enterradas foi possível devido à presença de células de tensão total inseridas no aterro. Embora tenham sido utilizadas três configurações para os reforços, as posições das células em relação ao tubo foram mantidas constantes em todos os ensaios.

Os resultados obtidos a partir dos registros de células de tensão total inseridas no aterro com e sem reforço estão separados segundo a configuração geométrica do reforço adotada nos ensaios, com intuito de facilitar a análise comparativa dos diferentes tipos de reforço em relação a condição ensaiada sem a presença do mesmo.

A Figura 4.11 apresenta os registros de tensões totais da célula 01. Pode-se observar nos ensaios com maciço reforçado que, independente da configuração assumida, os valores de tensões registradas na região abaixo do tubo foram menores comparados com o ensaio de referência, isto é, sem reforço (SR). Porém, no caso específico do ensaio em camada, este comportamento das tensões só é verificado para níveis de tensão inferiores a 162 kPa (Figura 4.11a). Pode-se notar ainda que as configurações em U invertido e envelopado apresentaram maiores reduções de tensões que o arranjo em camada, conforme mostram as Figuras 4.11b e 4.11c, particularmente para o ensaio com o arranjo envelopado.

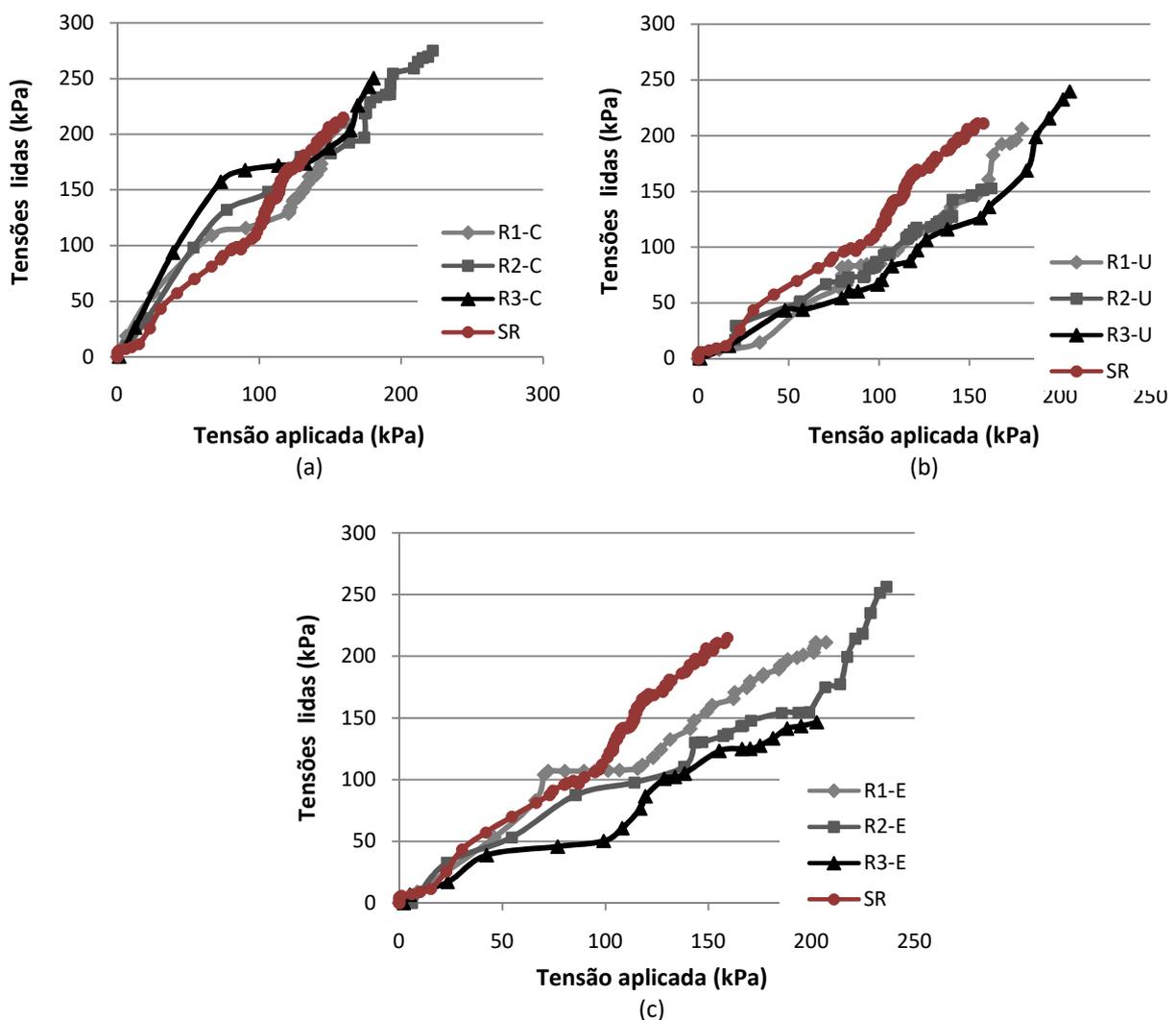


Figura 4.11. Registros da célula de tensão 01:(a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.

A Tabela 4.2 apresenta as tensões máximas registrada pela célula de tensão total ($\sigma_c máx$), as tensões registradas nos ensaios reforçados para o mesmo nível de tensão máxima na superfície no ensaio de referência (σ), bem como as razões entre as tensões em ensaios reforçados (σ) e de referência (σ_{sr}). Mediante os valores expostos, pode-se observar que a utilização do reforço R3 em configuração envelopada apresentou uma redução de tensões totais na região abaixo do tubo de 42% em relação a condição não reforçada.

Tabela 4.2. Tensões registradas nos ensaios pela célula 01.

Ensaio	$\sigma_c máx$ (kPa)	σ (kPa)	σ/σ_{sr}
SR	218,4	-	1,00
R1-C	221,2	213,8	0,98
R2-C	275,3	191,7	0,88
R3-C	250,3	201,0	0,92
R1-U	208,8	172,4	0,80
R2-U	152,9	152,8	0,71
R3-U	239,5	137,9	0,64
R1-E	211,4	170,6	0,79
R2-E	256,2	139,7	0,65
R3-E	146,5	124,2	0,58

Outro aspecto importante analisado diz respeito à condição final dos ensaios, onde na maioria dos ensaios, os registros de tensão total foram superiores aos do ensaio sem reforço. No ensaio R2-E, a célula 01 registrou o maior valor de tensão final ($\sigma_c máx = 256$ kPa). Nos ensaios reforçados, ao analisar a tensão no solo registrada para o nível de tensão de 162 kPa atingido no ensaio de referência, observa-se uma redução de até aproximadamente 42% no valor da tensão lida pela célula 01. Para este mesmo nível de tensão, o recalque da placa de carregamento nos ensaios reforçados foi de 50% menor àquele apresentado no ensaio de referência, isto é, $\Delta_p = 67$ mm. Nos ensaios realizados com a presença do reforço R1, pode-se notar que, para as configurações em camada horizontal e em U invertido, houve uma diminuição insignificante no valor das tensões no maciço (aproximadamente 8%).

Os resultados obtidos nos ensaios reforçados em arranjo de U invertido e envelopado com os reforços R2 e R3 apontam reduções de tensões σ superiores a 30%. É importante ressaltar que nestes casos também foram obtidos os menores valores de Δ_p da placa de carregamento.

Portanto, é possível constatar os efeitos benéficos quanto à inserção destes reforços instalados com arranjos em U e envelopado.

A célula de tensão 02, por sua vez, registrou as tensões acima do topo do tubo. Nesta região concentram-se as maiores tensões, devido à proximidade com a superfície. Os resultados obtidos por esta célula são apresentados na Figura 4.12. Pôde-se verificar que a presença do reforço para todas as configurações propiciou uma redução dos níveis de tensões no maciço em comparação com o ensaio sem reforço. Entretanto, nos ensaios com arranjo em U invertido e envelopado apontam reduções nos valores de tensões no solo significativamente maiores, principalmente para os reforços R2 e R3. Portanto, observa-se que o comportamento das tensões no maciço reforçado depende tanto da configuração geométrica de instalação quanto a rigidez à tração dos reforços.

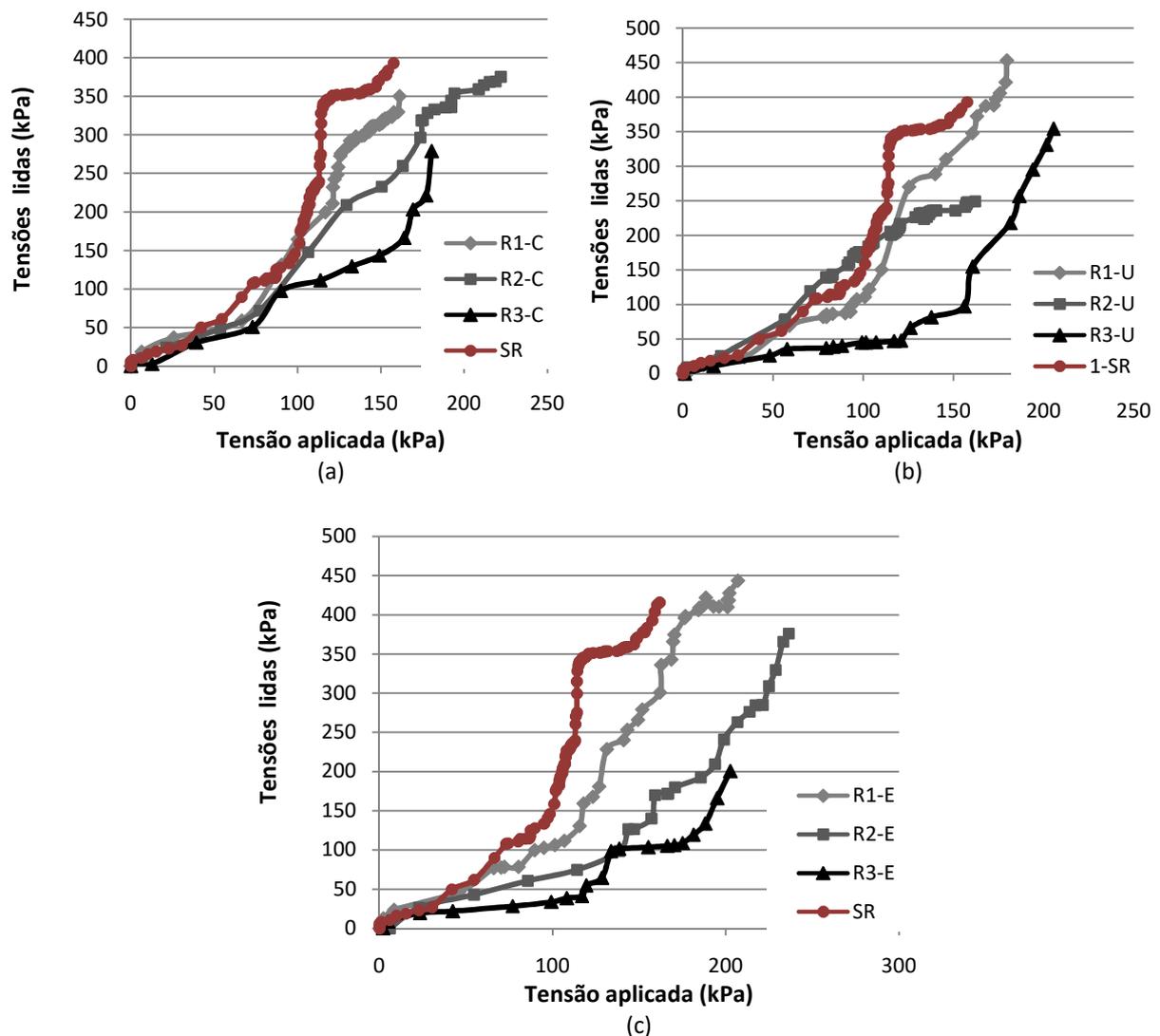


Figura 4.12. Registros da célula de tensão 02 - (a) Ensaio com configurações em camada; (b) Ensaio com configurações em U invertido (c) Ensaio com configurações envelopadas.

Na Tabela 4.3 estão apresentadas as tensões máximas lidas acima do tubo pela célula 02 ($\sigma_{c\text{ máx}}$) em cada ensaio realizado, assim como os níveis de tensão (σ) atingidos em todos os ensaios reforçados correspondentes ao nível de tensão máxima na superfície no ensaio sem reforço, cujo carregamento máximo foi de 162 kPa.

Tabela 4.3. Tensões registradas nos ensaios acima do tubo (célula de tensão 02).

Ensaio	$\sigma_{c\text{ máx}}$ (kPa)	σ (kPa)	σ/σ_{sr}
SR	415,6	-	1,00
R1-C	351,8	350,7	0,84
R2-C	375,3	257,0	0,62
R3-C	278,9	163,0	0,39
R1-U	452,8	360,9	0,87
R2-U	248,9	248,9	0,60
R3-U	354,2	158,4	0,38
R1-E	443,8	335,1	0,81
R2-E	376,2	170,6	0,41
R3-E	200,5	104,5	0,25

Embora se tenha registrado tensões elevadas na região da célula 02, em virtude da maior proximidade da célula com a área de aplicação da sobrecarga, os resultados evidenciaram uma redução significativa dos esforços no maciço reforçado. Observou-se, por meio das relações entre as tensões em ensaios com e sem reforço (σ/σ_{sr}), que no ensaio R3-E a tensão no solo é 4 vezes inferior àquela registrada no ensaio sem reforço, assim como o deslocamento da placa no ensaio reforçado foi 3 vezes menor em relação ao deslocamento no ensaio de referência. Tal comportamento justifica-se pelo fato do reforço está suportado parte do esforço proveniente do carregamento superficial, provocando assim um alívio de tensões no solo. É importante notar o desempenho do reforço R3 em relação aos demais reforços, uma vez que o mesmo apresentou as maiores reduções em todos os arranjos estudados.

De acordo com os resultados apresentados referentes aos ensaios executado com o reforço R1, pode-se observar que as tensões lidas pela célula 02, em todos os arranjos, são cerca de 20% menores que σ_{sr} . Por outro lado, ao comparar este comportamento das tensões em relação ao quanto à placa de carregamento penetrou no maciço, para o mesmo nível de tensão aplicada na superfície do maciço, não era esperado que houvesse esta redução para o reforço R1, pois este não apresentou reduções significativas de recalques da placa de carregamento.

Para compreender melhor a redistribuição de tensões ao redor do tubo é necessário também conhecer as tensões obtidas nas laterais do tubo. Para tanto, foram instaladas células de tensão alinhadas no eixo central do tubo, como ilustrado na Figura 4.10. A célula 03 foi instalada na vertical para medir as tensões horizontais atuantes, enquanto que a célula 04 foi posicionada horizontalmente. Os resultados obtidos por esta célula são apresentados na Figura 4.13.

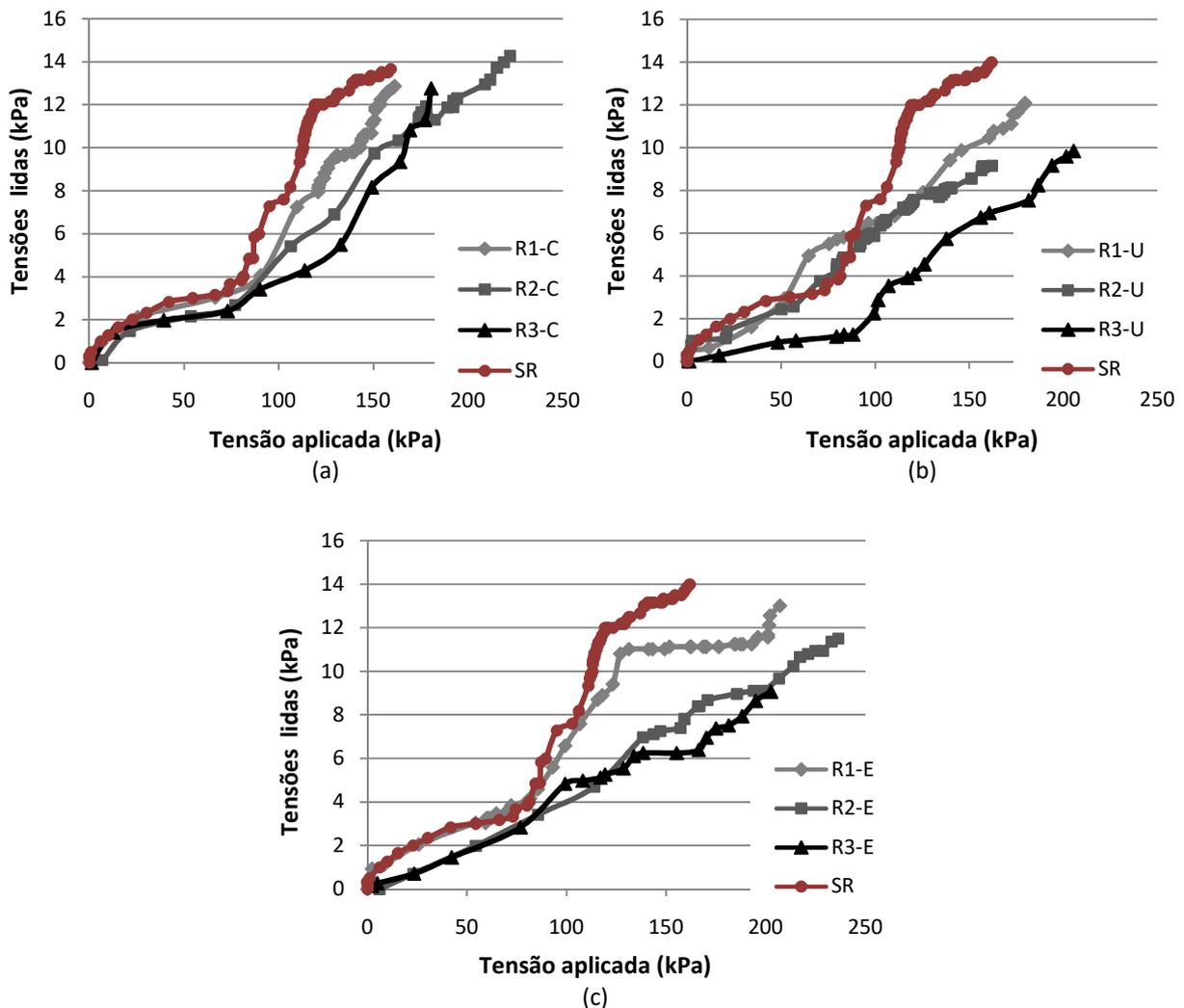


Figura 4.13. Registros da célula de tensão 03: (a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.

Na Tabela 4.4 estão expressos os valores referentes às tensões máximas no solo ($\sigma_{c\ máx}$), os níveis de tensão (σ) atingidos nos ensaios reforçados para o nível de tensão aplicada de 162 kPa (tensão final no ensaio sem reforço) e a relação entre as tensões em ensaios reforçados (σ) e de referência (σ_{SR}) obtidos por meio da célula 03.

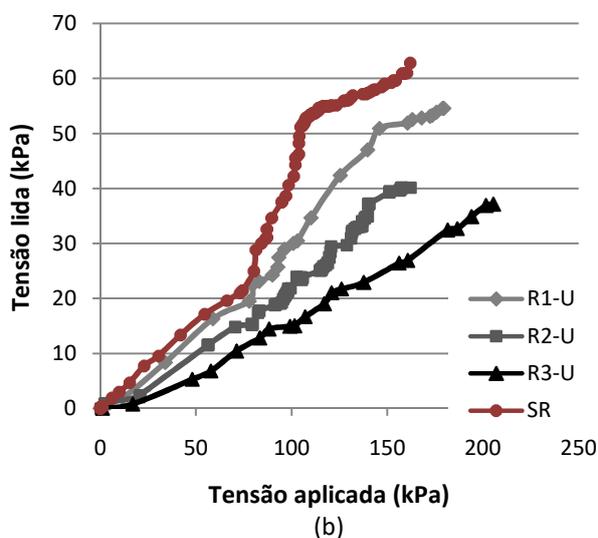
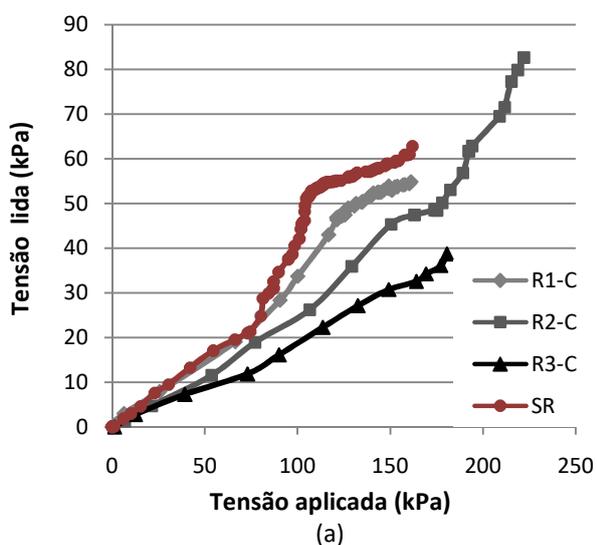
Nota-se que a razão entre as tensões horizontais nos ensaios reforçados e no ensaio de referência são inferiores a 1, com diminuição dos valores de tensão de até 55% no caso do

ensaio R3-E. Além disso, constatou que, embora o ensaio R2-C tenha apresentado registro de tensões finais ($\sigma_{c\text{máx}}$) superiores ao ensaio SR, este aumento representa apenas 1%, não sendo, portanto um valor expressivo. Dentre as configurações geométricas de instalação em análise neste caso, nota-se que os arranjos em U invertido e envelopado apresentaram os resultados mais satisfatórios para todos os reforços, com tensões (σ) até 2 vezes menores.

Tabela 4.4. Tensões registradas nos ensaios pela célula 03.

Ensaio	$\sigma_{c\text{máx}}$ (kPa)	σ (kPa)	σ/σ_{sr}
SR	14,00	-	1,00
R1-C	13,09	12,92	0,92
R2-C	14,26	10,28	0,73
R3-C	12,75	9,17	0,65
R1-U	12,09	10,63	0,76
R2-U	9,14	9,14	0,65
R3-U	9,83	6,98	0,50
R1-E	10,14	11,13	0,79
R2-E	11,51	8,03	0,57
R3-E	9,06	6,33	0,45

Os registros da célula de tensão 04 estão mostrados nas Figuras 4.14. É possível notar que em todos os arranjos empregados as tensões registradas no maciço reforçado foram inferiores àquelas obtidas para o nível de carregamento máximo aplicado no ensaio SR. É possível perceber, à princípio, que os reforços R2 e R3 apontam reduções mais expressivas em relação tanto ao ensaio de referência e ao ensaio com o reforço R1.



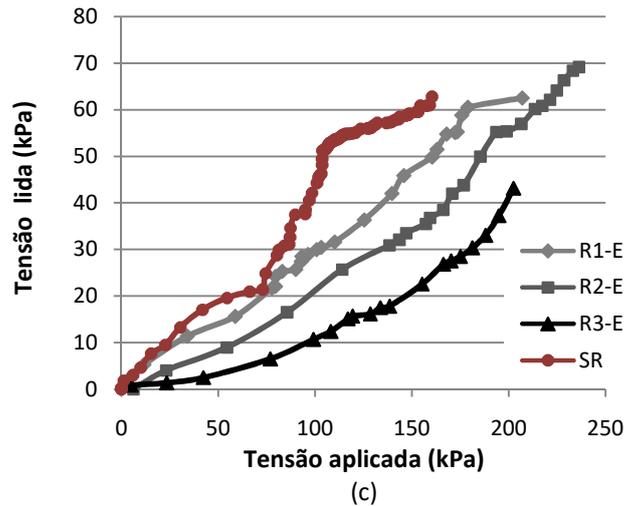


Figura 4.14. Registros da célula de tensão 04: (a) Ensaios com configurações em camada; (b) Ensaios com configurações em U invertido (c) Ensaios com configurações envelopadas.

A Tabela 4.5 apresenta a análise dos resultados obtidos pela célula 04 nos ensaios com e sem reforço. A tensão máxima lida pela célula 04 no ensaio de referência foi de aproximadamente 63 kPa para a tensão aplicada na superfície do aterro igual a 162 kPa. Os ensaios R2-C e R2-E registraram tensões máximas maiores que 63 kPa. Entretanto, ao se compararem as tensões obtidas no mesmo nível de carregamento máximo atingido no ensaio sem reforço, as tensões foram iguais a 47,2 e 37,5 kPa, respectivamente, indicando reduções de aproximadamente 25 e 40%.

Tabela 4.5. Tensões registradas nos ensaios pela célula 04.

Ensaio	$\sigma_{c\text{ máx}}$ (kPa)	σ (kPa)	σ/σ_{sr}
SR	62,78	-	1,00
R1-C	54,85	55,08	0,88
R2-C	82,62	47,23	0,75
R3-C	38,74	32,30	0,51
R1-U	54,56	52,21	0,86
R2-U	40,16	40,12	0,66
R3-U	37,12	27,23	0,45
R1-E	62,56	50,75	0,81
R2-E	69,16	37,51	0,60
R3-E	43,16	25,13	0,40

Os resultados mostraram, de modo geral, que a presença do reforço no maciço altera favoravelmente o estado de tensões no solo, proporcionando uma redução das tensões. É válido ressaltar alguns aspectos avaliados nos ensaios. Primeiramente, pode-se afirmar que os

três reforços utilizados responderam satisfatoriamente à proposta da pesquisa. Porém, observou-se um padrão semelhante em todas as análises, com o reforço R3 apresentando os resultados mais favoráveis em termos de redução da magnitude das tensões, seguido do reforço R2 e do reforço R1. Este comportamento encontra-se em conformidade com os registros dos deslocamentos da placa de carregamento contra o maciço, onde notou-se uma resistência à penetração maior para os reforços R3 e R2. Quanto à avaliação das configurações geométrica de instalação dos reforços, verificou-se que o arranjo envelopado apresentou o melhor desempenho, seguido do U invertido.

A Tabela 4.6 aponta as reduções de tensão nos ensaios reforçados para o nível de carregamento de 162 kPa, registrada por cada célula de tensão total inserida no aterro.

Tabela 4.6. Reduções de tensões totais obtidas nos ensaios reforçados em relação ao ensaio SR.

Ensaio	CTT-01	CTT-02	CTT-3	CTT-04
R1-C	2%	16%	8%	12%
R1-U	20%	13%	24%	14%
R1-E	21%	19%	21%	19%
R2-C	12%	38%	27%	25%
R2-U	29%	40%	35%	34%
R2-E	35%	59%	43%	40%
R3-C	8%	61%	35%	49%
R3-U	36%	62%	50%	55%
R3-E	42%	75%	55%	60%

Portanto, é possível notar que a presença do reforço R3 no maciço propiciou reduções significativas nos valores de tensão no solo em todas as configurações geométricas utilizadas, mas principalmente na região acima do tubo onde obteve-se reduções de 60 a 75%. O reforço R2 também apresentou efeitos benéficos. Entretanto, por meio dos registros de tensões totais observa-se que o reforço R1 proporciona uma redução máxima nos valores de tensões no solo de 24%, sendo que a configuração em camada foi a que indicou ganhos consideravelmente pequenos em relação às demais configurações e ensaios reforçados.

4.1.4. DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELO TUBO

Neste item serão avaliadas as deformações sofridas pelo tubo instrumentado em decorrência do carregamento aplicado na superfície do aterro. A análise será realizada em função dos dados de deformação obtidos por extensômetros elétricos fixados ao longo do perímetro do

tubo, em sua seção central. Foram instalados sete extensômetros em diferentes pontos, espaçados de um ângulo de 45°.

Convencionou-se que as deformações de compressão serão indicadas com sinal negativo e de tração com sinal positivo. Devido à simetria do sistema, as deformações dos extensômetros a 45° foram rebatidas à esquerda do eixo central do tubo, isto é para o ponto a 315°, a fim de que se pudesse completar o diagrama.

Os gráficos estão expressos os valores das deformações sofridas pelo tubo em função das tensões aplicadas no maciço. Este gráfico apresenta as deformações máximas ($\mu\text{m}/\text{m}$) sofridas pelo tubo nos pontos onde os extensômetros foram instalados, para o ensaio de referência, que atingiu uma tensão máxima de 162 kPa. É importante frisar que a linha em vermelho, representa as deformações sofridas pelo tubo, não a sua forma deformada.

A Figura 4.15 apresenta as deformações em diferentes pontos do tubo versus a tensão aplicada para o ensaio de referência (SR). Verificou-se que os pontos EXT 90° e EXT 270° atingiram valores de deformação da mesma ordem de grandeza e apresentando um comportamento similar ao longo do ensaio. Além disso, percebeu-se que o topo do tubo está sujeito a deformações de compressão de maior magnitude em relação à base.

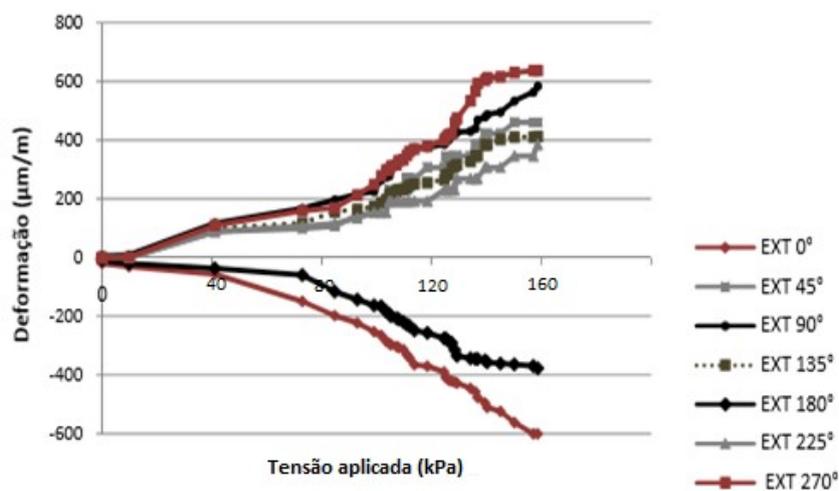


Figura 4. 15. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios sem reforço.

Na Figura 4.16 são apresentadas as deformações no ensaio sem reforço ao longo do perímetro do tubo para um nível de carregamento de 162 kPa. Desta forma, pôde-se constatar que o topo e a base do tubo foram comprimidos, enquanto que os demais foram tracionados.

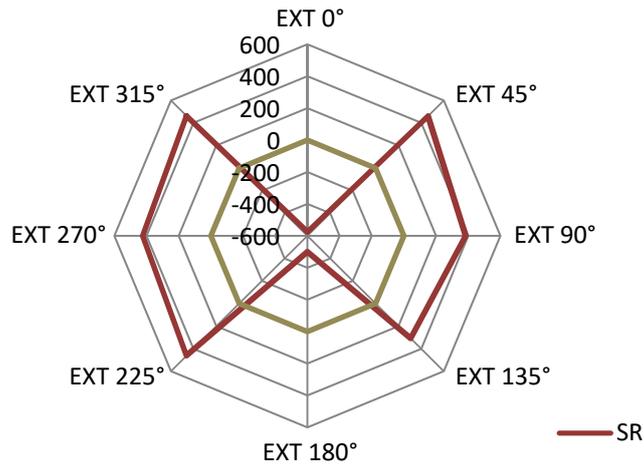
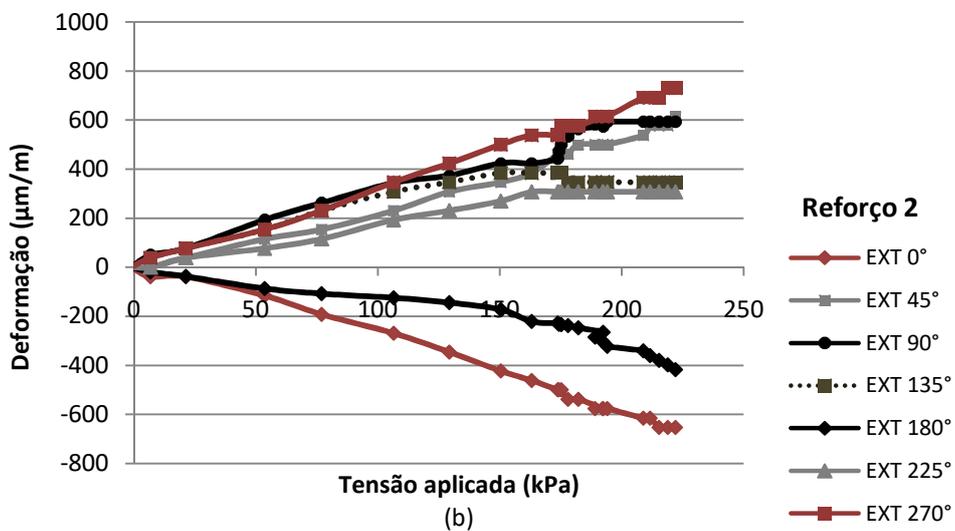
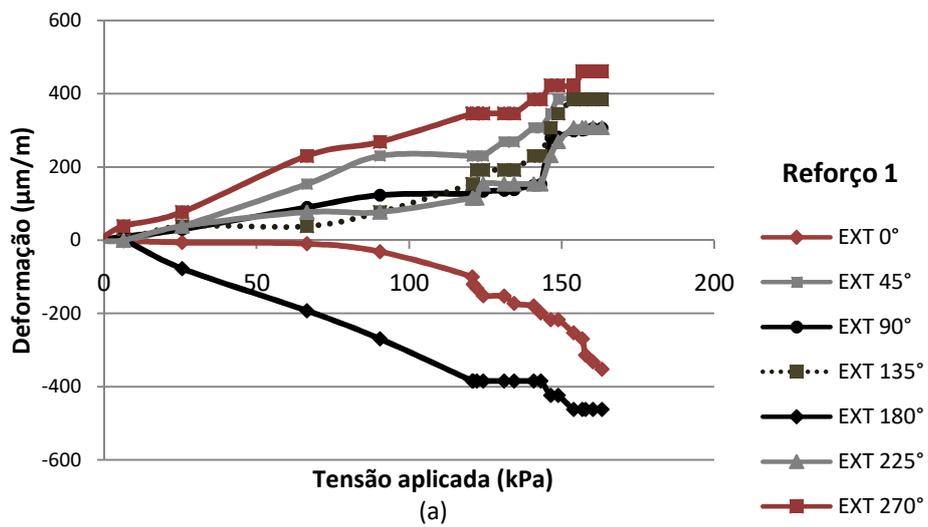


Figura 4.16. Deformações registradas no ensaio sem reforço.

As Figuras 4.17a a 4.17c apresentam as deformações (em $\mu\text{m}/\text{m}$) sofridas pelo tubo nos ensaios reforçados com configuração em camada versus a pressão aplicada na placa.



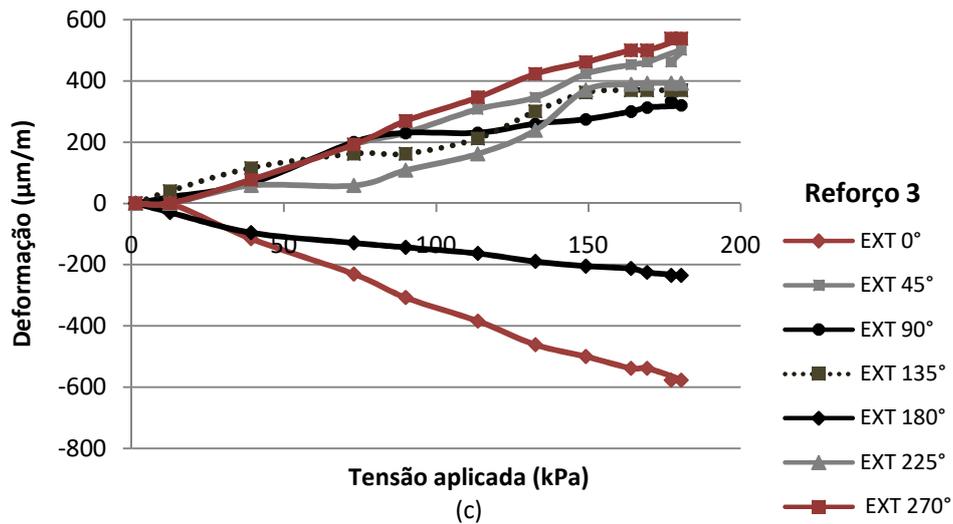


Figura 4.17. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios em camada: (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.

Foi possível notar nas três situações que apenas o topo e a base do tubo foram comprimidos. Os outros pontos foram todos tracionados, podendo observar que o extensômetro EXT 270° forneceu valores de deformação de tração superiores aos demais. No ensaio R1-C, as deformações finais obtidas nos pontos EXT 45° e EXT 135° apresentaram o mesmo valor, sendo de 400 µm/m; enquanto que nos pontos EXT 90° e EXT 225° os valores de deformação foram iguais a 300 µm/m.

A Figura 4.18 ilustra as deformações medidas nos ensaios com e sem reforço para o nível de tensão aplicada de 162 kPa (tensão máxima aplicada no maciço no ensaio sem reforço) para o arranjo do reforço em camada. Pôde-se observar que no ensaio R1-C as deformações na base do tubo foram superiores aos demais casos.

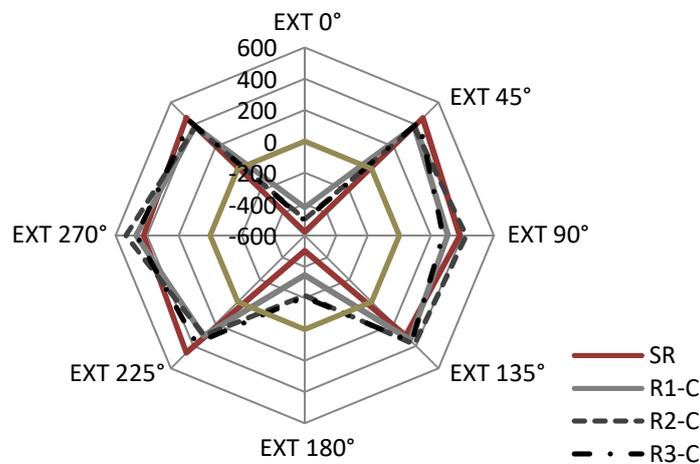


Figura 4.18. Deformações obtidas nos ensaios reforçados com arranjo em camada.

A Tabela 4.7 apresenta as relações entre as deformações dos sete pontos obtidas nos ensaios de referência (ξ_{sr}) e nos ensaios reforçados (ξ) com arranjo em camada, para o nível de tensão aplicada na placa de 162 kPa. Verificou-se que as deformações de compressão ocorreram, primordialmente na região do topo e base do tubo, com redução de até 40% no topo. Na base do tubo ocorreram reduções de 70% no ensaio R3-C.

Entretanto, nos pontos onde foram instalados os extensômetros EXT 45°, EXT 90° e EXT 225° (laterais do tubo) constatou-se uma redução nos valores de deformação de até 30%. No ensaio R3-C, por exemplo, as deformações medidas no ponto EXT 90° foi de 287 $\mu\text{m}/\text{m}$ para este nível de carregamento, enquanto que no ensaio SR obteve-se um valor de deformação em torno de 385 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Tabela 4.7. Razão entre deformações medidas nos ensaios reforçados em camada e no ensaio de referência para tensão na superfície do terreno igual a 162 kPa.

	ξ / ξ_{sr}						
	EXT 0°	EXT 45°	EXT 90°	EXT 135°	EXT 180°	EXT 225°	EXT 270°
R1-C	0,60	0,83	0,80	1,13	0,85	0,67	1,11
R2-C	0,79	0,82	1,10	1,25	0,32	0,66	1,26
R3-C	0,78	0,83	0,87	1,14	0,30	0,75	0,97

As Figuras 4.19a a 4.19c apresentam as deformações nos ensaios reforçados com arranjo em U invertido em função da tensão na superfície do terreno. Nos ensaios realizados com os reforços R1 e R2 percebeu-se que o tubo atingiu valores finais de deformações muito próximos nos pontos onde foram instalados os extensômetros EXT 45°, EXT 135° e EXT 225°, em torno de 400 $\mu\text{m}/\text{m}$. Isto também foi observado para os EXT 90° e EXT 270°, mostrando ainda uma similaridade no comportamento das deformações de pontos simétricos registrados ao longo do ensaio.

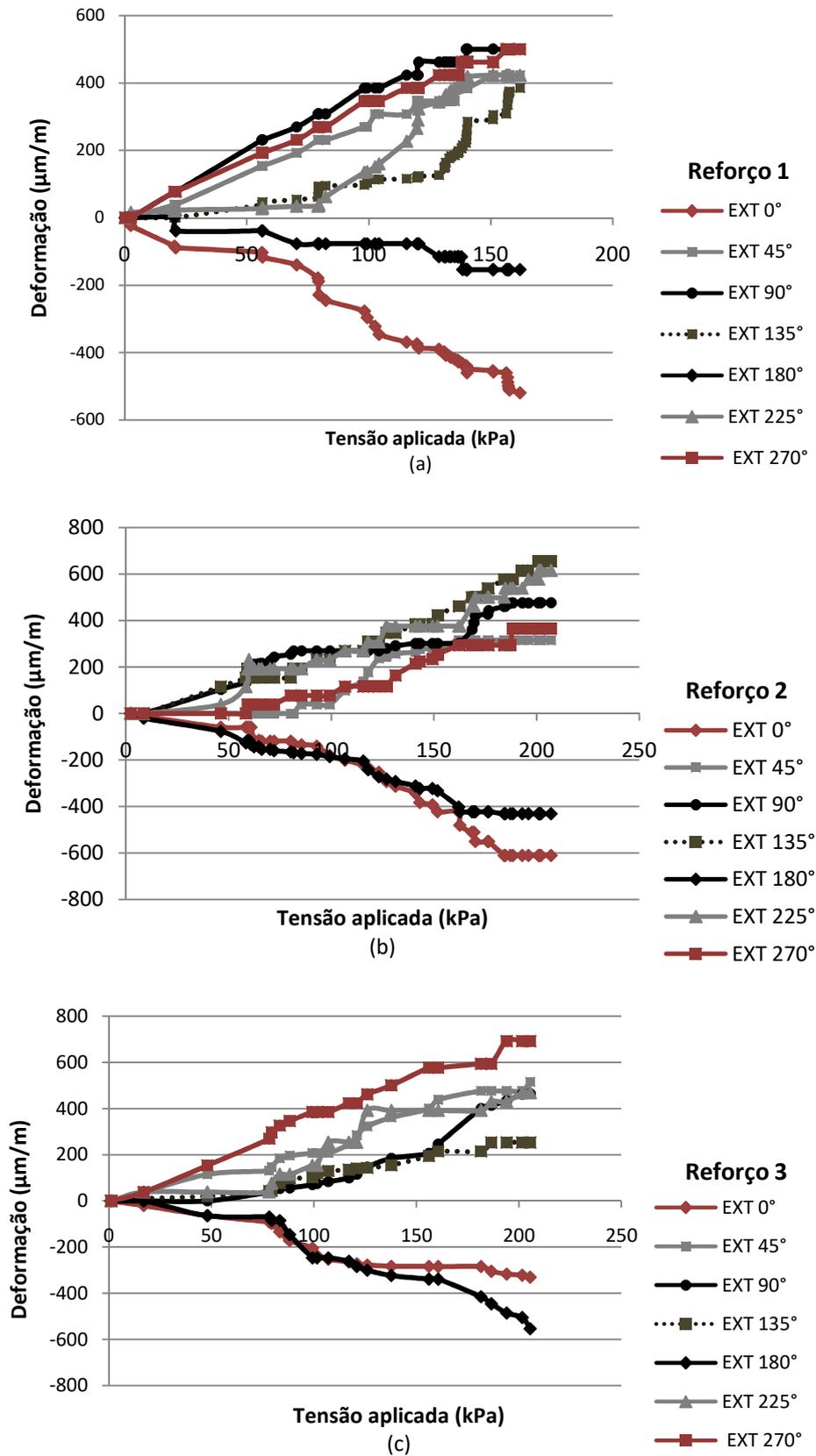


Figura 4.19. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios em U invertido – (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.

Os resultados obtidos nos ensaios em U invertido mostraram que a utilização do reforço R2 (o mais rígido) resultou em valores inferiores de deformações em todos os pontos avaliados em relação aos demais ensaios, conforme mostra a Figura 4.20. Tal comportamento era esperado, uma vez que a presença do reforço R2 proporcionou uma maior resistência a penetração da placa de carregamento no maciço, assim como possibilitou reduções relevantes nas tensões no maciço. Dessa forma, seria de se esperar que houvesse uma redução mais significativa nas deformações no tubo.

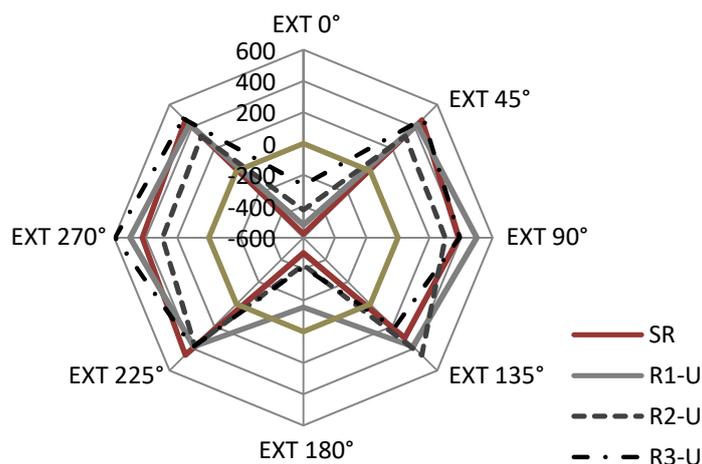


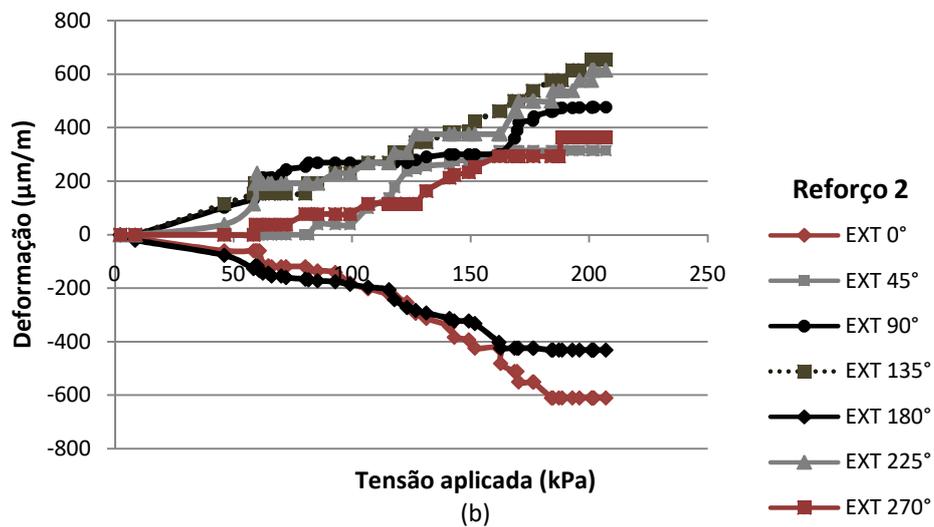
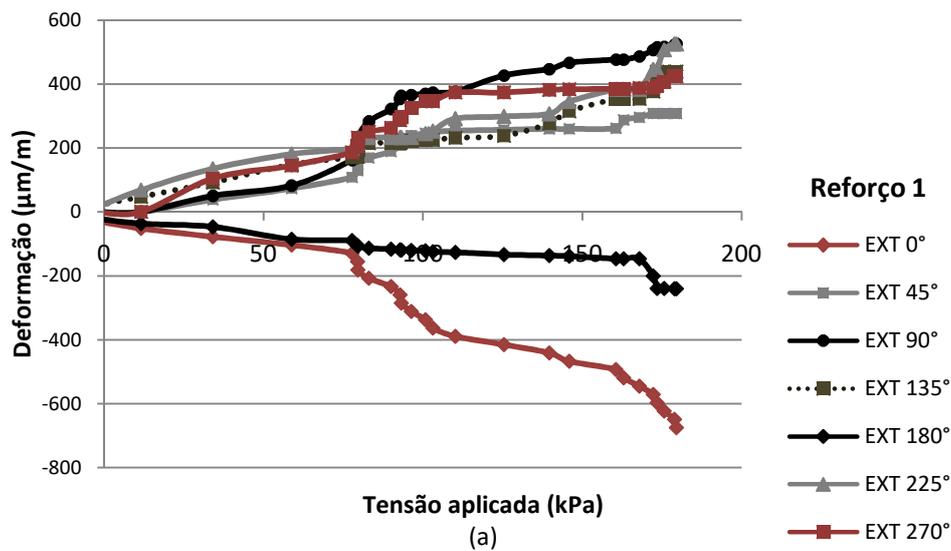
Figura 4.20. Deformações obtidas nos ensaios reforçados com arranjo em U invertido.

Na Tabela 4.8 estão expressas as razões (ξ / ξ_{sr}) entre deformações no tubo nos ensaios reforçados em U invertido. Percebeu-se que o topo e a base do tubo são os pontos onde foram registradas as maiores deformações de compressão, assim como constatado na configuração em camada. Com o arranjo em U invertido registraram-se reduções de 54% no topo do tubo, enquanto que na base as reduções chegaram a aproximadamente 70%. Analisando as regiões laterais do tubo, ou seja, os extensômetros EXT 90° e EXT 270°, pôde-se observar um aumento nas deformações de tração em até 30% no ensaio R1-C. Nos ensaios R2-U, por sua vez, percebeu-se a redução em torno de 20% nos valores de deformações medidos nos pontos EXT 45°, EXT 90° e EXT 225°.

Tabela 4.8. Razão entre deformações medidas nos ensaios reforçados em U invertido e no ensaio de referência para o nível de tensão aplicada de 162 kPa.

	ξ / ξ_{sr}						
	EXT 0°	EXT 45°	EXT 90°	EXT 135°	EXT 180°	EXT 225°	EXT 270°
R1-U	0,90	0,92	1,30	1,25	0,31	0,83	1,18
R2-U	0,73	0,69	0,78	1,50	0,85	0,82	0,69
R3-U	0,46	1,03	1,02	0,70	0,82	0,85	1,40

Nas Figuras 4.21a a 4.21c estão apresentados os resultados obtidos para os ensaios reforçados com arranjo envolapado. Pôde-se notar que no ensaio R1-E, as deformações nos pontos de instalação nas laterais do tubo encontram-se numa faixa de 300 a 500 $\mu\text{m}/\text{m}$. Nos ensaios realizados com o reforço R3 percebeu-se que o tubo atingiu valores finais de deformações muito próximos nos pontos onde foram instalados os extensômetros EXT 45° e EXT 225°. Isto também foi observado para os EXT 90° e EXT 270°, mostrando ainda uma similaridade no comportamento das deformações registradas em pontos simétricos ao longo do ensaio.



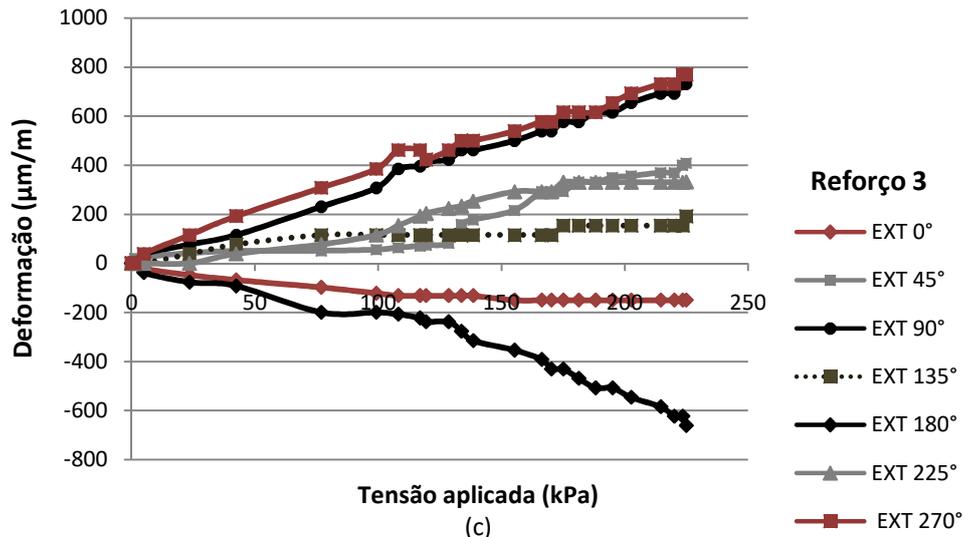


Figura 4.21. Deformações medidas em diferentes pontos do tubo para os ensaios envelopados: (a) Reforço 1; (b) Reforço 2; (c) Reforço 3.

A Figura 4.22 ilustra o diagrama de deformações fornecidas nos ensaios com e sem a presença do reforço para o caso de arranjo envelopado. Pôde-se observar inicialmente que o tubo se comportou de forma semelhante nos ensaios realizados com os reforços R2 e R3, com exceção das deformações obtidas pelo EXT 180°.

É importante ressaltar que, nos ensaios reforçados com arranjo envelopado, os recalques registrados da placa de carregamento foram significativamente inferiores aos do ensaio de referência, principalmente para os reforços R2 e R3. Este comportamento também foi verificado na análise das tensões registradas no maciço na região acima do tubo. Portanto, percebeu-se uma correlação coerente dos resultados avaliados nos ensaios, uma vez que as deformações no tubo nos ensaios reforçados foram menores no topo e na base em comparação com o ensaio sem reforço.

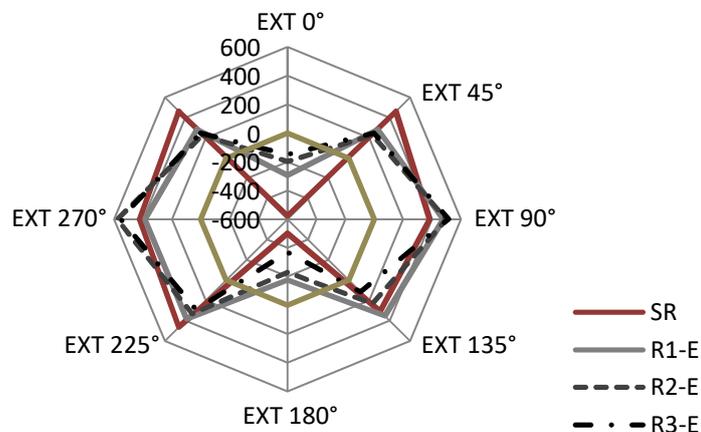


Figura 4.22. Deformações obtidas nos ensaios reforçados com arranjo envelopado.

A Tabela 4.9 apresenta as razões entre as deformações nos ensaios reforçados (ξ) e aquelas registradas no ensaio de referência (ξ_{sr}) para ensaios com o arranjo envelopado. Pode-se observar inicialmente que o tubo se comportou de forma semelhante nos ensaios realizados com os reforços R2 e R3, com exceção das deformações obtidas pelo EXT 180°. No topo do tubo, houve reduções de cerca de 74%. Na base, essas reduções chegaram a 65% no ensaio R1-E quando comparadas ao ensaio SR. Nas laterais, verificou-se um aumento de deformação de aproximadamente 34% nos ensaios reforçados.

Tabela 4.9. Razão entre deformações medidas nos ensaios envelopado e no ensaio de referência para o nível de tensão de 162 kPa.

	ξ / ξ_{sr}						
	EXT 0°	EXT 45°	EXT 90°	EXT 135°	EXT 180°	EXT 225°	EXT 270°
R1-E	0,51	0,62	1,24	1,15	0,35	0,83	0,91
R2-E	0,34	0,50	1,20	0,75	0,46	0,72	1,13
R3-E	0,26	0,54	1,34	0,37	0,74	0,63	1,31

De acordo com as deformações registradas em todos os ensaios reforçados, pôde-se notar que nos ensaios reforçados houve reduções consideráveis nos valores de deformação no tubo, principalmente nas regiões de topo e base. Outro aspecto importante é em relação a configuração geométrica de instalação do reforço, uma vez que, o arranjo envelopado os registros de deformações de compressão foram inferiores à aqueles obtidos no ensaio de referência, mostrando-se mais eficiente em relação aos demais arranjos. Por outro lado, nas regiões laterais do tubo observa-se que nas configurações geométricas em U invertido e envelopado ocorreu um aumento nos valores de deformações, podendo ser atribuída ao fato de terem-se registrado valores menores de tensão horizontal (célula 03) nos ensaios reforçados.

4.1.5. ANÁLISE DO DESLOCAMENTO DO DUTO NO MACIÇO

A análise de deslocamento foi realizada por meio de imagens digitais fornecida pelas fotografias e filmagens feitas durante a execução de cada ensaio. Esta metodologia possibilitou mapear os deslocamentos dos marcos após a aplicação de incrementos de carga no topo do aterro por meio da movimentação das linhas de referência (areia colorida). Além disso, foram medidos os deslocamentos verticais do tubo para cada condição ensaiada. Embora a face frontal da caixa apresente uma obstrução à visão devido a geométrica da

estrutura de reação do equipamento, pôde-se avaliar nitidamente o mecanismo de ruptura por meio dos marcos de referência e das linhas em areia colorida.

O tubo ensaiado deslocou-se durante os ensaios em função do carregamento aplicado na superfície do aterro. De acordo com o esquema do ensaio em modelo apresentado no item 3.4, a distância entre o topo tubo e a superfície e a cota de assentamento do tubo são conhecidas e foram mantidas constantes em todos os ensaios. Assim, foi possível medir o deslocamento vertical do tubo em relação à posição inicial do seu ponto central. A Tabela 4.10 apresenta os resultados dos deslocamentos finais (d_t) obtidos em cada ensaio, bem como o deslocamento (d'_t) medido para o mesmo nível de tensão vertical atingido no ensaio de referência (162 kPa).

Tabela 4.10. Resultados dos deslocamentos verticais do tubo nos ensaios com e sem reforço.

Ensaio	$\sigma_{\text{máx}} \text{ aplicada}$ (kPa)	d_t (mm)	d'_t (mm)
SR	162	12	-
R1-C	163,7	12,8	12
R2-C	222,1	16,7	11,2
R3-C	180,5	13,5	12,4
R1-U	179,5	12,5	11,7
R2-U	162	11,3	11,3
R3-U	205,5	14,8	11,5
R1-E	207	15,4	11,8
R2-E	236,2	18,8	11,1
R3-E	202,5	14,2	11,3

Nos ensaios R2-C e R2-E apresentaram os maiores níveis de tensão aplicada, e conseqüentemente, registraram-se valores de deslocamentos do tubo superiores aos demais ensaios reforçados, sendo de 16,7 mm e 18,8 mm, respectivamente. Entretanto, nestes ensaios, o deslocamento do tubo para nível de 162 kPa, o deslocamento foram de 11,2 e 11,1 mm. É válido ressaltar nos ensaio R2-C e R2-E, que quando analisado inicialmente o recalque da placa de carregamento para este nível de carregamento, este dois casos apresentaram maior resistência a penetração da placa em relação ao ensaio de referencia e os demais ensaios reforçados para estes arranjos. Além disso, os valores de deslocamentos do tubo obtidos nos ensaios reforçados foram muito próximos ao deslocamento observado no ensaio sem reforço (12 mm), independentemente da configuração geométrica.

Os deslocamentos dos marcos foram analisados a partir das fotografias e filmagens realizadas durante a execução do ensaio. Na preparação do aterro, instalou-se marcos de referência junto à face frontal transparente da caixa em uma faixa de comprimento do aterro entre 200 e 700 mm e ao longo da altura, sendo estes espaçados a cada 50 mm. Assim, por meio das imagens registradas ao término do ensaio, foi possível medir o deslocamento de cada marco em relação a sua posição inicial. A obtenção destes dados possibilitou a reprodução de uma malha de referência desta região analisada, juntamente com o traçado das linhas de demarcação de areia colorida. Pôde-se notar nas imagens que a movimentação do solo foi mais acentuada na região mais superficial do aterro (acima do tubo).

A Figura 4.23 apresenta o registro inicial e final do ensaio sem reforço. Percebeu-se que os deslocamentos dos marcos e das linhas coloridas instaladas próximas à superfície foram mais significativos. Além disso, foi possível perceber o deslocamento do tubo em relação a sua posição inicial, bem como a compressão do anel de geotêxtil em torno da seção transversal do tubo.

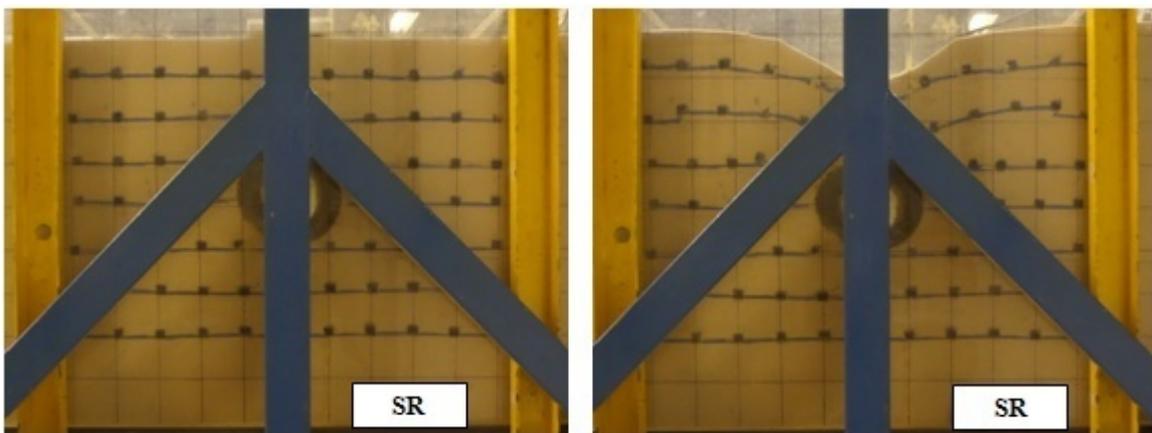


Figura 4.23. Registro das condições iniciais e finais do ensaio SR.

As Figuras 4.24a a 4.24c mostram os ensaios reforçados executados com o arranjo em camada horizontal. Observou-se que, no ensaio R1-C, a movimentação da massa de solo na região acima do duto se assemelhou ao ensaio de referência. Tal movimentação ocorreu principalmente devido à penetração da placa no maciço, uma vez que o reforço utilizado possuía baixa rigidez à tração e menor interação com o solo envolvente. Nos ensaios R2-C e R3-C a movimentação do solo foi relativamente pequena.

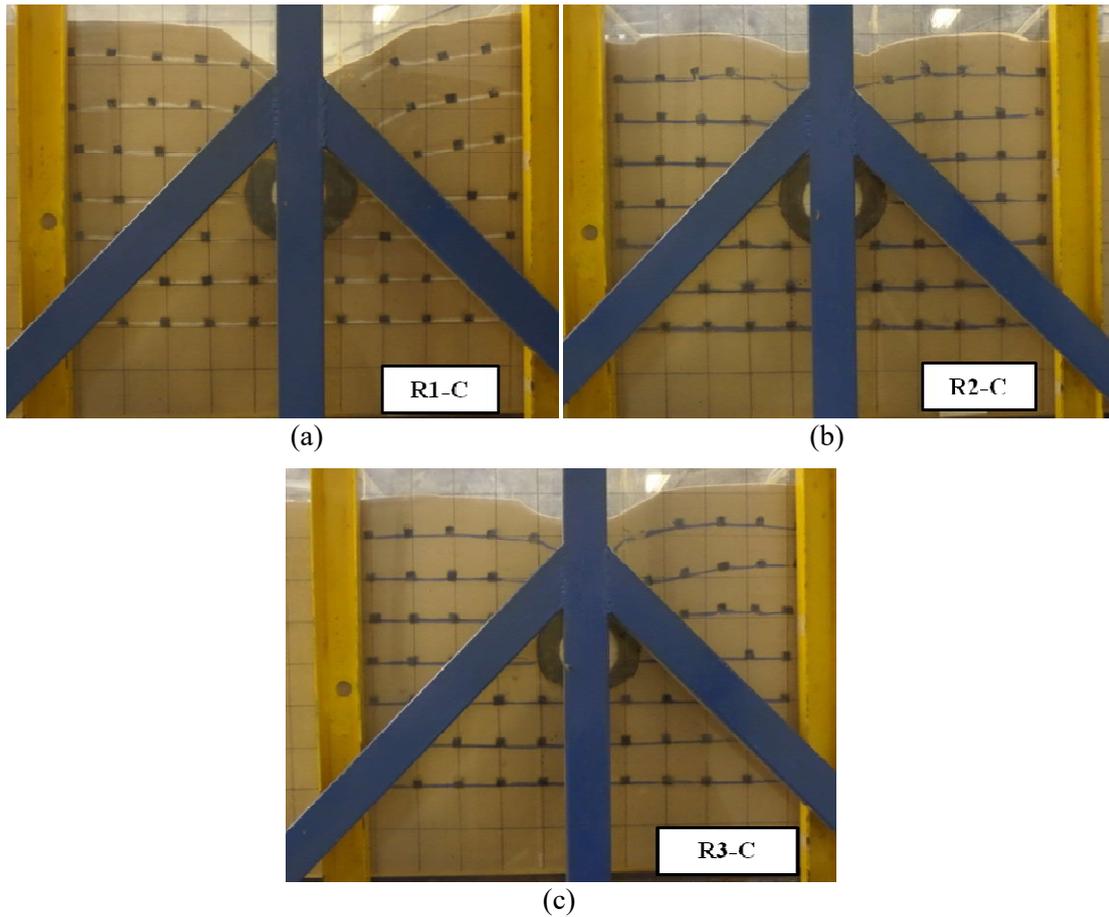


Figura 4.24. Condições iniciais e finais dos ensaios com configuração geométrica em camada: (a) R1; (b) R2; e (c) R3.

A Figura 4.25 representa a configuração final das linhas coloridas do ensaio sem e com reforço em arranjo de camada horizontal, para o mesmo nível de tensão máxima ao final do ensaio sem reforço.

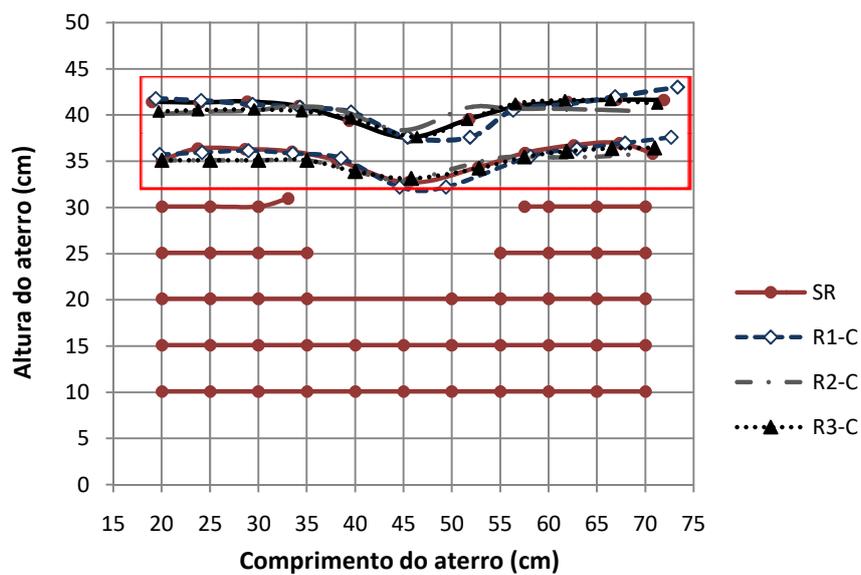


Figura 4.25. Configuração do traçado das linhas de demarcação dos ensaios.

A Figura 4.26 apresenta a ampliação da malha próxima à superfície do aterro a fim de permitir uma visualização mais detalhada dos deslocamentos. Com exceção do ensaio com o R1, os deslocamentos na região central foram menores nos ensaios reforçados.

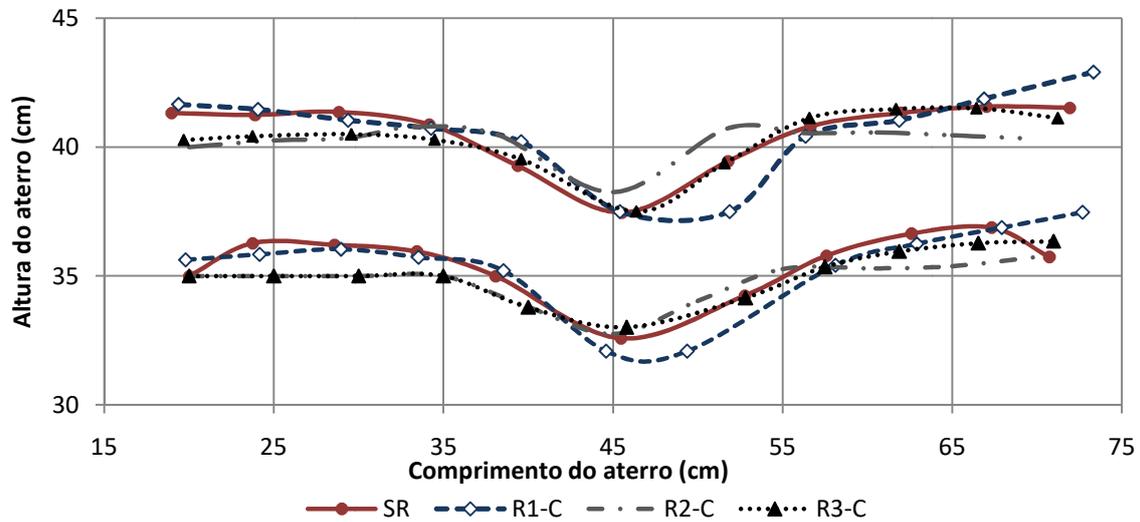
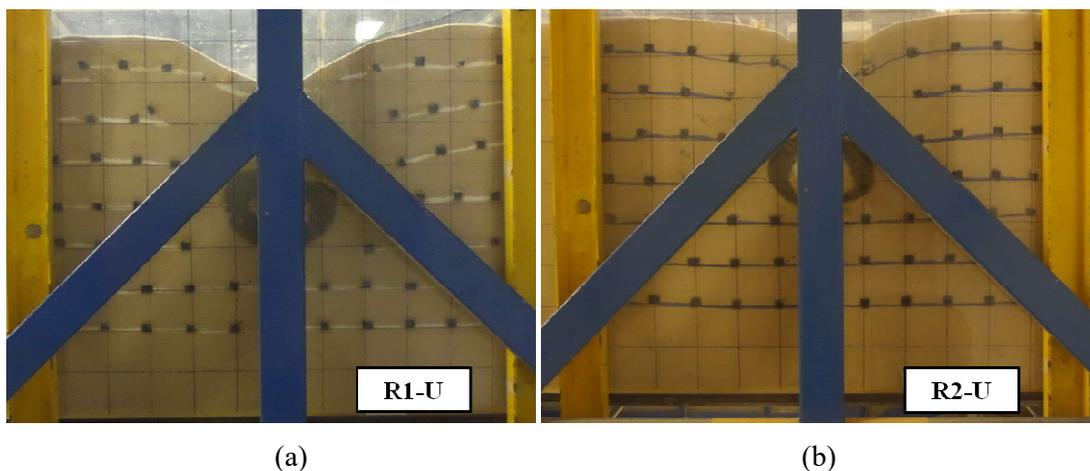
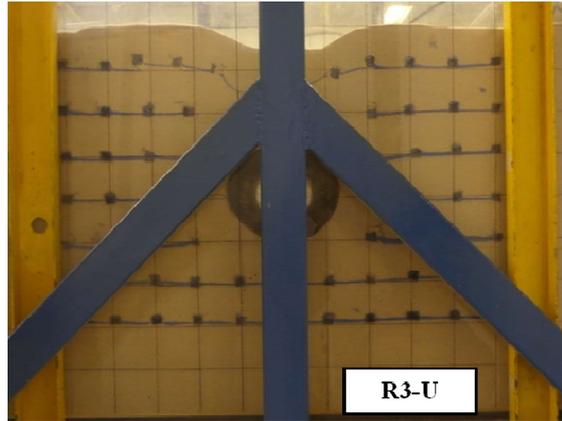


Figura 4.26. Ampliação da malha quadriculada.

As Figuras 4.27a a 4.27c mostram os resultados obtidos nos ensaios com arranjo em U invertido. A Figura 4.28 apresenta a configuração final do traçado das linhas de areia colorida dos ensaios reforçados realizados na configuração geométrica em U invertido para a mesma tensão superficial medida ao final do ensaio sem reforço. O deslocamento vertical na faixa central analisada foi de aproximadamente 30 mm em praticamente todos os ensaios. Percebeu-se que no ensaio R1-U, o mecanismo de expulsão do solo para as áreas laterais foi mais significativo.





(c)

Figura 4.27. Condições iniciais e finais dos ensaios com configuração geométrica em U invertido: (a) R1; (b) R2; e (c) R3.

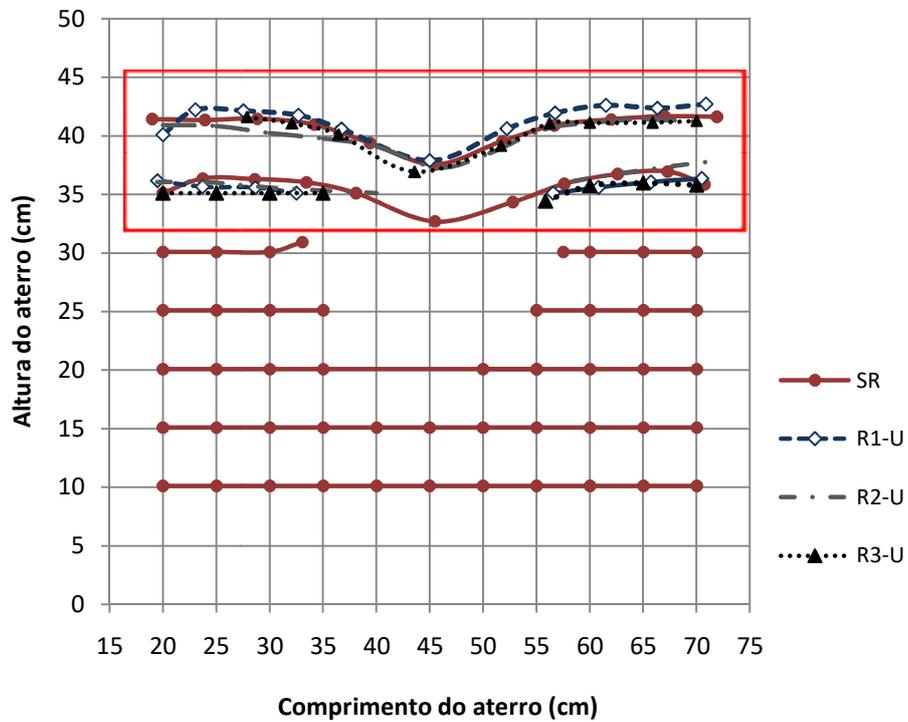


Figura 4.28. Configuração do traçado das linhas de demarcação dos ensaios de referência e os reforçados com configuração geométrica em U invertido.

A Figura 4.29 apresenta uma ampliação da configuração final das linhas coloridas do ensaio sem e com reforço em arranjo de U invertido, para o mesmo nível de tensão máxima ao final do ensaio sem reforço.

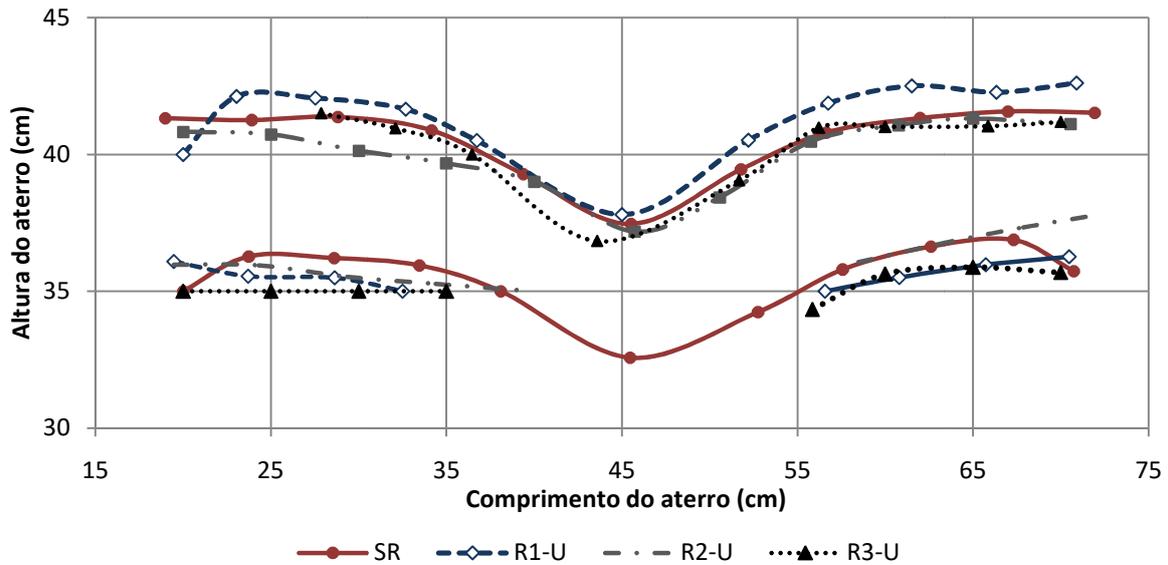
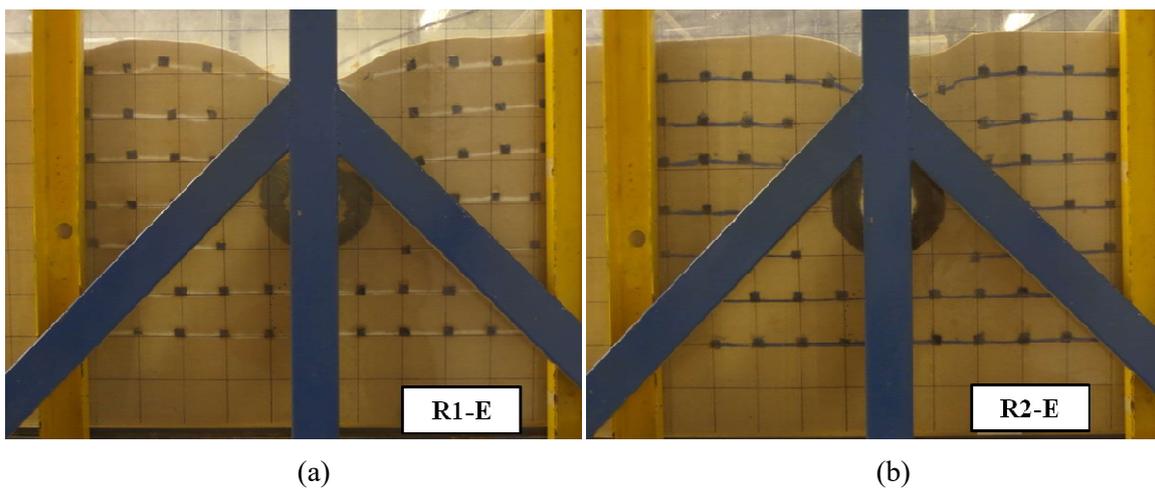
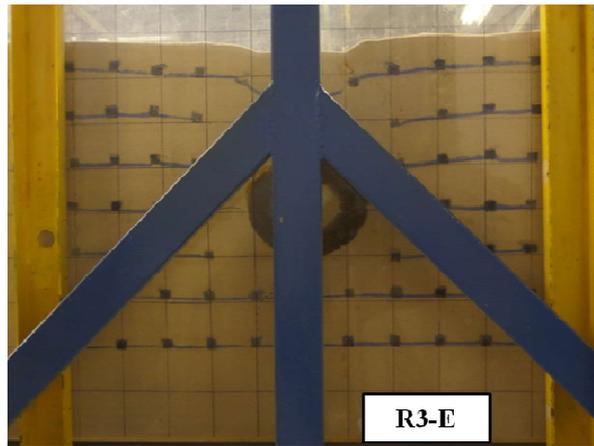


Figura 4.29. Detalhe dos traçados das linhas de demarcação dos ensaios.

Os resultados dos ensaios executados com o arranjo envelopado estão apresentados na Figura 4.30. Observou-se que nos ensaios executados com a presença do reforço R2 e R3 houve uma movimentação da massa de solo significativamente menor em relação ao ensaio SR.

É importante ressaltar que nestes ensaios os recalques da placa de carregamento, bem como o deslocamento vertical do tubo, também foram inferiores àqueles obtidos no ensaio de referência.





(c)

Figura 4.30. Condições iniciais e finais dos ensaios com arranjo envelopado: (a) R1; (b) R2; (c) e R3.

Na Figura 4.31, observa-se que os traçados das linhas de areia colorida nos ensaios reforçados com arranjo envelopado (no nível de carregamento de 162 kPa) foram sobrepostos ao traçado obtido no ensaio de referência. A princípio, pôde-se constatar que a movimentação dos marcos e da linha de areia colorida foram da mesma ordem de grandeza que os demais ensaios, à saber, de cerca de 25 mm (Figura 4.32).

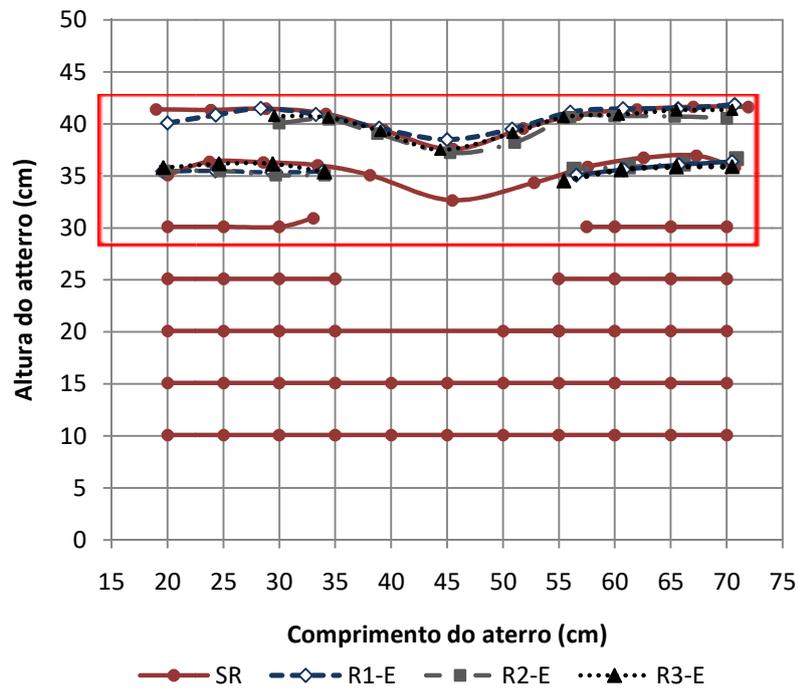


Figura 4.31. Configuração do traçado das linhas de demarcação dos ensaios de referência e os reforçados com arranjo envelopado.

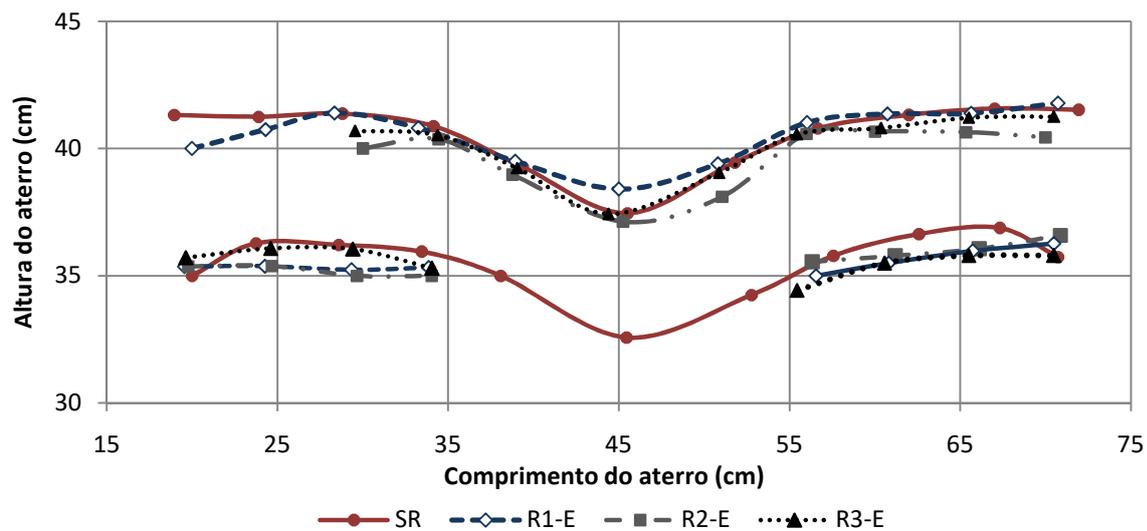


Figura 4.32. Traçados das linhas coloridas nos ensaios.

De modo geral, os ensaios reforçados apresentaram um traçado representativo da movimentação do solo similar ao ensaio de referência, sob as mesmas condições de carregamento. No entanto, as configurações finais dos maciços reforçados apontam deslocamentos mais acentuados, na ordem crescente, para o ensaio com arranjo em camada, U invertido e envelopado, uma vez que tensões maiores na superfície foram atingidas ao final destes ensaios.

CAPÍTULO 5

5.1. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O presente trabalho investigou experimentalmente o uso de geossintéticos como camada protetora de tubulações enterradas contra os efeitos de sobrecargas aplicadas na superfície do terreno. A seguir serão apresentadas as principais conclusões referentes ao estudo.

5.1.1. CONCLUSÕES

A metodologia empregada ao longo da pesquisa mostrou-se apropriada para a proposta do trabalho, assim como a instrumentação utilizada mostrou-se adequada e com desempenho satisfatório. Os ensaios, ainda que em modelo reduzido, permitiram a avaliação do desempenho dos diferentes reforços, e arranjos de reforços, empregados na redução ou minimização da magnitude dos esforços atuantes sobre os dutos enterradas quando submetidos a sobrecargas superficiais.

De modo geral, a inserção do reforço resultou em efeitos benéficos, contribuindo favoravelmente na alteração do estado de tensões no maciço. A configuração geométrica de instalação e a rigidez à tração do reforço foram parâmetros importantes na avaliação do comportamento do maciço e, conseqüentemente, na resposta desenvolvida pelo conjunto solo-duto.

Ao avaliar simultaneamente todas as variáveis deste estudo, pôde-se verificar que os reforços R2 e R3 apresentaram um bom desempenho em todos os ensaios, principalmente quando instalados com arranjo em U invertido e envelopado. Nestes casos, verificou-se que o nível de carregamento máximo alcançado foi cerca de 40% superior àquele atingido no ensaio sem reforço.

A presença destes reforços no maciço resultou em um ganho maior de resistência à penetração, uma vez que se constatou que os recalques finais da placa de carregamento registrados foram significativamente inferiores – em aproximadamente 1,5 vezes – àqueles obtidos no ensaio de referência.

Por outro lado, os recalques nos ensaios com os reforços com maior rigidez à tração (R2 e R3) e com arranjo envelopado, para a mesma tensão na superfície ao final do ensaio sem reforço, foram de 3 a 5 vezes menores. Neste aspecto, a configuração em U invertido também apresentou bons resultados.

Observou-se que, nos ensaios executados com os reforços mais rígidos à tração, houve reduções significativas das tensões transmitidas ao solo em torno do tubo e nas deformações sofridas pelo tubo. A inclusão destes reforços proporcionou um alívio de tensões verticais e horizontais no solo circundante ao tubo, independente da configuração assumida. Verificou-se reduções de tensões verticais de até 75% na região acima do topo do tubo, em comparação ao ensaio de referência.

Outro resultado importante diz respeito às deformações sofridas pelo tubo, onde observou-se que as maiores deformações ocorreram no topo e na base, sendo estas deformações de compressão. Nos ensaios reforçados com arranjo envelopado houve reduções de até 74% nas deformações no topo, enquanto que na base as deformações foram reduzidas em 65% com relação ao ensaio sem reforço. Nas laterais, verificou-se um aumento de deformação de tração de aproximadamente 34% nos ensaios reforçados. Esta constatação pode ser atribuída ao fato de terem-se registrado valores menores de tensão horizontal (célula 03) nos ensaios reforçados. Nos ensaios com arranjo em U invertido as reduções também foram significativas no topo do tubo.

Com relação às deformações do maciço, as linhas de referência feitas com areia colorida permitiram uma análise qualitativa dos deslocamentos e mecanismos de deformação no maciço. Nestas análises observaram-se menores mobilizações da massa de solo com a utilização dos reforços mais rígidos à tração.

5.1.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As sugestões para pesquisas futuras estão listadas a seguir:

- realizar análises numéricas visando uma melhor compreensão e previsão de danos a tubos com e sem a presença de camada de reforço;
- executar ensaios no campo ou em laboratório em escala real;
- realizar ensaios com outros tipos de materiais e diâmetros de tubos;
- investigar o comportamento de outros tipos de solo e a influência da variação da densidade relativa do solo na construção do aterro;
- estudar a influência da profundidade de instalação do tubo e do reforço, bem como a posição de aplicação da sobrecarga em relação ao tubo;
- investigar o efeito de carregamentos dinâmicos aplicados na superfície do aterro, a fim de simular as condições de tráfego de rodovias e ferrovias.

REFERÊNCIAS BIBLIGRÁFICAS

- ABNT, (1984). Determinação de massa específica de sólidos. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6508, 8 p.
- ABNT, (1984). Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 7181, 13 p.
- ABNT, (1990). Solo- Determinação de índice de vazios máximo de solos não-coesivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12004, 6 p.
- ABNT, (1990). Solo- Determinação de índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12051, 6 p.
- ABNT, (1993). Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12824, 5 p.
- ACOSTA, D. F. B (2014). Estudo em Modelos do Comportamento de Dutos Enterrados Ancorados por Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-238/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 87 p.
- AGUIAR, V. R. (2008). Resistência de interfaces solo-geossintético – Desenvolvimento de equipamento e ensaios. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 373 p.
- AGUIAR, P.R. & VERTEMATTI, J.C. (2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos, Capítulo 1, Edgar Blucher, São Paulo SP, pp. 3-12.
- ALLGOOD, R. J. & TAKAHASHI, S. K. (1972). Balanced design and finite element analysis of culverts. Highway Research Record, HRB, n.143, p. 45-56.
- AMARAL, R. S. (2011). Análise de segurança de dutos com defeitos de corrosão. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 92p.
- ANDRADE, H. K. P. de A. (2009). Proteção de Tubulações Enterradas Contra Danos Mecânicos com a Utilização de Reforço Geossintético. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília UNB, Brasília, D.F. 99 p.
- ARAÚJO, G.L.S. (2009). Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-058/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.
- ASTM, (1998). Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials – ASTM D 3080, 6p.
- BENJAMIN, C. V. dos S. (2006). Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo.
- BERQUÓ, F. A. N. (2014). Estudo Numérico e Ambiental de Dutos Enterrados sob a Influência de Rodovias e Ferrovias. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM. 241/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 133 p.
- BUENO, B. & COSTA Y. (2012). Dutos enterrados: Aspectos geotécnicos, 2a Edição, Oficina de Textos, São Paulo, SP. 240 p.

- BUENO, B.S. & VILAR, O.M. (2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos, Capítulo 3, Edgar Blucher, São Paulo SP, 29-62 p.
- BULSON, P. S. (1985). Buried structures: static and dynamic strength, London: Chaoman and Hall, 1985, 230p.
- CETESB, 2016. Emergências químicas. Principais acidentes. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. Disponível: < <http://emergenciasquimicas.cetesb.sp.gov.br/tipos-de-acidentes/dutos/principais-acidentes/>>. Acesso: 23 set. 2016.
- COELHO, V.M.B. 1937- Baía de Guanabara: uma história de agressão ambiental – Rio de Janeiro, Editora Casa da Palavra.
- COSTA, Y.D.J.C (2005). Modelagem física de condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 320p.
- EMERSLEBSEN, A., MEYER, N. Bearing capacity improvement of asphalt paved Road constructions due to the use of geocells – Falling weight defletometer and vertical stress measurements. 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics. Shanghai, China. June 2008.
- FERREIRA, A. M.; GERSCOVICH, D. M. S.; SIEIRA, A. C. C. F. (2006). Análise numérica do comportamento mecânico de dutos enterrados. II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, II GEOJOVEM. , 2006. v.CD-ROM.6pgs
- GILL, H. L. (1967). Active arching of sand during dynamic loading. US Naval Civil Engineering Laboratory, Report TR541.
- GUMBEL, J. E., O'REILLY, M. P., LAKE, L. M. & CARDER, D. R. (1982). The Development of a New Design Method for Buried Flexible Pipes. Proceedings of the Europipe, 82: 87-98.
- HANDY, R. L.(1985). The arch in soil arching. Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n.3, p. 302-318.
- HEGDE, A. M. & SITHARANT. G. (2014). Experimental and numerical studies on protection of buried pipelines and underground utilities using geocells. Geotextiles and Geomembranes. 43, 372-381.
- HSU, T. (1996). Soil restraint against oblique motion of pipelines in sand. Canadian Geotechnical Journal, v.33, n.1, p. 180-188.
- HSU, T.; CHEN, Y.; WU,C. (2001). Soil friction restraint of oblique pipeline in loose sand. Journal of Transportation Engineering, v. 127, n. 1, p. 82-87.
- IGLESIA, G. R.; EINSTEIN, H. H.; WHITMAN, R. V. (1999). Determination of vertical loading on underground structures based on arching evolution concept. Geotechnical Special Publication n.90, p. 495-506.
- JOPLAS, 2011. Manual instalação de tubulações enterradas de PRFV. Disponível em: < <http://www.joplas.com.br/wp-content/uploads/2014/07/PRFV-LINER-TERMOFIXO-MANUAL-DE-ORIENTAÇÃO.pdf>>. Acesso: 12 jan 2017.
- KOUTSABELOUIS, N. C. & GRIFFITHS, D. V. (1989). Numerical modelling of the trapdoor problem. Geotechnique v.39, n. 1, p. 77-89.
- KRIZEK, R. J.; PARMELEE, R. A.; KAY, J. ELNAGGER, H. (1971). Structural analysis and design of pipe culverts. National Cooperative Highway Research Program Report, HRB, n.116, 1971.

- KRYNINE, D. P. (1945). Stability and stiffness of cellular cofferdams (discussion). Transactions of the ASCE, v.110, p. 1175-1178.
- LANZ, D. (1992). Estudo de Deformabilidade e Tensões em Estruturas de Arrimo em Solo Reforçado com Geotêxteis. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 170 p.
- LOPES, M. P. & LOPES, M. L. (2010). A Durabilidade dos geossintéticos. Capítulo 2, FEUP Edições, Porto, PP. 105-127.
- LOUREIRO A. M. V. (2005). Estudo da corrosão de dutos enterrados em solos contaminados por substâncias químicas. Dissertação de Mestrado. Escola de Química, Universidade Federal, Rio de Janeiro, RJ, 2005.
- MEJÍA, I.E.O (2003). Modelo numérico para o estudo do comportamento de dutos enterrados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 81p
- MENDONÇA, T. M. (2003). Estudo numérico de dutos enterrados. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, 130 p.
- 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.
- 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,
- NTSB, NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. (2004). Rupture, explosion, and fire, Wilmington, Delaware, July 2, 2003. Pipeline Accident Brief NTSB/PAB-04/01. Washington, 7 p.
- NTSB, NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. (2007). Natural Gas-fueled Builing Explosion and Resulting Fire. Carmichael, Mississipi, November 1, 2007. Pipeline Accident Brief NTSB/PAB-15/01. Carmichael, 65p.
- NTSB, NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. (2014). Rupture of Hazardous Liquid Pipeline with release and ignition of propane. Manhattan, New York City, Macrch 12, 2014. Pipeline Accident Brief NTSB/PAB-09/01. New York, 66p.
- NBC, NBCNEWS (2004). Natural gas blast kills up to 15 in Belgium. Disponível: <http://www.nbcnews.com/id/5558742/ns/world_news/t/natural-gas-blast-kills-belgium/>. Acesso: 25 set. 2016.
- PAULA, A. M.V. (2003). Danificação durante a instalação - avaliação laboratorila da influencia no comportamento dos geossintéticos, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 176 p.
- PAULIN, M.; PHILLIPS, R.; BOIVIN, R. (1995). Centrifuge modeling of lateral pipeline/soil interaction. In: Pipeline Technology Proceeding of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering –OMAE, v.5, ASME, New York, p. 107-123.
- PALMEIRA, E. M. (1987). The Study of Soil Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. D.Phil. Thesis, University of Oxford, 237 p.
- PALMEIRA, E. M.; Bernal, D.F. (2015) Uplift resistance of buried pipes anchored with geosynthetics. Geosynthetics International, v. 22, p. 149-160.
- PIMENTEL, K.C.A. (2003). Tubulações Pressurizadas em Aterros Reforçados com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-101A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 230 p.

- PHMSA, PIPELINE AND HAZARDOUS MATERIALS SAFETY ADMINISTRATION (2016). Pipeline incident 20 Year Trends. Disponível: <<http://www.phmsa.dot.gov/pipeline/library/data-stats/pipelineincidenttrends>>. Acesso: 23 out. 2016.
- PLÁCIDO, R. R. (2006). O uso de geocomposto como camada indutora para redução de tensões sobre estruturas enterradas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 116p.
- RODRIGUES, L. D. (2007). Medição de Tensões Residuais em Tubos Visando a Determinação de Esforços em Dutos Enterrados. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Mecânica, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 155p.
- 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.) – Departamento 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.
- SILVA, M. L. (2015). Análise de dutos metálicos com defeitos de corrosão. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense. Niterói, 202 p.
- SOUZA, (2005). Análise não linear via elementos finitos de um modelo de vigas para dutos enterrados. Dissertação de Mestrado. Setor de Tecnologia, Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia. Universidade Federal de Paraná, Curitiba, 138 p.
- TELLES, P.C.S. (1982). Tubulações Industriais: Cálculo. Editora LTC, São Paulo, 170 p.
- TELLES, P.C.S. (1997). Tubulações Industriais: Materiais, Projeto, Montagem. Editora LTC, São Paulo, 252 p.
- 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.
- TRAUTMANN, C. H., O'ROURFCE, T. D., & KULHAWY, F. H. (1985). Uplift forcedisplacement response of buried pipe. Journal of Geotechnical Engineering,111(9), 10611076.
- TSB, TRANSPORTATION SAFETY BOARD OF CANADA (2016). Statistical Summary – Pipeline Occurrences 2015. Disponível: < <http://www.bst-tsb.gc.ca/eng/stats/pipeline/2015/ssep-sspo-2015.asp>>. Acesso: 23 set. 2016.
- TSB, TRANSPORTATION SAFETY BOARD OF CANADA (2011). Natural Gas Pipeline Rupture, TransCanada PipeLines Limited, 914.4 -Millimetre-Diameter Pipeline. Beardmore, Ontario. P11H0011, 22p.
- TUPA, N. (2006). Utilização de Geossintéticos para proteção de tubulações pressurizadas enterradas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília UNB, Brasília, D.F. 154 p.
- 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.

- VIANA, P.M.F. & BUENO, B.S. (1998). Conduitos Enterrados: Minimização de Esforços Sobre a Estrutura. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XI COBRAMSEG, Brasília, pp. 1055 – 1061.
- VIANA, P.M.F. (2003). Geovalas: Um Novo Processo Construtivo Para Dutos Enterrados. Tese de Doutorado, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 238 p.
- ZHANG, J.; LIANG, Z.; HAN, C. J. (2015). Numerical simulation of mechanical behaviour of buried pipeline impacted by perilous rock. *Journal of Mechanics*. v. 21(4), 264-271.
- ZHOU Z. & MURRAY D. W. (1993). Numerical Structural Analysis of Buried Pipelines. Structural Engineering Report 181, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- ZORNBERG, J. G., CHRISTOPHER. B.R.(2007). *The Handbook of Groundwater Engineering*, Chapter 37: Geosynthetics, 2th Edition, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida.