

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDOS SOBRE A APLICAÇÃO DE GEOMEMBRANAS NA
IMPERMEABILIZAÇÃO DA FACE DE MONTANTE DE
BARRAGENS DE ENROCAMENTO**

JANAINA PROVÁSIO COLMANETTI

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

CO-ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO G.TD-037/2006

BRASÍLIA – DF

MAIO/2006

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

**ESTUDOS SOBRE A APLICAÇÃO DE GEOMEMBRANAS NA
IMPERMEABILIZAÇÃO DA FACE DE MONTANTE DE BARRAGENS DE
ENROCAMENTO**

JANAINA PROVÁSIO COLMANETTI

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

APROVADA POR:

Prof. André Pacheco de Assis, PhD (UnB)
(Orientador)

Prof. Ennio Marques Palmeira, PhD (UnB)
(Co-orientador)

Prof. Márcio Muniz de Farias, PhD (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Luis Fernando M. Ribeiro, DSc (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Benedito de Souza Bueno , PhD (EESC-USP)
(Examinador Externo)

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior, DSc (UENF)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA, 02 DE MAIO DE 2006.

FICHA CATALOGRÁFICA

COLMANETTI, Janaina Provásio

Estudos sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização da Face de Montante de Barragens de Enrocamento, 2006.

(xxxi), 272 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2006)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|----------------|----------------------|
| 1. Geomembrana | 2. Enrocamento |
| 3. Barragem | 4. Impermeabilização |
| 5. Projeto | 6. Degradação |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

COLMANETTI, J. P. (2006). Estudos sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização da Face de Montante de Barragens de Enrocamento, Publicação nº G.TD-037/2006, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 272 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Janaina Provásio Colmanetti

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudos sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização da Face de Montante de Barragens de Enrocamento.

GRAU: Doutor **ANO:** 2006

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

Janaina Provásio Colmanetti
Rua 32, Qd. A-25, Lt. 23, Jardim Goiás
Goiânia – Goiás – Brasil
CEP 74.805-350
E-mail: colmanetti@hotmail.com

*A uma das pessoas mais especiais
que conheci, dedico esta tese.
Ao Prof. Feitosa (“in memoriam”) pelo seu jeito alegre,
espontâneo, excessivamente
criativo e bem humorado...., enfim,
único de ser!*

O caminho percorrido foi longo, muitas vezes solitário e penoso... Ao final, nos sentimos cansados, esgotados mesmo, mas a perspectiva de ver nosso trabalho em breve transformado em algo concreto é tamanha que tudo se aglutina em um único propósito: realização!

Nessa trajetória, não é raro que familiares, amigos e colegas sejam requisitados para arregaçar as mangas com a gente ou simplesmente ouvir nossos lamentos e dúvidas, nos lembrando que não estamos sozinhos nessa empreitada que decidimos encarar.

Agradecimentos, obviamente, tenho muitos.

Mas não penso em inserir aqui uma lista imensa com nomes e mais nomes. A ajuda vem de muitas formas. Um abraço apertado, uma lista de símbolos, um olhar, um help na impressão, uma palavra amiga, uma simples companhia em noites em claro, uma palavra de estímulo, correções gramaticais etc etc.

Por isso, o meu muito obrigada àqueles que me ajudaram, qualquer que tenha sido a forma..., espero um dia poder retribuir pelo menos parte do apoio recebido. Ao Luiz Guilherme, por enquanto só posso deixar minhas palavras: você foi demais!

Àqueles que contribuíram efetivamente para que este trabalho se concretizasse, deixo registrado ainda meu carinho e admiração:

“Prof. André, sua confiança, amizade e apoio em todas as circunstâncias fizeram toda a diferença! Obrigada por ter acreditado, algumas vezes mais que eu mesma, na minha capacidade e, sobretudo, na produção deste trabalho”.

“Prof. Ennio, obrigada pelas contribuições, disponibilidade e confiança depositada, que já vem desde os tempos do meu mestrado”.

Ao Daniele Cazzuffi e técnicos do Laboratório de Geossintéticos do CESI e da TENAX e à empresa FLAG, meus agradecimentos pelo apoio técnico e sobretudo pela receptividade e pelo agradável convívio na Itália.

A toda minha família meu obrigada pelo incentivo, pela torcida e por todo o amor recebido.

À minha segunda família italiana, em especial a Chiara, sou profundamente grata pela amizade e hospitalidade.

E, por fim, ao meu gatinho Nietzsche, afável companhia nos meus dias de isolamento, indispensáveis para que esse trabalho pudesse se concretizar!

Janaina

Brasília, 02/05/2006.

ESTUDOS SOBRE A APLICAÇÃO DE GEOMEMBRANAS NA IMPERMEABILIZAÇÃO DA FACE DE MONTANTE DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

RESUMO

Esta tese aborda a utilização de geomembranas na impermeabilização da face de montante de barragens de enrocamento. Parte deste estudo consistiu no levantamento de todos os fatores que pudessem intervir na elaboração do projeto e instalação desse sistema. Assim, a revisão bibliográfica sobre o assunto ocupa parte significativa desta tese, tendo em vista a deficiência de publicações em língua portuguesa sobre o tema. As opções disponíveis na literatura quanto a detalhes de projeto, tipos de geomembrana, durabilidade etc., que mais se adequassem às barragens de enrocamento com face impermeável foram buscadas, contribuindo para que, ao final deste trabalho, algumas recomendações pudessem ser apresentadas visando orientar a elaboração de futuros projetos de Barragem de Enrocamento com Face de Geomembrana (BEFG) no Brasil. O programa de ensaios de laboratório conduzido na amostra piloto de geomembrana de Policloreto de Vinila com Plastificante (PVC-P) representa uma campanha de ensaios que deve ser adotada na caracterização e avaliação do desempenho desse material visando a sua aplicação em barragens. O envelhecimento artificial em estufa indicou a tendência de comportamento das propriedades analisadas, confirmadas posteriormente pela análise dos resultados das amostras exumadas. Embora um valor limite não tenha sido atingido para todas as temperaturas de incubação, o Modelo de Arrhenius pôde ser aplicado, considerando a extrapolação dos dados. A análise estatística dos dados obtidos nas amostras exumadas das barragens e reservatórios italianos possibilitou, ainda que de maneira preliminar, uma estimativa mais confiável do tempo de vida das geomembranas de PVC-P. Apesar da grande variabilidade nos resultados, o que já era esperado devido ao fato de as amostras corresponderem a diferentes estruturas, as análises estatísticas demonstraram com elevada confiabilidade se houve alteração nas propriedades avaliadas após os 22 anos de exposição da geomembrana ao ambiente. Ao final, tendo por base todas as informações coletadas durante esta tese: revisão bibliográfica, consultas a projetos executados e comunicação pessoal com projetistas e instaladores, associadas aos resultados do programa de ensaios conduzido na geomembrana de PVC-P, concluiu-se que a BEFG é uma alternativa tecnicamente viável para a realidade brasileira. Verificou-se também que a durabilidade das geomembranas de PVC-P é compatível com o tempo de vida útil esperado para barragens.

STUDY OF GEOMEMBRANES AS WATERPROOF MATERIAL APPLIED TO UPSTREAM FACE OF ROCKFILL DAMS

ABSTRACT

This thesis investigated the use of geomembranes as impervious layers at the face of rockfill dams. Part of the studied consisted on identifying relevant aspects regarding the design of such application as well as installation procedures for the geomembrane layer in the field. Thus, the literature review occupies a significant part of this thesis, as there are almost no publications in Portuguese on the subject. Aspects related to design details, types of geomembranes, durability etc, relevant to rockfill dams, were collected from the literature. This allowed the preparation of some recommendations on the use of geomembranes in dams presented at the end of this thesis, which aim to provide some guidelines for future projects of rockfill dams with geomembrane as part of the dam upstream impervious face. The laboratory programme on PVC-P geomembranes was aimed to characterise and evaluate the performance of this material for its use in dams. Woven artificial ageing indicated the trends of the properties investigated, that were confirmed afterwards by tests on exhumed geomembrane specimens. Although a threshold value has not been obtained for all incubating temperatures, the Arrhenius model was applied, taking into consideration the extrapolation of the data available. A statistical analysis of the data from specimens exhumed from Italian dams and reservoirs allowed an estimate on the lifetime of PVC-P geomembranes, although on a preliminary basis. In spite of the variability of the results due to the different specimen origins, the statistical study demonstrated with high level of confidence the intensity of geomembrane degradation after 22 years of service. Based on the data obtained from the literature review, data from real projects, personal contacts with designers and geomembrane installers, associated to the results obtained in the research programme on PVC-P geomembranes, it is demonstrated that the use of geomembranes in the upstream impervious face of rockfill dams is a technical alternative for Brazilian conditions. It was also observed that the durability of the PVC-P geomembranes was compatible with the expected dam lifetime.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE O TEMA	1
1.2	DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E JUSTIFICATIVA	3
1.3	DESCRIÇÃO DA PESQUISA	4
1.4	OBJETIVOS E ESTRUTURA DA TESE	5
CAPÍTULO 2	BARRAGENS COM FACE IMPERMEÁVEL A MONTANTE	7
2.1	INTRODUÇÃO	7
2.2	BREVE HISTÓRICO	8
2.3	COMPORTAMENTO DO MACIÇO DE ENROCAMENTO	18
2.3.1	ASPECTOS GERAIS	19
2.3.2	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	20
2.3.2.1	Recalques pós-construtivos	22
2.3.2.2	Deformações na face	24
2.4	EXPERIÊNCIA BRASILEIRA NA UTILIZAÇÃO DE GEOMEMBRANAS	25
CAPÍTULO 3	PROPRIEDADES DAS GEOMEMBRANAS	27
3.1	INTRODUÇÃO	27
3.2	GEOMEMBRANAS	28
3.2.1	DEFINIÇÃO	28
3.2.2	CLASSIFICAÇÃO DAS GEOMEMBRANAS	28
3.2.3	SELEÇÃO DA GEOMEMBRANA	31
3.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DESEMPENHO NA GEOMEMBRANA	32
3.4	GEOMEMBRANAS DE PVC	33
3.4.1	COMPOSIÇÃO QUÍMICA	33
3.4.2	TEMPERATURAS DE TRANSIÇÃO NOS POLÍMEROS	34
3.4.3	PERMEABILIDADE	35
3.4.4	ATRITO ENTRE INTERFACES	36

3.4.5	RESISTÊNCIA AO ESTOURO (BURSTING TEST) E AO PUNCIONAMENTO	39
3.4.6	FRAGILIDADE E RIGIDEZ	43
3.4.7	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	43
3.5	COMPORTAMENTO DOS GEOCOMPOSTOS	47
CAPÍTULO 4	ASPECTOS DE PROJETO E INSTALAÇÃO DE GEOMEMBRANAS	52
4.1	INTRODUÇÃO	52
4.2	CONCEPÇÃO DE PROJETO	53
4.2.1	ESTABILIDADE DA FACE DE MONTANTE	57
4.2.1.1	Escorregamento dentro de uma cobertura em solo	58
4.2.1.2	Deslizamento ao longo da geomembrana	60
4.2.1.3	Movimentos diferenciais	65
4.2.2	GEOMEMBRANAS SUJEITAS A RECALQUES DIFERENCIAIS E CONECTADAS A ESTRUTURAS RÍGIDAS	69
4.3	CAMADAS DE BASE E SUPORTE PARA O LINER	75
4.4	GEOMEMBRANA	75
4.4.1	INSTALAÇÃO	75
4.4.2	ANCORAGEM	76
4.4.2.1	Ancoragem na crista	77
4.4.3	ANCORAGEM NO PÉ DA BARRAGEM	83
4.4.3.1	Trincheira de ancoragem	84
4.4.3.2	Ancoragem em cut-off de concreto	84
4.4.4	EMENDAS	89
4.5	CAMADA DE PROTEÇÃO	92
4.6	DURABILIDADE DE GEOMEMBRANAS EXPOSTAS EM BARRAGENS	94
4.6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	94
4.6.2	DESEMPENHO DE GEOMEMBRANAS EM ESTRUTURAS ANTIGAS	95
4.6.3	MODELO DE ARRHENIUS	98
4.6.3.1	Definição das propriedades e ensaios	100
4.6.3.2	Escolha dos valores limites	101
4.6.3.3	Duração do envelhecimento (incubação)	101
4.6.3.4	Temperaturas de incubação	102
4.6.3.5	Estufas	102

CAPÍTULO 5 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE GEOMEMBRANAS POR MEIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO	104
5.1 INTRODUÇÃO	104
5.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	106
5.3 ENSAIOS PARA ESTUDOS DE DURABILIDADE	107
5.3.1 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	109
5.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	111
5.4.1 GRAMATURA	113
5.4.2 ESPESSURA NOMINAL	114
5.4.3 DUREZA SHORE A	115
5.4.4 DENSIDADE OU MASSA ESPECÍFICA	116
5.4.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO UNIAXIAL	117
5.4.6 ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA (TGA)	119
5.4.7 EXTRAÇÃO DE PLASTIFICANTES	121
5.4.8 FLEXIBILIDADE EM BAIXAS TEMPERATURAS	122
5.4.9 RESISTÊNCIA AO RASGO	124
5.4.10 ESTABILIDADE DIMENSIONAL AO CALOR	125
5.4.11 RESISTÊNCIA AO PUNÇONAMENTO ESTÁTICO – MÉTODO DA PENETRAÇÃO (CBR)	126
5.4.12 RESISTÊNCIA AO PUNÇONAMENTO DINÂMICO	127
5.4.13 RAZÃO DE TRANSMISSÃO DE VAPOR D'ÁGUA	127
5.4.14 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO UNIAXIAL EM DIFERENTES TEMPERATURAS	128
5.5 ENSAIOS DE DESEMPENHO	130
5.5.1 RESISTÊNCIA AO ESTOURO (“BURSTING TEST”)	131
5.5.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO ENTRE INTERFACES	133
5.5.2.1 Equipamento de ensaio	133
5.5.2.2 Cisalhamento direto com areia padrão	136
5.5.2.3 Cisalhamento direto geossintético-geossintético e geossintético-solo	140
CAPÍTULO 6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	143
6.1 INTRODUÇÃO	143
6.2 RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	144

6.2.1	GRAMATURA, ESPESSURA, DUREZA, DENSIDADE E CONTEÚDO DE PLASTIFICANTE _____	145
6.2.2	RESISTÊNCIA AO PUNÇONAMENTO ESTÁTICO (MÉTODO DA PENETRAÇÃO -CBR) E DINÂMICO ____	148
6.2.3	RAZÃO DE TRANSMISSÃO DE VAPOR D'ÁGUA (WVT) _____	149
6.2.4	RESISTÊNCIA AO RASGO _____	151
6.2.5	ESTABILIDADE DIMENSIONAL AO CALOR _____	151
6.3	RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS NAS AMOSTRAS DEGRADADAS _____	152
6.4	RESULTADOS E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO E DOS ENSAIOS DE DESEMPENHO _____	160
6.4.1	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA GEOMEMBRANA _____	160
6.4.1.1	Ensaio de tração uniaxial _____	160
6.4.1.2	Ensaio de tração em diferentes temperaturas _____	170
6.4.1.3	Ensaio de resistência ao estouro _____	176
6.4.2	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO _____	179
6.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS _____	190
CAPÍTULO 7	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS DAS AMOSTRAS EXUMADAS _____	192
7.1	INTRODUÇÃO _____	192
7.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL _____	194
7.2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS _____	194
7.2.2	CARACTERÍSTICAS DAS OBRAS CONSIDERADAS E DOS GEOSSINTÉTICOS APLICADOS _____	194
7.2.3	PROCEDIMENTO DE COLETA DAS AMOSTRAS E ENSAIOS REALIZADOS _____	197
7.3	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS _____	204
7.3.1	AS HIPÓTESES NULA E ALTERNATIVA _____	204
7.3.2	RISCO NA TOMADA DE DECISÃO _____	205
7.4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS _____	206
7.4.1	CONTEÚDO DE PLASTIFICANTES, DUREZA SHORE A, FLEXIBILIDADE E PERMEABILIDADE _____	207
7.4.2	CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE _____	216
7.4.2.1	Tensão de ruptura _____	217
7.4.2.2	Deformação de Ruptura _____	221
7.4.2.3	Módulo Secante de Ruptura _____	225
7.5	MODELO DE ARRHENIUS _____	230
7.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS _____	236

CAPÍTULO 8 RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO E INSTALAÇÃO DE GEOMEMBRANAS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO	237
8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	237
8.2 PROJETO DO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO DA FACE	237
8.2.1 PROJETO BÁSICO	238
8.2.2 PROJETO EXECUTIVO	239
8.2.3 ASPECTOS PRINCIPAIS DE PROJETO	241
8.3 CONTROLE DURANTE A INSTALAÇÃO	245
8.3.1 CONTROLE DE RECEBIMENTO	245
8.3.2 ARMAZENAMENTO	245
8.3.3 GARANTIA DA QUALIDADE DE CONSTRUÇÃO (CQA)	245
8.4 PROGRAMA DE MONITORAMENTO	246
CAPÍTULO 9 CONCLUSÕES	249
9.1 CONCLUSÕES GERAIS	249
9.2 CONCLUSÕES SOBRE OS ENSAIOS LABORATORIAIS NAS AMOSTRAS INTACTAS	250
9.3 CONCLUSÕES SOBRE OS ESTUDOS DE DURABILIDADE	250
9.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	252
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	253
A TESTES DE HIPÓTESES	260
A.1 VARIAÇÃO NO CONTEÚDO DE PLASTIFICANTE DA GEOMEMBRANA COM O ENVELHECIMENTO	260
A.2 VARIAÇÃO NA DUREZA SHORE A DA GEOMEMBRANA COM O ENVELHECIMENTO	263
A.3 VARIAÇÃO NA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DA GEOMEMBRANA COM O ENVELHECIMENTO	265
A.3.1 VARIAÇÃO NA TENSÃO DE RUPTURA	265
A.3.2 VARIAÇÃO NA DEFORMAÇÃO DE RUPTURA	268
A.3.3 VARIAÇÃO NO MÓDULO SECANTE DE RUPTURA	270

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Seção transversal máxima da Barragem de Salt Springs (Steele & Cooke em 1960, citado por Gaioto, 1997).	10
Figura 2.2 – Seção máxima transversal da Barragem de Cethana (Wilkins <i>et al.</i> em 1973, citado por Gaioto, 1997).	11
Figura 2.3 - Seção máxima transversal da Barragem de Foz do Areia (Pinto <i>et al.</i> em 1981, citado por Gaioto, 1997).	12
Figura 2.4 – Planta da Barragem de Aguada Blanca (Sembenelli & Fagiolo, 1975).	13
Figura 2.5 - Face de montante da Barragem de Contrada Sabetta, Itália (ICOLD, 1991).	14
Figura 2.6 - Seção transversal típica da barragem de Bovilla, Albânia (Sembenelli <i>et al.</i> , 1998).	18
Figura 2.7 – Comparação dos recalques de crista para barragens de enrocamento compactadas e só basculadas (CBDB, 2004).	23
Figura 2.8 – Deflexões na laje da Barragem de Foz do Areia após o enchimento do reservatório (Pinto <i>et al.</i> em 1985, citado por Gaioto, 1997).	25
Figura 3.1 – Aparelhagem para determinação da resistência ao estouro utilizada na Ecole Polytechnique em Montreal (Rollin <i>et al.</i> em 1984, citado por Rigo & Cazzuffi, 1991).	40
Figura 3.2 - Equipamento para determinação da resistência ao estouro (Fayoux <i>et al.</i> , 1984).	40
Figura 3.3 – Equipamento de grande escala para determinação da resistência ao puncionamento (Catálogo Carpi, S/D).	42
Figura 3.4 – Tipo de substrato de apoio para a geomembrana representando condições extremas: (a) substrato; (b) Geocomposto de PVC após ensaio de puncionamento (Catálogo Carpi, S/D).	42
Figura 3.5 – Ensaio para avaliação do comportamento da GM sobre subsidências: (a) esquema do equipamento; (b) substrato granular com orifício simulando subsidência; (c) geomembrana após aplicação da carga (Catálogo Carpi, S/D).	43
Figura 3.6 – Comportamento tensão-deformação de diferentes geomembranas (Modificado – Rigo e Cazzuffi, 1991).	45
Figura 3.7 – Características de tensão média de geomembranas de HDPE em função da temperatura: a) curva tensão-deformação uniaxial da origem até o ponto de escoamento; b) tensão de escoamento em função da temperatura; c) deformação de escoamento em função da temperatura (Giroud, 1994).	47

Figura 3.8 – Efeito de geotêxteis não-tecidos soldado em ambas as faces da geomembrana na resistência de geocompostos (modificado - Lafleur <i>et al.</i> , 1985).	50
Figura 3.9 – Efeito da temperatura no comportamento de geocompostos – Ensaio de tração uniaxial (Lafleur <i>et al.</i> , 1986).	51
Figura 4.1 – Seção transversal de barragem de concreto impermeabilizada com geomembrana.	53
Figura 4.2 - Barragem de Nérís, na França - esquema do revestimento da face (ICOLD, 1991).	54
Figura 4.3 - Barragem de Odiel, na Espanha – seção transversal (ICOLD, 1991).	54
Figura 4.4 – Diferentes aplicações de geomembranas em barragens de terra e enrocamento (Catálogo Carpi, S/D).	55
Figura 4.5 – Sistema de impermeabilização típico na face de montante de barragens de terra e/ou enrocamento (ICOLD, 1991).	57
Figura 4.6 – Seção transversal de uma típica cobertura em solo (Giroud e Ah-Line, 1984).	58
Figura 4.7 – Gráfico pra obtenção do FS contra deslizamentos dentro de uma camada de cobertura em solo durante um rebaixamento rápido (Giroud e Ah-Line, 1984).	60
Figura 4.8 – Deslizamento ao longo da geomembrana: (a) seção transversal do dique impermeabilizado; (b) gráfico válido somente para o dique apresentado; (c) diagrama força por unidade de largura (Giroud e Ah-line, 1984).	61
Figura 4.9 – Geomembrana entre uma camada de proteção em concreto e um <i>liner</i> de concreto com trincas: (a) seção transversal; (b) força por unidade de largura na geomembrana; (c) deslocamentos da geomembrana; (d) resumo dos cálculos (Modificado - Giroud e Ah-Line, 1984).	66
Figura 4.10 - Geomembrana e geotêxtil entre uma camada de proteção em concreto e um <i>liner</i> de concreto com trincas: (a) seção transversal; (b) força por unidade de largura no geotêxtil e na geomembrana; (c) deslocamentos iguais do geotêxtil e da geomembrana (Modificado – Giroud e Ah-Line, 1984).	68
Figura 4.11 – Situações típicas onde a geomembrana é sujeita a recalques diferenciais: (a) material não uniforme sob a geomembrana; (b) conexão a estruturas rígidas (Giroud e Soderman, 1995b).	70
Figura 4.12 – Geomembrana sujeita a recalque diferencial, s: (a) geomembrana antes e após o recalque; (b) pressão e tensões; (c) distribuição de tensões na GM (Giroud e Soderman, 1995b).	71
Figura 4.13 – Curva tensão-deformação da GM e área definindo a energia complementar até o nível $T=T_c$ (Giroud e Soderman, 1995b).	71
Figura 4.14 – Energia complementar associada à curva tensão-deformação da GM: (a) energia complementar admissível; (b) energia complementar máxima (Giroud e Soderman, 1995b).	72

Figura 4.15 – Comparação entre duas geomembranas para o caso onde a GM 2 tem uma energia complementar máxima maior que a GM 1 (Giroud e Soderman, 1995b).	74
Figura 4.16 – Comparação entre duas geomembranas para o caso onde a GM 1 tem uma energia complementar máxima maior que a GM 2 (Giroud e Soderman, 1995b).	74
Figura 4.17 – Caso onde uma porção da GM não permanece em contato como a estrutura e a camada de suporte (Giroud e Soderman, 1995b).	74
Figura 4.18 – Ancoragem provisória da geomembrana na Barragem de Bovilla: (a) sacos de areia nos taludes (b) fixação com perfil metálico na crista (Catalogo Carpi, S/D)	77
Figura 4.19 – Ancoragem do <i>liner</i> no topo de barragens: (a) em crista; (b) no maciço (ICOLD, 1991).	78
Figura 4.20 – Configuração típica de ancoragem em trincheira (Briancon <i>et al.</i> , 2000).	78
Figura 4.21 – Detalhe da ancoragem na crista da Barragem de Codole, na Córsega (ICOLD, 1991).	79
Figura 4.22 – Detalhe da ancoragem na crista da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).	79
Figura 4.24 – Detalhe do sistema de fixação na crista da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).	81
Figura 4.25 – Detalhe da armadura da trave de coroamento da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).	81
Figura 4.26 – Efeito do ângulo na capacidade de ancoragem (Briancon <i>et al.</i> , 2000).	83
Figura 4.27 – Ancoragem de pé em trincheira (ICOLD, 1991).	84
Figura 4.28 – Conexão da geomembrana a um cut-off de concreto (ICOLD, 1991).	85
Figura 4.29 – Detalhe de ancoragem da GM no pé da Barragem de Odiel, Espanha (ICOLD, 1991).	86
Figura 4.31 – Detalhe da fixação do geocomposto na ancoragem de pé (Sembenelli, 1995).	88
Figura 4.32 – Preparação para ancoragem da geomembrana no plinto – Barragem de Bovilla (Catálogo Carpi, S/D).	88
Figura 4.33 – Proteção adicional ao longo da junta perimetral (Catálogo Carpi, S/D).	89
Figura 4.34 – Detalhe do trespassse e emenda em geomembranas (ICOLD, 1991).	91
Figura 4.35 – Ensaio de descolamento em geomembrana (ICOLD, 1991).	92
Figura 4.36 – Execução da laje de proteção na Barragem de Bovilla (Catálogo Carpi, S/D).	93
Figura 4.37 – Método de colocação dos painéis de geomembrana por meio da fixação de tiras nas vigotas de concreto extrudado: perfil transversal.	94
Figura 4.38 – Gráfico de Arrhenius generalizado usado para previsões nas condições <i>in situ</i> a partir de dados laboratoriais (Koerner <i>et al.</i> , 1992).	100

Figura 5.1 – Disposição esquemática dos corpos-de-prova nas folhas de PVC. _____	110
Figura 5.2 – Acondicionamento das amostras em estufa. _____	111
Figura 5.3 – Micrômetro para determinação da espessura nominal. _____	115
Figura 5.4 – Durômetro e sonda tipo A. _____	116
Figura 5.5 – Ensaio de tração uniaxial: amostra tipo IV. _____	118
Figura 5.6 – Aparelho para determinação da espessura de geomembranas. _____	119
Figura 5.7 – Sistema de aquisição de dados – Ensaio de tração uniaxial. _____	119
Figura 5.8 – Curva típica de perda de massa de geomembrana de PVC-P no ensaio TGA. ____	121
Figura 5.9 – Extrator Soxhlet. _____	122
Figura 5.10 – Aparelhagem para envolver a geomembrana: ensaio de flexibilidade a baixas temperaturas. _____	123
Figura 5.11 – Câmara fria utilizada no ensaio de flexibilidade a baixas temperaturas. _____	124
Figura 5.12 – Amostra usada para avaliação da resistência inicial ao rasgo (mm). _____	124
Figura 5.13 – Dimensões da amostra para determinação da estabilidade dimensional. _____	125
Figura 5.14 – Esquema ilustrativo do ensaio de punção – CBR. _____	127
Figura 5.15 – Recipiente para ensaio de determinação da permeabilidade ao vapor d'água apresentado na UNI 8202/23 (UNI, 1988b). _____	128
Figura 5.16 – Aparelhagem empregada para os ensaios de tração a diferentes temperaturas. ____	129
Figura 5.17 – Corpos-de-prova de geomembrana após ensaio de tração uniaxial a temperatura elevada. _____	130
Figura 5.18 – Aparelhagem para o ensaio de resistência ao estouro. _____	132
Figura 5.19 – Medidas e considerações geométricas (medidas em cm). _____	133
Figura 5.20 – Configuração esquemática do ensaio de cisalhamento. _____	134
Figura 5.21 – Montagem do equipamento para ensaio de cisalhamento direto: a) Prensa; b) Suporte de aço com rodas; c) Caixa de cisalhamento. _____	135
Figura 5.22 – Areia padrão EN 196-1 (CEN, 1996). _____	137
Figura 5.23 – Ensaio de cisalhamento na areia padrão. _____	139
Figura 5.24 – Fixação da amostra de geomembrana de PVC-P para ensaio de cisalhamento direto com areia padrão. _____	140
Figura 5.25 – Esquema de montagem da caixa de cisalhamento para os ensaios GT-Areia padrão e GM-Areia padrão. _____	140
Figura 5.26 – Esquema de montagem da caixa de cisalhamento para os ensaios GT-GM. _____	141
Figura 5.27 – Esquema de montagem da caixa de cisalhamento para os ensaios GT-concreto ou GM-concreto. _____	142

Figura 5.28 – Tipos de fixação considerados para o geotêxtil – caixa superior. _____	142
Figura 6.1 – Termograma de uma amostra de geomembrana de PVC-P virgem. _____	146
Figura 6.2 – Curva: força de punção versus deslocamento. _____	149
Figura 6.3 – Resultados do ensaio de transmissão de vapor d’água (WVT). _____	150
Figura 6.4 – Variação da espessura nominal da GM PVC-P ao longo do processo de degradação. _____	154
Figura 6.5 – Variação da gramatura da GM PVC-P ao longo do processo de degradação. _____	154
Figura 6.6 - Variação da dureza Shore A da GM PVC-P ao longo do processo de degradação. _	155
Figura 6.7 - Variação da densidade da GM PVC-P ao longo do processo de degradação. _____	156
Figura 6.8 – Variação do conteúdo de plastificante ao longo do processo de degradação – Método da extração por solventes. _____	156
Figura 6.9 – Estimativa da variação do conteúdo de plastificante ao longo do processo de degradação por meio da análise TG. _____	157
Figura 6.10 – Variação da densidade em função da perda de plastificantes. _____	158
Figura 6.11 – Razão de perda de plastificante (P_L) ao longo do processo de degradação. _____	159
Figura 6.12 – Curvas tensão-deformação das amostras virgens: ensaio de tração uniaxial. _____	162
Figura 6.13 – Mudança nas curvas tensão-deformação devido a degradação das amostras de geomembrana incubadas a temperatura de 95° C. _____	163
Figura 6.14 – Variação da deformação na ruptura da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação. _____	164
Figura 6.15 – Variação da resistência na ruptura da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação. _____	165
Figura 6.16 – Variação do módulo secante na ruptura da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação. _____	165
Figura 6.17 – Variação do módulo secante a 100% de deformação da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação. _____	166
Figura 6.18 – Variação da deformação na ruptura da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação. _____	167
Figura 6.19 – Variação da resistência na ruptura da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação. _____	168
Figura 6.20 – Variação do módulo secante na ruptura da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação. _____	169

Figura 6.21 – Variação do módulo secante a 100% de deformação da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação. _____	169
Figura 6.22 - Curvas tensão-deformação a diferentes temperaturas (transversal). _____	171
Figura 6.23 – Curvas tensão-deformação a diferentes temperaturas (longitudinal). _____	172
Figura 6.24 – Características de resistência média longitudinal da geomembrana de PVC-P (2 mm) em função da temperatura: a) curva tensão-deformação uniaxial da origem à ruptura; b) tensão de ruptura em função da temperatura; c) deformação de ruptura em função da temperatura. _____	173
Figura 6.25 – Módulo tangente uniaxial inicial em função da temperatura para geomembrana em PVC-P 2 mm. _____	174
Figura 6.26 - Módulo offset uniaxial em função da temperatura para geomembrana de PVC-P 2 mm. _____	175
Figura 6.27 – Curvas tensão-deformação obtidas no ensaio de resistência ao estouro: comparação com curvas obtidas no ensaio de tração uniaxial. _____	176
Figura 6.28 – Ensaio de resistência ao estouro: a) medida da deflexão no centro da amostra; b) ruptura da amostra. _____	177
Figura 6.29 – Resultados dos ensaios de cisalhamento na areia padrão CEN. _____	180
Figura 6.30 – Envoltória de resistência: areia padrão-areia padrão. _____	180
Figura 6.31 – Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana-areia padrão. _____	181
Figura 6.32 - Envoltória de resistência: geomembrana-areia padrão. _____	182
Figura 6.33 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geotêxtil-areia padrão. _____	182
Figura 6.34 - Envoltória de resistência: geotêxtil-areia padrão. _____	183
Figura 6.35 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana (lado liso)-geotêxtil. _____	184
Figura 6.36 – Envoltórias de resistência: geomembrana (lado liso)-geotêxtil. _____	185
Figura 6.37 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana (lado rugoso)-geotêxtil. _____	186
Figura 6.38 - Envoltória de resistência: geomembrana (lado rugoso)-geotêxtil. _____	186
Figura 6.39 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana (lado rugoso)-concreto. _____	187
Figura 6.40 - Envoltória de resistência: geomembrana (lado rugoso)-concreto. _____	188
Figura 6.41 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geotêxtil-concreto. _____	189
Figura 6.42 - Envoltória de resistência: geotêxtil-concreto. _____	189

Figura 7.1 – Procedimento de exumação de uma amostra de geocomposto na Barragem de Ceresole Reale: a) corte; b) lixamento da superfície a ser soldada; c) solda por termo-fusão; d) vista geral da emenda; e) amostra coletada. _____	198
Figura 7.2 – Amostras de geomembrana exumadas dos taludes do Reservatório Pian Del Gorghiglio na zona de flutuação do NA (MSE) - El. 648,6 m: a) do talude noroeste; b) talude norte. _____	199
Figura 7.3 – Amostras de geomembrana exumadas no talude leste do Reservatório Pian Del Gorghiglio: a) zona de flutuação do nível d'água El. 648,6 m (MSE); b) zona submersa El. 645 m. _____	200
Figura 7.4 – Regiões de rejeição e de não-rejeição para os testes t para diferenças entre as médias aritméticas num teste bicaudal (Levine et al., 2002). _____	205
Figura 7.5 – Variação do conteúdo de plastificante nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	208
Figura 7.6 - Variação do conteúdo de plastificante nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação. _____	209
Figura 7.7 - Variação do conteúdo de plastificante nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação. _____	210
Figura 7.8 - Variação da Dureza Shore A nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	211
Figura 7.9 - Variação da Dureza Shore A nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação. _____	212
Figura 7.10 - Variação da Dureza Shore A nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação. _____	212
Figura 7.11 - Variação da flexibilidade nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	213
Figura 7.12 - Variação da flexibilidade nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação. _____	214
Figura 7.13 - Variação da flexibilidade nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação. _____	215
Figura 7.14 - Variação da permeabilidade nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	216
Figura 7.15 – Variação da Tensão de Ruptura nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	218
Figura 7.16 - Variação da Tensão de Ruptura nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação. _____	219

Figura 7.17 - Variação da Tensão de Ruptura nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação. _____	221
Figura 7.18 - Variação da Deformação de Ruptura nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	222
Figura 7.19 - Variação da Deformação na Ruptura nas amostras exumadas de barragens em função do tempo de instalação. _____	223
Figura 7.20 - Variação da Deformação na Ruptura nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação. _____	225
Figura 7.21 - Variação do Módulo Secante na Ruptura das amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação. _____	226
Figura 7.22 - Variação do Módulo Secante na Ruptura nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação. _____	227
Figura 7.23 - Variação do Módulo Secante na Ruptura das amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação. _____	229
Figura 7.24– Razão da perda de plastificante versus tempo de incubação. _____	231
Figura 7.25 – Variação da deformação versus tempo de incubação. _____	232
Figura 7.26 – Gráfico de Arrhenius para razão de perda de plastificante, $P_L=20\%$. _____	234
Figura 7.27 - Gráfico de Arrhenius para redução de 50% da deformação de ruptura _____	234
Figura 8.1 – Sistema típico de impermeabilização de uma face de montante de barragens de enrocamento (Icold, 1991). _____	242

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Resumo da situação atual dos empreendimentos (Aneel, 2006).	2
Tabela 2.1 – Evolução das barragens de enrocamento com face impermeável.	9
Tabela 2.2 - Características de algumas barragens de terra e enrocamento impermeabilizadas com geomembrana.	15
Tabela 2.3 – Barragens que empregaram GM PVC-P (Itália).	17
Tabela 2.4 - Barragens na que empregaram GM PVC-P (França).	17
Tabela 2.5 – Velocidades de recalques medidos em barragens de enrocamento com face de concreto (CBDB, 2004).	23
Tabela 3.1 – Tipos de geomembrana mais comumente utilizadas e sua formulação aproximada (modificado - Frobel, 1997).	29
Tabela 3.2 – Recomendações para inclinação de taludes em barragens com face em geomembrana (ICOLD, 1991).	37
Tabela 3.3 - Aderência para geomembranas de PVC.	38
Tabela 3.4 - Ângulo de atrito solo-geomembrana PVC (δ).	38
Tabela 3.5 - Valores de atrito entre geomembrana PVC e diferentes materiais.	38
Tabela 3.6 – Pressão de estouro (Fayoux <i>et al.</i> , 1984).	40
Tabela 3.7 - Principais propriedades dos geocompostos (Tao <i>et al.</i> , 1994).	48
Tabela 3.8 - Propriedades gerais dos geocompostos ensaiados (modificado, Fafleur <i>et al.</i> , 1986).	49
Tabela 4.1 - Tipos de soldagem frequentemente empregados em geomembranas (modificado - Frobel, 1994).	89
Tabela 4.2 - Propriedades gerais das geomembranas original IR aplicada em 1959 na Barragem de Contrada Sabetta (Cazzuffi, 1999).	96
Tabela 4.3 – Possíveis propriedades para avaliação da degradação polimérica para uso do Modelo de Arrhenius (modificado - Koerner <i>et al.</i> , 1992).	101
Tabela 4.4 – Valor limite após envelhecimento térmico.	102
Tabela 5.1 – Formulação da geomembrana de PVC-P estudada.	106

Tabela 5.2 - Propriedades analisadas para aplicação no modelo de Arrhenius. _____	108
Tabela 5.3 – Dimensões internas das estufas utilizadas para a incubação das amostras. _____	110
Tabela 5.4 – Ensaio de identificação na geomembrana. _____	112
Tabela 5.5 – Ensaio de identificação conduzidos somente na geomembrana virgem. _____	113
Tabela 5.6. Ensaio de desempenho conduzidos na geomembrana virgem. _____	131
Tabela 5.7 – Distribuição granulométrica da areia padrão EN 196-1 (CEN, 1996). _____	137
Tabela 5.8 - Condições da areia-padrão (CEN EN 196-1) durante o ensaio. _____	138
Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de identificação nas amostras virgens de GM PVC-P. ____	146
Tabela 6.2 – Análise termogravimétrica em amostra de GM PVC-P virgem. _____	147
Tabela 6.3 – Resultados do ensaio de resistência ao puncionamento estático. _____	148
Tabela 6.4 – Resultados do ensaio de WVT. _____	150
Tabela 6.5 – Resistência ao rasgo da geomembrana PVC-P 2 mm virgem. _____	151
Tabela 6.6 – Resultados do ensaio de estabilidade dimensional ao calor (80° C/ 1 hora). _____	152
Tabela 6.7 – Resultados dos ensaios conduzidos em amostras de GM PVC-P incubadas à T= 65° C. _____	152
Tabela 6.8 - Resultados dos ensaios conduzidos em amostras de GM PVC-P incubadas à T= 80° C. _____	153
Tabela 6.9 - Resultados dos ensaios conduzidos em amostras de GM PVC-P incubadas à T= 95° C. _____	153
Tabela 6.10 – Parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras incubadas a 65° C e submetidas ao ensaio de tração uniaxial. _____	161
Tabela 6.11 - Parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras incubadas a 80° C e submetidas ao ensaio de tração uniaxial. _____	161
Tabela 6.12 - Parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras incubadas a 95° C e submetidas ao ensaio de tração uniaxial. _____	162
Tabela 6.13 – Resultados dos ensaios de resistência ao estouro. _____	176
Tabela 6.14 – Resultados dos ensaios de cisalhamento entre interfaces. _____	190
Tabela 7.1 – Relação das barragens e reservatórios e características do geocomposto instalado.	195
Tabela 7.2 – Datas e local de extração das amostras de GC das barragens. _____	196
Tabela 7.3 – Datas e local de extração das amostras de GC dos reservatórios. _____	197
Tabela 7.4 – Resultados dos ensaios conduzidos nas GM das barragens selecionados para a análise estatística. _____	201

Tabela 7.5 – Resultados dos ensaios conduzidos nas GM dos reservatórios selecionados para a análise estatística. _____	203
Tabela 7.6 – Conseqüências da tomada de decisão. _____	206
Tabela 7.7 – Tabela resumo: variação das propriedades das geomembranas de PVC-P exumadas das barragens e reservatórios _____	230
Tabela 7.8 – Dados obtidos pelo Modelo de Arrhenius considerando como valor limite a razão de perda de plastificante, P _L igual 20%. _____	232
Tabela 7.9 - Dados obtidos pelo Modelo de Arrhenius considerando como valor limite uma perda de 50% na deformação de ruptura. _____	233
Tabela 8.1 – Ensaio índices recomendados para caracterização de geomembranas visando a aplicação em Barragens de Enrocamento com Face de Geomembrana (BEFG). _____	240
Tabela 8.2 – Ensaio de desempenho recomendados para obtenção de parâmetros de projeto de BEFG. _____	241
Tabela A.1 – Dados de entrada: Conteúdo de Plastificante _____	260
Tabela A.2 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Conteúdo de Plastificante _____	261
Tabela A.3 – Teste t entre 0 e 10 anos: Conteúdo de Plastificante _____	261
Tabela A.4 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Conteúdo de Plastificante _____	262
Tabela A.5 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Conteúdo de Plastificante _____	262
Tabela A.6 – Dados de entrada: Dureza Shore A _____	263
Tabela A.7 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Dureza Shore A _____	263
Tabela A.8 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Dureza Shore A _____	264
Tabela A.9 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Dureza Shore A _____	264
Tabela A.10 – Teste t entre 0 e 19-22 anos: Dureza Shore A _____	265
Tabela A.11 – Dados de entrada: Tensão de ruptura _____	265
Tabela A.12 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Tensão de ruptura _____	266
Tabela A.13 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Tensão de ruptura _____	266
Tabela A.14 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Tensão de ruptura _____	267
Tabela A.15 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Tensão de ruptura _____	267
Tabela A.16 – Dados de entrada: Deformação na ruptura _____	268
Tabela A.17 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Deformação na ruptura _____	268
Tabela A.18 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Deformação na ruptura _____	269
Tabela A.19 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Deformação na ruptura _____	269

Tabela A.20 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Deformação na ruptura _____	270
Tabela A.21 – Dados de entrada: Módulo secante na ruptura _____	270
Tabela A.22 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Módulo secante na ruptura _____	271
Tabela A.23 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Módulo secante na ruptura _____	271
Tabela A.24 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Módulo secante na ruptura _____	272
Tabela A.25 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Módulo secante na ruptura _____	272

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

1. SÍMBOLOS

"	polegada
%	porcento
A	área
A	fator pré-exponencial
α	força por unidade de largura
α	nível de significância
$\alpha_{m\acute{a}x}$	força máxima por unidade de largura
α_c'	razão entre a adesão na interface e o intercepto de coesão do solo
amt	coeficiente de adesão geotêxtil-geomembrana
b	largura da trinca
B	largura perpendicular ao plano da seção transversal da barragem
β'	ângulo entre o plano de instalação da geomembrana e a horizontal
c	intercepto de coesão do solo
c'	coesão efetiva
c_a	adesão na interface solo-geomembrana
CL	argila de baixa plasticidade
cm	centímetro
cos	cosseno
C_P	conteúdo final de plastificante
C_{PO}	conteúdo inicial de plastificante
$C_{V_{amo}}$	coeficiente de variação da amostra
δ	ângulo de atrito de interface solo-geomembrana
δ	ângulo do talude da barragem
δ	inclinação do talude formado pela camada de cobertura da barragem
δ'	ângulo de atrito na interface solo-geossintético
D	diâmetro
ΔL	variação da dimensão longitudinal
ΔT	variação da dimensão transversal
DP (X)	desvio padrão da amostra
ε	deformação

ϵ_{all}	deformação admissível
ϵ_r	deformação de ruptura
ϵ_y	deformação de escoamento
e	espessura
E	módulo de deformação
E _s	módulo de deformação secante
E _{act}	energia de ativação aparente
E _{offset}	módulo de deformação offset uniaxial
E _{tg inicial}	módulo tangente uniaxial inicial
ϕ	ângulo de atrito ao longo da geomembrana
ϕ	diâmetro ou bitola
ϕ'	ângulo de atrito interno
$\phi_{S.GT}$	ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil
f _{cm}	coeficiente de atrito cobertura-geomembrana
f _{ms}	coeficiente de atrito geomembrana-concreto de suporte
f _{ts}	coeficiente de atrito geotêxtil-concreto de suporte
F _p	força máxima de punção
FS	fator de segurança
g	grama
g	gravidade
G _{GM}	geocomposto (geotêxtil + geomembrana)
GW	giga watts
γ	peso específico do solo
γ_{sat}	peso específico saturado
γ_w	peso específico da água
h	hora
h _p	distância máxima
H	deflexão
H	horizontal
H	umidade relativa
H ₀	hipótese nula
H ₁	hipótese alternativa
J/mol	Joule por molécula
J/mol.K	Joule por molécula por Kelvin
kg	kilograma

kHz	kilo hertz
K_m	módulo de deformabilidade a tração da geomembrana
K_o	coeficiente de pressão do solo no repouso
K_t	módulo a tração do geotêxtil
k	coeficiente de permeabilidade
kW	kilo watts
L	amostra extraída no sentido longitudinal da bobina
L	comprimento
L	comprimento além do qual a geomembrana não se move e não é tensionada
l	litro por segundo
\ln	logaritmo natural
λ	ângulo de mudança de direção na trincheira
M	massa
m	metro
mg	miligrama
min	minuto
ml	mililitro
ML	silte de baixa plasticidade
mm	milímetro
M_p	massa final de plastificante
M	mega
M_{p0}	massa inicial de plastificante
MW	mega watts
N	carga normal
N	newton
n	número de elementos
n_i	tamanho da amostra i
n/a	método não aplicável
NP	geotêxtil agulhado
NW	geotêxtil não tecido
°	graus
°C	graus celsius
°K	graus kelvin
P	empuxo
P	método primário pelo Modelo de Arrhenius

p	pressão de vapor
p	pressão normal
Pa	Pascal
PI	razão de perda de plastificante
ps	pressão de vapor saturado a uma determinada temperatura
q	tensão normal sob a geomembrana
q'	tensão efetiva sobre a geomembrana
R	constante universal dos gases
R	raio
R ²	coeficiente de correlação
Rr	razão de reação
S	método secundário pelo Modelo de Arrhenius
s	recalque diferencial
sen	seno
Si ²	variância da amostra i
SP	areia mal graduada
Sp ²	variância agrupada
Sx	variância da amostra
σ_r	tensão de ruptura
σ_y	tensão de escoamento
t	período de tempo
T	amostra extraída no sentido transversal da bobina
T	espessura da geomembrana
T	força tangencial de cisalhamento
T	temperatura absoluta
T	tensão de tração
T _{all}	tensão de tração admissível
T _g	temperatura de transição vítrea (glass transition)
t _{GM}	espessura da geomembrana
T _m	temperatura de fusão dos polímeros (melting transition)
tan ou tg	tangente
ton	tonelada
τ	tensão de cisalhamento
u	deslocamento
v	velocidade máxima de fluxo na camada de cobertura da barragem

v	velocidade
V	vertical
ω	permeança
W	peso
WVT	razão de transmissão de vapor d'água
X	média aritmética
X_i	média aritmética da amostra i
X_i	valor do elemento
ψ	permissividade

2. ABREVIações

A	Arco
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Arco em concreto
AD	Amostra deteriorada
AHE	Aproveitamento Hidrelétrico
AM	Arcos múltiplos
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
AR	Amostra de referência (virgem)
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Barragem
BEFB	Barragem de enrocamento com face betuminosa
BEFC	Barragem de enrocamento com face de concreto
BEFG	Barragem de enrocamento com face em geomembrana
BEFI	Barragem de enrocamento com face impermeável
BENA	Barragem de enrocamento com núcleo argiloso
C	Contraforte
CBR	Método da penetração para medição da resistência ao puncionamento
CCR	Concreto compactado com rolo
CEN	Comitê Europeu de Normatização
CESI	Centro Elettrotecnico Sperimentale Italiano
CGH	Centrais Geradoras Hidrelétricas

CMB	Comissão Mundial de Barragens
CPE	Polietileno clorado
CSM	Copolímero cloro-sulfonato
CSPE	Polietileno cloro-sulfonato
DSC	Calorimetria de varredura diferencial
E ou ER	Enrocamento
EFC	Enrocamento com face de concreto
EI.	Elevação
ENEL	Companhia Nacional de Eletricidade Italiana
EPDM ou MDPE	Copolímero etileno-propileno
et al.	e outros
FE	Zona fora d'água - exposta
FP	Zona fora d'água - protegida
G	Gravidade
GA	Gravidade em alvenaria
GAC	Gravidade em alvenaria e concreto
GC	Gravidade em concreto
GC ou HPLC	Cromatografia
GM	Geomembrana
GMR	Geomembrana reforçada
GMT	Geomembrana texturizada
GRI	Geosynthetic Research Institute
GS	Geossintético
GT	Geotêxtil
GVI	Gravidade com vãos internos
HDPE ou PEAD	Polietileno de alta densidade
i.e.	isto é
ICOLD	Comissão Internacional sobre Grandes Barragens
IE	Zona imersa em água - exposta
IGS	International Geosynthetics Society
IIR	Copolímero isobutileno-isopreno ou borracha butílica
IR	Espectroscopia infra-vermelho
ISO	International Organization for Standardization

LDPE	Polietileno de baixa densidade
LLDPE	Polietileno linear de baixa densidade
MSE	Zona de molhagem-secagem - exposta
NBR	Norma Brasileira
ND	Amostra não deteriorada
ne	Não encontrada
ni	Não identificado
OIT	Tempo de indução oxidativa
PCH	Pequenas Centrais Hidrelétricas
PE	Polietileno
PET	Geotêxtil não-tecido de poliéster
PIB	Poli-isobutileno
PP	Polipropileno
PVC	Policloreto de vinila ou polivinil clorado
PVC-P	Policloreto de vinila com plastificante
R	Reservatório
S	Solo
T ou TE	Terra
T-EPDM	Copolímero termo-etileno-propileno
TFC	Terra com face de concreto
TGA	Análise termogravimétrica
TMA	Análise termomecânica
UHE	Usinas Hidrelétricas de Energia
UnB	Universidade de Brasília
UNI	Nazionale Italiano di Unificazione
VLDPE	Polietileno de muito baixa densidade

Capítulo 1

Introdução

1.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TEMA

Barragens são construídas para represamento de águas como fonte geradora de energia elétrica, controle de inundações, abastecimento humano e industrial, irrigação e lazer. Esta técnica tem sido empregada há milhares de anos e hoje mais de 45.000 barragens em todo o mundo atendem à demanda de água e energia, de acordo com o Relatório da Comissão Mundial de Barragens (CMB, 2000).

As grandes barragens geram 19% de toda a eletricidade do mundo e um terço dos países depende de usinas hidrelétricas para produzir mais da metade da sua demanda energética (CMB, 2000). Destaca-se ainda que 50% dessas grandes barragens foram construídas exclusiva ou primordialmente para fins de irrigação, e cerca de 30 a 40% dos 271 milhões de hectares irrigados no planeta dependem de barragens. Uma barragem é tida como grande quando tem altura igual ou superior a 15 metros (contados da fundação) ou, se tiver entre 5 e 15 m de altura e seu reservatório tiver capacidade superior a 3 milhões de metros cúbicos, segundo a definição dada pela Comissão Internacional sobre Grandes Barragens (ICOLD).

Três quartos das grandes barragens em todo o mundo estão na China (46%), nos Estados Unidos (14%), na Índia (9%), no Japão (6%) e na Espanha (3%), segundo estimativas da CMB, com base em dados da ICOLD e outras fontes. O Brasil contribui atualmente com apenas 1% do número total de grandes barragens, uma vez que somente cerca de 25% de todo o potencial hidrelétrico brasileiro, estimado em 260 GW, corresponde a usinas em operação e construção. São 596

empreendimentos em operação que aproveitam o potencial hidráulico para geração de energia no Brasil, entre Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH), Centrais Geradoras Hidrelétricas (CGH) e Usinas Hidrelétricas de Energia (UHE), atendendo a 70% da demanda nacional. Os 30% restantes são supridos por fontes eólicas, solares, nucleares, térmicas, petrolíferas, de gás e pelas importações. Dados da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel), apresentados na Tabela 1.1, refletem a tendência brasileira de construir barragens nos próximos anos: 53 novos empreendimentos se encontram hoje em construção (1 CGH, 13 UHE e 39 PCH) e 298 (22 UHE, 218 PCH e 58 CGH) foram outorgados pela Aneel entre os anos de 1998 e 2005, representando uma potência associada de aproximadamente 12 GW.

Estima-se, no entanto, que a demanda energética brasileira em 2008 ultrapasse a casa dos 100 GW (Aneel, 2006), tendo em vista que o Brasil cresce entre 3 e 4% ao ano, necessitando de um aumento na capacidade instalada anual de 3000 a 4000 MW. Com base nesses dados, o que hoje está em construção ou outorgado é ainda muito pouco para evitar uma dependência excessiva de importação de energia ou a opção pela instalação de termelétricas a gás natural, já que os 12 GW previstos serão suficientes para suprir a demanda energética brasileira por um período estimado de três a quatro anos.

Tabela 1.1 - Resumo da situação atual dos empreendimentos (Aneel, 2006).

Empreendimentos de Fonte de Energia Hidráulica	Situação	Potência Associada (kW)
602	em operação	71.396.101
53	em construção	3.351.178
298	outorgada	8.596.446

Em virtude desse cenário, destaca-se a importância da construção de barragens no âmbito social e econômico brasileiro no que concerne não só à própria geração de energia, mas à produção de alimentos, abastecimento de água para comunidades urbanas e rurais, manutenção de leitos navegáveis, expansão da infra-estrutura física e social. A tendência atual, inclusive, é ter Aproveitamentos Hidrelétricos (AHE), onde a barragem atende a múltiplas finalidades, ao invés de Usinas Hidrelétricas (UHE).

É fato que o ambiente e a sociedade sofreram os impactos desastrosos de projetos mal sucedidos, levando muitos países a colocar em discussão a questão da construção de novas barragens. Isso, no entanto, levou a uma maior conscientização das partes envolvidas e verifica-se hoje uma

tendência a trabalhos visando sempre uma melhoria para o ser humano. O que se objetiva hoje, a partir da concepção dos projetos, é o desenvolvimento humano em uma base economicamente viável, socialmente justa e ambientalmente sustentável.

1.2 DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E JUSTIFICATIVA

Diversos tipos de materiais podem ser empregados na construção de barragens: terra, enrocamento, concreto ou uma combinação destes. As barragens de enrocamento vêm sendo construídas desde o final do século XIX e nos últimos anos têm sido freqüentemente adotadas, principalmente quando se necessita de estruturas de grande altura, em vales semi-encaixados. Por ser um material de elevada resistência, os taludes podem ser mais íngremes e a construção relativamente mais rápida, quando comparada à das barragens de terra, por não exigir um controle de compactação tão restrito em termos de umidade, o que possibilita sua construção também em períodos chuvosos. As preocupações se restringem praticamente à escolha de um local com fundação resistente (preferencialmente rocha sã) e, no caso de barragens de enrocamento com face de montante impermeável, à execução do paramento de montante, cuja função principal é a de garantir a estanqueidade da estrutura.

No Brasil usualmente são adotadas as faces de montante em concreto armado, moldadas *in loco*, como barreira para fluxo neste tipo de barragem. A grande desvantagem desta solução é a elevada rigidez da face comparada à do maciço de enrocamento da barragem, o que pode ocasionar o aparecimento de trincas e fissuras nas lajes oriundas das deformações do maciço após o enchimento do reservatório.

Para garantir a impermeabilidade da estrutura o recomendável é a execução de uma face não rígida que possa acompanhar as deformações do maciço sem deixar de atender a sua função de barreira hidráulica. As faces de concreto, usualmente empregadas, nem sempre conseguem atender bem a este quesito ou se tornam excessivamente onerosas em função do grande número de juntas e dos cuidados especiais requeridos para executá-las.

A técnica de utilizar um material mais flexível como a geomembrana, que acompanhe as deformações do maciço da barragem, foi e ainda é largamente empregada na Europa e nos Estados Unidos, porém ainda é desconhecida pela maioria dos projetistas brasileiros. Além do próprio processo construtivo, os critérios de projeto, a durabilidade, a segurança e os custos dessa

alternativa são ainda questionados. Além disso, são escassos os números de publicações na literatura brasileira sobre o emprego de geomembranas na impermeabilização de barragens.

As faces em membrana, dependendo do tipo de polímero-base que as constitui, se apresentam como uma opção vantajosa em barragens de enrocamento, pois acompanham as deformações do maciço quando submetido à carga hidráulica advinda do enchimento do reservatório. Alguns tipos de geomembranas chegam à ruptura com deformações superiores a 300% e, desde que aplicadas adequadamente, atendem com segurança e bom desempenho sua função na estrutura.

A durabilidade é relativamente elevada nos novos materiais poliméricos, que utilizam formulações com aditivos que permitem uma exposição mais prolongada aos raios ultravioletas, embora a preferência seja pela execução de uma camada de proteção sobre a geomembrana para evitar danos mecânicos ocasionados por materiais flutuantes ou vandalismo.

O emprego da geomembrana como barreira de fluxo em barragens requer, entretanto, certos cuidados com relação ao controle de qualidade durante a instalação do produto, cuidados especiais durante sua fixação, detalhes construtivos que assegurem uma ancoragem adequada, além de sistemas adequados para apoio e proteção das mesmas.

1.3 DESCRIÇÃO DA PESQUISA

A presente tese é parte integrante de uma linha de pesquisa que está em andamento no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, em parceria com Furnas Centrais Elétricas, que envolve o estudo de barragens de enrocamento, visando a obtenção de parâmetros de projeto para o enrocamento por meio de uma campanha de ensaios de grande escala, realizada no Laboratório de Mecânica das Rochas do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas em Goiânia, simulações numéricas para previsão do comportamento dessas barragens e alternativas de barreiras impermeáveis com concreto asfáltico e emulsões asfálticas misturadas ao material do núcleo. Algumas dissertações de mestrado nessa linha de pesquisa já foram concluídas como as de Dias (2001), Frutuoso (2003), Falcão (2003) e Jacintho (2005).

O presente estudo trata da utilização de geomembrana como barreira de fluxo na face de montante de barragens de enrocamento, enfocando as características, as propriedades e o comportamento da geomembrana, casos históricos, aspectos de projeto e a durabilidade do material polimérico.

Ressalta-se que, embora a pesquisa tenha sido desenvolvida visando a aplicação da geomembrana em barragens de enrocamento, os dados poderão ser úteis para o emprego em outros tipos de barragens como as de terra, com núcleo central delgado e barragens mistas, além da potencial aplicação na reabilitação de barragens de concreto, de enrocamento com face de concreto e face de concreto betuminoso.

Ensaio de laboratório foram realizados em amostras de geomembrana de PVC-P com a finalidade de conhecer suas características e o seu comportamento físico, químico e mecânico. O material ensaiado (PVC) foi escolhido por ser o mais indicado neste tipo de obra, porém, as propriedades de outros polímeros (HDPE, LLDPE etc) podem ser determinadas em alguns casos utilizando a mesma metodologia. O tipo de obra e as condições de carregamento e do ambiente irão influenciar a escolha do polímero mais adequado às solicitações de campo durante a vida útil da estrutura. A durabilidade das geomembranas de PVC foi avaliada por meio de um estudo específico no qual o envelhecimento do material é realizado em laboratório e os dados obtidos checados com os resultados de ensaios conduzidos em amostras de geomembranas exumadas de diferentes barragens e reservatórios italianos.

A pesquisa foi iniciada no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB e, durante o período de um ano (de Junho/2003 a Junho/2004), foi desenvolvida no Laboratório de Geossintéticos do *Centro Elettrotecnico Sperimentale Italiano* (CESI SpA) em Milão, na Itália, sob a supervisão do Eng. Danieli Cazzuffi. Ensaio que necessitaram de uma aparelhagem específica e de grande porte foram realizados na empresa TENAX SpA, em Viganò (LC), na Itália.

1.4 OBJETIVOS E ESTRUTURA DA TESE

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar a potencialidade de utilização de geomembranas em barragens de enrocamento como elemento responsável pela impermeabilização do barramento, procurando quantificar seu desempenho e a durabilidade do material polimérico por meio de ensaios de laboratório em amostras envelhecidas artificialmente e exumadas de barragens e reservatórios.

Desta forma, pretende contribuir para a inserção da tecnologia no Brasil, dispondo informações aos projetistas sobre as técnicas de empregar a geomembrana como barreira de fluxo em barragens de enrocamento. Visa, em suma, fornecer recomendações para a elaboração de projetos de Barragens de Enrocamento com Face em Geomembrana (BEFG).

A tese está estruturada em nove capítulos. O presente capítulo faz as considerações iniciais sobre o tema, define o problema estudado e apresenta a justificativa e os objetivos da pesquisa. O segundo capítulo aborda a história das faces impermeáveis em barragens e o comportamento de barragens de enrocamento com face de concreto. O terceiro capítulo traz os fundamentos teóricos sobre as características, as propriedades e o comportamento de geomembranas para aplicação em barragens. Os aspectos principais para a elaboração de projeto de uma BEFG e estudos sobre a durabilidade são relatados no Capítulo 4. No quinto capítulo é descrito o programa experimental conduzido nas amostras de geomembrana envelhecidas e exumadas. Os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras degradadas artificialmente e daquelas exumadas são apresentados e discutidos nos capítulos 6 e 7, respectivamente. As recomendações para a elaboração de projetos e instalação de geomembrana na face de montante de barragens de enrocamento são apresentadas no Capítulo 8. As conclusões sobre o trabalho e as sugestões para a continuidade da pesquisa se encontram no Capítulo 9.

Barragens com Face Impermeável a Montante

2.1 INTRODUÇÃO

Em alguns tipos específicos de barragens, a função de retenção de fluidos não é exercida propriamente pelo maciço, mas por uma delgada camada de baixa permeabilidade instalada na sua face de montante. O material que constitui o maciço, nestes casos, não necessariamente deverá apresentar baixa permeabilidade, mas atender aos princípios de estabilidade e de compatibilidade das deformações. A face, em contrapartida, não é considerada um elemento estrutural do maciço, mas um elemento que promove e garante a estanqueidade do barramento, mesmo após as deformações decorrentes do enchimento do reservatório.

As barragens em que todo o maciço é constituído por enrocamento são exemplos de estruturas que necessitam obrigatoriamente de uma barreira delgada de baixa permeabilidade, usualmente posicionada na face de montante do barramento, para garantir a estanqueidade do conjunto. O enrocamento pode ser definido como um material grosso e drenante, obtido de escavações obrigatórias das fundações ou túneis na área do empreendimento ou de pedreiras. A dimensão máxima dos grãos de enrocamento pode variar de acordo com a zona em que ocupam no maciço da barragem. O usual é a compactação das zonas mais próximas à face de montante em camadas de pequena espessura, com materiais constituídos por rocha sã e de granulometria mais fina, objetivando minimizar os recalques sob a laje. A jusante do eixo, o projeto pode admitir rochas não

selecionadas e camadas compactadas em espessuras maiores e constituídas por material com diâmetros máximos de até 2.000 mm.

Com relação à face de montante, diversos materiais já foram empregados para a impermeabilização de barragens deste gênero, tais com a madeira, o metal, o concreto betuminoso, o concreto e as membranas poliméricas. Dados empíricos mostraram a funcionalidade de muitos desses materiais e foram fundamentais para a exclusão de alguns deles da lista de alternativas para emprego em barragens de enrocamento. Em outros casos, a forte tradição adquirida em um determinado tipo de face impediu a inserção e o desenvolvimento de outras alternativas na engenharia brasileira de barragens, como, por exemplo, a das faces em materiais sintéticos (geomembranas), tão difundida na Europa, nos EUA e mais recentemente na China. Barragens homogêneas de terra ou barragens de enrocamento com núcleo argiloso podem também empregar geomembranas, associadas ao material natural mais fino, para reduzir ainda mais a permeabilidade da seção a montante do eixo e assegurar infiltrações mínimas pelo corpo da barragem.

Assim, este capítulo apresenta uma breve história sobre a aplicação das faces impermeáveis a montante em barragens, com destaque para as faces em concreto. É apresentada uma descrição geral sobre o comportamento das barragens de enrocamento, com ênfase nas deformações da face e, por último, é relatada a experiência brasileira na aplicação dos materiais geossintéticos (geomembranas ou geocompostos) na impermeabilização de obras hidráulicas.

2.2 BREVE HISTÓRICO

A história das faces impermeáveis em barragens se confunde com a das barragens de enrocamento, por este material estar intimamente associado a um elemento impermeável que o torne estanque. Portanto, a evolução das barragens de enrocamento é apresentada com menção às diferentes faces já empregadas desde a metade do século XIX até os dias atuais. Com o passar dos anos, o projeto e as técnicas de construção das Barragens de Enrocamento com Face Impermeável (BEFI) foram se aprimorando a partir da experiência de casos precedentes e apoiados pelo avanço dos métodos de análise. A Tabela 2.1 apresenta uma compilação de dados, comparando três épocas distintas das barragens de enrocamento.

Tabela 2.1 – Evolução das barragens de enrocamento com face impermeável.

	Antes de 1960	Entre 1960 e 1980	Década de 1990
Enrocamento	Lançado sem compactação e arranjo dos blocos	Compactado em finas camadas, zonado	Compactado em finas camadas, zonado
Tipo de rocha para o enrocamento	Sã, exclusivamente	Aproveitamento de larga faixa de material rochoso, inclusive rochas moles	Aproveitamento de larga faixa de material rochoso, inclusive rochas moles
Redução dos recalques	Jateamento de grande quantidade de água sob pressão no enrocamento	Redução expressiva da quantidade de água adicionada ao enrocamento, compactação	Adição de água ao enrocamento, compactação mais rigorosa próximo à face e zoneamento do maciço
Transição entre face e maciço	Alvenaria de pedra ou rocha colocada a mão	Faixa de material rochoso mais fino compactado em camadas delgadas horizontais	Redução do diâmetro máximo do material de transição
Taludes	Taludes de jusante com inclinação próxima ao do ângulo de repouso do material lançado (37°) e talude de montante mais abatido	Talude de montante com inclinação da ordem de 1 V:1,4 H	Talude de montante mais íngreme (1 V:1,3 H), CCR na face de jusante
Fundação	Em rocha, com trincheira de vedação	Plinto como base para execução da cortina de injeções	Plinto concretado como laje contínua, sem juntas de contração
Material da face	Madeira, metal, concreto e concreto betuminoso	Predominância das faces de concreto (Brasil) e faces sintéticas (Europa e EUA)	Predominância das faces de concreto (Brasil) e faces sintéticas (Europa e EUA)
Tipo da face de concreto	Em painéis em torno de 5 m ² de área	Concretagem com formas deslizantes, após término da construção do maciço	Concretagem com formas deslizantes
Armação das faces em concreto	0,5 % da seção de concreto	0,5 % da seção de concreto	Entre 0,3 e 0,4 % da seção de concreto
Juntas na face de concreto	Horizontais e verticais com material de preenchimento	Juntas horizontais construtivas e eliminação do material de preenchimento	Surgimento de novo conceito de junta perimetral e inclusão de veda-juntas de borracha
Finos no enrocamento	Divergência entre especialistas, preferência pela eliminação dos finos no enrocamento	Inclusão de finos, aumento da densidade do maciço	Presença de finos, aumento da densidade do maciço
Medidas de segurança contra infiltrações	Nenhuma	Melhoria dos veda-juntas, utilização de mastique ao longo da junta perimetral	Filtro próximo à junta perimetral e inserção de material areno-siltoso para proteção adicional da junta perimetral

As primeiras BEFI se originaram na Califórnia, EUA, em 1850 (Golzé, 1977). Aproveitando-se da experiência adquirida em detonações de rocha e dos estêreis gerados em quantidades apreciáveis,

os mineradores de ouro começaram a construir barragens de pequena altura para armazenamento de água utilizando esse novo material associado a um sistema composto por vigas e pranchas de madeira que garantiam a estanqueidade (Veiga Pinto, 1983). Até 1900, sete das onze barragens com face impermeável, construídas nos EUA, utilizaram a madeira como face, uma adotou a laje em concreto, outra foi executada com pedra rejuntada e em duas foram empregadas chapas internas de aço. Entre 1900 e 1932, mais dezoito barragens foram construídas, duas com face em madeira e o restante em concreto. A técnica foi evoluindo e dando suporte à construção de grandes obras nos EUA no início do século XX, como Salt Springs (Figura 2.1) concluída em 1931.

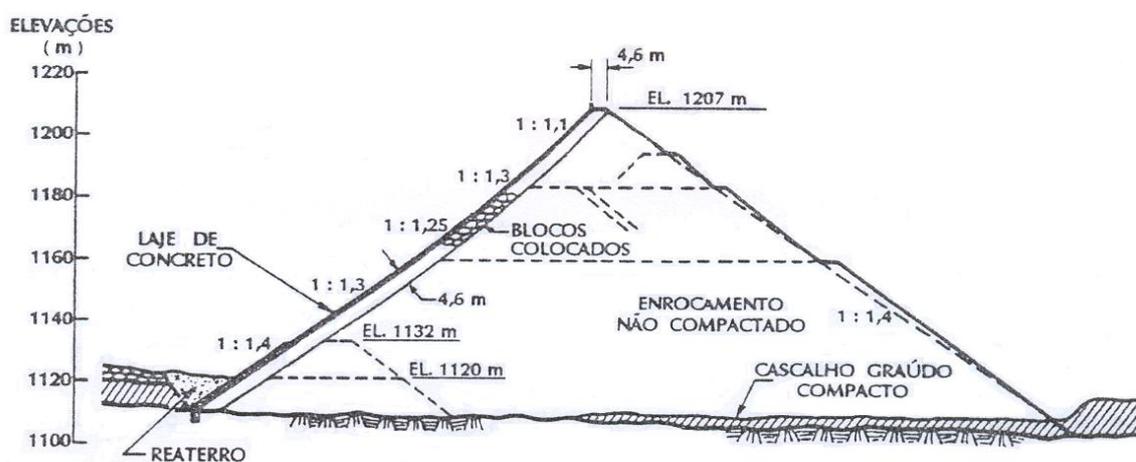


Figura 2.1 – Seção transversal máxima da Barragem de Salt Springs (Steele & Cooke em 1960, citado por Gaioto, 1997).

Esta barragem foi construída em três etapas, adicionando água na proporção de 1 m³ para cada 4 m³ de enrocamento. Essa grande quantidade de água era aplicada na forma de jatos sobre o enrocamento lançado, objetivando a eliminação dos finos nos pontos de contato rocha-rocha, a quebra antecipada dos contatos saturados e, por conseguinte, uma minimização dos recalques pós-construção, como acreditavam os especialistas na época (Gaioto, 1997).

A prática de execução do maciço de enrocamento lançado, sem nenhum tipo de compactação, conforme descreve Cooke (1984), ocasionou o aparecimento de sérios problemas de infiltração em barragens de grande altura, causadas por trincas nas zonas de tração da laje, próximas às ombreiras. Por este fato, durante 25 anos, a partir de 1940, a construção de barragens de enrocamento com face de concreto foi suspensa. Após esse período, difundiu-se a prática do uso de enrocamento compactado com molhagem em camadas de espessura limitada e a divisão da

compactação em diferentes zonas, variando a granulometria e a energia de compactação. O objetivo era proporcionar uma melhor acomodação e consolidação do maciço, reduzindo assim a sua deformabilidade. Além disso, foram desenvolvidos sistemas de veda-juntas de maior confiabilidade entre a laje de concreto e o plinto.

Todo este avanço nas técnicas construtivas, alcançados até então, levou à construção de diversas barragens, como New Exchequer (146 m), concluída em 1966, e diversas outras com alturas superiores a 100 m, conforme descreve Golzé (1977). A consolidação da série de mudanças no projeto e nas técnicas construtivas, apresentadas na Tabela 2.1, se deu efetivamente com a construção da Barragem de Cethana (Figura 2.2) em 1971, na Austrália. Durante os anos de 1970 e 1974 foi construída na Colômbia a Barragem de Alto Anchicayá, com 140 m de altura e taludes de 1V:1,4H. Entre 1975 e 1980 foi construída no Brasil a barragem de Foz do Areia (Figura 2.3), até então a mais alta Barragem de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC) do mundo, com 160 m de altura, no estado do Paraná. Ressalta-se que nesta fase, a concretagem da laje era feita depois de concluído todo o maciço de enrocamento, objetivando a minimização da influência das deformações no maciço sobre a mesma, no entanto, acarretando em prazos maiores na execução dessas barragens.

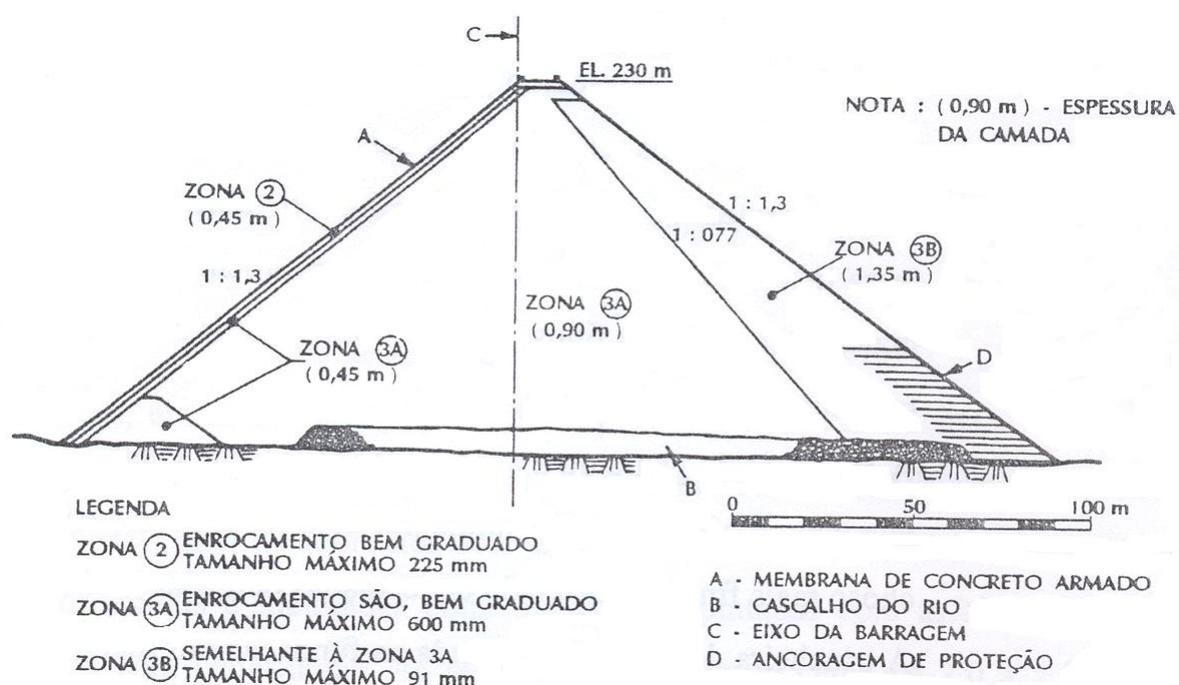


Figura 2.2 – Seção máxima transversal da Barragem de Cethana (Wilkins *et al.* em 1973, citado por Gaioto, 1997).

Nos anos 90 houve ainda mudanças principalmente no sentido de reduzir os custos e minimizar as infiltrações. O projeto e a experiência adquirida na construção da Barragem de Foz do Areia foram úteis para a implementação de melhorias (projeto e custos) na Barragem de Segredo (PR), concluída em 1992. Além dos aspectos destacados na Tabela 2.1, outra evolução importante foi quanto ao aproveitamento de materiais provenientes de escavações obrigatórias em rocha para a construção do maciço da barragem, testado com sucesso na Barragem de Xingó (SE/AL), concluída em 1994. Para minimizar os prazos construtivos, a alternativa encontrada foi a execução da laje em estágios, simultaneamente ao lançamento do enrocamento, como no caso das barragens de Itá (SC/RS), concluída em 2000 e a Barragem de Mohale (concluída em 1997), na África (Goddle & Droste, 2001). A experiência acumulada nessas primeiras BEFC brasileiras serviu de suporte para a construção de mais cinco outras grandes barragens no Brasil: Machadinho (SC/RS), concluída em 2002; Itapebi (MG/BA), concluída em 2003; Quebra-Queixo (SC), concluída em 2003; Barra Grande (SC/RS), concluída em 2005 e Campos Novos (SC), com 196 m de altura máxima, concluída em 2005.

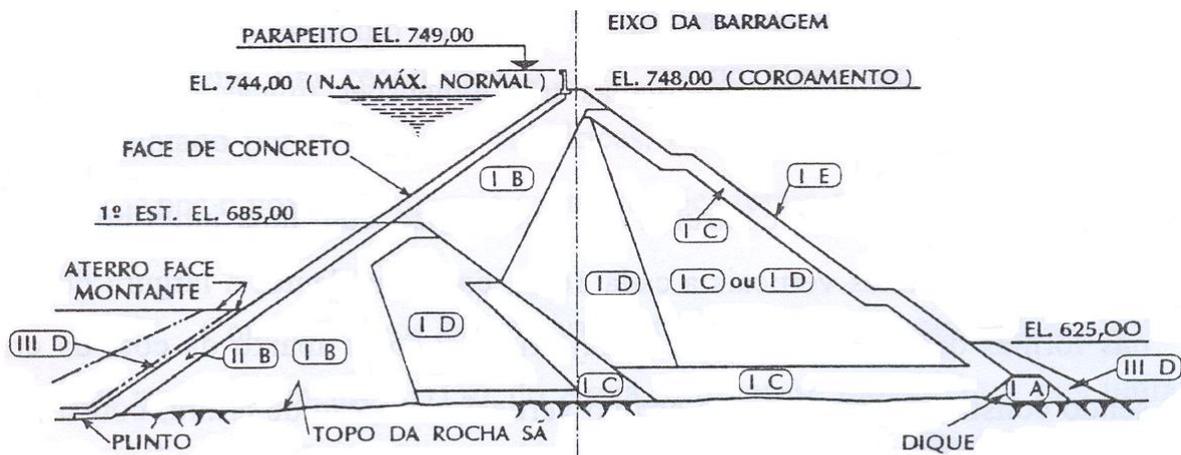


TABELA DE MATERIAIS				
MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO	ZONA	MÉTODO DE COLOCAÇÃO	DADOS DE COMPACTAÇÃO
ENROCAMENTO	BASALTO MACIÇO (ATÉ 25 % DE BRECHA BASÁLTICA)	I A	LANÇADO	—
		I B	COMPACTADO EM CAMADAS DE 0,80 m	ROLO VIBRATÓRIO 4 PASSADAS 25 % DE ÁGUA (10 TON.)
		I C	COMPACTADO EM CAMADAS DE 1,60 m	ROLO VIBRATÓRIO 4 PASSADAS 25 % DE ÁGUA (10 TON.)
		I D	COMPACTADO EM CAMADAS DE 0,80 m	ROLO VIBRATÓRIO 4 PASSADAS 25 % DE ÁGUA (10 TON.)
	INTERCALAÇÃO DE BASALTO MACIÇO E B. BASÁLTICA	I E	ROCHA DA FACE COLOCADA	—
TRANSIÇÃO II	BRITA CORRIDA DE BASALTO MACIÇO	II B	GRADUADA MENOR QUE ϕ 6" COMPACT. EM CAM. - 0,40 m	CAMADAS: ROLO VIBR. MIN. 4 PASSADAS FACE: ROLO VIBR. MIN. 6 PASSAD. ASCEN
ATERRO III	MATERIAL IMPERMEÁVEL CAPA DE TERRA	III D	MINOR QUE 3/4" COMPACT. EM CAM. - 0,30 m	ROLO PNEUMÁTICO OU EQUIPAMENTO DE CONSTRUÇÃO

Figura 2.3 - Seção máxima transversal da Barragem de Foz do Areia (Pinto *et al.* em 1981, citado por Gaioto, 1997).

O concreto asfáltico foi também utilizado para garantir a estanqueidade em barragens de enrocamento. Foi empregado pela primeira vez em 1936 na face de montante da barragem Ghrib, na Nigéria, com 41,2 m de altura (Golzé, 1977). O concreto asfáltico foi confinado em blocos de concreto poroso e apresentou um bom comportamento, mesmo sendo executado em um talude íngreme e estando sujeito a severas condições climáticas. O revestimento metálico também teve aplicação em algumas barragens européias, como a de Pego do Altar (56 m de altura), em Portugal, e a barragem Aguada Blanca, no Peru, mostrada na Figura 2.4.

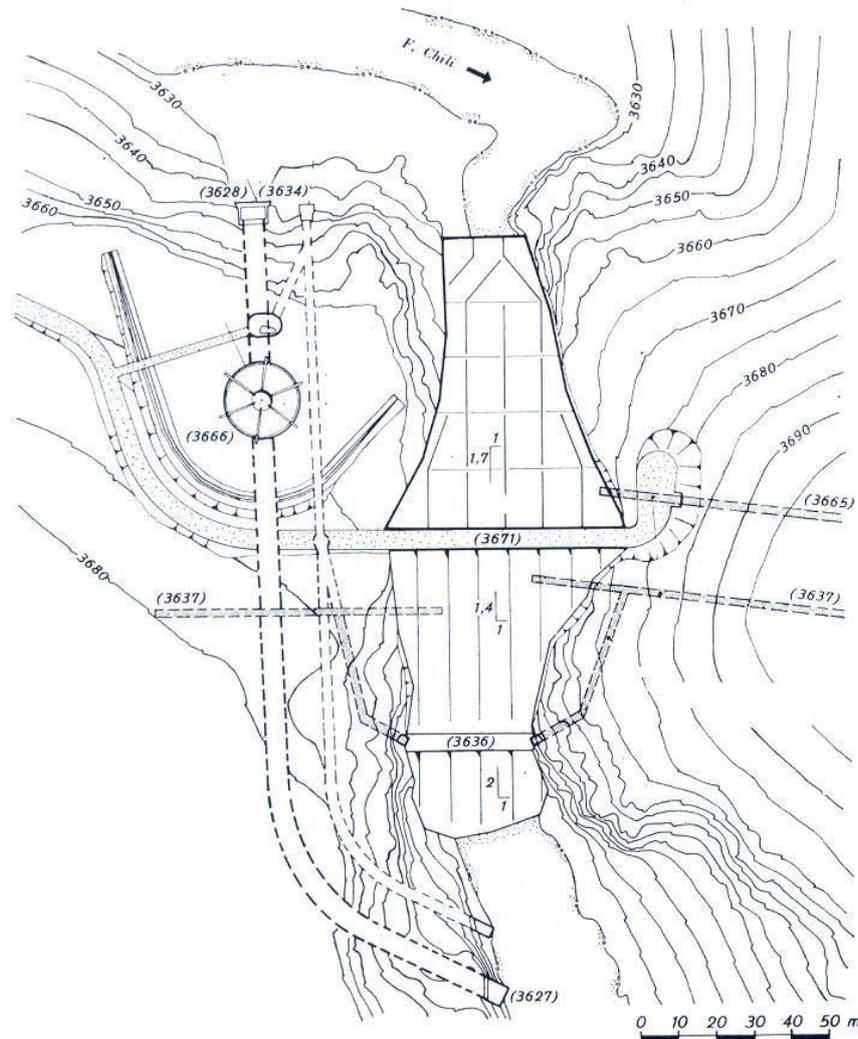
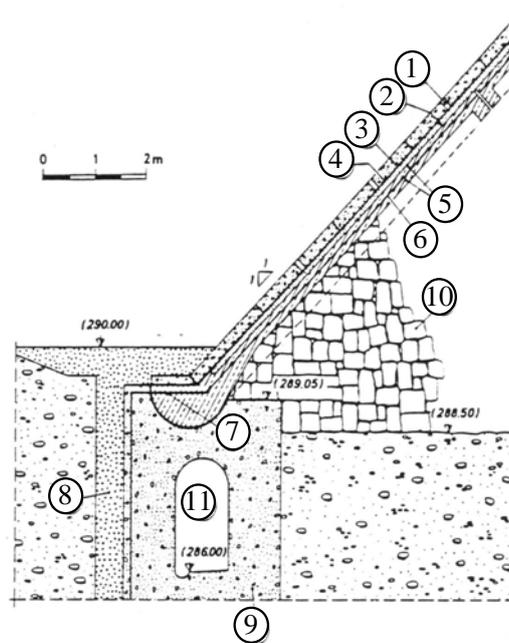


Figura 2.4 – Planta da Barragem de Aguada Blanca (Sembenelli & Fagiolo, 1975).

A partir da década de 50, faces em geomembrana também começaram a ser utilizadas com a finalidade de garantir a vedação em barragens. A primeira aplicação foi em 1959 na Itália, na Barragem Contrada Sabetta, apresentada na Figura 2.5 (ICOLD, 1991).



Nota: (1) furos de drenagem; (2) concreto poroso; (3) lajes de concreto; (4) uma camada de papel filtro betuminoso + duas camadas de membrana + adesivo betuminoso; (5) lajes de concreto armado; (6) veda-junta de PVC; (7) junta entre o plinto e a face; (8) parede diafragma de concreto plástico; (9) concreto; (10) alvenaria de pedra seca; (11) galeria de inspeção e drenagem.

Figura 2.5 - Face de montante da Barragem de Contrada Sabetta, Itália (ICOLD, 1991).

Contrada Sabetta é uma barragem de enrocamento, com 32,5 m de altura e face de montante impermeabilizada com duas lâminas de geomembrana de poli-isobutileno (PIB) de 2 mm de espessura, protegida por uma laje de concreto poroso. A única intervenção realizada nesta obra foi em 1997 devido a infiltrações através da barragem, após 39 anos de serviço. O *liner* da porção superior da face foi substituído por outra geomembrana betuminosa (HIPOFORS CF7001) e amostras da antiga geomembrana foram retiradas e submetidas a diversos ensaios de laboratório. Os resultados nesse material indicaram que a geomembrana apresentava ainda um bom desempenho, do ponto de vista de propriedades físicas e mecânicas. Assim, é provável que as infiltrações tenham sido causadas por danos físicos pontuais em toda a extensão do *liner*, possivelmente não representativos na escala de amostragem dos ensaios.

Desde então, um grande número de Barragens de Enrocamento com Face em Geomembrana (BEFG), além de enseadeiras e reservatórios, tem sido construído utilizando esta técnica, principalmente na Europa (Itália, França, República Tcheca, Eslováquia, Reino Unido, dentre outros) e nos EUA. A Tabela 2.2 mostra as características de algumas barragens de terra e enrocamento com face em geomembrana construídas entre os anos de 1960 e 1996.

Tabela 2.2 - Características de algumas barragens de terra e enrocamento impermeabilizadas com geomembrana.

Barragem	Data	País	Tipo maciço	Altura máxima (m)	Inclinação do talude de montante (V:H)	Tipo de GM
Dobsina	1960	Rep. Tcheca	ER	10	1: 1,5	PVC (1,0 mm)
Terzaghi	1962	Canadá	TE	61	1: 3,8	PVC (0,75 mm)
Landstejn	1973	Rep. Tcheca	ER	26,5	1: 2	PVC 1,1 mm
Odiel	1974	Espanha	ER	27	1: 1,3	PVC 1,5 mm
Colibita	1983	Romênia	ER	47	1: 1,7	PVC 0,8 mm
Jibiya	1987	Nigéria	TE	21,5	1: 3	PVC 2 mm
El Indio	1987	Chile	TE	79	1: 2,6	5,5 mm
Zhushou	1993	China	ER	60,2	1: 2,7	Geocomposto GT 300 g/m ² +GM PVC 0,5 mm+GT 200 g/m ²
Bovilla	1996	Albânia	ER	91	1: 1,6	Geocomposto (GM PVC 3 mm + GT 700g/m ²)

Nota: ER: enrocamento; TE: terra; GM: geomembrana; GT: geotêxtil.

A alta velocidade na qual a indústria petroquímica tem aperfeiçoado os polímeros, permitindo a exploração de novas alternativas, tem resultado em geomembranas de melhor qualidade. Em alguns casos, o desempenho das geomembranas como barreiras impermeáveis é superior ao das camadas compactadas (*liners*) constituídas por materiais naturais. Além disso, a disponibilidade de diversos produtos geossintéticos como geotêxteis, georredes e geocompostos tem oferecido aos projetistas possibilidades de novas soluções. A introdução dos geocompostos (geomembrana e geotêxtil em um mesmo produto) no mercado, em meados de 1960, foi outro fator decisivo para o avanço da técnica de utilização de geomembranas em barragens. O geocomposto é um material com melhor desempenho por possuir maior resistência à tração e ao puncionamento, maior estabilidade e por contribuir também para a drenagem sob o *liner*.

Somado ao aperfeiçoamento da indústria de geossintéticos e à entrada dos geocompostos no mercado, o terceiro fator que incentivou o desenvolvimento da técnica na Europa foi a experiência adquirida nas aplicações em barragens de concreto e alvenaria. A primeira barragem de alvenaria recuperada com esta técnica foi a Barragem Lago Baitone, na Itália. Trata-se de uma barragem de 37 m de altura, construída entre os anos de 1927 e 1930 e reabilitada entre 1969 e 1971 usando uma geomembrana de poli-isobutileno de 2,0 mm de espessura (Cazzuffi, 1987). Entre as primeiras

aplicações de geomembranas em barragens de CCR (Concreto Compactado com Rolo), estão a Barragem de Riou (França), com 22 m de altura e a Barragem de Concepcion (Honduras), com 70 m de altura.

Segundo Scuro (1997), no final de 1960 já eram mais de 35 barragens, incluindo cinco de CCR que tiveram suas faces verticais impermeabilizadas por geomembrana. De 1959 até 1997 foram mais de 70 barragens do tipo ensecadeiras executadas e de 1997 para 1998 este número subiu para 83. O autor reporta que mais de 100 barragens no mundo foram executadas com geomembrana na face de montante e que mais de 50 barragens de concreto foram recuperadas com esta técnica. Giroud & Bonaparte em 1993, citado por Cazuffi (1995), descrevem a recuperação de barragens de terra com geomembranas no intuito de minimizar percolação através da face de montante. Diferentes casos de aplicação de geomembranas são citados por Monari (1984), Cazuffi & Sembenelli (1994) e Scuro & Vaschetti (1996, 2002) no reparo tanto de faces de concreto betuminoso quanto em faces de concreto de barragens de enrocamento.

O resultado da pesquisa realizada pelo ICOLD ("Working Group on Geomembranes and Geosynthetics") mostrou que o maior número de barragens e reservatórios impermeabilizados com geomembrana se encontra na Itália (45%), seguida pela França (25%) e Portugal (15%). As Tabelas 2.3 e 2.4 apresentam um elenco de barragens construídas na Itália e França, respectivamente, onde esta técnica foi mais aplicada.

Tabela 2.3 – Barragens que empregaram GM PVC-P (Itália).

Nome da barragem	Tipo	Ano de conclusão	Altura (m)	Inclinação da face de montante (V:H)	Espessura GM (mm)	Ano de instalação	GM exposta ou protegida
Alpe Gera	G	1964	174	1: 0,03	2	1993-1994	exposta
Camposecco	G	1930	27	Vertical	2,5	1993	exposta
Castreccioni	E	1988	67	ne	-	1988	protegida
Ceresole	G	1930	57	1: 0,04	2,5	1992	exposta
Cignana	G	1928	58	1: 0,1	2,5	1989	exposta
Lago Baitone	G	1930	37	1: 0,05	-	1994	exposta
Lago Miller	G	1926	11	1: 0,03	2	1976	exposta
Lago Nero	G	1926	43	1: 0,2	2	1980	exposta
Lampeggiano	T	1993	34	1: 2	-	1990	-
Larecchio	G	1938	33	1: 0,03	2	1993-94	exposta
Molato	AM	1928	55	1: 1	1,7	1987	exposta
Pantano d'Avio	C	1956	65	1: 0,5	2	1992	exposta
Pappadai	T	1993	27	1: 2	2,5	1991-1992	protegida
Pian del Gorghiglio	T	1944	10	1: 1,5	2	1979	exposta
Pian Sapeio	AM	1926	16	1: 1,15	2,5	1989-90	exposta
Piano Barbellino	G	1931	66	1: 0,05	2	1987	exposta
Pioda	E	1950	14,50	1: 0,83		1985	exposta
Publino	A	1952	40	1: 0,05	2,5	1988-89	exposta
Sa Forada	E	1962	30	1: 0,85	2,5	1992	exposta
Santo Stefano	G	1930	25	ne	2,5	1998	exposta
Scais	C	1939	65	1: 0,19	2,5	1992-1995	exposta
Zolezzi	A	1923	22	Vertical	2,5	1992	exposta

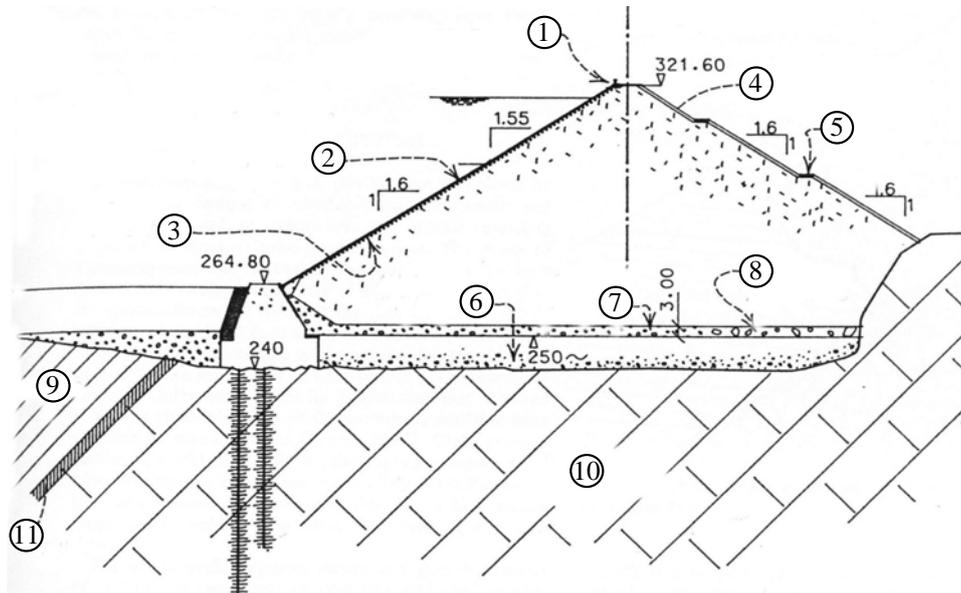
Nota: G= gravidade; E= enrocamento; T= terra; AM= arcos múltiplos; C= contraforte; A= arco; ne= informação não encontrada.

Tabela 2.4 - Barragens na que empregaram GM PVC-P (França).

Nome da barragem	Tipo	Ano de conclusão	Altura (m)	Inclinação da face de montante	Espessura GM (mm)	Ano de instalação	GM exposta ou protegida
Aubrac	T	1986	15	1: 2,5	1,2	1986	protegida
Chartrain	G	1892	54	1: 0,15	2,5	1993	exposta
Codole	E	1983	28	1: 1,7	2	1983	protegida
Echapre	G	1895	34	Vertical	2	1996	exposta
Empurany	E	1995	19,4	1: 1,7	1	1995	protegida
Figari	E	1990	35	1: 1,7	2	1990	protegida
La Coche	E	1975	30,5	1V:2H	1	1975	protegida
La Girotte	AM	1950	48	ne	2,5	1994,1997,1998	exposta
La Rive	G	1870	48	ne	2,5	1999	exposta
Le Chambon	G	1935	136	Vertical	2,5	1991-1996	exposta
Le Riou	CCR	1991	20,6	Vertical	2,5	1990	exposta
Migoélou	AM	1959	29	1: 0,6	2,5	1989	exposta

Nota: G= gravidade; E= enrocamento; T= terra; AM= arcos múltiplos; C= contraforte; A= arco; CCR= concreto compactado com rolo; ne= informação não encontrada.

A mais alta barragem de enrocamento com face em geomembrana, com 91 m de altura, é a barragem de Bovilla (Figura 2.6), na Albânia, concluída em 1996 (Sembenelli *et al.*, 1998).



Legenda: (1) parede de concreto; (2) sistema de impermeabilização com geossintéticos; (3) concreto poroso; (4) proteção com rip-rap; (5) estrada; (6) aluvião com finos; (7) aluvião grosso; (8) rocha em fragmentos; (9) xisto; (10) calcário; (11) falha.

Figura 2.6 - Seção transversal típica da barragem de Bovilla, Albânia (Sembenelli *et al.*, 1998).

Scuero (1997) relata que o projeto inicial previa uma BEFC, entretanto, problemas com relação à rigidez da face e possibilidade de eventos sísmicos conduziram ao desenvolvimento da alternativa em BEFG. A substituição da face de concreto por concreto betuminoso foi descartada devido ao alto custo envolvido, à necessidade de importação de equipamentos pesados e às experiências negativas vivenciadas pelo proprietário na utilização desta tecnologia.

2.3 COMPORTAMENTO DO MACIÇO DE ENROCAMENTO

A atenção dos projetistas de barragens de enrocamento esteve sempre voltada para a superação das limitações no que diz respeito ao uso de materiais menos nobres, fundações menos competentes, geometrias mais ousadas, métodos construtivos baseados em especificações menos rígidas e prazos menores. Entretanto, as conseqüências de medidas não tão rigorosas podem comprometer a funcionalidade da estrutura, quando do aparecimento de trincas na laje de concreto sobre o maciço. Por isso a importância de prever o comportamento tensão-deformação do maciço pós-construção e principalmente após o enchimento do reservatório.

Nota-se que a maioria das previsões de comportamento do maciço de enrocamento, por meio de simulações numéricas, é feita desconsiderando a presença da laje na face, pois se acredita que a presença da laje não influencie no comportamento tensão-deformação deste material. Assim, uma abordagem geral sobre o comportamento das BEFC é apresentada neste item, objetivando uma posterior avaliação das propriedades da geomembrana frente às movimentações esperadas do maciço de enrocamento.

2.3.1 Aspectos gerais

Uma série de aspectos positivos com relação às BEFC é apresentada pelo CBDB (2004): as barragens de enrocamento são seguras contra tremores e terremotos, apropriadas para barramentos altos, apresentam baixo custo e são tecnicamente viáveis. Entretanto, a afirmação de que os problemas de grandes recalques e vazamentos verificados nas antigas barragens foram superados pela introdução da prática de compactação do enrocamento só é válida se respeitados os procedimentos estabelecidos para esse tipo de estrutura, tais como fundação em rocha sã, zoneamento do enrocamento em diferentes energias de compactação e dimensionamento adequado da laje de concreto. Como na engenharia de barragens há uma tendência em buscar sempre a redução de prazos construtivos e custos, o rigor no cumprimento desses procedimentos deve ser reduzido, sem, no entanto, comprometer a estanqueidade do barramento.

Com relação aos custos, vários estudos de projeto demonstraram que a BEFC é uma alternativa de menor custo, mesmo nos casos em que havia disponibilidade de materiais adequados para uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso (BENA). O custo unitário do enrocamento é menor na BEFC pela liberdade permitida na seqüência construtiva e o custo total do núcleo mais filtros nas BENA é quase sempre maior que o custo da laje de concreto (CBDB, 2004). Quanto ao tratamento das fundações, nas BEFC os trabalhos podem ser feitos independentemente do maciço ou, em alguns casos, a área a ser tratada é menor, implicando também em custos menores. Os taludes mais íngremes propiciam economia no comprimento dos condutos de adução, vertedouros, túneis etc. Outra vantagem é a possibilidade de construção mesmo nos períodos chuvosos, o que reflete substancialmente no cronograma. A rápida execução devido ao trabalho independente das injeções, o menor volume do maciço e a maior oportunidade de lançamento do maciço antes do desvio são outros pontos positivos deste tipo de barragem.

Os vazamentos em BEFC devem ser avaliados tanto no aspecto da segurança da barragem quanto com relação a problemas econômicos de perda d'água, embora alguns especialistas considerem

desnecessário uma preocupação com a estabilidade do maciço em virtude das características favoráveis do enrocamento compactado. A justificativa é a de que, como as áreas de contato rocha-rocha são pequenas e as tensões de compressão elevadas, aproximando-se da resistência à compressão da rocha, a parcela de resistência por atrito é alta, impedindo o deslocamento de um bloco sobre outro. Além disso, afirmam que as forças de atrito são superiores às forças hidrodinâmicas de arraste causadas pela percolação d'água através dos vazios do maciço de enrocamento (CBDB, 2004).

Quanto à perda d'água, vazamentos de alguns litros por segundo têm valor econômico desprezível, enquanto que vazões maiores, como as medidas nas barragens de Shiroro (1800 l/s), Alto Anchicaya (1800 l/s) e Golillas (1000 l/s), requerem medidas de emergência para reduzir a infiltração. Em Shiroro, na Nigéria, uma barragem com 125 m de altura máxima, foram observadas por mergulhadores fissuras nos painéis próximos ou logo acima da junção dos mesmos com o plinto, causadas provavelmente pela geometria deste que em alguns pontos chegou a atingir 5 m de altura (Bodtman & Niath, 1985). Outras causas de infiltrações podem estar associadas a rupturas ou outros tipos de danos ocorridos com o sistema de vedação da junta perimetral, fissuras na face relacionadas com deformações do enrocamento nesses pontos ou por retração do concreto.

2.3.2 Comportamento tensão-deformação

Em uma barragem de enrocamento, a face de concreto fica simplesmente apoiada sobre o enrocamento. A sua interação e capacidade de adaptação aos movimentos do enrocamento são garantidas pela junta perimetral, pelas juntas verticais normais ao eixo e por certa flexibilidade, segundo Marques Filho (1990). Durante a construção da barragem, as observações de desempenho giram em torno da determinação das características de deformabilidade do enrocamento e a avaliação de recalque, nestes termos, é usualmente feita calculando os módulos de deformabilidade construtivos.

Após o enchimento do reservatório, a pressão de água comprime a laje da face e o enrocamento e, conseqüentemente, são produzidos movimentos internos no maciço, movimentos dos taludes e superfícies externas, movimentos nas juntas da face, deformações específicas, tensões na laje e infiltrações de água. Segundo Marques Filho (1990), as deformações do talude de jusante dão uma idéia dos movimentos horizontais que ocorrem no interior da barragem após o enchimento. A instrumentação em Foz do Areia mostrou que, na porção de jusante, cerca de 90% das deformações já haviam ocorrido antes do enchimento. No entanto, o recalque ocasionado junto à

face, após o enchimento, foi de 60% do total no terço inferior e 40% na metade superior. Isto demonstra a necessidade de ter uma zona de camadas mais delgadas e mais bem compactadas no primeiro terço de montante do enrocamento. Constatou-se, ainda em Foz do Areia, que houve uma aceleração das deformações nas fases finais do enchimento do reservatório, o que já havia sido observado antes em outras obras, como a de Golillas. Tal fenômeno era, há pouco mais de 10 anos, incompreendido (Marques Filho, 1990). Hoje se sabe que isso pode estar relacionado às variações no estado de tensões que ocorrem durante a mudança do carregamento gravitacional para o carregamento hidráulico, quando boa parte do espaldar de montante passa do descarregamento para o carregamento primário.

Diversos estudos têm sido desenvolvidos visando a compreensão do comportamento de maciços de enrocamento e a previsão de deformações no maciço e na face. No estudo realizado por Saboya Júnior (1993), foi desenvolvida uma instrumentação para medir deslocamentos horizontais, com o acompanhamento e a interpretação dos deslocamentos para a determinação do comportamento tensão-deformação de enrocamentos. A previsão do comportamento mecânico da barragem de Segredo foi realizada por meio de análises numéricas, considerando os modelos linear elástico, não-linear elástico (hiperbólico modificado) e elastoplástico (Matsuoka-Nakai).

Dias (2001) deu início aos estudos desenvolvidos pelo Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB sobre barragens de enrocamento, com a realização de ensaios de grande escala em enrocamentos da UHE de Itapebi, na Bahia. Ensaios de cisalhamento direto em caixas de 80x80x45 cm e ensaios de compressão uniaxial em células de 1 m de diâmetro por 1 m de altura, usando enrocamentos com densidades variáveis, foram conduzidos no Laboratório de Furnas em Goiânia. Dos resultados obtidos foram determinados ângulos de atrito do enrocamento, módulos de deformabilidade e índice de quebra dos grãos.

Outro estudo diretamente ligado ao comportamento de enrocamentos foi o de Maia (2001), no qual foi desenvolvido um equipamento Soxhlet para simular, em laboratório, o efeito da alteração de enrocamentos no campo. O equipamento promove uma lixiviação contínua no material rochoso, provocando a perda de materiais constituintes e conseqüentemente, modificando as propriedades e o desempenho mecânico do material. Os resultados mostraram que o comportamento do material é influenciado pelas características intrínsecas do enrocamento e que a alteração na rocha modifica os parâmetros de resistência, rigidez e desgaste dos enrocamentos.

Frutuoso (2003) estudou a influência do zoneamento e a presença de aluviões na fundação no comportamento do conjunto face-maciço de uma seção típica de barragem de enrocamento. Os resultados indicaram a eficiência do zoneamento na redução dos deslocamentos na face e de que forma a redução parcial de aluvião na base do maciço deveria ser conduzida para a obtenção de comportamento satisfatório do maciço e da face.

2.3.2.1 Recalques pós-construtivos

A compactação de enrocamentos tem sido eficiente para reduzir recalques, como pode ser observado na Figura 2.7 (CBDB, 2004). Cinco barragens em que o enrocamento foi compactado e três em que este foi somente lançado são apresentadas para mostrar a eficiência da compactação na redução de recalques nos maciços.

Segundo dados publicados pelo CBDB (2004), a velocidade média de recalques pós-construtivos é da ordem de 3,5 mm/ano após 5 anos para o enrocamento compactado, enquanto que o enrocamento só basculado recalca 45 mm/ano (Tabela 2.5). Existe uma hipótese, advinda da Teoria da Elasticidade, de que os recalques da crista são proporcionais ao quadrado da altura da barragem. Por exemplo, uma barragem com 160 m de altura que apresentou recalques de 20 cm na crista, se fosse construída com 300 m de altura, apresentaria um recalque 3,5 vezes maior, equivalente a $(300/160)^2$, ou seja, de 70 cm ($=20 \times 3,5$).

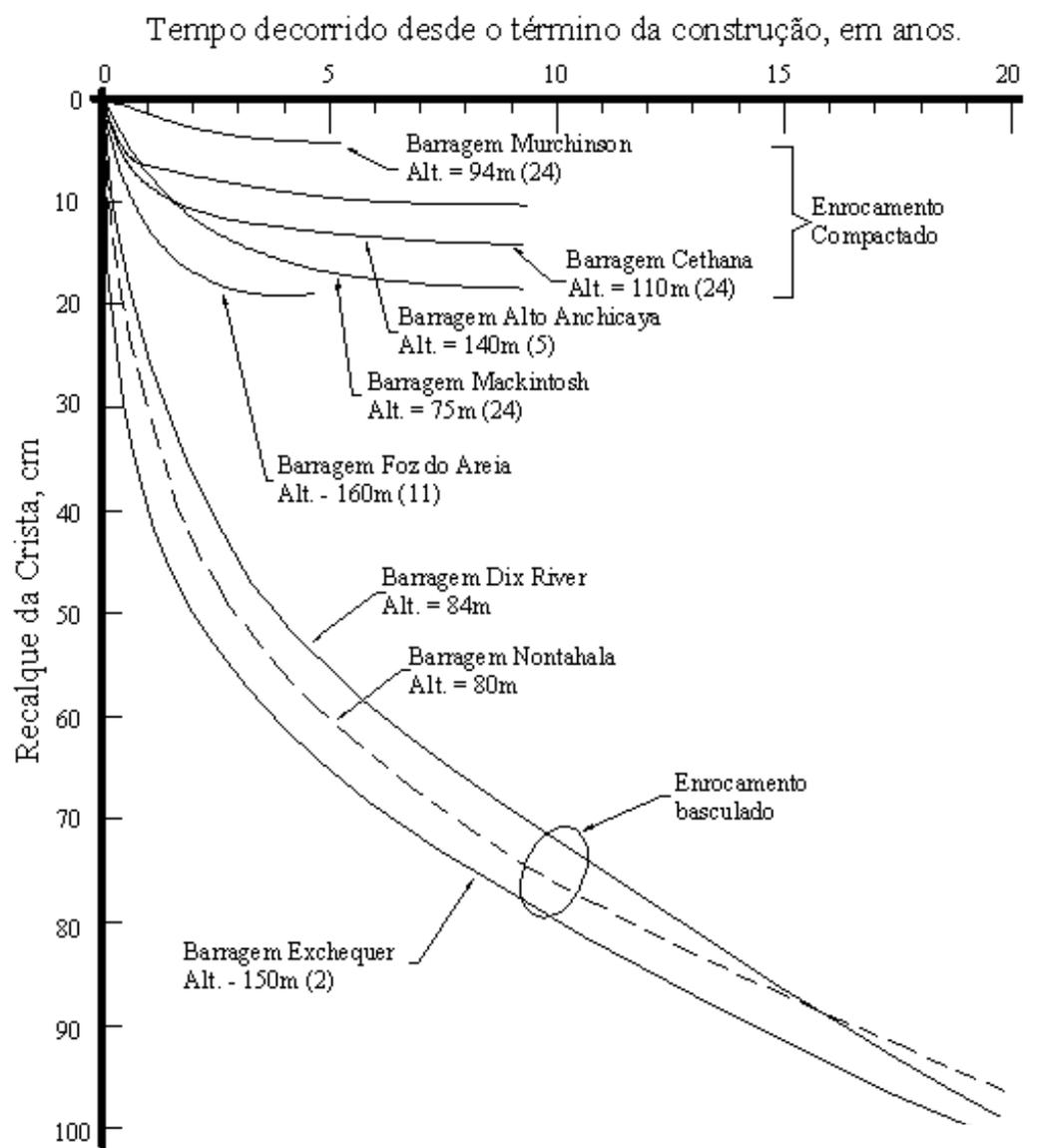


Figura 2.7 – Comparação dos recalques de crista para barragens de enrocamento compactadas e só basculadas (CBDB, 2004).

Tabela 2.5 – Velocidades de recalques medidos em barragens de enrocamento com face de concreto (CBDB, 2004).

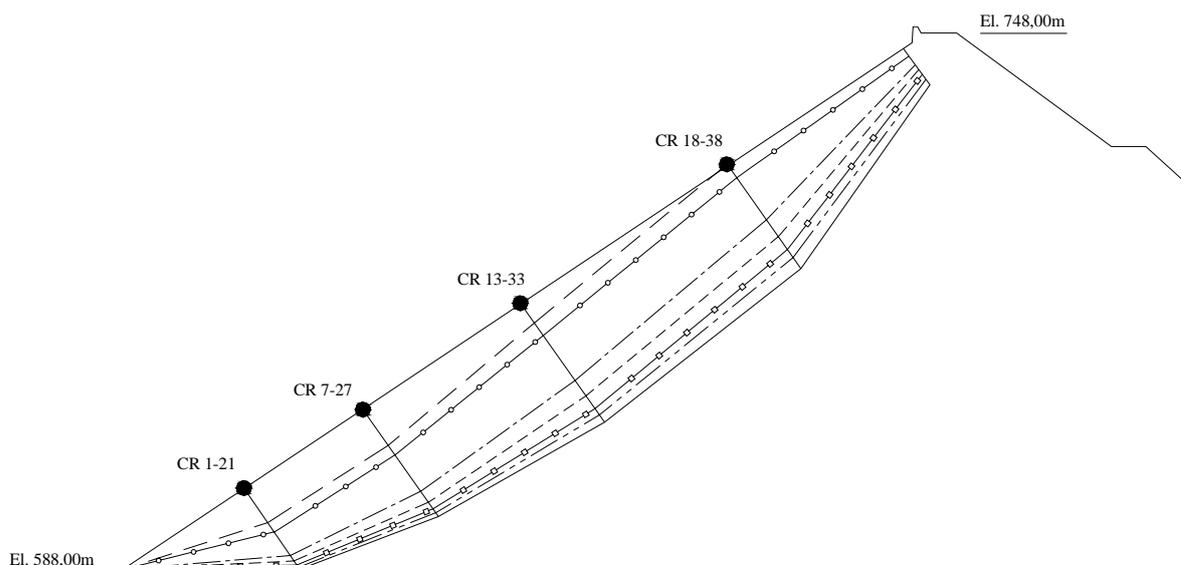
Método de construção	Velocidade aproximada dos recalques da crista para barragens de 100 m de altura (mm/ano)		
	Após 5 anos	Após 10 anos	Após 30 anos
Enrocamento compactado	3,5	1,5	0,6
Enrocamento só basculado	45	30	10

2.3.2.2 Deformações na face

As deformações na laje se processam não só pela carga hidráulica imposta à laje devido ao enchimento do reservatório, como também pelos recalques construtivos. Atualmente, as lajes têm sido executadas antes de atingir a altura final do maciço, o que tem gerado deformações adicionais nas mesmas devido à movimentação do maciço de enrocamento. Quando se utiliza a geomembrana em substituição à face de concreto, as deformações que ocorrem após o enchimento do reservatório é que têm interesse para fins de projeto, já que na maioria dos casos, sua instalação só é feita depois de atingida a cota máxima do maciço.

Peixoto *et al.* (1999) apresentam uma técnica numérica para a avaliação do comportamento da laje de concreto quando construída concomitantemente ao maciço, auxiliando na previsão de possíveis aberturas de juntas na face. Numa análise da Barragem de Xingó, foi observado que a laje acompanha os deslocamentos horizontais do maciço para montante, enquanto que, com relação aos deslocamentos verticais, o mesmo não acontece. A elevada rigidez da laje não permite que os deslocamentos verticais sejam iguais entre a laje e o enrocamento, criando vazios entre os dois materiais. Os autores notaram que os deslocamentos verticais são os responsáveis pelo deslocamento da face quando esta é construída ainda durante a fase construtiva do aterro.

Os recalques na laje após o enchimento do reservatório podem chegar a valores que variam entre 1,3 e 3,0 m, dependendo das características do enrocamento e da forma do vale. O CBDB (2004) propõe uma relação de 2 a 5 vezes o recalque da crista para a deflexão máxima da laje. A Figura 2.8 ilustra de que forma se processam as deformações na face após o enchimento do reservatório.



CR	DATA (Mês/Ano)						
	05/80	06/80	07/80	08/80	11/80	10/82	03/84-85
	DEFLEXÃO (cm)						
1 - 21	21,8	27,7	44,0	47,4	50,1	52,5	52,5
7 - 27	22,8	30,9	55,8	61,4	64,8	68,1	70,0
13 - 33	12,6	20,7	50,4	61,2	69,2	72,8	77,5
18 - 38	-	8,7	35,6	47,0	56,6	62,1	68,9
N.A.	702,50	714,00	735,80	739,50	739,00	742,00	743,60

Figura 2.8 – Deflexões na laje da Barragem de Foz do Areia após o enchimento do reservatório (Pinto *et al.* em 1985, citado por Gaioto, 1997).

2.4 EXPERIÊNCIA BRASILEIRA NA UTILIZAÇÃO DE GEOMEMBRANAS

As empresas projetistas e as construtoras brasileiras têm resistido à inserção de produtos geossintéticos no projeto de barragens. Dentre os fatores que contribuem para este posicionamento estão o desconhecimento das propriedades e, por consequência, dos benefícios gerados na aplicação destes produtos e a questão de custos. Tentativas em utilizar geomembranas na recuperação de antigas barragens, em canais e reservatórios brasileiros não têm tido aceitação por parte das projetistas e construtoras, que preferem continuar empregando as técnicas tradicionais, mesmo quando estas se apresentam mais onerosas. Optar por materiais sintéticos, para muitos, é sinônimo de riscos e custos elevados.

Uma pesquisa realizada por Andriolo (1995) apresenta dados de ensaios laboratoriais realizados em geomembranas de PVC para seu emprego na impermeabilização adicional da Barragem de Capanda (Angola). Os estudos conduzidos pela Construtora Norberto Odebrecht, Laboratório de Concreto da Itaipu Binacional e a Sansuy Indústria de Plásticos não foram aplicados nesta obra, no

entanto, mostraram que a geomembrana se apresentava como uma opção técnica para a impermeabilização de barramentos, com uma sensível vantagem econômica, principalmente nos casos de estruturas mais altas e em vales abertos.

A primeira aplicação de geomembranas em estruturas definitivas de usinas hidrelétricas se deu recentemente, com o revestimento de alguns quilômetros de canais de grandes dimensões no AHE Itiquira, no sul do estado de Mato Grosso. Dos 5.550 m de canais, 4.800 m foram revestidos com geomembranas de PEAD, protegidas por um geotêxtil não-tecido instalado subjacente à membrana, totalizando 250.000 m² de revestimento. Dentre os aspectos que mereceram especial atenção na elaboração do projeto destaca-se a questão da ancoragem da geomembrana, a proteção mecânica e a drenagem sub-superficial.

Outras obras, tais como o revestimento dos canais de transposição das águas do Açude Castanhão (CE) e do canal de adução da PCH Ponte de Pedra (MT) podem ser citadas como exemplos da aplicação de geomembranas em obras hidráulicas e vistas como um ponto de partida para futuras aplicações na impermeabilização de estruturas maiores, como as barragens.

Propriedades das Geomembranas

3.1 INTRODUÇÃO

Os fundamentos teóricos sobre as geomembranas: sua definição, classificação e os ensaios de identificação e desempenho usualmente recomendados para a avaliação das propriedades mais importantes para o seu emprego em barragens são apresentados neste capítulo, assim como aspectos fundamentais que devem ser levados em conta na elaboração de um projeto de instalação de geomembrana em barragens.

A geomembrana de PVC-P foi escolhida para o presente estudo, por razões que são apresentadas mais adiante. Portanto, todo o direcionamento do texto é voltado para as geomembranas de PVC-P, embora outros tipos sejam mencionados ao longo do presente capítulo para efeitos de comparação. Vale lembrar ainda que a opção pela aplicação de outros tipos de geomembranas em barragens de enrocamento pode ser feita, desde que seja assegurado, por meio de ensaios, que a mesma irá atender aos requisitos de projeto aqui descritos.

3.2 GEOMEMBRANAS

3.2.1 Definição

Segundo a norma D4439-02, da *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2002b), que define terminologias padrão para geossintéticos, a geomembrana (GM) é um produto planar, composto por uma ou mais camadas, essencialmente impermeável, manufaturado a partir de materiais poliméricos. Pode ser empregada com solo, rocha ou qualquer outro material relacionado à engenharia geotécnica, como parte integrante do projeto, estrutura ou sistema.

Outra definição dada por Rollin & Rigo (1991) é a de que a geomembrana é uma camada polimérica ou betuminosa, manufaturada em espessura simples ou múltipla e que, dependendo da técnica de fabricação empregada, pode apresentar espessuras que variam entre 0,5 e 5,0 mm.

De acordo com a *International Geosynthetics Society*, a geomembrana é uma camada polimérica, plana e relativamente impermeável, usada em contato com solo, rocha ou qualquer outro material geotécnico em aplicações da engenharia civil. São feitas a partir de finas camadas poliméricas contínuas, podendo também ser fabricadas a partir da impregnação de geotêxteis com asfalto, pulverização elastomérica e material betuminoso.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na norma NBR 12553 (ABNT, 2000a) define a geomembrana como um produto bidimensional, de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação. A geomembrana é chamada “reforçada” (GMR) quando há uma armadura de reforço incorporada ao produto, formando uma estrutura monolítica. A geomembrana texturizada (GMT) é aquela com acabamento superficial rugoso com a função de aumentar as características de atrito de interface.

3.2.2 Classificação das geomembranas

As geomembranas são classificadas em sintéticas ou asfálticas, de acordo com o material empregado em sua fabricação. Os polímeros sintéticos são compostos químicos de elevado peso molecular. Os tipos mais comuns usados na fabricação de geomembranas sintéticas estão classificados em:

- Termoplásticos – aqueles que podem ser repetidamente aquecidos até o ponto de fusão, moldados ou trabalhados e, posteriormente, resfriados para preservar a forma remoldada (ex.: PVC-P, PP);
- Termoplásticos cristalinos (ex.: LDPE, HDPE, LLDPE, MDPE);
- Elastômeros (ex.: IIR, EPDM);
- Elastômeros termoplásticos (ex.: CPE, CSPE, T-EPDM).

Atualmente, os mais empregados na fabricação de geomembranas para aplicação em obras hidráulicas são o PVC, o PP, o HDPE e o LLDPE. A Tabela 3.1 apresenta alguns tipos de geomembrana usualmente empregadas e sua formulação aproximada.

Tabela 3.1 – Tipos de geomembrana mais comumente utilizadas e sua formulação aproximada (modificado - Frobel, 1997).

Tipo de GM	Resina (%)	Plastificante (%)	Cargas (%)	Negro de fumo ou pigmentos (%)	Aditivos (%)
HDPE/LLDPE ⁽¹⁾	95-98	0	0	2-3	0,25-1
VLDPE ⁽²⁾	94-96	0	0	2-3	1-4
PVC-P	45-60	25-35	0-10	2-5	2-5
CSPE ⁽²⁾	40-60	0	30-45	5-40	5-15

Nota: (1) As geomembranas de LLDPE são relativamente novas no mercado de polímeros e têm sido consideradas em alguns casos de melhor desempenho que as de HDPE, exceto por sua baixa resistência à radiação solar; (2) As geomembranas de VLDPE e CSPE têm sido raramente utilizadas desde 1997.

O policloreto de vinila com plastificante (PVC-P) é uma mistura líquida de resina, plastificante, estabilizante e carga, que é um tipo de aditivo incorporado à fórmula para melhorar o desempenho da geomembrana. As lâminas de PVP-P estão em uma faixa de espessura entre 1,0 e 3,0 mm. As geomembranas de PVC são facilmente soldadas em campo com ar quente (emenda por fusão térmica). As geomembranas de PVC podem diferir quanto à quantidade e tipos de plastificantes e estabilizantes usados em sua fabricação, o que resulta em produtos com diferentes desempenhos.

As geomembranas de polietileno (PE) possuem espessuras variando entre 0,5 e 3,0 mm, largura usual em torno de 7 m e comprimento superior a 100 m, dependendo da espessura da lâmina. Sua contração é quase insignificante pelo fato de não conterem componentes voláteis, mas a expansão térmica é considerável, podendo chegar a formar rugas de alguns centímetros. Sua alta resistência química e mecânica a torna adequada para aplicação sem proteção em taludes de enseadeiras,

canais e na impermeabilização de aterros sanitários e de resíduos industriais. As emendas em campo podem se tornar difíceis, particularmente em condições de rápidas mudanças climáticas. A durabilidade do HDPE é alta e na maioria das vezes supera o tempo de vida da estrutura. Em alguns casos, no entanto, como relatado por diversos autores, dentre eles Giroud (1994) e Ingold (1994), a geomembrana de polietileno pode apresentar problemas de microfissuramento sob tensão (*stress cracking*), causado por uma variação na composição química e sob a ação de tensões mecânicas menores que a tensão de ruptura. A baixa resistência ao *stress cracking* está diretamente relacionada ao grau de cristalinidade do polímero e da morfologia de suas regiões cristalinas (Lodi, 2003). Uma das maneiras de prever o comportamento de geomembranas de HDPE quanto ao problema de microfissuramento sob tensão é conduzir ensaios laboratoriais no material selecionado, seguindo procedimentos da norma D5397 (ASTM, 1995), recomendada como por Hsuan (2000).

As geomembranas betuminosas (betume impregnado a um geotêxtil) são constituídas por misturas de hidrocarbonetos de elevado peso molecular, obtidos a partir de depósitos naturais ou pela destilação do petróleo. Elas exibem um comportamento visco-elástico, isto é, sua deformação não depende somente da carga aplicada, mas também de sua duração e temperatura. A principal desvantagem deste tipo de geomembrana está no fato de que as faixas de GM são simplesmente transpassadas e conectadas somente por uma película de betume.

Com relação ao processo de fabricação, para as geomembranas de polietileno é utilizado sempre o método de extrusão, que por sua vez pode apresentar duas variações: matriz plana ou circular (Balão). No processo de matriz plana a solução composta por resina e aditivos é forçada a passar por duas calandras paralelas, resultando em painéis de espessura variando entre 0,75 e 3,0 mm. O processo de matriz circular constitui de duas matrizes concêntricas, orientadas verticalmente, onde a solução atravessa resultando em uma espécie de tubo de grande diâmetro, gerado pelo sopro de ar no interior do mesmo que resfria e direciona a lâmina até rolos na parte superior do sistema, que a conduzem ao corte e ao desdobramento. As geomembranas de PVC são manufaturadas pelo método da calandragem, no qual os constituintes são misturados em uma câmara, aquecidos objetivando o início da reação, transportados por uma série de rolos “moinhos” e conduzida por uma série de rolos até formar a lâmina final com larguras de até 2,4 m e espessuras variando entre 0,5 e 3,0 mm.

As geomembranas podem ainda ser reforçadas, quando, na fábrica, é inserida em seu interior uma tela de material tecido ou não-tecido ou ainda serem solidarizadas a um geotêxtil, na forma de camadas contínuas, denominadas geocompostos. O resultado deste acoplamento traz uma série de vantagens, como:

- Estabilidade durante o processo de fabricação;
- Estabilidade dimensional à geomembrana que poderia encolher ou expandir devido às mudanças de temperatura;
- Aumento da resistência à tração, ao rasgo, ao estouro e à punção.

O acabamento superficial das lâminas de geomembrana pode ser liso ou texturizado. A textura em alguns casos é requerida em apenas uma das faces (SST, do inglês *single side textured*) ou em ambas (DST, do inglês *double side textured*). Três processos são empregados para aumentar a rugosidade da superfície da lâmina: o de coextrusão, intrusão e laminação. Uma descrição detalhada de cada um dos métodos pode ser encontrada na publicação de Lodi (2003).

3.2.3 Seleção da Geomembrana

A escolha da geomembrana mais apropriada para a utilização em barragens, canais, reservatórios e obras hidráulicas em geral não se fundamenta em normas ou regulamentos, mas em dados empíricos e na tradição adquirida por alguns países na instalação de um determinado tipo de polímero. É fato que aproveitar a experiência adquirida na instalação de um determinado produto apresenta suas vantagens, mas pode ocorrer em alguns casos que este material não atenda com segurança a todas as solicitações da estrutura. Portanto, é importante que seja avaliado o desempenho de diferentes geomembranas frente às condições ambientais do local onde esta será instalada e às solicitações a que estarão sujeitas, além de considerar as vantagens técnicas e econômicas de um e outro tipo.

Em suma, é importante que as características do produto e o seu comportamento sejam avaliados com relação a uma série de propriedades, tais como: flexibilidade, permeabilidade, rigidez, atrito entre as possíveis interfaces que ocorrerão no campo, resistência à tração, ao puncionamento, ao estouro, ao rasgo e a agentes químicos (se for o caso). Alguns autores propõem métodos simples e rápidos para a seleção de geomembranas para utilização em barragens, que serão descritos ao longo do presente trabalho.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DESEMPENHO NA GEOMEMBRANA

Parte integrante e indispensável no projeto de uma BEFG é o conhecimento das características da geomembrana a ser empregada na impermeabilização do maciço. A obtenção dos parâmetros e a determinação das características da geomembrana podem ser feitas em laboratório por meio de ensaios de caracterização e desempenho.

Os ensaios de caracterização (ou identificação) permitem assegurar que o produto entregue em campo está em conformidade com as especificações, além de permitir o controle da qualidade de produção durante a fabricação. A maioria dos ensaios de caracterização é padronizada e objetiva a determinação das propriedades intrínsecas dos geossintéticos e pode ser utilizada como referência para os cálculos e como base para comparação de materiais de diferentes fabricantes. Os ensaios de caracterização determinam as propriedades índices de cada geossintético (Vidal *et al.*, 1999). Dentre os ensaios de identificação mais comuns realizados em geomembranas estão os de determinação da espessura, densidade, dureza, gramatura e resistência à tração. Ensaios como o de flexibilidade em baixas temperaturas, espectroscopia infravermelho (IR), análise termogravimétrica (TGA), análise termomecânica (TMA), cromatografia (GC ou HPLC) e quantificação do negro de fumo são menos usuais, porém importantes quando se deseja analisar e monitorar as matérias-primas de uma geomembrana.

Já os ensaios chamados de desempenho (ou comportamento) determinam as propriedades funcionais do material, visando a obtenção de parâmetros de projeto para efeito de dimensionamento. Os procedimentos de ensaios são definidos levando-se em conta os diferentes tipos de produtos e algumas vezes considerando também o tipo de aplicação (obras hidráulicas, obras ambientais ou obras rodoviárias, por exemplo).

Praticamente, os procedimentos para realização de ensaios de caracterização são influenciados pelo tipo de material, enquanto que os ensaios de comportamento são mais influenciados pelas condições ambientais e pelo estado de tensões que as geomembranas estarão submetidas em campo.

Três grandes aspectos devem ser considerados nos ensaios de desempenho, quais sejam: o desempenho da geomembrana, de suas emendas e sua durabilidade. Os ensaios de desempenho na geomembrana devem demonstrar sua capacidade em funcionar como material

impermeabilizante, levando em consideração as tensões aplicadas durante a construção e operação da estrutura e as condições ambientais a que estarão sujeitas. Os ensaios efetuados nas emendas verificam se a geomembrana pode ser bem soldada, seja *in situ* ou na fábrica. Os ensaios de durabilidade objetivam estimar a capacidade das geomembranas, ou dos sistemas que incluem geomembranas, de resistir ao longo do tempo às tensões de origem mecânica, química, física ou biológica.

As propriedades que usualmente são determinadas na geomembrana para aplicação em barragens são: a permeabilidade, a resistência à tração e ao rasgo, a resistência ao puncionamento, ao estouro, ao impacto, a estabilidade dimensional e, em casos específicos, a resistência a agentes químicos e biológicos e a flexibilidade em baixas temperaturas. Quando a geomembrana está inserida em um sistema, que se constitui, além da geomembrana, de camadas de drenagem, suporte e proteção, o programa de ensaios deve incluir também análises em cada material componente do sistema e a interação entre os mesmos. Devem ser verificadas a resistência da ancoragem (especialmente em estruturas sujeitas a movimentação d'água), a eficiência das emendas, a capacidade drenante, a possibilidade de subsidências e as propriedades de atrito entre as diversas interfaces do sistema.

3.4 GEOMEMBRANAS DE PVC

3.4.1 Composição química

As geomembranas poliméricas recebem denominações genéricas como, por exemplo, polietileno (PE), policloreto de vinila (PVC) etc. Cada um desses tipos pode apresentar composições (resina, antioxidantes, plastificantes etc.) muito diversas em função da estrutura e condições em que serão aplicadas. Em razão dessa variabilidade, é importante identificar os ingredientes após a fabricação, seja para controle de qualidade como para a investigação do desempenho no campo (a curto e longo prazo). Existem inúmeros métodos para a identificação da natureza química de geomembranas poliméricas, a maior parte baseados em técnicas de análises térmicas (Halse *et al.*, 1991).

A análise termogravimétrica (TGA) é uma das técnicas de análise térmica que avalia a composição do material pela sua perda de peso durante aquecimento a razão controlada em uma atmosfera inerte ou oxidante. Quando a geomembrana é aquecida a uma velocidade controlada em uma

atmosfera inerte saindo de uma temperatura ambiente até atingir 600° C, esta é volatilizada em diferentes temperaturas até permanecer o negro de fumo (carbono negro), o polímero carbonífero e as cinzas. Com a introdução do oxigênio no sistema são queimados o polímero carbonífero e o carbono negro. A curva “Peso x Tempo”, que pode ser expressa também versus temperatura, pode ser usada para calcular a quantidade de polímero e aditivos, o conteúdo de carbono negro (quando houver) e as cinzas.

Outras técnicas comumente utilizadas para a determinação dos componentes de geomembranas são: a Calorimetria de Varredura Diferencial (DSC), a Espectroscopia Infravermelho (IR), a TMA (análise termomecânica). Detalhes sobre o emprego dessas técnicas e suas limitações podem ser obtidos em Halse *et al.* (1991).

3.4.2 Temperaturas de transição nos polímeros

Em baixas temperaturas, as moléculas dos polímeros vibram com baixa energia como se elas estivessem congeladas. Trata-se de uma situação do estado sólido conhecida como estado vítreo. Na medida em que o polímero é aquecido, as moléculas passam a vibrar com mais energia e ocorre uma transição do estado vítreo para o estado borrachoso (*rubbery*), estado em que o polímero possui maior volume, maior dilatação térmica e maior elasticidade. O ponto em que esta transição ocorre é conhecido como temperatura de transição vítrea, T_g (do inglês, *glass transition*). No caso do PVC, a T_g está correlacionada exclusivamente à composição química do polímero e em geral não é influenciada pelo processo normal de fabricação. O PVC puro possui T_g em torno de 80° C, mas é sempre possível diminuir ou aumentar a T_g dependendo do tipo e da quantidade de plastificante inserido na composição da geomembrana. O plastificante é adicionado com o objetivo de diminuir a T_g do polímero tornando-o mais flexível e mais trabalhável em condições normais de temperatura. Nesse caso, a T_g se reduz à temperaturas em torno de -20 a -25° C para geomembranas com cerca de 30% de plastificantes em sua formulação.

Quando aquecidos, os polímeros podem vir a derreter. A temperatura de fusão dos polímeros é indicada como T_m (do inglês, *melting transition*). Com relação à T_m , esta é típica dos polímeros que têm uma estrutura cristalina ou do tipo mista (amorfa-cristalina), como o PE, PET e PP. O PVC é um polímero com estrutura completamente amorfa e, portanto, com o aumento da temperatura, não existe um ponto em que este passa da fase sólida à líquida. No entanto, mantendo sempre uma consistência sólida, ele se torna mais viscoso com o aumento da temperatura.

Ensaio de tração uniaxial realizados em geomembranas de HDPE em diferentes temperaturas por Giroud (1994) e os ensaios conduzidos no presente trabalho em geomembranas de PVC-P mostram como as temperaturas de transição, definidas pelo tipo de fabricação do material ou pela sua composição, influenciam no comportamento do polímero.

3.4.3 Permeabilidade

Todos os materiais usados como *liners* são permeáveis a fluidos (líquidos ou gases) e, portanto, certa quantidade de infiltração deve ser esperada através do *liner*. Vazamentos adicionais podem ser ainda resultado de fissuras ou furos nos painéis e falhas nas emendas (Giroud, 1984a). No entanto, medidas podem ser adotadas para minimizar infiltrações, tais com um bom controle de qualidade durante a instalação e a adoção de métodos de detecção de furos.

A avaliação da permeabilidade da lâmina, livre de defeitos, pode ser feita por meio de um procedimento bastante empregado em geomembranas, que é a determinação em laboratório da Razão de Transmissão de Vapor d'Água (WVT - sigla internacional). Neste ensaio, a massa de vapor d'água passando por uma dada área da geomembrana, durante um certo período de tempo (sob uma dada pressão específica que pode variar de um ensaio a outro) é igual à WVT, como dado por:

$$WVT = \frac{M}{A \cdot t} \quad [g/m^2.dia] \quad 3.1$$

Onde:

M = massa de fluido passando pela geomembrana;

A = área da amostra de geomembrana;

t = período de tempo.

A partir do valor WVT obtido na Eq.3.1, pode-se usar das correlações propostas por Giroud (1984) para a obtenção da permissividade (ψ) e da permeança (ω), dadas por:

$$WVT = p \cdot \omega = \frac{p \cdot \psi}{g} \quad 3.2$$

$$\omega = \frac{M}{A \cdot p \cdot t} \quad 3.3$$

Onde:

p = pressão de vapor;

ω = permeança;

ψ = permissividade;

g = aceleração da gravidade.

Como é necessário conhecer a pressão de vapor durante o ensaio e algumas vezes somente a temperatura e a umidade relativa do vapor são fornecidas, então a pressão de vapor pode ser deduzida por:

$$p = H \cdot p_s \quad 3.4$$

Onde:

p_s = pressão de vapor saturado a uma dada temperatura, que pode ser encontrada em tabelas físicas;

H = umidade relativa.

A permeabilidade, k , é dada pelo produto entre a permissividade e a espessura da geomembrana:

$$k = \psi \cdot t_g \quad 3.5$$

Onde:

k = permeabilidade,

t_g = espessura da GM.

3.4.4 Atrito entre interfaces

As geomembranas são empregadas em diversas obras da engenharia geotécnica, tais como canais, barragens e aterros sanitários. Nestes casos, a aplicação é feita em superfícies inclinadas, impondo à geomembrana uma componente de força gravitacional, responsável pela tendência ao deslizamento da mesma. Por isso a necessidade de avaliar e quantificar as propriedades de atrito na interface entre a geomembrana e as superfícies adjacentes.

Nas barragens, a superfície de suporte pode ser solo ou qualquer outro material, como um geotêxtil ou um estrato de concreto drenante. Em muitos casos existe ainda a necessidade de utilizar uma camada de proteção para a geomembrana contra danos mecânicos e efeitos fotoquímicos. Esta camada, no caso de canais e barragens, usualmente é composta, da face externa para a interna, por uma camada superficial de rip-rap ou concreto, um material coesivo e um geotêxtil.

No caso de barragens de terra e enrocamento, o ICOLD Bulletin 78 (Icold, 1991) traz algumas recomendações práticas quanto à inclinação do talude de montante para a instalação da geomembrana em função do material constituinte da barragem (Tabela 3.2). Observa-se que mesmo para a barragem de enrocamento, que permite a execução de taludes mais íngremes, o talude é limitado a 1V: 1,5H para evitar dificuldades na instalação.

Tabela 3.2 – Recomendações para inclinação de taludes em barragens com face em geomembrana (ICOLD, 1991).

Corpo da barragem	Inclinação do talude de montante
Argila	1V: 2,5 a 3,5H
Argila arenosa e silte	1V: 2,0 a 3,0H
Areia e pedregulho	1V: 2,0 a 2,5H
Enrocamento	1V: 1,5 a 2,0H

Para o caso de avaliação das propriedades de atrito na interface geomembrana-solo, os métodos de ensaio existentes são divididos em ensaios de cisalhamento direto, ensaios de rampa e arrancamento. Segundo Ingold (1991), este último é menos recomendado em função da difícil interpretação dos resultados em materiais extensíveis. A maioria dos pesquisadores tem usado quase que exclusivamente os ensaios de cisalhamento direto para a determinação das propriedades de atrito solo-geomembrana. São praticamente cinco os métodos utilizados para ensaios de cisalhamento direto: caixa de cisalhamento fixa, caixa de cisalhamento parcialmente fixada, caixa de cisalhamento livre, caixa de cisalhamento de grande base e a caixa de cisalhamento de base central (Ingold, 1991).

Os ensaios de plano inclinado (ou ensaios de rampa) permitem estudar as envoltórias de rupturas para tensões normais abaixo dos valores usualmente utilizados nos ensaios de cisalhamento direto e podem ser aplicados para obtenção de parâmetros de resistência de interfaces do tipo solo-geossintético e geossintético-geossintético. Baixas tensões normais são encontradas durante a construção de *liners* em taludes de barragens e reservatórios. Segundo Giroud *et al.* (1990), a utilização de parâmetros de resistência de interface obtidos em ensaios de cisalhamento direto para tensões abaixo de 25 kPa é superestimada devido ao ajuste linear da envoltória, que na realidade possui formato curvo no seu trecho inicial. Entretanto, durante a fase de operação, com o enchimento do reservatório, altas tensões normais poderão se desenvolver nas interfaces formadas pelos vários materiais que constituem o liner. Dessa forma, ensaios de cisalhamento direto com tensões normais próximas às de campo poderão representar de maneira mais adequada a

resistência das interfaces. Palmeira *et al.* (2004) mostram que ensaios em plano inclinado são complementares aos de cisalhamento quando é necessário analisar a resistência de interfaces em altas e baixas tensões normais.

Na engenharia geotécnica, os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos são: a coesão efetiva (c') e o ângulo de atrito interno (ϕ'). Os parâmetros correspondentes para a interface solo-geomembrana ou solo-geotêxtil são: $\alpha c'$ e δ' , onde α é a razão entre a adesão na interface e o intercepto de coesão do solo (c_a/c) e δ' é o ângulo de atrito na interface solo-geossintético. As Tabelas de 3.3 a 3.5 apresentam valores de aderência e atrito de diferentes interfaces, incluindo geomembranas de PVC, encontrados na literatura.

Tabela 3.3 - Aderência para geomembranas de PVC.

Tipo de solo	δ' (°)	$\alpha c'$ (kPa)	Fonte
Areia de Ottawa	26	0,3	Williams & Houlihan (1987) citado por Ingold (1981)
Areia	33	0,6	
Areia com 5% argila	19	0,8	
Areia com 10% argila	19	0,7	
Saprólito	28	0,5	
Argila costeira	23	1,6	
Depósito glacial	25	1,0	

Tabela 3.4 - Ângulo de atrito solo-geomembrana PVC (δ).

Tipo de solo	Geomembrana		Fonte
	Face Rugosa	Lisa	
Areia $\phi=30^\circ$	27	25	Koerner, 1998
Areia xistosa micácea $\phi=28^\circ$	25	21	

Tabela 3.5 - Valores de atrito entre geomembrana PVC e diferentes materiais.

Tipo de material	Angulo de atrito (°)		Fonte
	Seco	Saturado	
Geotêxtil não-tecido	16-24	14-24	Weiss & Batereau (1987)
Areia	27-31	22-27	
Concreto pré-fabricado	27-45	27-45	
Geotêxtil não-tecido agulhado	21-23		Koener, 1998

3.4.5 Resistência ao estouro (Bursting Test) e ao puncionamento

A geomembrana em uma barragem atua como uma barreira de fluidos. Portanto, a sua baixíssima permeabilidade, que lhe confere a capacidade de desempenhar o seu papel, deve ser mantida durante toda a vida útil da obra. Para que seja mantida esta característica, entretanto, é importante que se avaliem por meio de ensaios de laboratório, as principais tensões as quais a geomembrana estará sujeita na obra (Fayoux *et al.*, 1984):

- O puncionamento mecânico da membrana devido a colocação da camada de proteção;
- A carga hidráulica na face, que empurra a geomembrana contra a camada de suporte;
- A existência de vazios sob o *liner*.

Essas situações são analisadas em laboratório por meio dos ensaios de resistência ao estouro (*Bursting test*) e ensaios de puncionamento hidráulico sobre uma camada de suporte granular.

O ensaio de resistência ao estouro reproduz no laboratório a condição de tensão-deformação da geomembrana sob uma tensão assimétrica tridimensional, causada, por exemplo, por uma deformação sob o *liner*. A Figura 3.1 ilustra um dos equipamentos para determinação da resistência ao puncionamento utilizados por Rollin *et al.* em 1984, citados por Rigo & Cazzuffi (1991). A tendência, no entanto, é a realização de ensaios em equipamentos maiores (amostras com diâmetros maiores que 500 mm). Fayoux *et al.* (1984) apresentam um equipamento para a determinação da resistência ao estouro (Figura 3.2) em que a ruptura se dá pela pressão de ar exercida na geomembrana sobre um furo de diâmetro variável, equivalente a 1,25, 2,5 e 5 cm. A Tabela 3.6 (Fayoux *et al.*, 1984) mostra os resultados obtidos para os ensaios conduzidos em furos de 1,25 e 2,5 cm, para um incremento de pressão lento (500 kPa a cada 5 minutos).

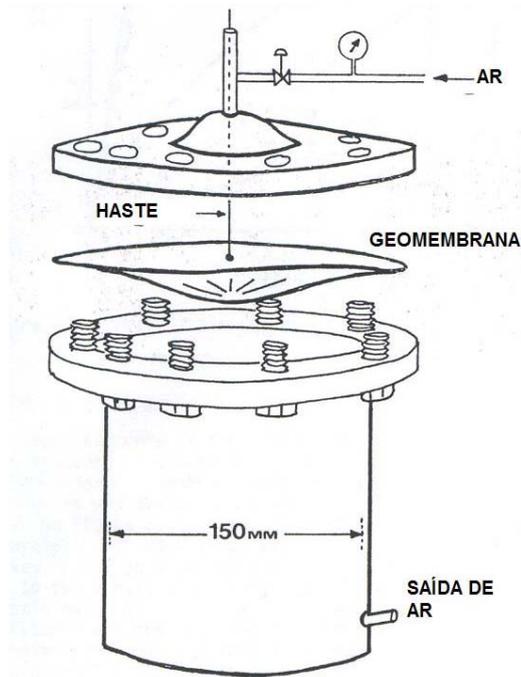
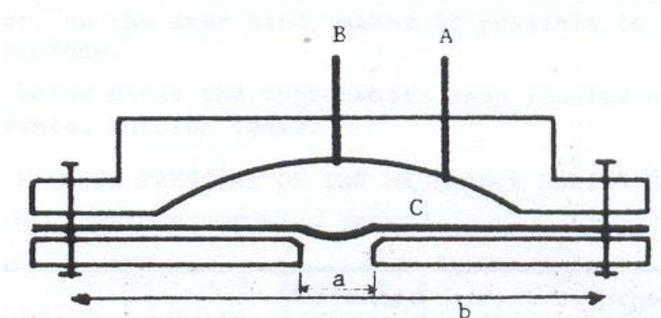


Figura 3.1 – Aparelhagem para determinação da resistência ao estouro utilizada na Ecole Polytechnique em Montreal (Rollin *et al.* em 1984, citado por Rigo & Cazzuffi, 1991).



Legenda: a=1,25, 2,5 ou 5 cm; b=29 cm; A=entrada d'água; B=saída de ar; C=geomembrana

Figura 3.2 - Equipamento para determinação da resistência ao estouro (Fayoux *et al.*, 1984).

Tabela 3.6 – Pressão de estouro (Fayoux *et al.*, 1984).

Tipo de GM	Espessura (mm)	Pressão de ruptura (kPa)	
		Furo $\phi=2,5$ cm	Furo $\phi=1,25$ cm
Butílica	0,75	200	500 a 550
Butílica	1,00	350 a 400	650 a 700
Butílica	1,50	450 a 500	200 a 350
PVC	0,50	550 a 600	1150
Polietileno	0,45	600 a 650	1200 a 1250
Hypalon	0,70	500 a 850	1000 ou mais

Fayoux *et al.* (1984) relatam que nas geomembranas butílicas a ruptura se deu em forma de estrela sem a ocorrência de deformações plásticas, enquanto que nas termoplásticas cristalinas (HDPE) a ruptura se deu na forma de um corte reto, com deformações residuais e redução da espessura. Nota-se que as espessuras de geomembranas ensaiadas são inferiores às empregadas atualmente em obras hidráulicas, principalmente àquelas para impermeabilização de barragens.

O ensaio de resistência ao puncionamento, por sua vez, representa a condição em que o líquido armazenado pressiona a geomembrana contra a camada de suporte. A ruptura da geomembrana neste caso pode ocorrer devido a grãos pontiagudos presentes neste substrato, ou mesmo pelo estouro da geomembrana devido a vazios ou fissuras presentes na camada subjacente. Os ensaios para a avaliação do puncionamento podem ser realizados no mesmo equipamento mostrado na Figura 3.1 com pequenas modificações. Utilizam-se materiais granulares angulares na seção inferior do cilindro misturados a uma certa quantidade de resina para assegurar que toda a amostra seja puncionada contra uma superfície homogênea. A geomembrana é posicionada sobre o cilindro inferior, logo acima do material granular e similarmente ao ensaio de resistência ao estouro, a pressão sobre o corpo-de-prova é gradualmente aumentada até que a ruptura ocorra. A pressão aplicada deve ser compatível com a pressão hidrostática na qual a geomembrana estará sujeita em campo.

Scuero & Vaschetti (1997) apresentam um equipamento de grande escala utilizado para determinação da resistência ao puncionamento em geomembranas (Figura 3.3). A aparelhagem, com 1 m de diâmetro permite a realização de ensaios com cargas hidráulicas de até 250 m. Diferentes tipos de substratos podem ser utilizados, simulando as condições reais e representando condições extremas, como mostrado na Figura 3.4a. O geocomposto de PVC (GM+GT) submetido a uma carga de 1000 kPa (correspondente a 100 m de coluna d'água) é mostrado na Figura 3.4b ainda intacto após 24 h de carregamento.

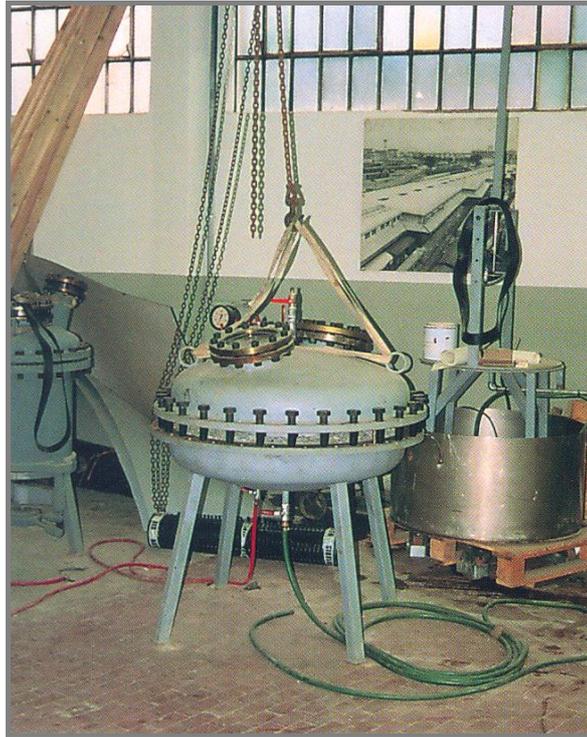


Figura 3.3 – Equipamento de grande escala para determinação da resistência ao puncionamento (Catálogo Carpi, S/D).

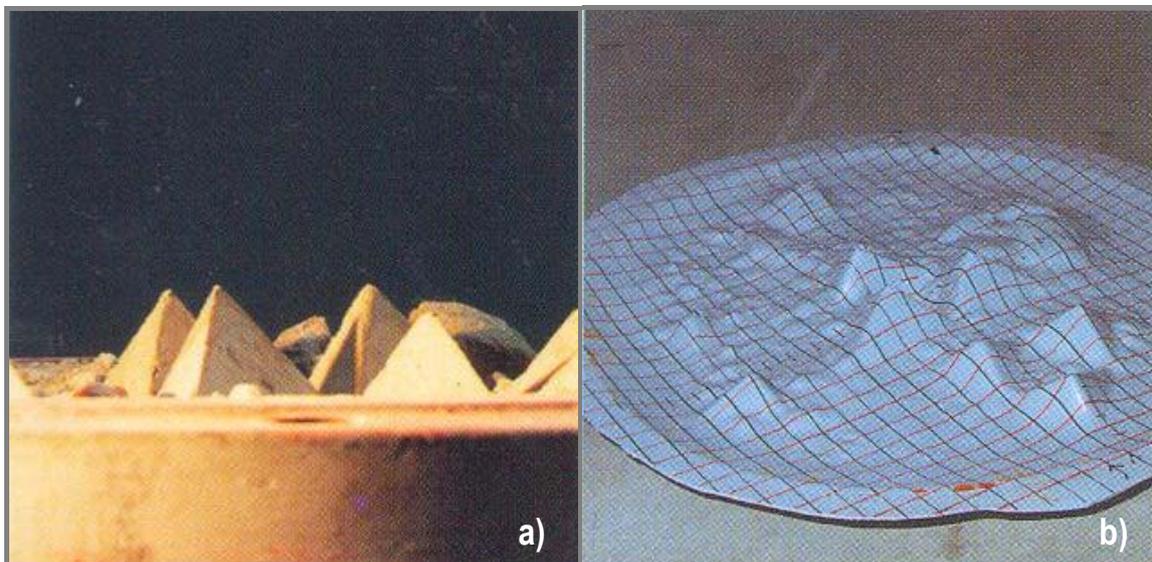


Figura 3.4 – Tipo de substrato de apoio para a geomembrana representando condições extremas: (a) substrato; (b) Geocomposto de PVC após ensaio de puncionamento (Catálogo Carpi, S/D).

O mesmo equipamento simula a ocorrência de vazios (subsidiências) no substrato (Figura 3.5). O anel é preenchido com material granular e sobre ele é fixada a geomembrana. Este ensaio foi feito para a verificação do comportamento da GM da barragem de Bovilla (Sembenelli *et al.*, 1998), com

uma pressão hidráulica correspondente de 1500 kPa. A geomembrana apresentou deformação de 210% sem se romper.

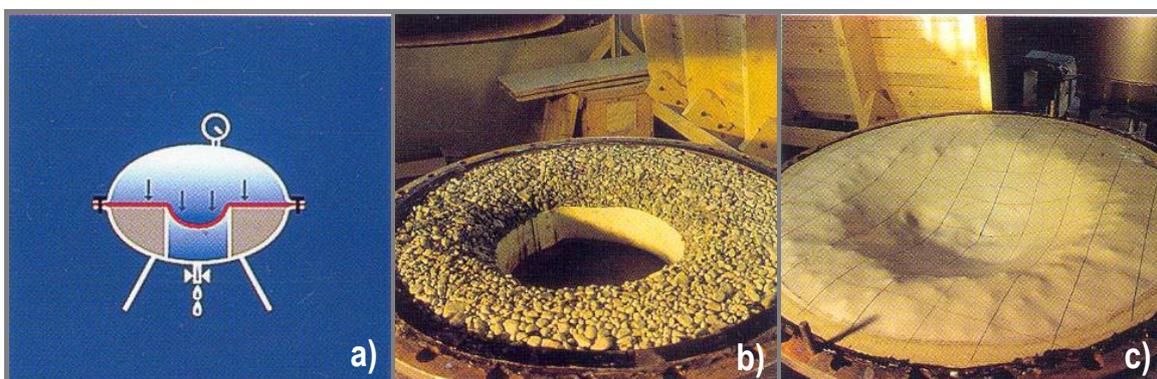


Figura 3.5 – Ensaio para avaliação do comportamento da GM sobre subsidências: (a) esquema do equipamento; (b) substrato granular com orifício simulando subsidência; (c) geomembrana após aplicação da carga (Catálogo Carpi, S/D).

3.4.6 Fragilidade e rigidez

A fragilidade e a rigidez dos materiais poliméricos estão relacionadas à temperatura e a processos de degradação. Os materiais termoplásticos se tornam menos flexíveis e mais frágeis (quebradiços) à medida que a temperatura do ambiente é reduzida. Sob o efeito de baixas temperaturas, ciclos de congelamento e descongelamento, e após processos de degradação, a geomembrana apresenta maior rigidez à tração e perde em flexibilidade. Similarmente, produtos betuminosos irão se tornar mais frágeis e menos flexíveis sob condições extremas de baixa temperatura. Por outro lado, elastômeros irão manter sua flexibilidade em uma grande faixa de temperatura. Como as geomembranas disponibilizadas pelo mercado são produzidas a partir de misturas de compostos (polímeros ou asfálticos) e demais aditivos (estabilizantes, plastificantes etc.), a composição final é fixada para obter o comportamento desejado sob baixas ou elevadas temperaturas.

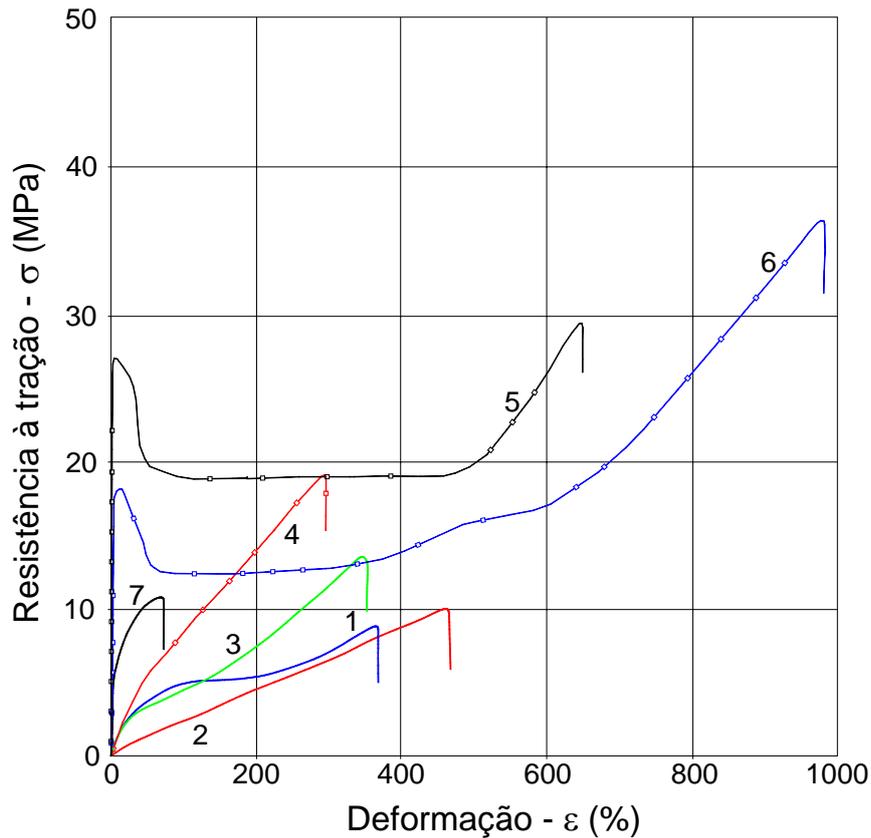
3.4.7 Comportamento tensão-deformação

A geomembrana é um componente essencial para vedação de estruturas, mas, do ponto de vista mecânico, apresenta baixa resistência. A função da geomembrana em barragens é a de impermeabilização e não é esperado que ela contribua ou influencie no comportamento mecânico da estrutura, devendo, porém, suportar as tensões e/ou deslocamentos impostos a ela. Quando sujeitas a tensões de gravidade nos taludes (tensões impostas) ou recalques diferenciais

(deslocamentos impostos) é importante que se conheça previamente suas propriedades mecânicas para quantificar o seu comportamento.

A deformação dos polímeros depende não somente da magnitude da tensão, mas também do tempo de aplicação da mesma e da temperatura ambiente. Portanto, estes materiais não obedecem à Lei de Hooke e exibem um comportamento chamado visco-elástico. O prefixo visco significa que o material apresenta algumas características de um líquido viscoso, implicando em uma dependência de tempo.

A geomembrana tracionada alonga na direção da carga aplicada. Rollin *et al.* (1984) afirmam que a baixas deformações, sua resistência é usualmente proporcional à tensão e o chamado módulo elástico, E , pode ser determinado. O ponto de ruptura ou de escoamento é alcançado com o incremento das deformações, mostrando uma mudança na curva e o aparecimento de deformações permanentes. A Figura 3.6 mostra a curva tensão-deformação obtida em ensaios de tração uniaxial para diferentes tipos de geomembranas (Rigo e Cazzuffi, 1991). As geomembranas de PVC, CSPE, CPE e Borracha Butílica não apresentam ponto de escoamento e a ruptura é atingida com deformações em torno de 300% e 500%. Dentre essas, nota-se que a geomembrana de PVC é a que apresenta maior resistência, variando entre 18 e 20 MPa. As geomembranas de HDPE e PP apresentam ponto de escoamento bem definido, em torno de 15%. A grandes deformações ocorre novamente um aumento na tensão e a geomembrana se rompe com deformações superiores a 700% para o PP e 1000% para o HDPE.



- | |
|---|
| 1- Polietileno Clorossulfonado (CSPE) |
| 2- Borracha Butílica |
| 3- Polietileno clorado (CPE) |
| 4- Policloreto de Vinila (PVC) |
| 5- Polipropileno (PP) |
| 6- Polietileno de Alta Densidade (HDPE) |
| 7- Betuminosa reforçada com poliéster |

Figura 3.6 – Comportamento tensão-deformação de diferentes geomembranas
(Modificado – Rigo e Cazzuffi, 1991).

O ensaio mais usual para a determinação da curva tensão-deformação em geomembranas é o uniaxial, realizado em amostra estreita (tipo gravata). Projetistas e especialistas em geossintéticos, entretanto, têm reconhecido que estes ensaios não representam as condições de campo onde o estado de tensões na geomembrana é biaxial ou mesmo triaxial (Giroud, 1994). Tendo em vista a necessidade de prever o comportamento real de geomembranas alguns laboratórios têm conduzido ensaios hidrostáticos multiaxiais axi-simétricos, onde a amostra circular de geomembrana é inflada com ar ou água. Os cálculos para a determinação da curva tensão-deformação assumem que a deformação ocorra em forma de esfera, o que, segundo Giroud (1994), é impossível de ocorrer devido à formação de estados de tensão diferenciados no ápice do domo e na periferia. A

interpretação dos resultados obtidos neste ensaio é, portanto, questionável e as curvas tensão-deformação derivadas, em geral, não são utilizadas nos cálculos de projeto.

Em muitos projetos é comum a adoção das curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios uniaxiais e quando necessário o uso de correlações entre os estados de tensão uniaxial, biaxial (deformação plana) e biaxial isotrópico, propostas por Soderman & Giroud (1994). É importante ressaltar que muitos fatores podem influenciar nos resultados obtidos e, portanto, quando for necessária a comparação do comportamento de diferentes geomembranas, devem ser observados aspectos como o tipo de amostra utilizada, a velocidade de ensaio e a temperatura do ambiente.

Gourc *et al.* (1986) apresentam um extenso programa conduzido pelo Comitê Francês de Geotêxteis e Geomembranas com o objetivo de definir uma única amostra para os ensaios a tração em geomembranas, reafirmando que a resistência à tração varia muito devido ao tipo de amostra, tornando difícil a comparação de diferentes geomembranas pelos engenheiros projetistas. A temperatura é outro fator que influencia fortemente no comportamento da geomembrana, tanto que o seu módulo de deformabilidade aumenta com a redução da temperatura, ou seja, a geomembrana se rompe com deformações menores e a tensões mais elevadas sob o efeito de temperaturas mais baixas. Um estudo conduzido por Giroud (1994) apresenta conclusões interessantes sobre o efeito da temperatura em geomembranas de HDPE e fornece uma gama de informações sobre essas membranas (Figura 3.7). Observa-se na que na temperatura de fusão do HDPE ($\approx 140^\circ\text{C}$), a tensão no escoamento tende a zero e a deformação tende ao infinito.

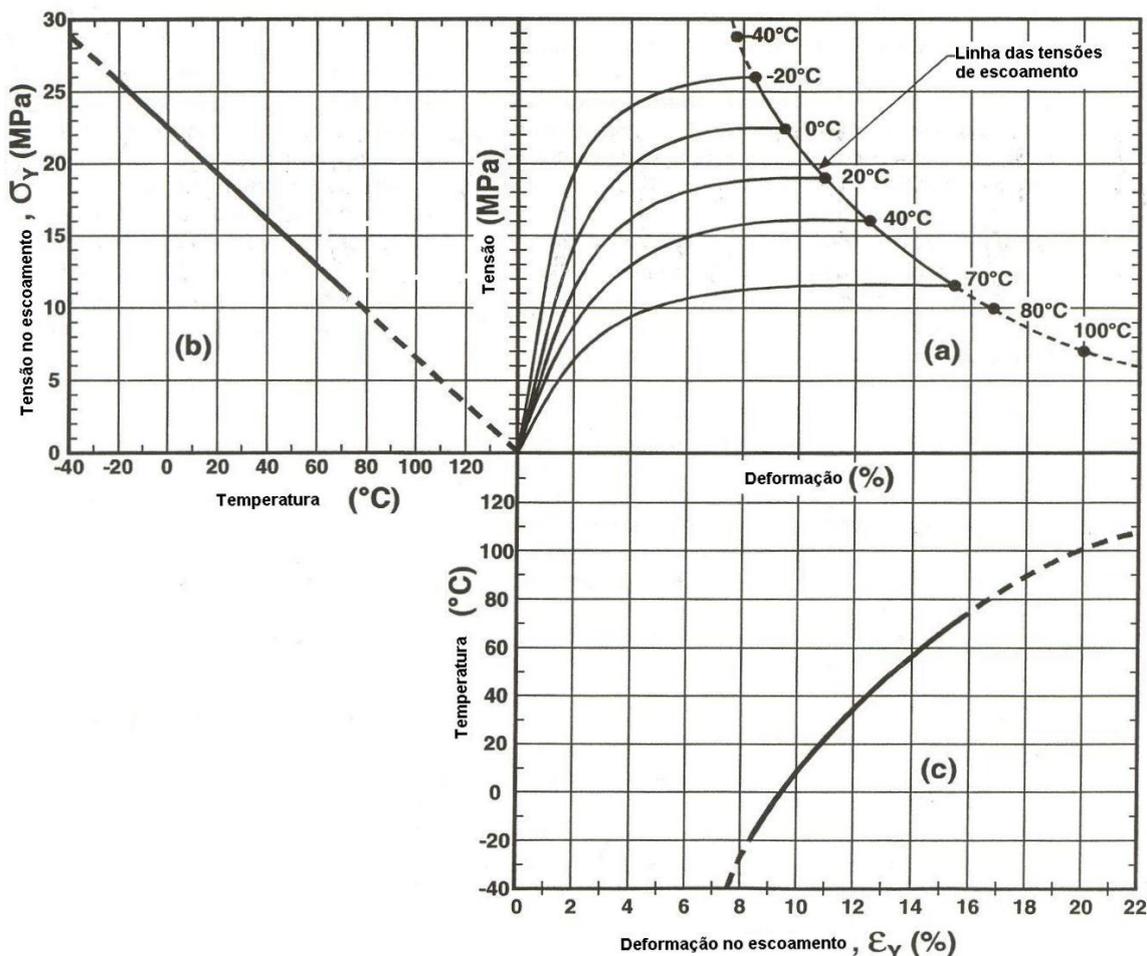


Figura 3.7 – Características de tensão média de geomembranas de HDPE em função da temperatura: a) curva tensão-deformação uniaxial da origem até o ponto de escoamento; b) tensão de escoamento em função da temperatura; c) deformação de escoamento em função da temperatura (Giroud, 1994).

3.5 COMPORTAMENTO DOS GEOCOMPOSTOS

Geomembranas simples, quando aplicadas com a finalidade de evitar infiltrações, podem ser furadas por suportes, romperem devido a pressões de gás e água e/ou rasgadas devido a deslizamentos da superfície. Por estes fatores, devem ser protegidas de um lado ou dos dois, dependendo das condições locais. Uma série de problemas encontrados na aplicação de geomembranas em um grande número de reservatórios, canais e barragens, tais como a acumulação de líquidos e gases sob a GM e a susceptibilidade de se danificarem por tensões mecânicas, levou à utilização de geotêxteis associados às mesmas. Os geotêxteis ajudaram a resolver os problemas de drenagem de líquidos e gases sob a geomembrana e também conferiram proteção à membrana contra danos mecânicos. A geomembrana associada a um geotêxtil é um

geocomposto, denominação que é dada a uma série de outros materiais resultantes da associação de um ou mais geossintético em um mesmo produto.

Os geotêxteis podem ser aplicados em ambos os lados da geomembrana formando uma espécie de sanduíche ou em apenas um dos lados. A presença dessas camadas têxteis coladas à geomembrana impõe resistência adicional que deve ser considerada no caso de utilização de geocompostos em substituição às geomembranas usadas isoladamente, ou apenas sobrepostas ou subjacentes a geotêxteis. Como o geotêxtil restringe a dilatação da geomembrana, a formação de rugas é minimizada, evitando a ocorrência de infiltrações através do liner.

Giroud (1982) demonstra que os geotêxteis usados como filtros ou drenos não apresentam inconvenientes que os materiais naturais, tais como areias e pedregulhos têm quando em contato com geomembranas. Mostra ainda que o geotêxtil não somente previne danos mecânicos na geomembrana por partículas pontiagudas, como é mais eficiente que a areia para prevenir uma série de outras ações danosas à geomembrana.

Tao *et al.* (1994) são categóricos em afirmar que o produto mais adequado para proteção de geomembranas é o geotêxtil, que anteriormente era disposto separadamente à geomembrana. Tao *et al.* (1994) compararam as propriedades entre geocompostos e geomembranas simples, após realização de ensaios de resistência mecânica e de comportamento hidráulico. Na Tabela 3.7, as principais propriedades dos geocompostos são destacadas, comparando-as às da geomembrana.

Tabela 3.7 - Principais propriedades dos geocompostos (Tao *et al.*, 1994).

Tipos	Resistência à tração (kN/m)		Resistência ao <i>Bursting</i> (kPa)		Puncionamento estático - CBR (kN)	
	GM	GC	GM	GC	GM	GC
PVC $t_{GM}=0,25$ mm NP-NW 150 g/m ²	4,36	9,24	150	900	0,70	1,54
PVC $t_{GM}=0,70$ mm NP-NW 300 g/m ²	13,81	28	660	2150	2,2	3,77
PVC $t_{GM}=0,50$ mm NP-NW 200 e 300 g/m ²	8,92	28,30	280	2300	1,3	5,10
PVC $t_{GM}=0,86$ mm NP-NW duplo 300 g/m ²	8,6	24,8	450	7100	2,4	6,50

Nota: GM= geomembrana; GC=geocomposto (geotêxtil + geomembrana); NP= agulhado; NW= não-tecido; t_{GM} = espessura da geomembrana.

Estudos conduzidos por Lafleur *et al.* (1985) para a elaboração do projeto de impermeabilização da face de montante de uma barragem contou com um programa de ensaios em 21 tipos de geomembranas acopladas a geotêxteis em ambos os lados. A Tabela 3.8 apresenta as propriedades gerais dos produtos avaliados pelos autores na segunda fase dos estudos, cujos resultados são apresentados nas figuras seguintes.

O efeito na resistência final do produto pela solidarização de um geotêxtil em diferentes tipos de geomembrana é apresentado na Figura 3.8. Cinco tipos de geomembranas foram selecionados para a segunda fase dos estudos, ensaiadas isoladamente e acopladas a geotêxteis. A geomembrana de PVC foi ensaiada considerando um geotêxtil não-tecido de 400 e 800 g/m² acoplado em ambas as faces da lâmina.

Tabela 3.8 - Propriedades gerais dos geocompostos ensaiados (modificado, Fafleur *et al.*, 1986).

Descrição do material	Geomembrana (GM)			Geotêxtil (GT)		Solda
	Composição	Espessura (mm)	Gramatura (g/m ²)	Tipo	Gramatura (g/m ²)	Tipo
EPDM	Copolímero Etileno-Propileno	1,6	1600	Duplo NP-NW	800	Solvente
Borracha Butílica	Isobutileno	1,7	1940	Duplo NP-NW	800	Solvente
CSPE	Polietileno clorossulfonado (Hypalon)	1,7	2300	Duplo NP-NW	800	Solvente
PVC-800	Policloreto de vinila	1,8	2330	Duplo NP-NW	800	Aquecimento
PVC-400	Policloreto de vinila	1,8	2330	Duplo NP-NW	400	Aquecimento
PVC-240	Policloreto de vinila	1,7	2000	Simplex NP-NW	240	Aquecimento
Membrana	-	1,4	1400	nenhum	-	-

Nota: NP= agulhado; NW= não-tecido.

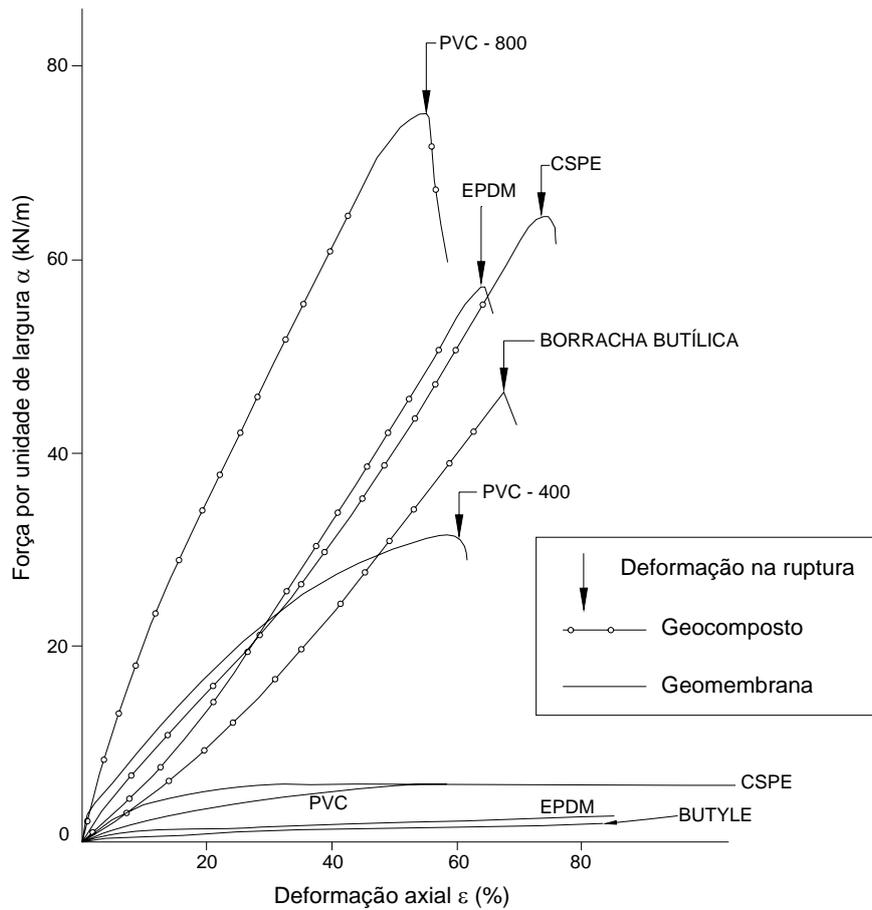


Figura 3.8 – Efeito de geotêxteis não-tecidos soldado em ambas as faces da geomembrana na resistência de geocompostos (modificado - Lafleur *et al.*, 1985).

Os resultados dos ensaios de tração uniaxial demonstraram que o geotêxtil tem uma significativa influência no comportamento tensão-deformação dos geocompostos nos ensaios realizados à temperatura de 23° C. Verifica-se uma considerável redução na deformação de ruptura quando um geotêxtil é solidarizado à geomembrana. Os valores de deformação de ruptura para o PVC, inicialmente maiores que 80% caem para 50%, aproximadamente.

O comportamento de geocompostos (geomembrana + geotêxtil) em diferentes temperaturas (variando entre -35° e +23° C) foi também avaliado e pode ser observado na Figura 3.9, que apresenta os resultados de dois materiais: o EPDM e o PVC-240.

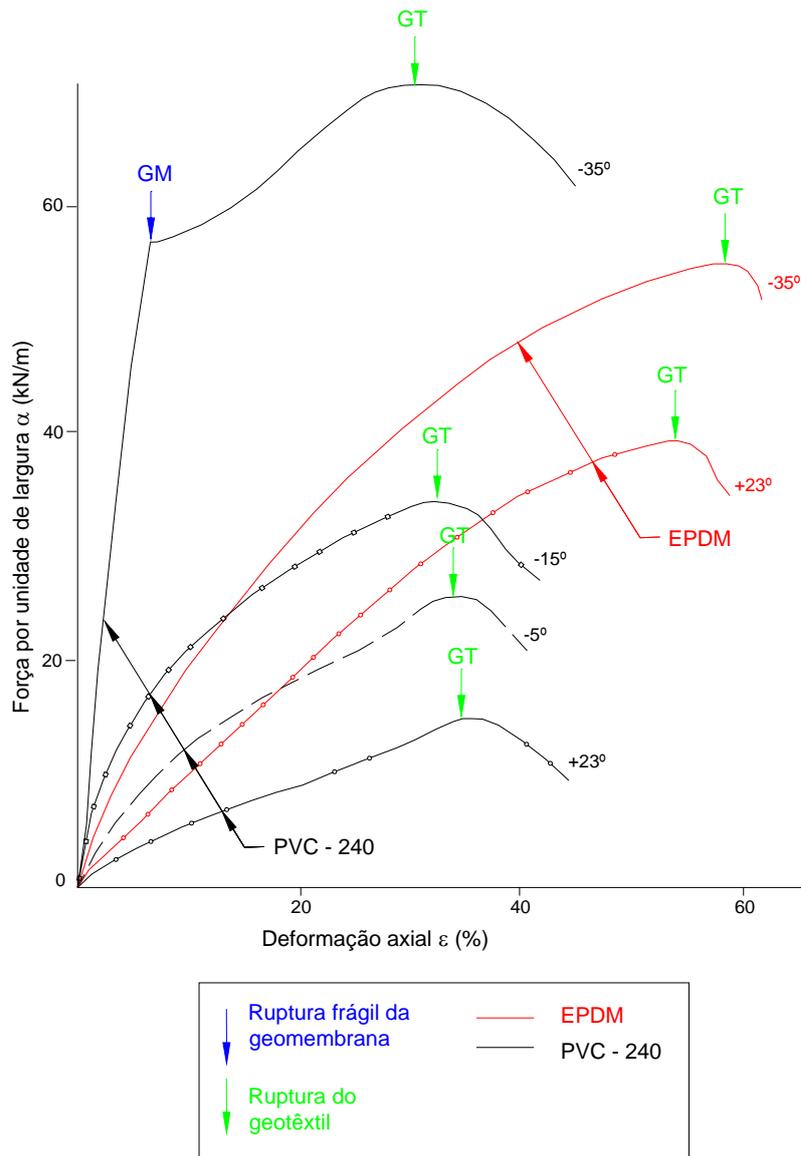


Figura 3.9 – Efeito da temperatura no comportamento de geocompostos – Ensaio de tração uniaxial (Lafleur *et al.*, 1986).

O EPDM parece não ser tão afetado por baixas temperaturas, uma vez que seu módulo, deformação e tensão na ruptura são levemente aumentados quando o ensaio é conduzido a temperaturas abaixo de zero. No entanto, o comportamento do geocomposto de PVC é extremamente dependente da temperatura. As curvas tensão-deformação se tornam mais íngremes, indicando aumento do módulo com o decréscimo da temperatura. A temperaturas muito baixas (-35°C), o comportamento do geocomposto passa a ser governado pela geomembrana, que se torna quebradiça e se rompe de modo frágil, enquanto que o geotêxtil não sofre praticamente nenhuma influência, apresentando rupturas em torno de 35% de deformação para as diferentes temperaturas ensaiadas.

Aspectos de Projeto e Instalação de Geomembranas

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordados os aspectos de projeto e construção referentes à instalação de geomembranas na face de montante de barragens de enrocamento. Grande parte dos princípios de projeto abordada poderá servir para a elaboração de estudos específicos para a aplicação de geomembranas em outras estruturas como: barragens de terra, ensecadeiras, canais e reservatórios. A reabilitação de barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) e face betuminosa (BEFB) deteriorada, além das barragens de concreto, também pode ser conduzida com o uso de geomembranas. Caberá ao projetista analisar as particularidades de cada obra, as condições locais e as solicitações a que a geomembrana estará sujeita para definir com segurança os critérios de projeto mais adequados.

Os problemas freqüentemente encontrados em instalações do gênero e os cuidados a serem tomados são também abordados por meio da experiência de vários projetistas e instaladores. Basicamente são abordados aspectos de projeto referentes à camada de base e de suporte do *liner*, sobre a instalação da geomembrana (ancoragem e emendas) e camada de proteção. A questão da durabilidade da geomembrana, aspecto importante em obras como barragens, é apresentada com ênfase aos ensaios em geomembrana de Policloreto de Vinila com Plastificante (PVC-P). Um dos métodos de previsão do tempo de vida útil de materiais, denominado Modelo de Arrhenius, é apresentado como método potencial para a aplicação em geomembranas.

4.2 CONCEPÇÃO DE PROJETO

Em barragens de concreto tipo gravidade ou CCR, as geomembranas ou geocompostos são empregados na face vertical de montante objetivando reduzir a permeabilidade do barramento (Figura 4.1). No caso de barragens de enrocamento ou de terra, as opções possíveis são a membrana na face de montante, como mostrado no detalhe da Figura 4.2, ou uma membrana central. A barragem de enrocamento Odiel, na Espanha, é um exemplo de obra onde a geomembrana foi utilizada no interior do maciço, mais próximo à região de montante (Figura 4.3).

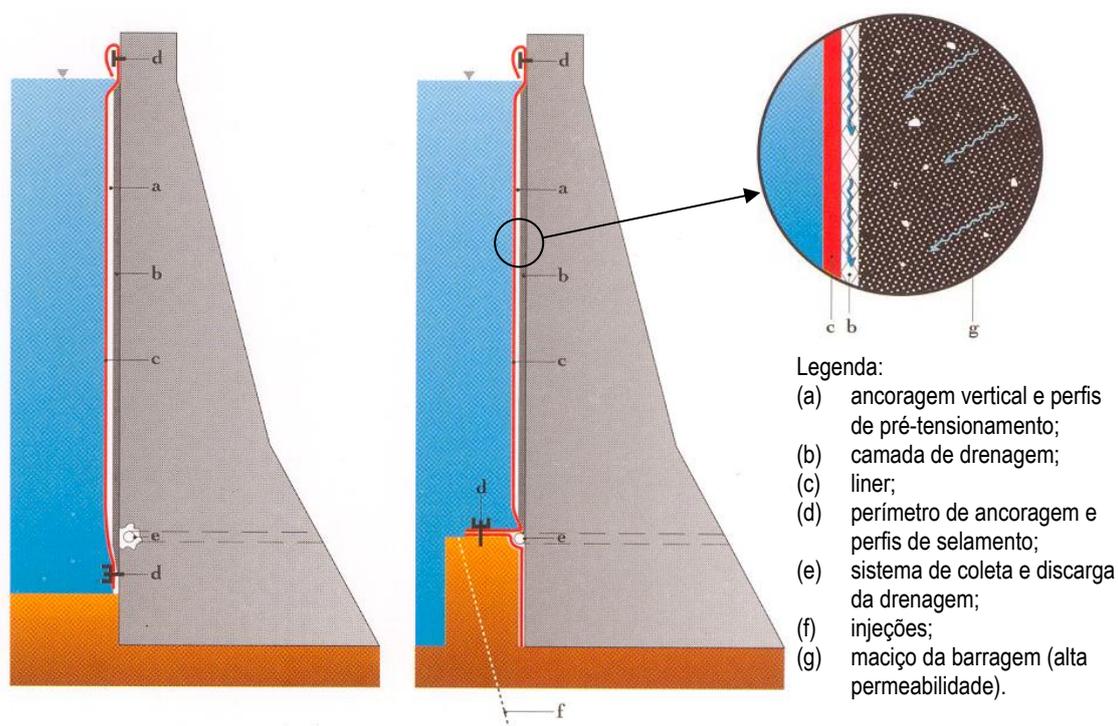


Figura 4.1 – Seção transversal de barragem de concreto impermeabilizada com geomembrana.

O esquema de montante, mais freqüentemente adotado, minimiza a presença de água no corpo da barragem, e conseqüentemente reduz a possibilidade de transporte de finos, colmatção dos drenos, aumento da poropressão e erosões internas. Outra vantagem no caso de instalações com geomembranas expostas é que reparos podem ser facilmente realizados por meio de simples remendos, apenas com a remoção da camada de proteção.

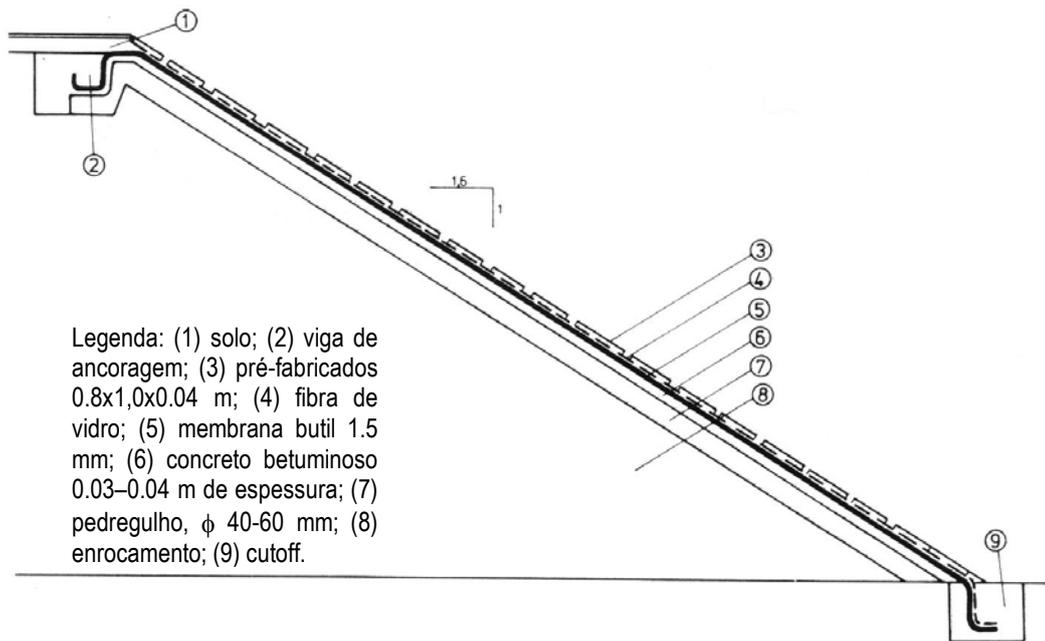


Figura 4.2 - Barragem de Nérís, na França - esquema do revestimento da face (ICOLD, 1991).

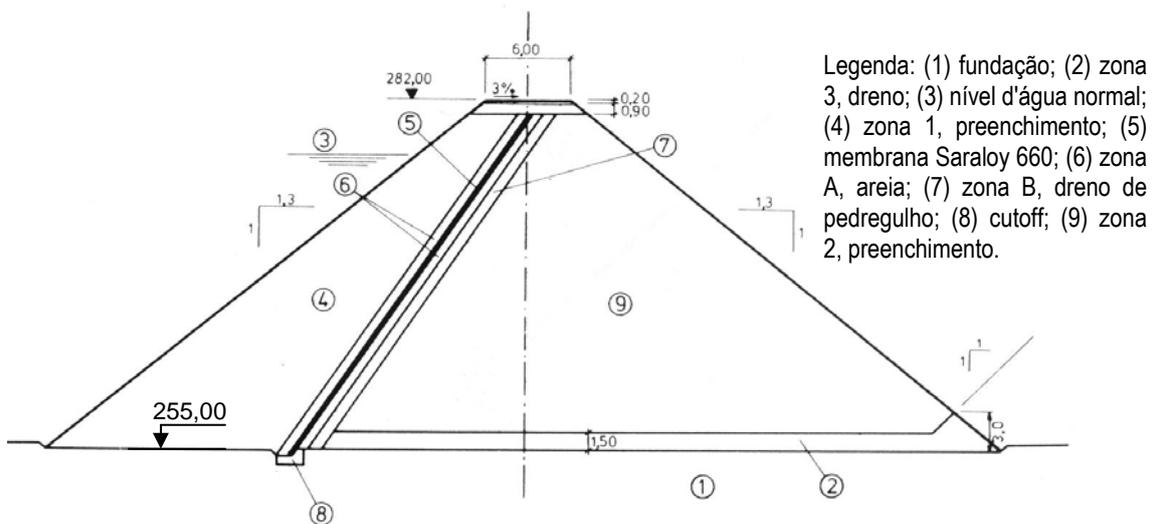


Figura 4.3 - Barragem de Odiel, na Espanha – seção transversal (ICOLD, 1991).

No esquema central, a pressão d'água é aplicada normalmente ao *liner* central, fazendo com que somente a região de jusante seja responsável pela estabilidade. Além disso, essa alternativa possui algumas desvantagens, como dificuldades na construção, em inspeções e reparos. No entanto, menor quantidade de geomembrana é requerida e há a possibilidade de ser instalada sem proteção.

A instalação de geomembranas poderá ainda apresentar configurações diferentes, conforme as necessidades de cada obra. A Figura 4.4 apresenta alguns casos possíveis de instalação da geomembrana em barragens de terra e enrocamento.

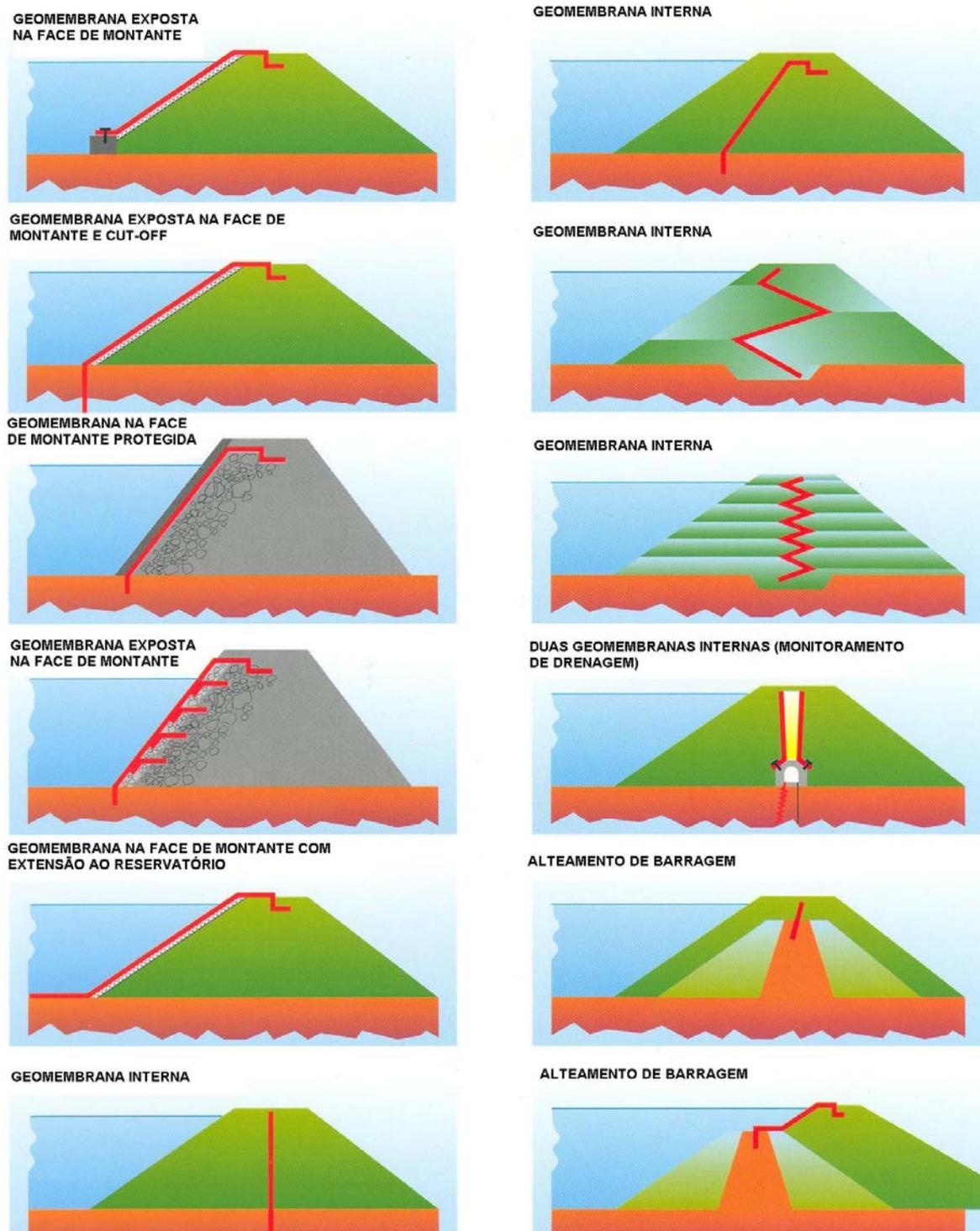


Figura 4.4 – Diferentes aplicações de geomembranas em barragens de terra e enrocamento (Catálogo Carpi, S/D).

A opção pela geomembrana exposta na face de montante é uma alternativa econômica, porém é indicada apenas quando danos mecânicos ocasionados pela queda ou impacto de materiais durante a instalação ou operação, além de vandalismo, possam ser evitados. Possíveis degradações físico-químicas do polímero-base da geomembrana em contato com o líquido que se pretende armazenar também devem ser avaliadas. A geomembrana exposta deve ser ancorada na crista da barragem e o projeto de ancoragem de pé varia em função do tipo de solo de fundação. O usual em barragens de enrocamento, construídas sobre fundações rochosas, é ancorar a geomembrana ao longo da viga perimetral no pé da barragem (plinto), como ilustrado na primeira seção à esquerda da Figura 4.4. Fundações em solos de elevada permeabilidade podem requerer que a geomembrana penetre verticalmente na forma de *cut-off* ou se estenda impermeabilizando também o reservatório. A quarta seção à esquerda da Figura 4.4 apresenta ainda uma técnica de ancorar a geomembrana ao longo da extensão do talude, por meio de tiras de geomembrana embebidas durante construção do maciço.

A geomembrana interna no maciço em geral é aplicada associada a solos finos que não atendam sozinho às especificações de baixa permeabilidade, contribuindo na redução de infiltrações pelo corpo da barragem ou em casos de alteamentos por etapas de construção. Os materiais geossintéticos apresentam-se como bastante vantajosos pela facilidade de instalação e conexão com estruturas já implantadas. A quinta seção à direita da Figura 4.4 mostra uma barragem com alteamento a montante e jusante com material de elevada permeabilidade e a conexão de uma geomembrana ao núcleo argiloso central. Nos alteamentos a jusante, observa-se pela sexta seção à direita que a geomembrana pode ser empregada na vedação, dispensando o uso de material natural de baixa permeabilidade.

Entretanto, para os diversos casos de aplicação, a geomembrana não deve ser analisada isoladamente, mas interagindo com os elementos que compõem o sistema de impermeabilização. A Figura 4.5 mostra um sistema de impermeabilização típico de uma face, onde a geomembrana é um dos elementos responsável por garantir uma boa vedação do barramento.

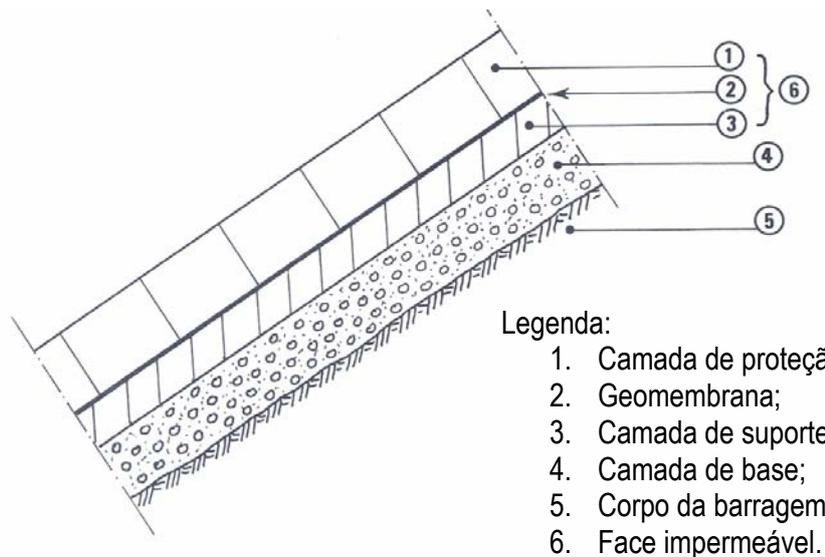


Figura 4.5 – Sistema de impermeabilização típico na face de montante de barragens de terra e/ou enrocamento (ICOLD, 1991).

4.2.1 Estabilidade da face de montante

A estabilidade dos taludes de montante de uma barragem de enrocamento com face de geomembrana deve ser analisada para as condições padrões: estabilidade pós-construção, durante o enchimento do reservatório, operação normal e para condições de rebaixamento rápido. O projetista, quando da definição da inclinação dos taludes, deve considerar a composição do material do maciço e o tipo de face. Havendo a necessidade de proteger a geomembrana, deverá ser feita uma análise da estabilidade do material da camada de cobertura e dos possíveis escorregamentos entre as interfaces.

Como a construção de uma camada de proteção requer tempo, custo e precauções adicionais, o projeto de reservatórios, barragens ou canais, onde a geomembrana é utilizada como elemento impermeabilizante, deve primeiro avaliar a real necessidade de proteger os taludes, dependendo das condições locais encontradas. Scuero (1997) afirma que existe uma série de exemplos, em diferentes climas e tipos de estruturas hidráulicas, inclusive em barragens, em que geomembranas expostas têm tido bom desempenho por mais de 20 anos. Uma camada de proteção, entretanto, é necessária quando a membrana estiver sujeita a ações mecânicas severas, como ondas, vento, gelo, vandalismo, animais e tráfego, ou expostas em ambientes de elevadas temperaturas ou radiações ultravioletas. As opções são proteção com solo, rip-rap ou lajes de concreto, que podem ser pré-moldadas ou moldadas *in loco*. No caso de proteções não tão rigorosas, lajes menores e

menos espessas podem ser usadas, como as da Barragem de Bovilla, em painéis de 3x6x0,2 m, moldados no local sobre uma transição em geotêxtil com gramatura de 700 g/m².

As coberturas em solo ou rip-rap estão sujeitas a escorregar no contato com a geomembrana ou mesmo internamente (dentro da própria cobertura), enquanto que a proteção em concreto pode submeter a geomembrana a tensões, causadas pelo movimento diferencial da face de concreto. Giroud e Ah-Line (1984) discutem essa problemática e apresentam métodos para a análise de estabilidade de coberturas sobre a geomembrana, considerando ainda os efeitos de um geotêxtil instalado adjacente à geomembrana. Os estudos foram desenvolvidos para a aplicação em projetos reais e podem ser tomados como exemplos para a análise de estabilidade de coberturas sobre geomembranas. Dessa forma, os métodos propostos são aqui transcritos e servem de modelo para futuras análises de instabilidades que podem ocorrer neste tipo de aplicação.

4.2.1.1 Escorregamento dentro de uma cobertura em solo

As instabilidades em um talude podem resultar de um escorregamento ao longo da interface com a geomembrana ou dentro da própria cobertura em solo. A Figura 4.6 mostra a seção de uma cobertura típica em solo. É importante notar que a inclinação do talude da camada de cobertura não necessariamente é a mesma da face onde a geomembrana é instalada.

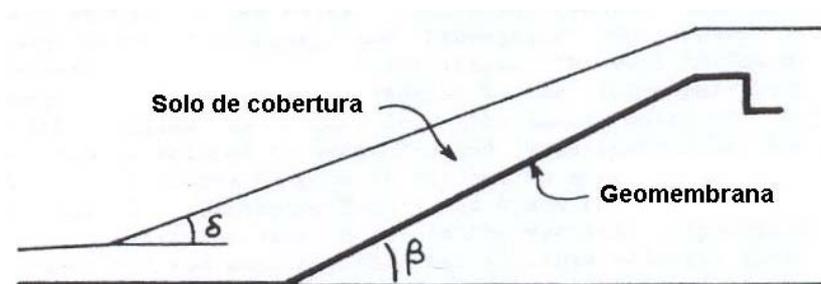


Figura 4.6 – Seção transversal de uma típica cobertura em solo (Giroud e Ah-Line, 1984).

No caso de um rebaixamento do nível d'água no reservatório e considerando que o fluxo da água retida no solo de cobertura se dará paralelamente ao talude, a velocidade máxima de fluxo é dada por:

$$v = k \cdot \text{sen}^2 \delta \quad 4.1$$

Onde:

K = coeficiente de permeabilidade da cobertura em solo (m/s);

δ = inclinação do talude formado pela camada de cobertura (°);

Se o rebaixamento do reservatório ocorrer mais rapidamente que a velocidade máxima de fluxo na camada de cobertura, v , um excesso de poro-pressão poderá ser gerado no solo de cobertura, tornando-o instável. Esta situação, conhecida como rebaixamento rápido, pode ocorrer não só com o rebaixamento do reservatório cheio, mas também localmente devido ao efeito de ondas no talude. Esta situação é usualmente a mais crítica em termos de estabilidade, sendo, portanto, recomendável que seja considerada pelos projetistas. A engenharia geotécnica clássica assume que o rebaixamento ocorra de forma instantânea e que o fluxo imediatamente após o rebaixamento seja horizontal, tornando-se paralelo ao talude após a dissipação do excesso de poro-pressão.

Giroud e Ah-Line (1984) apresentam um gráfico (Figura 4.7) para a obtenção do fator de segurança contra deslizamentos dentro de uma camada de cobertura em solo. Para a confecção do gráfico foi considerado que a camada de solo é infinita, negligenciando deste modo o efeito contraforte no pé do talude. Um fator de segurança da ordem de 1,3 é usualmente recomendável para a estabilidade da camada de cobertura. Foi observado que em reservatórios onde rejeito de minério foi empregado como camada de cobertura ($\phi=35^\circ$), o gráfico mostrou a necessidade de taludes com inclinação 1V:4H para assegurar um FS=1,3 no caso de rebaixamento rápido.

Nas barragens de enrocamento com face impermeável, em que o talude de montante apresenta inclinações variando entre 1V:1,5H e 1V:1,3H, coberturas em solo com taludes tão abatidos provavelmente inviabilizaria a adoção desse tipo de proteção. Recomenda-se, portanto, que nesse caso seja avaliada a proteção com uma camada delgada de concreto.

A análise de estabilidade de uma camada de cobertura em solo também pode ser feita por meio de programas numéricos que empregam o método dos elementos finitos para a análise de fluxo em conjunto com uma análise de estabilidade utilizando o método de equilíbrio limite.

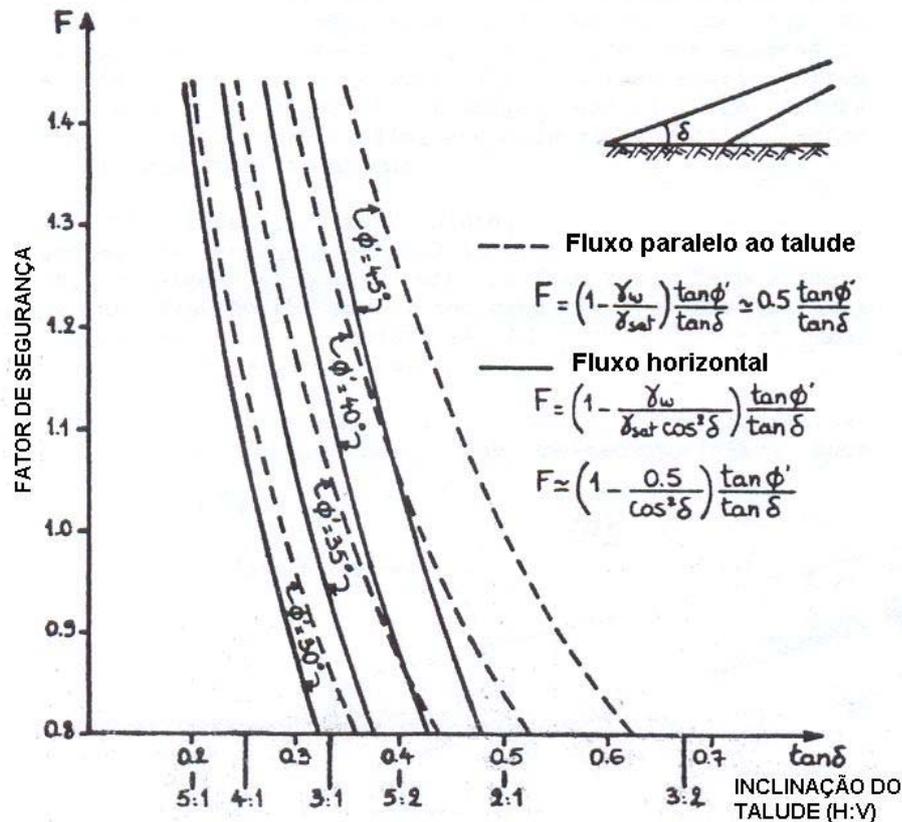


Figura 4.7 – Gráfico pra obtenção do FS contra deslizamentos dentro de uma camada de cobertura em solo durante um rebaixamento rápido (Giroud e Ah-Line, 1984).

4.2.1.2 Deslizamento ao longo da geomembrana

A geomembrana sob o solo de cobertura ou o geotêxtil (instalado sobre ou sob a geomembrana) podem agir como superfícies de deslizamento preferenciais, possibilitando o deslizamento da cobertura em solo. Portanto, o projeto da camada de proteção em solo deve avaliar os riscos de escorregamento das diferentes interfaces: cobertura-geotêxtil, geomembrana-geotêxtil, aterro-geotêxtil.

➤ Princípio do método

Giroud e Ah-Line (1984) propõem um método que consiste em avaliar as forças envolvidas na estabilidade da camada de cobertura, que conduz a um dos três seguintes resultados:

- A camada de cobertura é estável;
- A camada de cobertura é instável e desliza sobre o *liner*;
- A camada de cobertura tende a escorregar com alguns elementos do *liner* (como por exemplo o geotêxtil, a geomembrana ou o geocomposto, se for o caso).

Neste último caso, a camada de cobertura é estável se as forças de arraste sobre os elementos do *liner* forem menores que: (a) a resistência à tração nestes elementos e; (b) a resistência ao arranque do sistema ancorando o *liner* na crista do talude.

➤ *Descrição do método*

O método Giroud e Ah-Line (1984) é descrito por meio de um exemplo real de análise de estabilidade de talude de um dique (Figura 4.8). A seção transversal do dique, o *liner* composto pelo geotêxtil-geomembrana e a camada de cobertura são mostrados na Figura 4.8a.

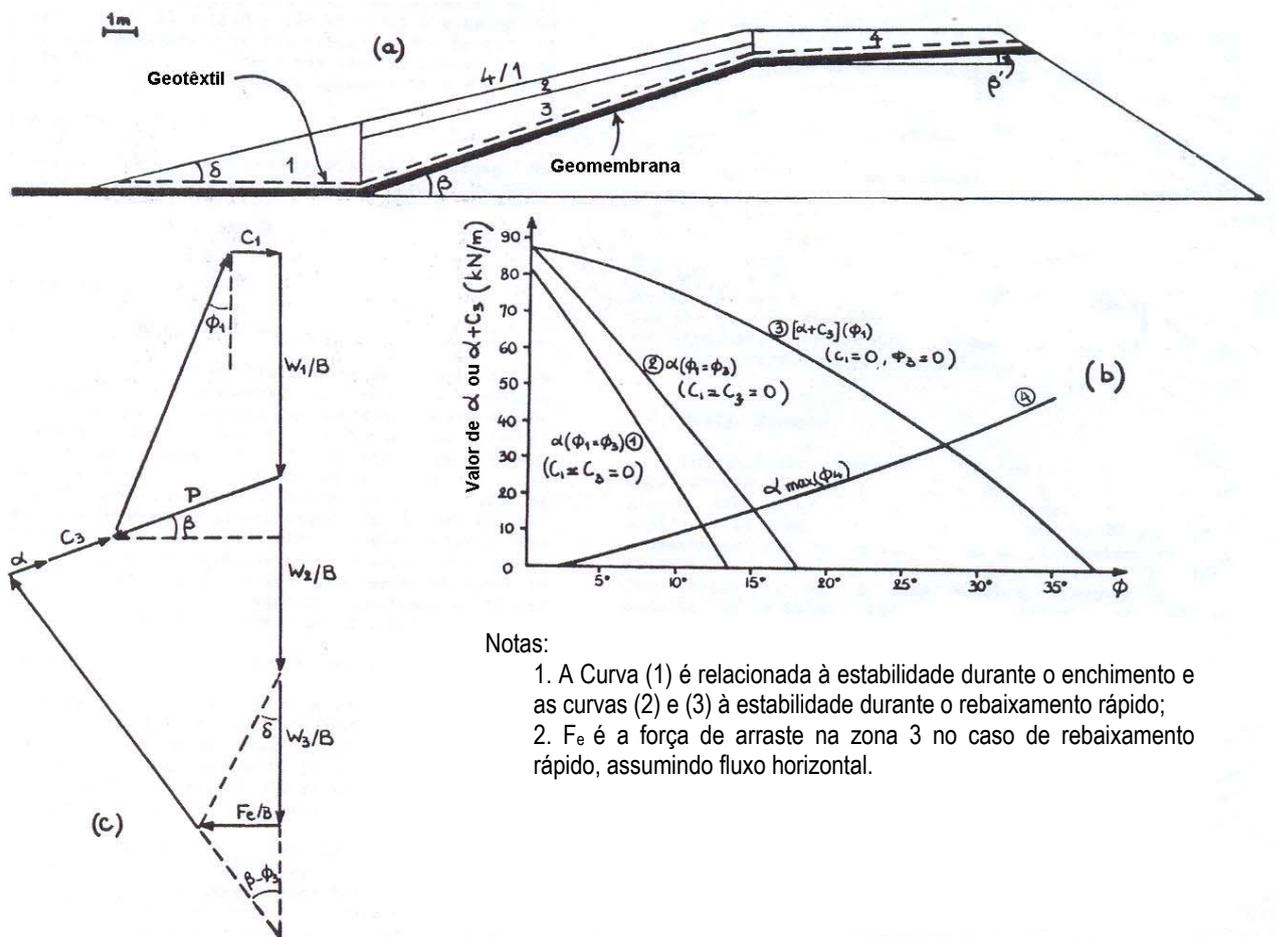


Figura 4.8 – Deslizamento ao longo da geomembrana: (a) seção transversal do dique impermeabilizado; (b) gráfico válido somente para o dique apresentado; (c) diagrama força por unidade de largura (Giroud e Ah-line, 1984).

A geomembrana é ancorada na crista do dique pelo peso da camada de solo compactado (zona 4), utilizada como acesso. Segundo Giroud e Ah-Line (1984), esse tipo de ancoragem é tão eficaz

quanto uma ancoragem tipo trincheira, com a vantagem de impermeabilizar também a crista do barramento. Possivelmente essa afirmação seja válida somente para diques ou barramentos de pequena altura, onde os taludes em geral são mais suaves. Acredita-se que para barragens de enrocamento, usualmente de grandes alturas, a ancoragem em trincheira seja a mais indicada.

As pressões entre as zonas 2 e 3 no contato com a zona 4 foram desprezadas para simplificação dos cálculos. A única ligação considerada entre a zona 4 e a camada de cobertura foi a força por unidade de largura no geotêxtil no topo do talude. A força na geomembrana também foi desprezada. O valor máximo da força por unidade de largura no geotêxtil, α_{\max} , é dado pela expressão abaixo, que expressa o equilíbrio da zona 4:

$$\alpha_{\max} = \frac{W_4}{B} \cdot (\cos \beta' \operatorname{tg} \phi_4 - \operatorname{sen} \beta') \quad 4.2$$

Onde:

W_4 = peso da zona 4;

B = largura perpendicular ao plano da seção transversal;

β' = ângulo entre o plano de instalação da geomembrana na crista e a horizontal;

ϕ_4 = ângulo de atrito ao longo da geomembrana na zona 4.

➤ *Resistência ao arrancamento na crista do dique*

O método consiste em comparar α com α_{\max} , valor da resistência ao arrancamento na crista do dique. O valor de α_{\max} é representado pela curva 4 na Figura 4.8b. Se a força por unidade de largura, α , imposta ao geotêxtil pelo movimento da camada de cobertura deslizando ao longo do talude, exceder o valor máximo, α_{\max} , o geotêxtil poderá ser arrancado da crista do dique.

➤ *Análise de estabilidade*

A força por unidade de largura no geotêxtil, α , pode ser derivada da análise de estabilidade da cobertura em solo sobre o talude. Uma análise clássica foi adotada, dividindo a camada de cobertura em duas fatias por meio de uma linha vertical no pé do talude. A fatia à direita da linha vertical foi dividida em duas zonas: uma camada de material rochoso, rip-rap (zona 2), usada para proteção contra ondas e uma camada de transição (zona 3). O equilíbrio das fatias 1 e 2-3 é

representado pelo diagrama força por unidade de largura mostrado na Figura 4.8c. A parte inferior do diagrama representa as fatias 2-3 e conduz à equação:

$$\left[\frac{w_2}{B} + \frac{w_3}{B} \cdot \left(1 + \frac{tg \delta}{tg(\beta - \phi_3)} \right) - (P + \alpha + c_3) \cdot \text{sen } \beta \right] \cdot tg(\beta - \phi_3) - (\alpha + c_3) \cdot \text{cos } \beta = P \cdot \text{cos } \beta \quad 4.3$$

A parte superior do diagrama é relacionada à fatia 1 e conduz à equação:

$$\frac{w_1}{B} \cdot tg \phi_1 + P \cdot \text{sen } \beta \cdot tg \phi_1 + c_1 = P \cdot \text{cos } \beta \quad 4.4$$

Combinando as Eq. 4.3 e 4.4 e eliminando o empuxo P (não conhecido) entre as duas fatias, chega-se à seguinte equação:

$$\alpha + c_3 = \frac{\left[\frac{w_2}{B} + \frac{w_3}{B} \cdot \left(1 + \frac{tg \delta}{tg(\beta - \phi_3)} \right) \right] \cdot tg(\beta - \phi_3) - \left(\frac{w_1}{B} \cdot tg \phi_1 + c_1 \right) \cdot \frac{\text{sen } \beta \cdot tg(\beta - \phi_3) + \text{cos } \beta}{\text{cos } \beta - \text{sen } \beta \cdot tg \phi_1}}{\text{cos } \beta + \text{sen } \beta \cdot tg(\beta - \phi_3)} \quad 4.5$$

Onde:

W_2 e W_3 = peso da zona 2 e 3, respectivamente;

B = largura perpendicular ao plano da seção transversal;

δ = ângulo do talude na zona 1;

β = ângulo entre o plano de instalação da geomembrana no maciço e a horizontal;

ϕ_n = ângulo de atrito ao longo da geomembrana na zona n;

C_1 e C_3 = coesão multiplicada pelo comprimento da GM nas zonas 1 e 3, respectivamente;

P = pressão não conhecida entre a fatia 1 e a 2-3.

$F_e = 0$ é equivalente a $\delta=0$.

A Eq. 4.5 dá o valor da força por unidade de largura, α , imposta ao geotêxtil pela camada de cobertura. Se o valor de α for maior que o valor máximo, α_{max} , a camada de cobertura é instável. A determinação do valor de α tem sido feita considerando duas situações distintas: durante o enchimento do reservatório e durante o rebaixamento rápido.

➤ *Análise de estabilidade durante o enchimento do reservatório*

O caso mais crítico durante o enchimento do reservatório ocorre quando o nível d'água atinge aproximadamente o topo da fatia 1 (Figura 4.8a) devido a dois fatores: (1) o suporte exercido pela fatia 1 é pequeno (função do peso submerso da fatia 1); (2) as forças que induzem ao

escorregamento são elevadas, já que a maior porção das fatias 2-3 ainda não se encontra submersa.

A força por unidade de largura, α , no *liner* (geotêxtil + geomembrana) é dada pela curva 1 na Figura 4.8b, obtida usando a Eq. 4.5, sem considerar a força de percolação, assumindo que as interfaces não apresentam coesão ($c_1=c_3=0$) e que $\phi_1=\phi_3$. Assim:

- Se todas as interfaces (i.e., cobertura em solo-geotêxtil, geotêxtil-geomembrana e geomembrana-aterro) têm ângulos maiores que $13,5^\circ$, para o exemplo considerado, então a camada de cobertura é estável e não causa tensões de tração no *liner*;
- Se o ângulo de atrito entre a camada de cobertura e o geotêxtil for menor que $13,5^\circ$, a camada se encontra instável;
- Se um dos ângulos de atrito nas interfaces abaixo do geotêxtil (i.e., geotêxtil-geomembrana e geomembrana-aterro) for menor que $13,5^\circ$, a camada de cobertura se encontrará estável se: (1) a força de tração no geotêxtil for menor que a força máxima dada pela curva (4) e a sua resistência à tração; e (2) se o ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil for elevado o suficiente para permitir a transferência de tensões entre o solo e o geotêxtil e a geomembrana.

➤ *Análise de estabilidade durante o rebaixamento rápido do reservatório*

O pior caso de rebaixamento rápido ocorre quando o nível d'água máximo no reservatório se reduz ao topo da fatia 1. As forças atuantes são as mesmas do caso anterior (durante o enchimento), com a adição de forças de arraste na zona 3.

Neste caso, a Eq. 4.5 gera a curva 2 na Figura 4.8b se a interface é considerada sem coesão e, a curva 3 para o caso de interface sem atrito ($c_3 \neq 0$, $c_1 = \phi_3 = 0$). Este último caso pode ocorrer se o aterro for constituído por argila saturada (talvez como resultados de vazamentos através da geomembrana). Portanto, tal situação deve ser sempre avaliada, já que infiltrações na geomembrana podem ocasionar certos riscos de instabilidades. Para o caso deste dique, em particular, este não foi o pior caso, como pode ser observado na Figura 4.8b. A curva 3 mostra que mesmo se ϕ_1 for igual a zero (uma hipótese bastante conservadora), o valor requerido para $(\alpha + c_3)$ é 87kN/m. A coesão não drenada entre a geomembrana e a argila (aterro) foi estimada em 15kN/m, portanto $c_3 = 15 \times 11,8 = 177$ kN/m (11,8 m sendo o comprimento da geomembrana no talude). O fator

de segurança (FS) é igual a $177/87 = 2$ sem qualquer tensão de tração no geotêxtil ($\alpha=0$) e poderia ser maior com $\alpha \neq 0$.

Embora a avaliação da estabilidade ao longo da geomembrana tenha sido apresentada por meio de um exemplo, o método é geral e válido para outros casos similares, sendo necessário somente a elaboração de um gráfico tal como o apresentado na Figura 4.8b, para cada caso específico. Destaca-se que para as barragens de enrocamento, em particular, quando a estrutura for de grande altura, a cobertura em solo pode não ser a mais apropriada. Entretanto, tal metodologia pode ser aplicada para cálculos de estabilidade de taludes de barragens de pequena altura em geral, onde a geomembrana for adotada na face montante.

4.2.1.3 Movimentos diferenciais

Revestimentos de canais em concreto podem ser reabilitados com geomembranas protegidas por uma cobertura em concreto. Movimentos diferenciais entre a camada de cobertura de concreto e as trincas presentes na camada subjacente (de concreto ou outro material), podem causar tensões indesejáveis na geomembrana. Para suportar essas tensões, pode-se optar por uma geomembrana reforçada ou um geotêxtil, colocado entre a geomembrana e a camada de cobertura e/ou entre a geomembrana e a camada subjacente. O estudo apresentado por Giroud e Ah-Line (1984) mostra os mecanismos do alívio de tensões na geomembrana pela inserção do geotêxtil entre esta e uma superfície trincada de concreto.

➤ *Tensões na geomembrana em contato com o concreto*

A Figura 4.9 apresenta a situação a ser analisada. A largura da trinca, inicialmente desprezada, atinge o valor b devido ao deslocamento lateral simétrico do concreto da base em ambos os lados da trinca.

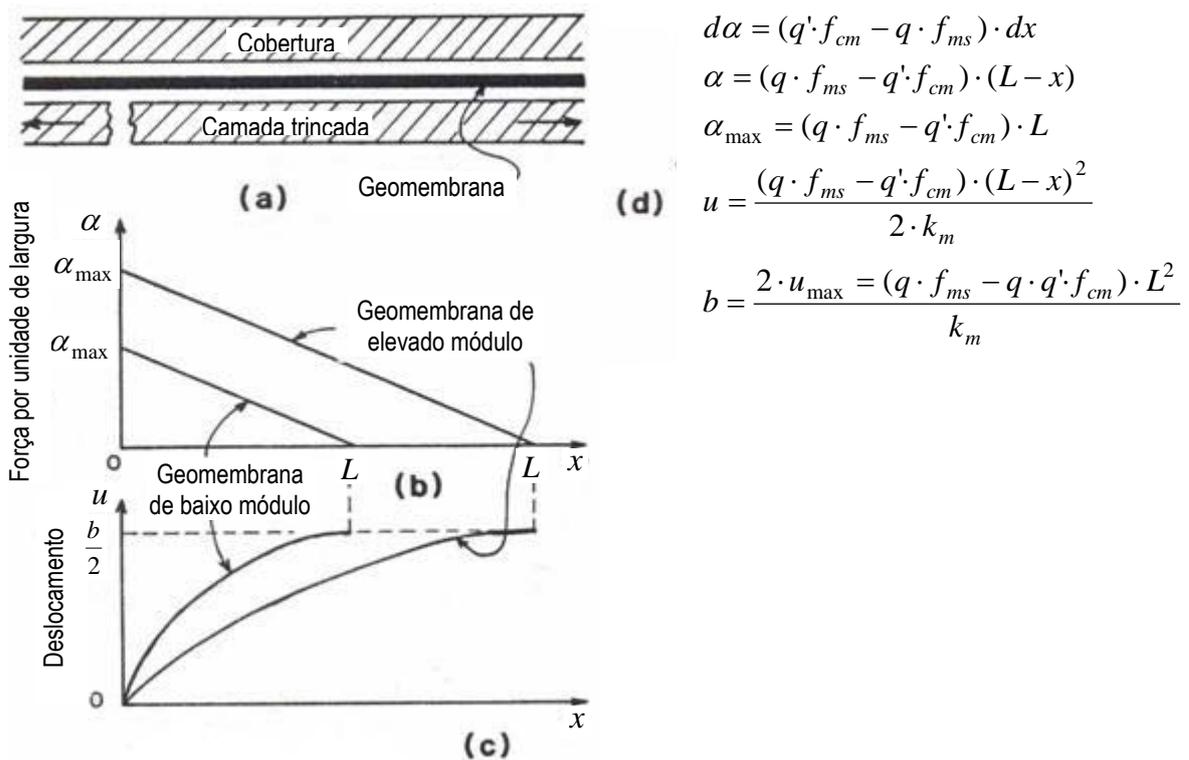


Figura 4.9 – Geomembrana entre uma camada de proteção em concreto e um *liner* de concreto com trincas: (a) seção transversal; (b) força por unidade de largura na geomembrana; (c) deslocamentos da geomembrana; (d) resumo dos cálculos (Modificado - Giroud e Ah-Line, 1984).

As equações abaixo, derivadas dos cálculos apresentados na Figura 4.9d são relacionadas ao comportamento da geomembrana posicionada à direita da trinca:

$$L = \sqrt{\frac{b \cdot k_m}{(q \cdot f_{ms} - q' \cdot f_{cm})}} \quad 4.6$$

$$\alpha_{\max} = \sqrt{b \cdot k_m \cdot (q \cdot f_{ms} - q' \cdot f_{cm})} \quad 4.7$$

Onde:

L = comprimento além do qual a GM não se move e não é tracionada (m);

b = largura da trinca (m);

K_m = módulo de deformabilidade à tração da GM (N/m);

f_{ms} = coeficiente de atrito GM-concreto de suporte;

f_{cm} = coeficiente de atrito cobertura-GM;

q' = tensão efetiva sobre a GM (N/m²);

q = tensão normal sob a GM (N/m²);

α_{máx} = força por unidade de largura na GM.

As tensões de cisalhamento, $q_{f_{ms}}$, na face inferior da geomembrana são maiores que as tensões na sua face superior, $q'_{f_{cm}}$, porque a tensão normal q sob a geomembrana (resultante do peso da água e do peso do concreto da cobertura) é maior que a tensão normal efetiva q' sobre a geomembrana (resultante do peso submerso da cobertura de concreto). Como resultado, a geomembrana é arrastada para a direita devido ao movimento da camada de concreto. O valor da força por unidade de largura na geomembrana, α , resulta de uma integração direta. A força por unidade de largura decresce linearmente, a partir de um valor máximo, α_{max} , na borda da trinca, a zero até a distância L . O valor de L aumenta com o aumento do módulo da geomembrana, K_m , e a largura da trinca, b . A tensão na geomembrana pode ser obtida dividindo a força por unidade de largura pela sua espessura.

➤ *Tensões no sistema geotêxtil-geomembrana*

A situação em que um geotêxtil é colocado sob a geomembrana é mostrada na Figura 4.10. Se o coeficiente de atrito, f_{ts} , entre o geotêxtil e o concreto subjacente, e/ou entre a geomembrana e o geotêxtil, for muito baixo, o geotêxtil atua como um lubrificante (i.e., superfície de deslizamento) e a geomembrana não se move. Como resultado, a abertura da trinca não causa tensões na geomembrana. Porém, na maioria dos casos, é esperado que a menor tensão de cisalhamento no sistema seja entre a geomembrana e a camada de cobertura pelas razões explicitadas anteriormente. A geomembrana se move como resultado do movimento do geotêxtil, causado pelo movimento da camada de suporte.

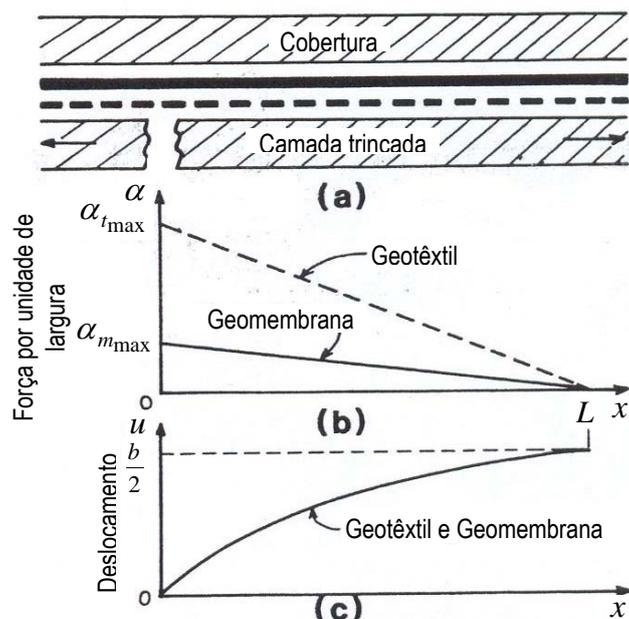


Figura 4.10 - Geomembrana e geotêxtil entre uma camada de proteção em concreto e um *liner* de concreto com trincas: (a) seção transversal; (b) força por unidade de largura no geotêxtil e na geomembrana; (c) deslocamentos iguais do geotêxtil e da geomembrana (Modificado – Giroud e Ah-Line, 1984).

A força por unidade de largura decresce linearmente, a partir de um valor máximo, α_{\max} , na borda da trinca, a zero até a distância L . A força por unidade de largura na geomembrana ($\alpha_{m \max}$) e no geotêxtil ($\alpha_{t \max}$) é calculada pelas equações:

$$\alpha_{m \max} = \sqrt{b \cdot k_m \cdot (q \cdot a_{mt} - q' \cdot f_{cm})} \quad 4.8$$

$$\alpha_{t \max} = \sqrt{b \cdot k_t \cdot q \cdot (f_{ts} - a_{mt})} \quad 4.9$$

Onde:

a_{mt} = coeficiente de adesão GT-GM;

L = comprimento além do qual a GM não se move e não é tensionada (m);

b = largura da trinca (m);

k_m = módulo à tração da GM (N/m);

k_t = módulo à tração do geotêxtil (N/m);

f_{ts} = coeficiente de atrito GT-concreto de suporte;

f_{cm} = coeficiente de atrito GM-concreto de cobertura;

q' = tensão efetiva sobre a GM (N/m^2);

q = tensão normal sob a GM (N/m^2).

Se o geotêxtil tem o módulo mais elevado que a geomembrana, o comprimento L relacionado ao geotêxtil, dado pela equação abaixo, tende a ser maior que o comprimento L relacionado à geomembrana.

$$L = \sqrt{\frac{b \cdot k_m}{(q \cdot a_{mt} - q' \cdot f_{cm})}} = \sqrt{\frac{b \cdot k_t}{q \cdot (f_{ts} - a_{mt})}} \quad 4.10$$

Conseqüentemente, o geotêxtil exerce sobre a geomembrana tensões de cisalhamento que causam o alongamento da GM e equipara o comprimento da parte deslocada da mesma ao comprimento da parte deslocada do geotêxtil. A transferência de tensões entre as porções de comprimento L do geotêxtil e a geomembrana resultando no mesmo deslocamento é governada pelo coeficiente de adesão, a_{mt} :

$$a_{mt} = \frac{(q' \cdot f_{cm} \cdot k_t + q \cdot f_{ts} \cdot k_m)}{q \cdot (k_m + k_t)} \quad 4.11$$

Os cálculos apresentados na Eq. 4.11 são válidos somente se o coeficiente de adesão, a_{mt} , for menor que o coeficiente de atrito, f_{mt} , entre o geotêxtil e a geomembrana. Em caso contrário, o GT e a GM movem entre si, e a geomembrana fica sujeita a tensões de tração menores que as calculadas pelas equações acima.

4.2.2 Geomembranas sujeitas a recalques diferenciais e conectadas a estruturas rígidas

As situações onde a geomembrana é sujeita a recalques diferenciais e são conectadas a estruturas rígidas devem ser cuidadosamente analisadas durante a elaboração do projeto de um sistema de impermeabilização, a fim de conduzir à escolha do tipo de geomembrana mais apropriado a cada condição. Os casos de ocorrência de recalques diferenciais são basicamente dois: quando a geomembrana é apoiada sobre solos não-uniformes ou sobre lixo e quando é apoiada sobre solos compressíveis ou lixo, conectando-se a estruturas rígidas, como ilustrado na Figura 4.11.

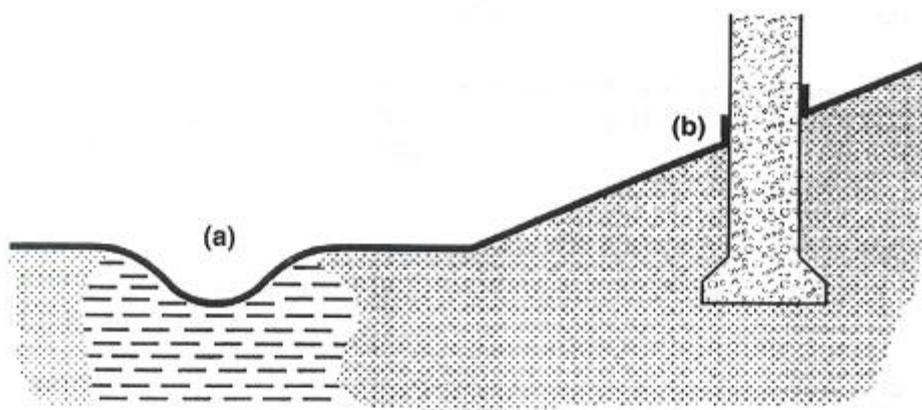


Figura 4.11 – Situações típicas onde a geomembrana é sujeita a recalques diferenciais: (a) material não uniforme sob a geomembrana; (b) conexão a estruturas rígidas (Giroud e Soderman, 1995b).

Giroud e Soderman (1995b) apresentam a análise teórica do mecanismo de deformação da GM em situações de recalque diferencial e propõem um novo conceito, o da energia complementar na curva tensão-deformação, para avaliar e comparar a capacidade da geomembrana de suportar recalques diferenciais. A situação de uma geomembrana conectada a uma estrutura rígida apoiada sobre solo compressível é mostrada na Figura 4.12. A pressão normal, p , é considerada uniformemente distribuída, assim como a tensão de cisalhamento na interface entre a geomembrana e a camada de solo subjacente, distribuída ao longo do comprimento L . As hipóteses para a formulação do conceito se baseiam no fato de que a geomembrana deforma o suficiente para permanecer completamente em contato com a parede da estrutura e com o solo, e que a pequena porção da GM em contato com a estrutura não desliza em relação à mesma. Portanto, o alongamento total da GM que se encontra em contato com o solo subjacente é igual ao recalque “ s ”.

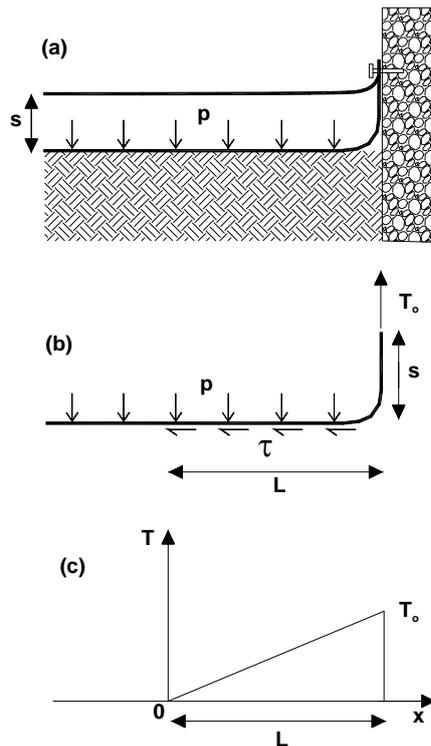


Figura 4.12 – Geomembrana sujeita a recalque diferencial, s : (a) geomembrana antes e após o recalque; (b) pressão e tensões; (c) distribuição de tensões na GM (Giroud e Soderman, 1995b).

A partir dessas considerações, Giroud e Soderman (1995b) definem a energia complementar como sendo a área entre a curva tensão-deformação e o eixo T , até a tensão de tração T_c , como ilustrado na Figura 4.13.

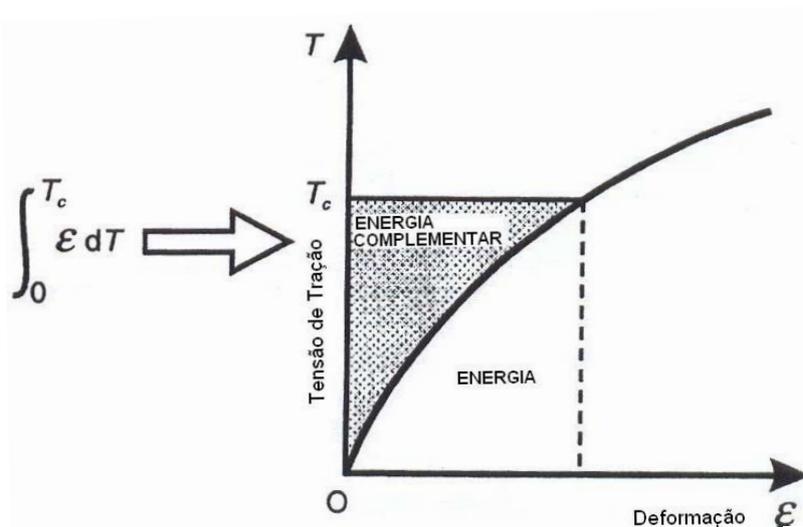


Figura 4.13 – Curva tensão-deformação da GM e área definindo a energia complementar até o nível $T=T_c$ (Giroud e Soderman, 1995b).

A energia complementar obtida da curva tensão-deformação é então utilizada para avaliar se a geomembrana pode suportar com segurança um certo recalque diferencial. Para tanto, a energia complementar requerida (correspondente ao recalque diferencial), definida por:

$$E_{req}^{CO} = s \cdot p \cdot \tan \delta \quad 4.12$$

Onde:

s= recalque diferencial;

p= pressão sobre a geomembrana;

δ = ângulo de atrito da interface solo-GM.

Deverá ser menor que a energia complementar admissível, dada por:

$$E_{all}^{CO} = \int_0^{T_{all}} \varepsilon \cdot dT \quad 4.13$$

A tensão de tração admissível, T_{all} é definida pelo engenheiro projetista ou imposta por regulamentos com base nos critérios relacionados ao comportamento da geomembrana e da estrutura. A tensão admissível é relacionada à deformação admissível, ε_{all} , por meio da curva tensão-deformação, mostrada na Figura 4.14.

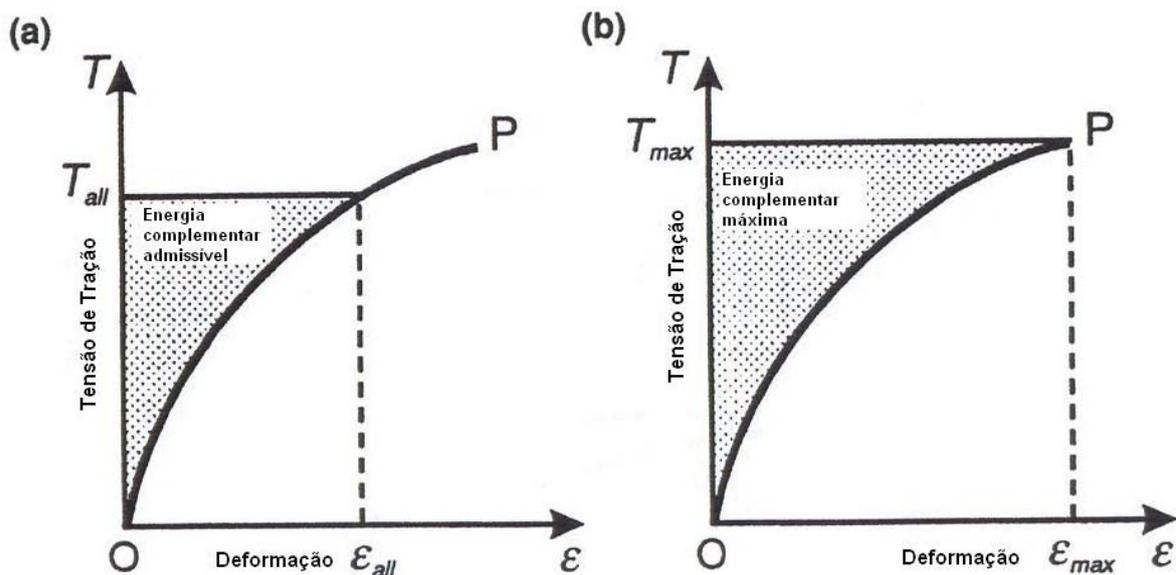


Figura 4.14 – Energia complementar associada à curva tensão-deformação da GM: (a) energia complementar admissível; (b) energia complementar máxima (Giroud e Soderman, 1995b).

A energia complementar admissível não pode ser maior que a energia complementar máxima, correspondente à área sobre a curva e o eixo T, até o ponto P (ponto de ruptura ou de escoamento do material):

$$E_{all}^{CO} \leq E_{max}^{CO} \quad 4.14$$

O fator de segurança (FS) com relação ao recalque diferencial pode ser calculado utilizando a equações:

$$FS = \frac{E_{all}^{CO}}{E_{req}^{CO}} \quad 4.15$$

$$FS = \frac{E_{max}^{CO}}{E_{req}^{CO}} \quad 4.16$$

Ressalta-se que na Eq. 4.16, um recalque adicional causaria a ruptura da geomembrana na conexão com a estrutura. Portanto, para garantir uma margem de segurança, o FS admissível deve ficar em torno de 1,3 e 1,5.

Giroud e Soderman (1995b) propõem ainda o uso da energia complementar para comparar diferentes tipos de geomembranas, com base na capacidade de suportarem recalques diferenciais. A Figura 4.15 exemplifica uma situação em que é visível a maior capacidade da GM 2 de suportar recalques diferenciais. Em outros casos, como o da Figura 4.16, o fato da GM apresentar grandes deformações não necessariamente implica em uma maior capacidade de suportar recalques diferenciais. Recomenda-se, portanto, que sejam calculadas, para a comparação de diferentes tipos de geomembranas, a energia complementar máxima (assumida igual a energia complementar admissível), a energia complementar requerida e o FS utilizando a Eq. 4.16. A pressão aplicada e o recalque são os mesmos para todas as geomembranas, mas o ângulo de atrito da interface e a curva tensão-deformação provavelmente serão diferentes.

A importância da limitação do estudo, no qual é assumido que a geomembrana se deforma o suficiente para permanecer em contato com a estrutura e o solo subjacente, é destacada por Giroud e Soderman (1995b). É possível que em alguns casos particulares, onde a pressão é pequena e/ou a geomembrana apresente elevados módulos (ex. geomembranas de PEAD, CSPE) que a GM não

permaneça em contato com a estrutura ou com o solo subjacente em uma certa área, como ilustrado na Figura 4.17.

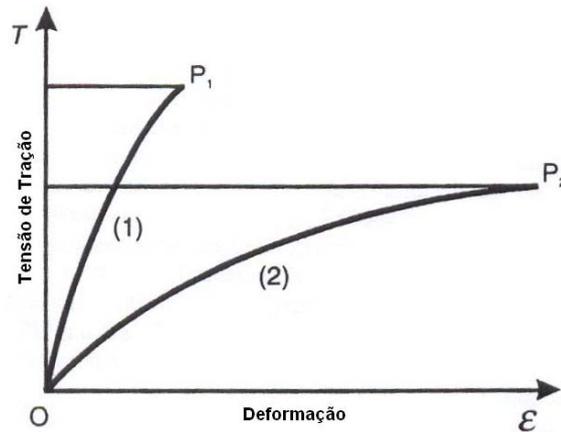


Figura 4.15 – Comparação entre duas geomembranas para o caso onde a GM 2 tem uma energia complementar máxima maior que a GM 1 (Giroud e Soderman, 1995b).

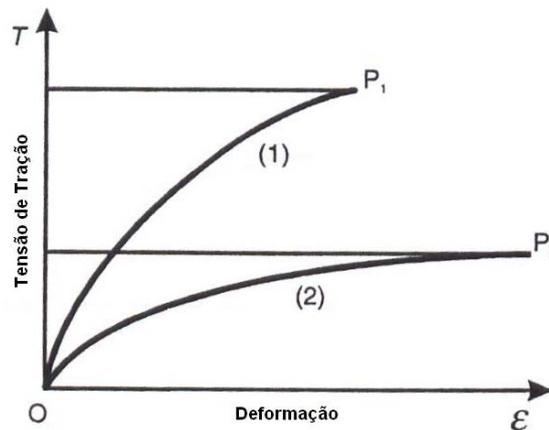


Figura 4.16 – Comparação entre duas geomembranas para o caso onde a GM 1 tem uma energia complementar máxima maior que a GM 2 (Giroud e Soderman, 1995b).

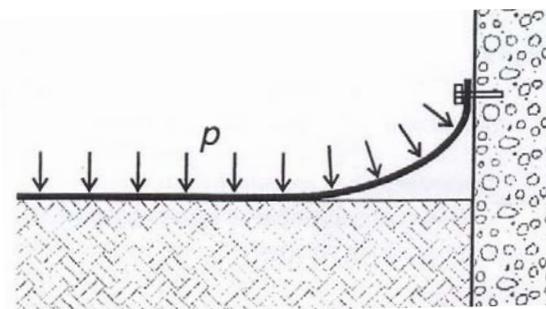


Figura 4.17 – Caso onde uma porção da GM não permanece em contato como a estrutura e a camada de suporte (Giroud e Soderman, 1995b).

Em outro estudo também conduzido por Giroud e Soderman (1995a), recomenda-se que a conexão de geomembranas em estruturas rígidas seja feita preferencialmente em paredes inclinadas, de modo a minimizar a tensão e a deformação sobre a geomembrana. Nesse estudo, um método para determinar a inclinação necessária de uma estrutura rígida de forma a reduzir a tensão e a deformação na geomembrana a níveis aceitáveis é proposto pelos autores.

4.3 CAMADAS DE BASE E SUPORTE PARA O LINER

A camada de base, juntamente com a camada de suporte, tem a função de fazer a transição entre o material do corpo do maciço e a geomembrana (ou geocomposto). Nas barragens de enrocamento, como o material que constitui o maciço é altamente drenante, o único critério que a camada de base deve atender é o de fazer uma transição granulométrica entre o enrocamento e o *liner*. Geralmente essa transição é feita em dois estágios (ICOLD, 1991):

- 1º) uma camada de enrocamento fino (i.e., 80 a 150 mm), livre de finos, é disposta e compactada horizontalmente em camadas de 2 a 4 m;
- 2º) a primeira camada é regularizada pela adição e compactação de uma faixa de cascalho (20 a 30 cm) e posteriormente de areia (1 a 6 mm) sobre o talude em movimentos ascendentes e descendentes.

A camada de suporte, disposta sobre a camada de base, usualmente consiste de um material fino e estabilizado. Betume, argamassa, concreto betuminoso sem finos podem ser empregados (ICOLD, 1991). O geotêxtil sob a geomembrana é recomendado pela maioria dos projetistas e especialistas no assunto. Em alguns casos, o geotêxtil sozinho, disposto diretamente sobre uma camada de base estabilizada é capaz de substituir a camada de suporte. A gramatura do geotêxtil pode variar entre 150 e 700 g/m², dependendo do caso.

4.4 GEOMEMBRANA

4.4.1 Instalação

A disposição da geomembrana ou geocomposto na face de um talude de barragem deve ser cuidadosamente planejada tendo em vista principalmente a geometria da face, o comprimento e a largura do rolo, dimensões de trespasses e ancoragens etc. Os rolos são posicionados na crista do barramento de modo que as bordas fiquem sobrepostas para as emendas. Podem ser desenrolados manualmente ou com o auxílio de equipamentos (dependendo do peso), sempre do topo para a

base. A manta deve ser provisoriamente ancorada para evitar que seja levantada pelo vento. Dobras ou rugas devem ser evitadas, pois são pontos fracos para as emendas.

É recomendável que a geomembrana seja fabricada em rolos de comprimentos compatíveis com a posição em que irão ocupar no talude, evitando assim emendas horizontais. A emenda é uma faixa rígida no *liner*, com capacidade de reduzir as suas deformações, o que não é indicado.

4.4.2 Ancoragem

Um dos aspectos que merece grande atenção na construção de barragens que empregam geomembranas é o projeto de ancoragem definitiva do *liner* ao longo da linha perimetral e na crista da barragem. Na maioria dos casos, como explicitado no Item 4.1, uma superfície de ruptura preferencial é formada entre o geotêxtil e a geomembrana, devido ao baixo ângulo de atrito da GM com outros materiais. Quando o sistema não é estável por si mesmo, devido ao atrito entre as interfaces, o GT superior deve ser ancorado para prevenir deslizamentos e absorver as tensões induzidas pela camada de cobertura, reduzindo por consequência as tensões na geomembrana. A ancoragem pode ser feita de diferentes formas: o geotêxtil pode ter um trecho horizontal inserido no maciço ou pode vir embutido formando ângulos dentro de trincheiras apresentando diversas geometrias. Em outros casos, todo o *liner* (geocomposto + geotêxtil de proteção) é ancorado na crista e no pé da barragem.

Durante a disposição da geomembrana na face e execução das emendas, podem ocorrer dificuldades de instalação ocasionadas por ventos ou a geomembrana pode se alongar excessivamente formando dobras ou rugas indesejáveis. Portanto, é necessário dispor de dispositivos de ancoragem provisória na crista e nos taludes durante a disposição da geomembrana (ou geocomposto). A Figura 4.18 mostra em (a) a ancoragem do geocomposto nos taludes por meio de sacos de areia e em (b) a fixação provisória na crista por meio de um perfil metálico.

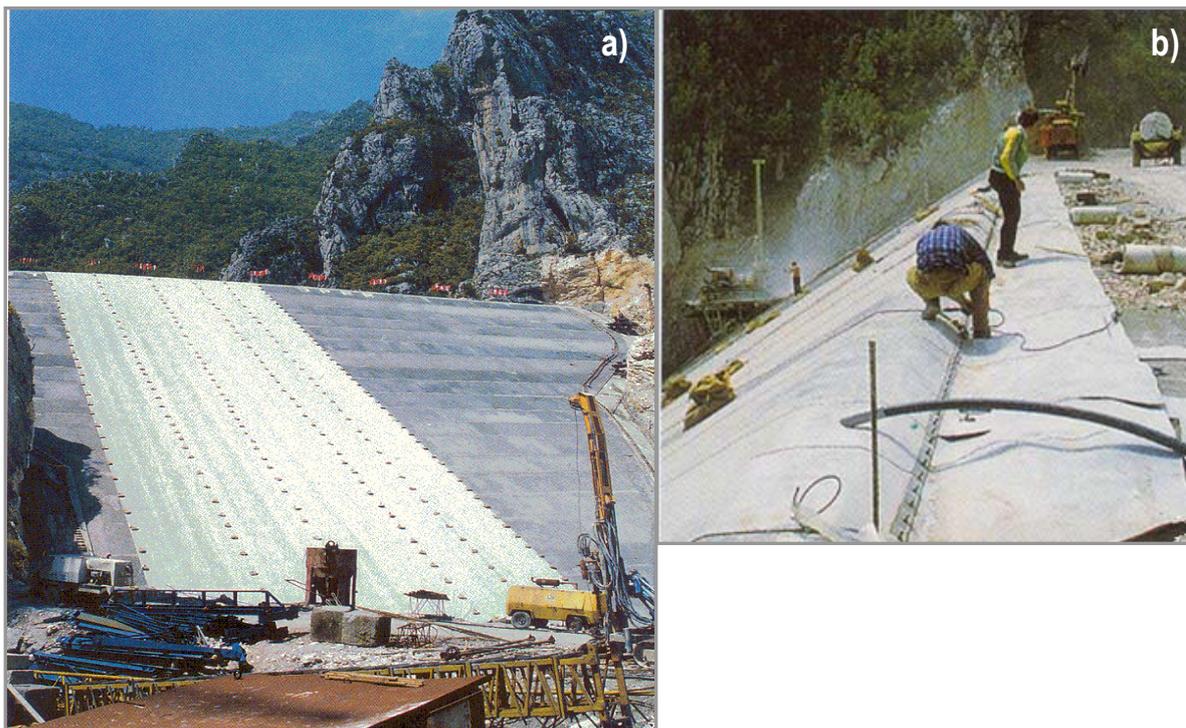


Figura 4.18 – Ancoragem provisória da geomembrana na Barragem de Bovilla: (a) sacos de areia nos taludes (b) fixação com perfil metálico na crista (Catalogo Carpi, S/D)

Na literatura sobre ancoragens na crista de taludes, dois métodos de projeto se destacam, resultando em diferentes resultados, dependendo das configurações específicas de cada trincheira (Briancon *et al.*, 2000). O primeiro método considera somente o atrito na interface sistema geossintético-solo. O segundo, além do atrito entre as interfaces, integra os efeitos do ângulo na trincheira de ancoragem.

4.4.2.1 Ancoragem na crista

A ancoragem permanente da geomembrana em geral é feita no topo das barragens (na crista ou pouco abaixo dela), como ilustrado na Figura 4.19. Durante a instalação da geomembrana também devem ser previstos meios para fixar a geomembrana provisoriamente ao talude a fim de evitar que ela se estique. No caso de barragens em que o maciço é constituído de material de baixa permeabilidade e que uma camada de drenagem sob o *liner* é prevista, uma geomembrana secundária (Item 4 da Figura 4.19), não emendada à geomembrana principal, é necessária para assegurar que infiltrações pela crista e escoamento superficial pelas ombreiras não atinja a camada drenante.

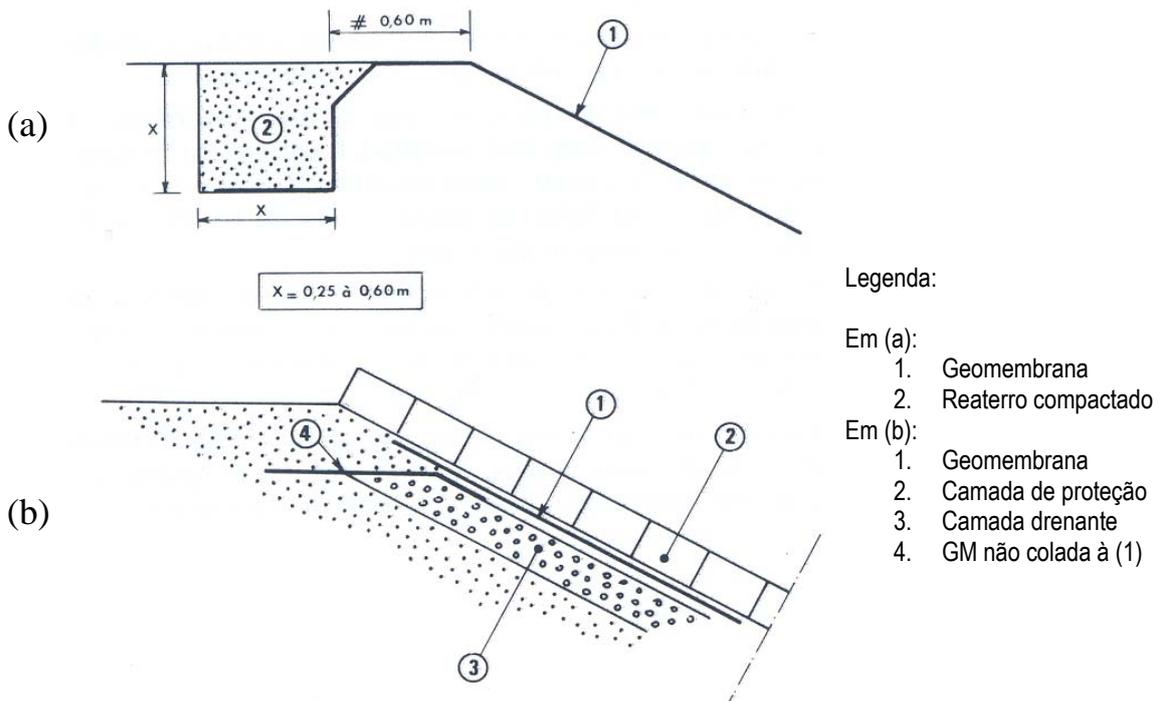


Figura 4.19 – Ancoragem do *liner* no topo de barragens: (a) em crista; (b) no maciço (ICOLD, 1991).

Com relação aos métodos de projeto e aos tipos de ancoragens usuais do *liner* em trincheiras na crista do talude, três casos podem ser enumerados (Figura 4.20):

- Ancoragem simples (L);
- Ancoragem parcial (L+D);
- Ancoragem completa (L+D+B).

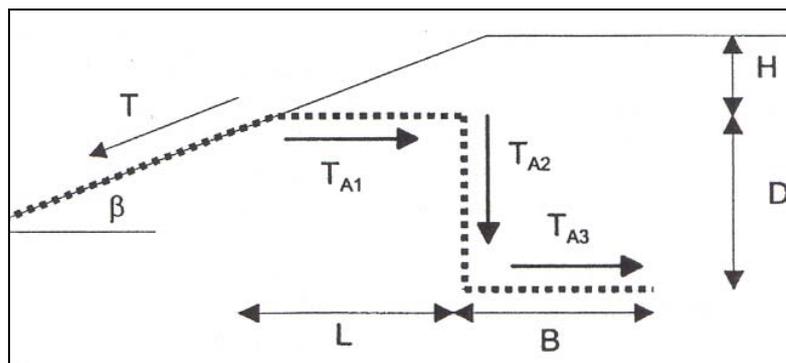


Figura 4.20 – Configuração típica de ancoragem em trincheira (Briancon *et al.*, 2000).

Alguns exemplos de ancoragens em crista em barragens de enrocamento são apresentados nas Figuras 4.21 e 4.22. Na Barragem de Codole, a ancoragem da geomembrana na crista foi feita pela extensão do comprimento L, associada a uma fixação mecânica. Em Bovilla adotou-se a ancoragem completa em trincheira (Figura 4.23), preenchida com areia compactada. A fixação do *liner*

(geocomposto), como ilustrada na Figura 4.24, é feita na trave de coroamento por uma placa de aço inoxidável na qual é inserida uma haste de travamento presa por uma porca de aço inox. O geotêxtil de proteção do *liner* é ancorado na trincheira recobrimdo o *liner* até um certo trecho. A trave de coroamento em concreto recebe uma leve armadura, como ilustrado na Figura 4.25.

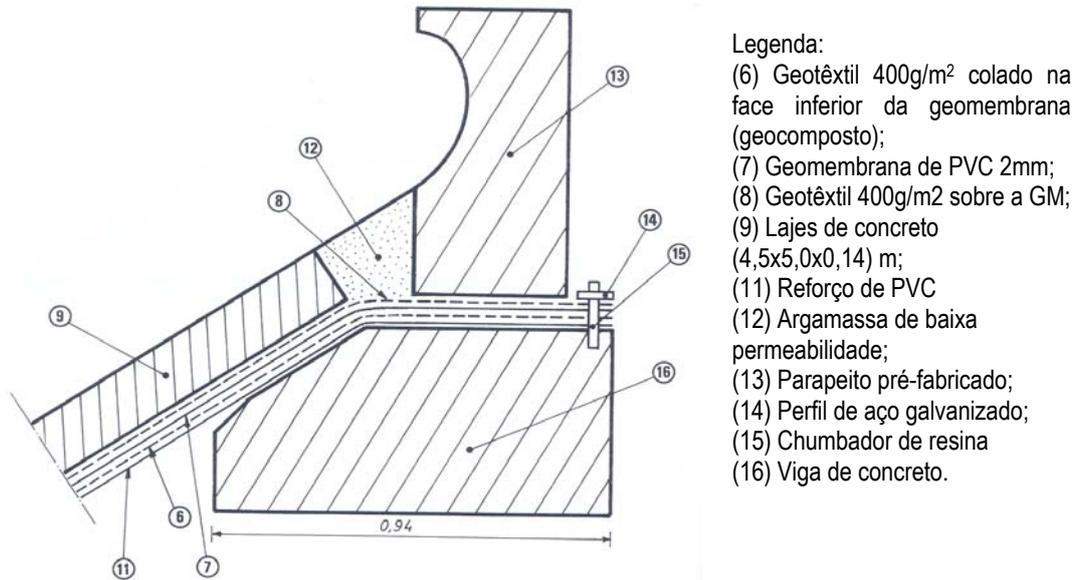


Figura 4.21 – Detalhe da ancoragem na crista da Barragem de Codole, na Córsega (ICOLD, 1991).

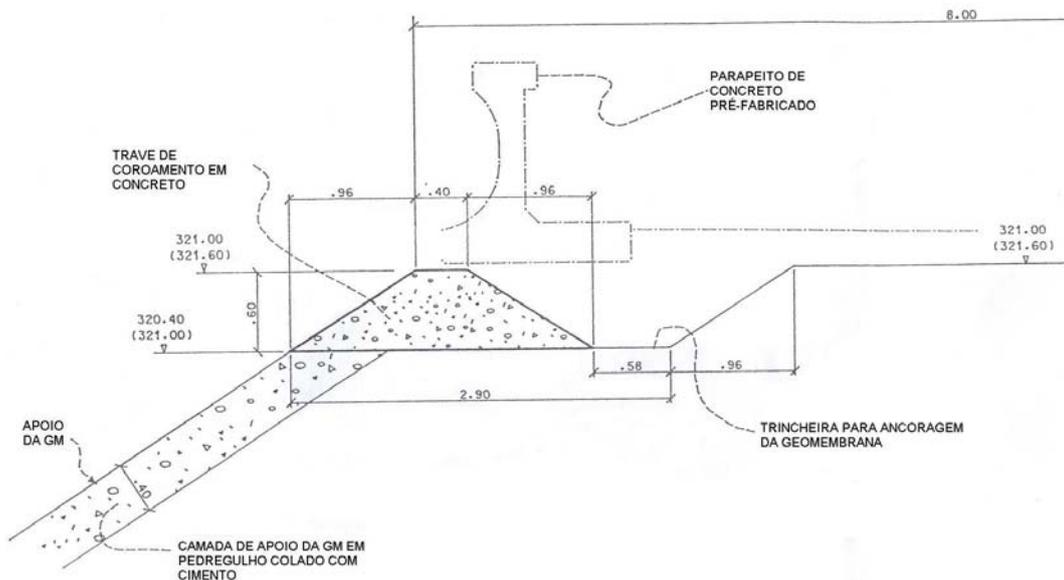


Figura 4.22 – Detalhe da ancoragem na crista da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).

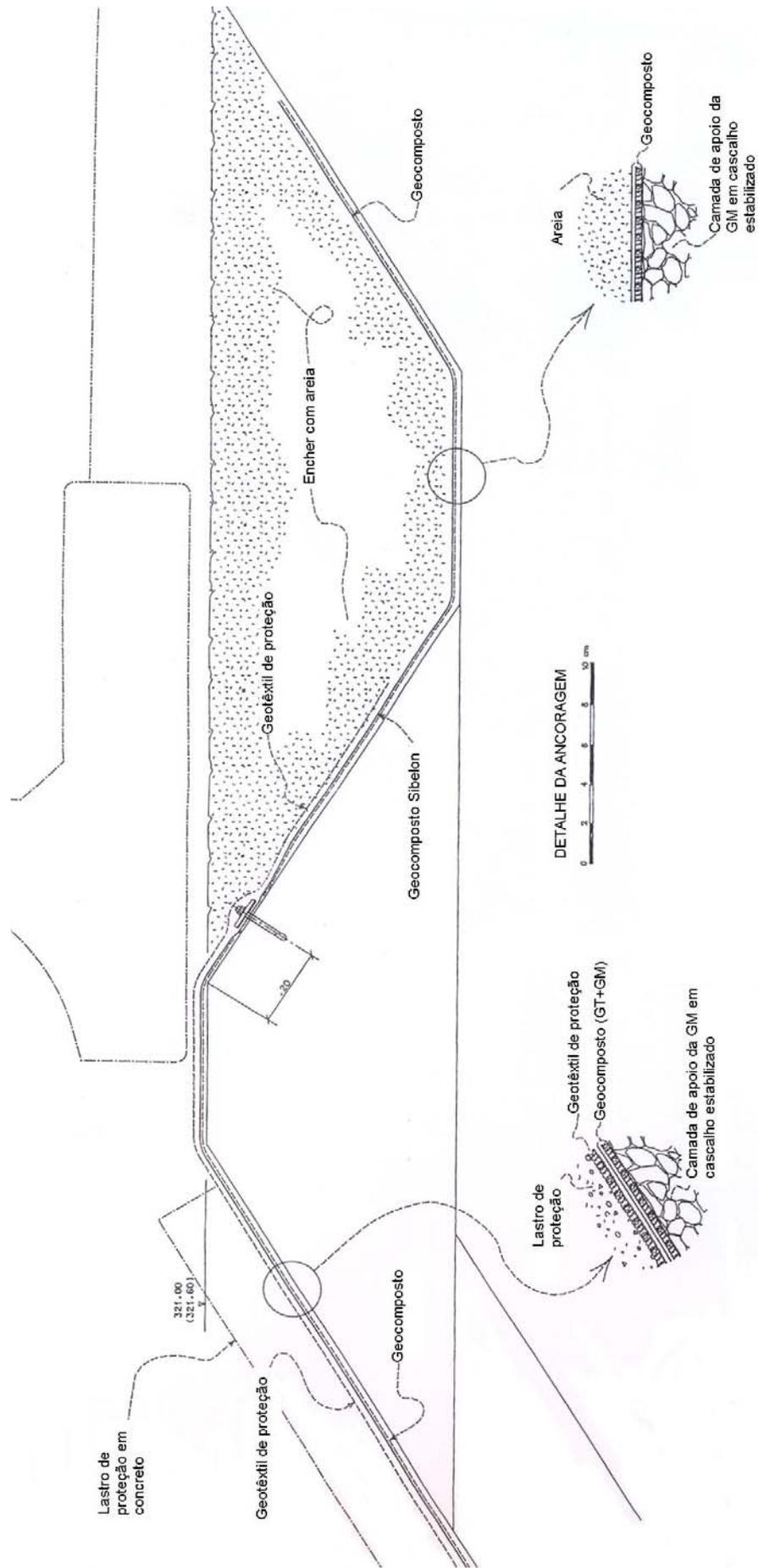


Figura 4.23 – Ancoragem na crista da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).

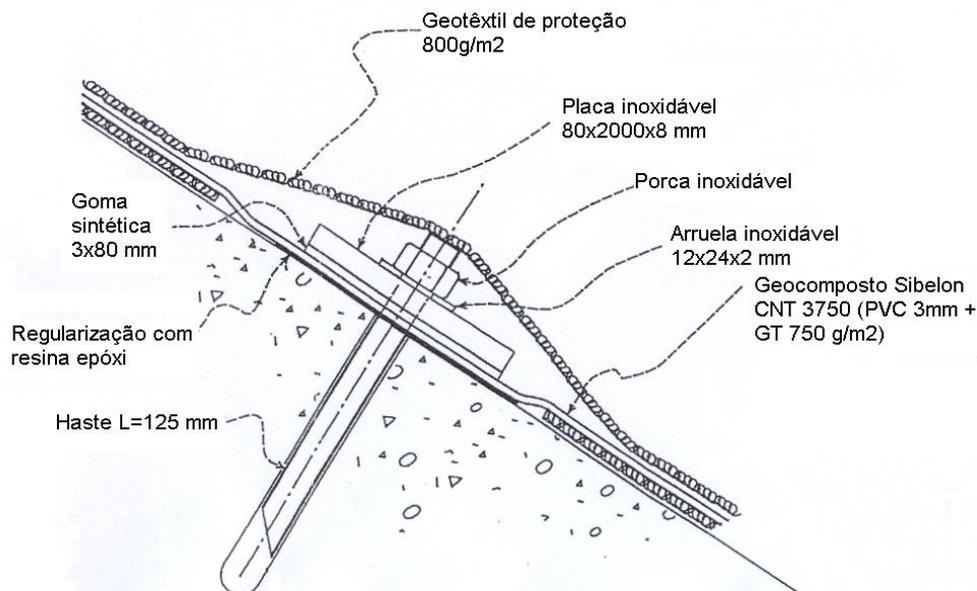


Figura 4.24 – Detalhe do sistema de fixação na crista da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).

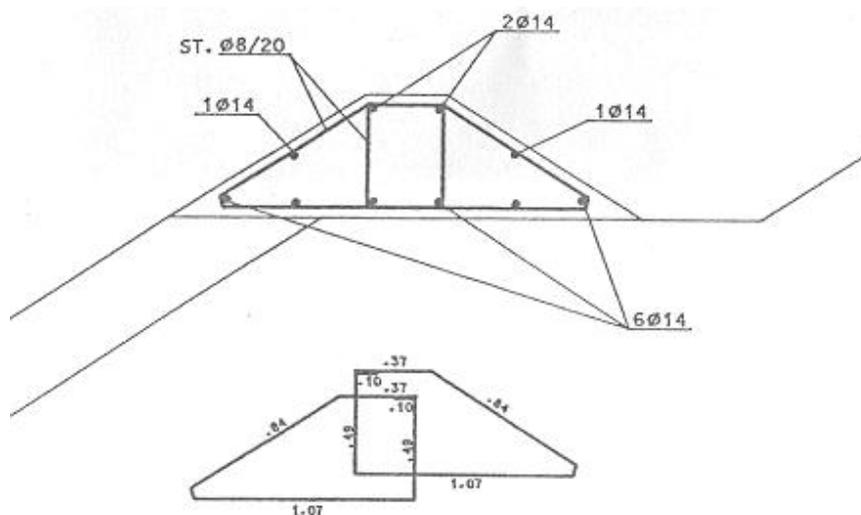


Figura 4.25 – Detalhe da armadura da trave de coroamento da Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).

➤ *Método considerando apenas o atrito*

O método baseado na hipótese de que as tensões na ancoragem são absorvidas unicamente pelo atrito sem qualquer efeito devido a ângulos formados pela geomembrana quando ancorada em trincheiras, é apresentado por Koerner (1998). O cálculo é feito para uma ancoragem completa em trincheira, mas é válido para outras configurações. Considerando um solo não coesivo e que a camada de solo depositada sobre L se move com o geotêxtil, tem-se:

$$T_{A1} = \gamma \cdot H \cdot L \cdot \text{tg} \phi_{S_{GT}} \quad 4.17$$

$$T_{A2} = 2 \cdot \gamma \cdot K_0 \cdot D \cdot \left(\frac{D}{2} + H \right) \text{tg} \phi_{S_{GT}} \quad 4.18$$

$$T_{A3} = 2 \cdot \gamma \cdot B \cdot (D + H) \cdot \text{tg} \phi_{S_{GT}} \quad 4.19$$

Onde:

γ = peso específico do solo;

$\phi_{S_{GT}}$ = ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil;

K_0 = $(1 - \text{sen} \phi)$ coeficiente de empuxo do solo no repouso.

A capacidade de ancoragem da trincheira é a soma das três forças ($T_{A1} + T_{A2} + T_{A3}$) para o arrancamento horizontal do geotêxtil. Um estudo experimental conduzido por Briancon *et al.* (2000) no qual uma série de ensaios de arrancamento foi realizada, verificou que o método proposto por Koerner (1998) superestima o valor da capacidade de ancoragem no caso de ancoragem simples (somente L).

➤ *Efeito do ângulo de inclinação do talude*

Koerner em 1991 (citado por Briancon *et al.*, 2000) e Koerner (1998) propôs um método que leva em conta os efeitos da inclinação do talude para o cálculo da ancoragem. Ele considera que o arrancamento do geotêxtil ao longo do talude resulta em um aumento na tensão normal, aumentando a força de atrito na interface solo-geotêxtil sobre o comprimento L. A aplicação deste método para a condição de ancoragem simples (comprimento L), determina um aumento na capacidade de ancoragem conforme a equação abaixo:

$$T = \gamma \cdot H \cdot L \cdot \text{tg} \phi_{S_{GT}} \cdot \left(\frac{1}{\cos \beta - \text{sen} \beta \cdot \text{tg} \phi_{S_{GT}}} \right) \quad 4.20$$

➤ *Efeito do ângulo na trincheira*

Vários projetistas têm proposto que o atrito nas partes planas da trincheira e que uma força adicional de resistência em cada ângulo da trincheira devam ser levados em consideração no

cálculo da capacidade de ancoragem. Esta força adicional, baseada em uma lei da eletricidade, significa que um fator multiplicador, igual a $e^{\lambda \cdot \text{tg} \phi_{s.GT}}$, deva ser aplicado na força de atrito em cada mudança de direção, onde λ é o ângulo de mudança de direção e $\text{tg} \phi_{s.GT}$ é o coeficiente de atrito da interface solo-geotêxtil (Figura 4.26). Nesta concepção, as quinas da trincheira absorvem substancialmente as tensões e aumenta a capacidade de carga calculada por um simples atrito.

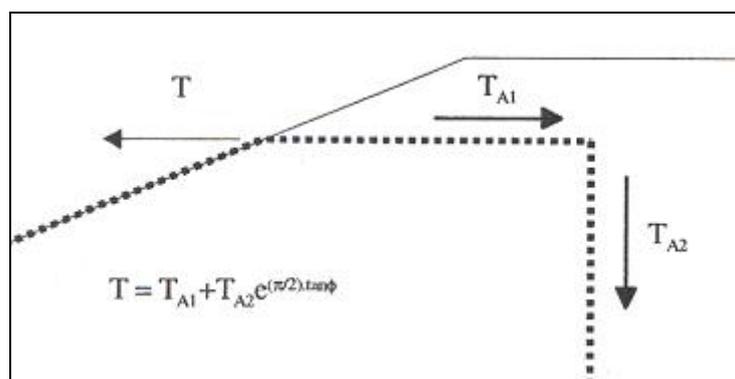


Figura 4.26 – Efeito do ângulo na capacidade de ancoragem (Briancon *et al.*, 2000).

No caso de ancoragem completa, o método de cálculo que considera os efeitos de ângulos na trincheira superestima consideravelmente a capacidade de ancoragem da trincheira, enquanto que o método que leva em conta somente o atrito entre as interfaces conduz a valores de capacidade de ancoragem inferiores aos encontrados experimentalmente. Os ensaios realizados por Briancon *et al.* (2000) evidenciaram ainda que o comprimento L deve ser calculado de forma a garantir a estabilidade da massa de solo entre a trincheira e o talude. Uma mínima profundidade de ancoragem (B=0,3 m) foi proposta para o material utilizado, para que a ancoragem completa tenha um melhor desempenho.

4.4.3 Ancoragem no pé da barragem

A ancoragem no pé do talude de uma barragem em geral é feita por meio de uma estrutura especial, de argila ou concreto, que conecta a face à fundação. Em alguns casos o *liner* pode se estender horizontalmente a montante, como um tapete impermeável, ou mesmo recobrir todo o fundo do reservatório. É importante ter em conta que deformações diferenciais podem ocorrer ao longo do perímetro de interseção do talude com o reservatório e que, portanto, essas condicionantes devam ser bem avaliadas durante a elaboração do projeto. A ancoragem do *liner* no pé do talude pode ser feita de duas maneiras:

- Trincheira de ancoragem;
- Cut-off de concreto.

4.4.3.1 Trincheira de ancoragem

Na ancoragem em trincheira no pé do talude, a geomembrana pode ser colocada entre duas camadas horizontais de solo compactado ou instalada conforme o esquema mostrado na Figura 4.27.

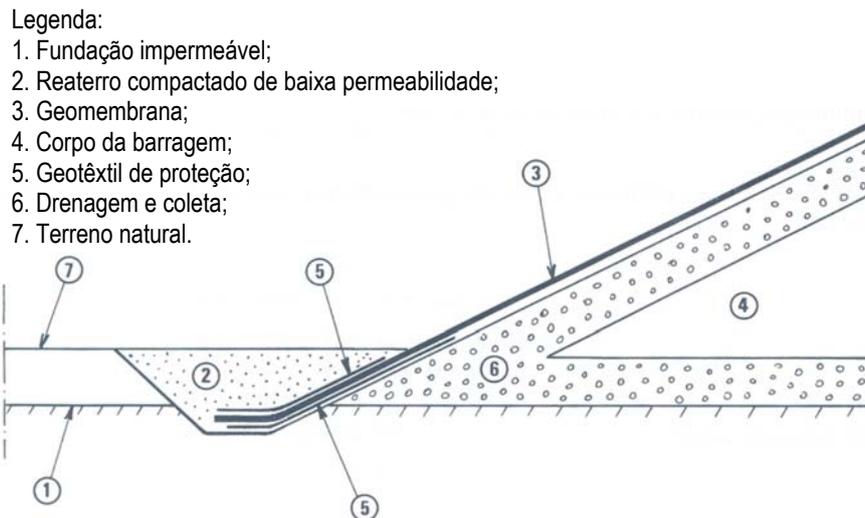


Figura 4.27 – Ancoragem de pé em trincheira (ICOLD, 1991).

Neste tipo de ancoragem a geomembrana não se dobra formando um ângulo fechado na trincheira. É recomendável que a geomembrana seja protegida por geotêxteis no pé da trincheira para evitar puncionamento sobre a mesma durante a compactação do reaterro.

4.4.3.2 Ancoragem em cut-off de concreto

A ancoragem da geomembrana em cut-offs pode ser feita por meio de colagem (Figura 4.28a) ou fixada entre o concreto e uma placa metálica (Figura 4.28b).

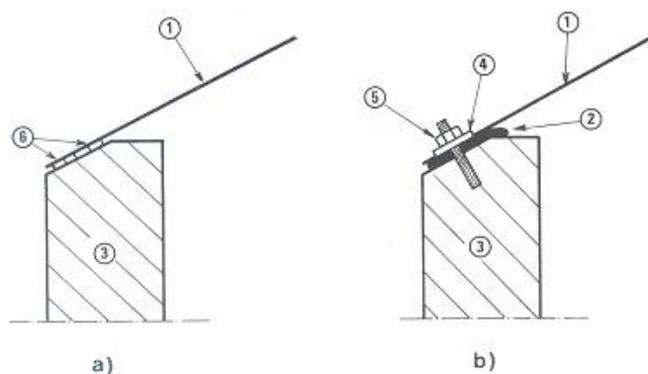
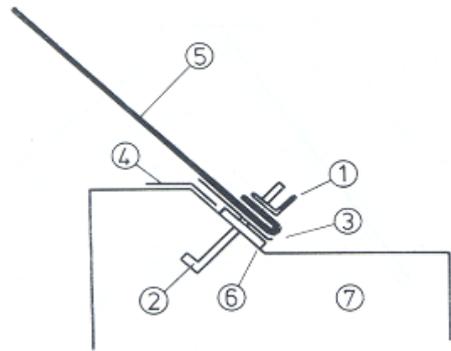


Figura 4.28 – Conexão da geomembrana a um cut-off de concreto (ICOLD, 1991).

A geometria do cut-off deve ser preferencialmente inclinada na região de apoio da membrana e paralela ao talude onde a geomembrana será apoiada para não haver mudanças bruscas de ângulos. Giroud e Soderman (1995b) apresentam um estudo sobre os problemas de recalques diferenciais em geomembranas conectadas a estruturas rígidas e propõem que a conexão da geomembrana seja feita dessa forma de modo a minimizar as tensões e deformações na geomembrana. A superfície de contato entre a geomembrana e o concreto deve ser a mais lisa possível.

A ancoragem da Figura 4.28a é feita pela colagem da geomembrana à estrutura com solvente ou adesivo, preferencialmente espesso e flexível (corpo solvente, borracha ou betume). A compatibilidade química do material colante com a geomembrana deve ser checada pelo projetista. Outra opção é colar a geomembrana em uma faixa de membrana previamente embutida no concreto ou em perfis metálicos recobertos por plástico. Na ancoragem por fixação (Figura 4.28b) em estruturas de concreto, a vedação é alcançada pela compressão da geomembrana contra o concreto, usualmente obtida com suportes metálicos. A estanqueidade é garantida com a preparação prévia da superfície do concreto, que é aplainada com resina antes da colocação de uma borracha entre esta e a membrana. Os veda-juntas utilizados são, em geral, de aço inoxidável, rígidos o suficiente para transferir as cargas da membrana ao suporte por meio das ancoragens (Scuero,1997). A Figura 4.29 mostra um detalhe da ancoragem de pé da Barragem de Odiel, na Espanha. A barragem de enrocamento tem altura máxima de 27 m e foi concluída em 1974. O talude apresenta inclinação de 1V:1,3H e foi impermeabilizado com uma geomembrana interna de PVC (1,5 mm) protegida por areia.



Legenda:

1. Placa de aço;
2. Chumbador de ancoragem;
3. Membrana auxiliar (400 mm de largura);
4. Membrana auxiliar (500 mm de largura);
5. Membrana de impermeabilização;
6. Borracha 5 mm (140 mm de largura);
7. Cut-off em concreto.

Figura 4.29 – Detalhe de ancoragem da GM no pé da Barragem de Odiel, Espanha (ICOLD, 1991).

A barragem de Bovilla, na Albânia teve o seu *liner* fixado ao longo do perímetro do talude de montante de uma maneira não muito usual. O critério de fixação adotado em Bovilla originou-se da experiência adquirida por Scuro e Vaschetti (1996) na impermeabilização de diversas barragens de concreto.

O projeto de ancoragem teve que assegurar o bom comportamento da geomembrana frente aos recalques do enrocamento e da linha de fixação periférica. Assim, o substrato foi moldado de modo a permitir que a geomembrana fizesse uma dobra aberta (Figura 4.30). A areia depositada sobre a geomembrana teve a função de permitir que a geomembrana ficasse livre e pudesse deformar para suportar as deflexões esperadas da face.

A conexão mecânica da geomembrana ao plinto (Figura 4.31) foi feita por meio de um placa inoxidável de 8 mm de espessura, fixada por chumbadores de 10 mm de diâmetro, embutidos no concreto a cada 15 cm. Antes da fixação, a superfície é regularizada com uma pasta polimérica (resina epóxi), para colocação da geomembrana, e superposta por uma borracha sintética. A geomembrana, instalada entre a camada de regularização e a borracha, é comprimida pela placa de aço contra o concreto por meio de porcas apertadas segundo torque especificado, utilizando um torquímetro (Scuro *et al.*, 1999).

A Figura 4.32 mostra a preparação do plinto para a ancoragem do geocomposto na Barragem de Bovilla, na Albânia. O projeto previu um recalque diferencial entre a junta perimetral e o plinto de 50 cm. Precauções adicionais para evitar infiltrações podem ser consideradas ao longo da junta perimetral (Figura 4.33).

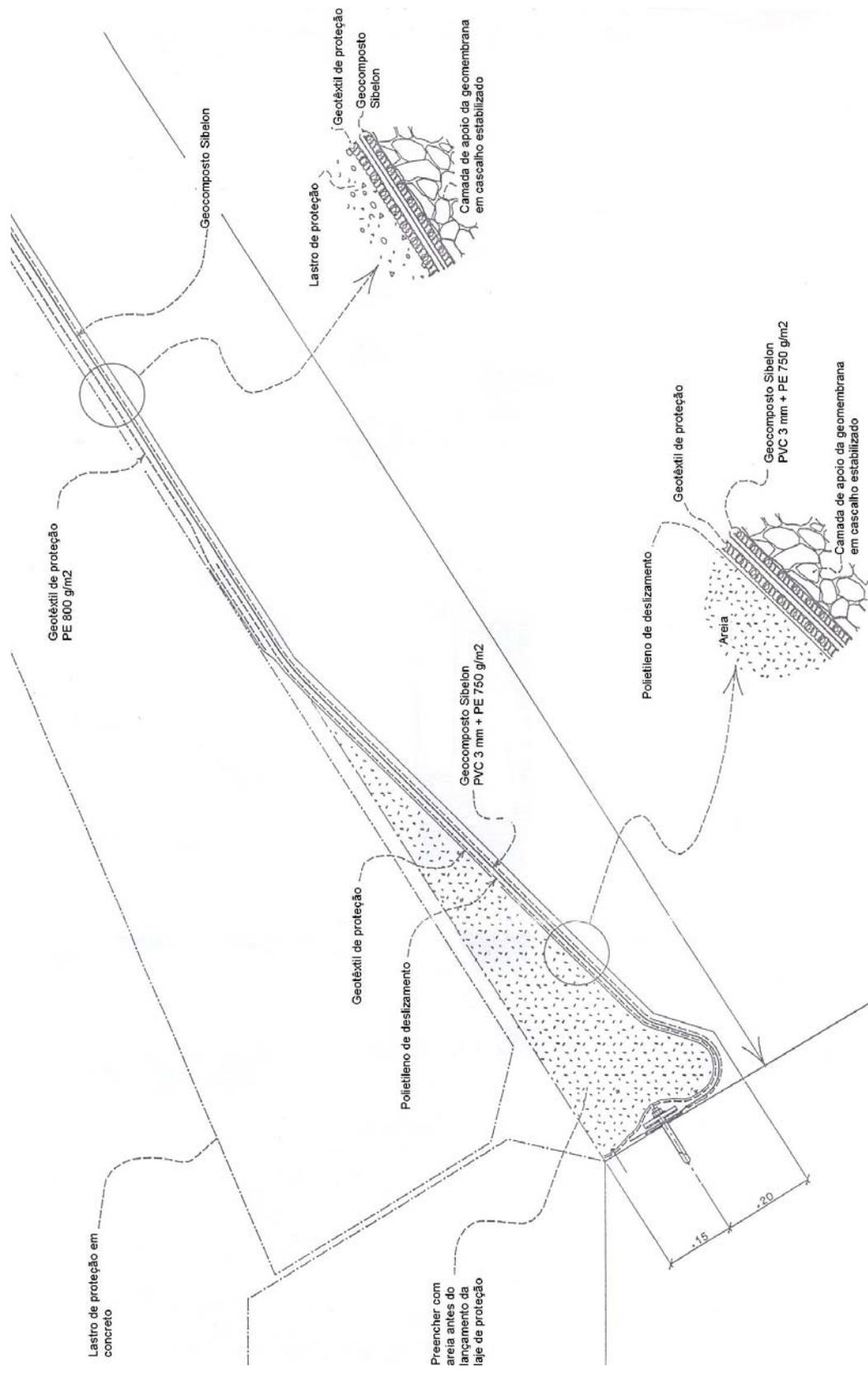


Figura 4.30 – Ancoragem ao plinto na Barragem de Bovilla (Sembenelli, 1995).

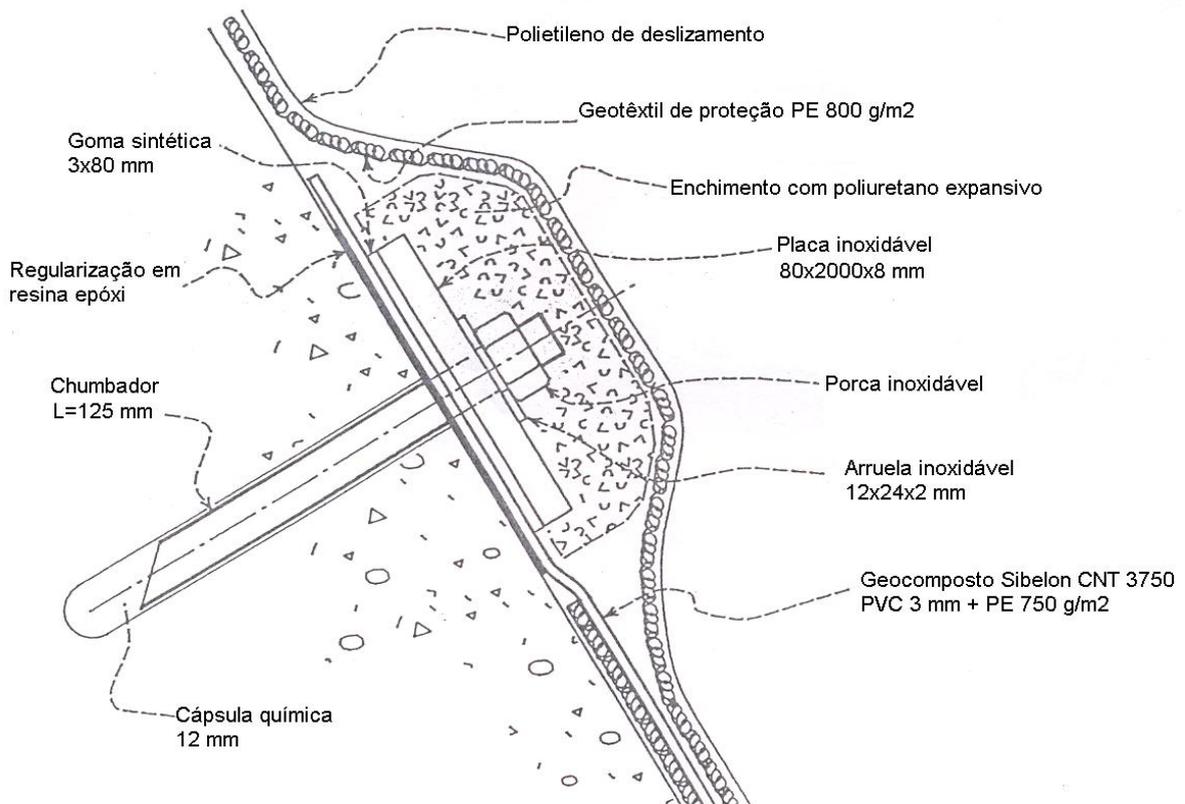


Figura 4.31 – Detalhe da fixação do geocomposto na ancoragem de pé (Sembenelli, 1995).

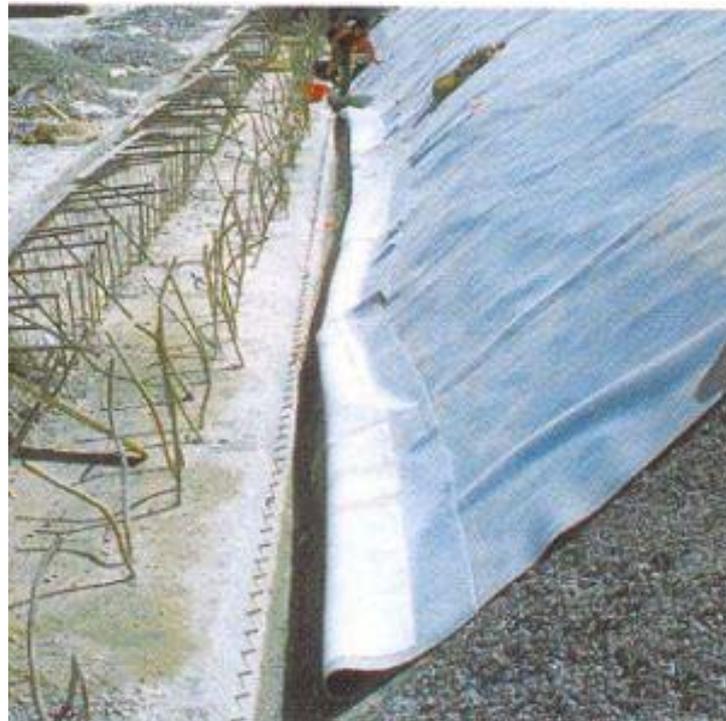


Figura 4.32 – Preparação para ancoragem da geomembrana no plinto – Barragem de Bovilla (Catálogo Carpi, S/D).



Figura 4.33 – Proteção adicional ao longo da junta perimetral (Catálogo Carpi, S/D).

4.4.4 Emendas

As emendas em geomembranas podem ser feitas de várias maneiras, por meio de solventes ou soldagem, segundo o tipo de polímero-base da membrana. A Tabela 4.1 apresenta alguns tipos de emendas e a aplicabilidade para as geomembranas de poli-cloreto de vinila (PVC) e polietileno (PE). Uma descrição dos tipos de emendas mais usuais é apresentada em seguida.

Tabela 4.1 - Tipos de soldagem frequentemente empregados em geomembranas (modificado - Frobel, 1994).

Tipo de Emendas	PVC	Várias PE
Solda química (solvente)	X	
Solda química (corpo solvente)	X	
Solda química (adesivo solvente)	X	
Solda por termo-fusão (ar quente)	X	X
Solda por termo-fusão (cunha quente)	X	X
Dielétrico	X	
Ultrassom		X
Elétrica	X	X
Extrusão		X
Mecânica	X	

Nota: X – aplicável.

➤ **Solda química (solvente)** – neste tipo de emenda um líquido solvente é pincelado entre duas camadas de geomembrana, que são pressionadas para um completo contato. Neste processo, uma porção da geomembrana é dissolvida, resultando em fases líquida e gasosa. Grande quantidade de solvente enfraquece a emenda, enquanto que pouco solvente resulta em fraca junção. A quantidade apropriada de solvente deve ser avaliada em função do tipo e espessura da geomembrana. O tempo antes da colagem também deve ser apropriado, assim como a pressão empregada e a duração deste processo.

➤ **Solda por termo-fusão (ar quente)** – é feita por meio de um equipamento que transfere calor à geomembrana por suflamento de ar a temperatura controlada, fazendo a fusão entre as superfícies. Usualmente, são requeridas temperaturas acima de 260° C e um rolinho exercendo pressão sobre a emenda simultaneamente à fusão das superfícies.

➤ **Solda por termo-fusão (cunha metálica)** – consiste de um elemento de resistência elétrica na forma de uma lâmina que é passada entre duas camadas a serem seladas. As superfícies se fundem pelo aquecimento e pela aplicação de uma certa pressão. Neste tipo de solda, pode-se optar por uma dupla faixa de emenda, com um canal vazio entre elas. O teste de estanqueidade da emenda é realizado subseqüentemente injetando-se ar ou água sob pressão para dentro do canal formado. Comprimentos de 100 m ou mais podem ser testados em campo em uma única vez.

➤ **Solda por alta freqüência (ultra-som)** - utiliza uma onda de 40 kHz transmitida via lâmina que passa entre as duas geomembranas e que produz uma agitação mecânica na superfície da geomembrana. A fusão completa é obtida pela aplicação de uma certa pressão exercida por um rolinho sobre a emenda.

No sistema de impermeabilização, as emendas são freqüentemente o ponto fraco e merecem especial atenção durante a execução e inspeções. As superfícies a serem emendadas devem estar limpas, os trabalhos devem ser suspensos no caso de chuvas ou ventos fortes e quando a temperatura ambiente estiver fora da faixa de variação em torno do valor aceitável para o material em questão. No caso das geomembranas termoplásticas deve-se atentar para as temperaturas mínima e a máxima admissíveis.

O trespasso mínimo nas emendas (Figura 4.34) depende do tipo de material (polímero) e de uma inspeção rigorosa em campo, de modo a assegurar que os valores de projeto sejam obedecidos. O

geotêxtil sob a geomembrana é útil, pois evita sujeira na geomembrana e conseqüente contaminação da junta. No caso dos geocompostos, a faixa na extremidade do geotêxtil deverá ser removida para se efetuar a emenda na geomembrana. O ICOLD (1991) traz algumas recomendações quanto ao trespasse mínimo em geomembranas:

- Geomembranas betuminosas: 15-20 cm;
- PVC e CPE: 5 cm (soldada) e 10 cm (colada);
- Borracha butílica, EPDM, CSPE, HDPE: 10 cm.

Outras recomendações se baseiam no tipo de solda utilizada para a emenda, como a da IGSRB IGMT 01 (IGS, 2003) que diz que os trespases entre painéis devem ser de aproximadamente 10 cm para as soldas por termo-fusão, de 7,5 cm (mínimo) para soldas por extrusão nas geomembranas de HDPE e de 15 cm para as soldas químicas em PVC.

Todas as emendas devem ser inspecionadas visualmente e equipamentos de teste também devem ser empregados para verificação da estanqueidade das emendas. Recomenda-se ainda a retirada de amostras para ensaios de resistência ao cisalhamento e ao descolamento (Figura 4.35). Alguns materiais termoplásticos são adequados para emendas duplas, permitindo que água ou ar seja bombeado através do canal formado entre elas para testar se há vazamentos. Geomembranas translúcidas vêm sendo inseridas no mercado e têm a vantagem de permitir uma checagem visual à medida que são executadas.

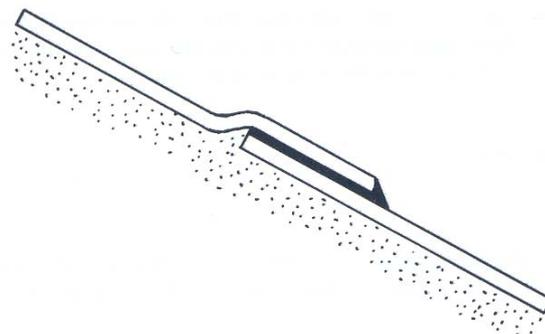


Figura 4.34 – Detalhe do trespasse e emenda em geomembranas (ICOLD, 1991).

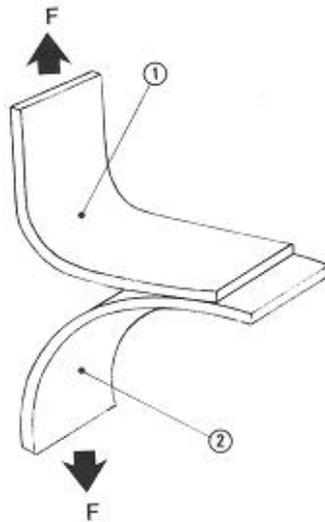


Figura 4.35 – Ensaio de descolamento em geomembrana (ICOLD, 1991).

4.5 CAMADA DE PROTEÇÃO

A camada de proteção tem a função de proteger a geomembrana de danos mecânicos (queda de materiais, animais, vandalismo), físicos (ação de ondas, gelo etc) e químicos (raios ultra-violetas). Como descrito anteriormente, ela não pode deslizar sobre o talude ou perfurar a geomembrana quando do enchimento do reservatório, ação de ondas ou deslocamentos da barragem. Além disso, precisa agir como uma barreira eficaz contra o crescimento de plantas e evitar o acesso de animais e vândalos.

O planejamento de execução da camada de proteção deve ser feito de modo que a geomembrana não seja gradualmente tracionada ou alongada enquanto o material é disposto. Uma maneira é alternar a concretagem dos painéis como foi feito em Bovilla (Figura 4.36). Materiais como o enrocamento, o concreto betuminoso, e placas de concreto pré-fabricadas ou moldadas in loco são opções possíveis de proteção do *liner*. O rip-rap tem a vantagem de dissipar parte da energia provocada por ondas no reservatório, em contrapartida, quando a superfície é lisa, a borda livre deve ser maior, para evitar riscos de transbordamento pelo maciço.

Algumas desvantagens com relação à execução de uma camada de proteção sobre o *liner* são (ICOLD, 1991):

- Riscos de tração ou alongamento na geomembrana;
- Impossibilidade de inspeção visual da geomembrana e;
- Dificuldade de reparos.

Por esses inconvenientes, alguns projetistas preferem utilizar na proteção materiais que podem ser prontamente removidos tal com pequenas e leves lajes pré-fabricadas de concreto dispostas sobre o *liner* ou coladas a um geotêxtil.



Figura 4.36 – Execução da laje de proteção na Barragem de Bovilla (Catálogo Carpi, S/D).

Mais recentemente, uma empresa europeia especializada em impermeabilização de obras hidráulicas, em parceria com uma empresa projetista italiana, desenvolveu um novo projeto patentado para barragens de terra/enrocamento, no qual o geocomposto substitui a face de concreto convencional, ficando completamente exposto. O método consiste em embutir tiras de geocomposto ou geomembrana, de dimensões aproximadas a 0,50 x 1,10 m, na face do enrocamento por meio de vigotas de concreto extrudado executados durante a construção do maciço, como apresentado na seção da Figura 4.37 (Scuero *et al.*, 1999).

As tiras são embutidas, a cada 6 m de distância, nas vigotas de concreto que têm aproximadamente 0,40 m de altura, formando faixas transversais na face para fixação dos painéis de geomembrana. A instalação da geomembrana é feita a partir da crista da barragem ou de uma plataforma provisória de altura intermediária. A desvantagem desta solução é que o concreto extrudado é muito rígido e, com a ação da carga hidráulica do reservatório, as vigotas de concreto podem rotacionar e deslizar umas sobre as outras, criando saliências indesejáveis na face e agressivas para a geomembrana ou geocomposto.

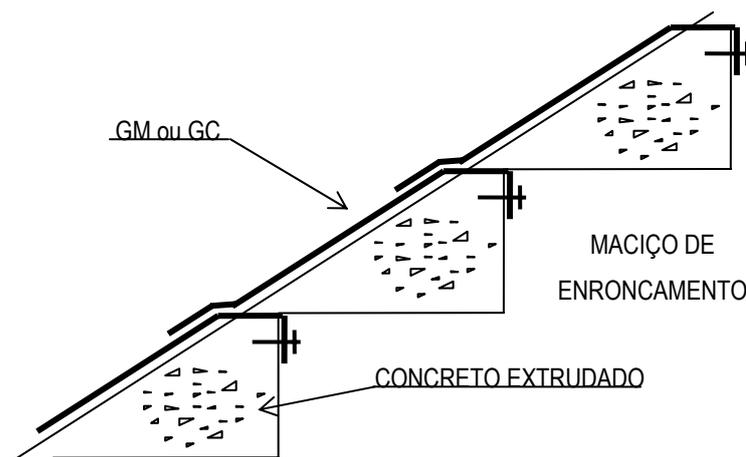


Figura 4.37 – Método de colocação dos painéis de geomembrana por meio da fixação de tiras nas vigotas de concreto extrudado: perfil transversal.

4.6 DURABILIDADE DE GEOMEMBRANAS EXPOSTAS EM BARRAGENS

4.6.1 Considerações iniciais

A necessidade de um modelo para prever o tempo de vida útil de geomembranas em diferentes estruturas geotécnicas é inquestionável. Uma publicação de Elton e Peggs (2002) ressaltando a necessidade de pesquisa nesta área foi discutida em um workshop promovido pela *US National Science Foundation*, na qual foi enfatizada a falta de modelos para previsão do tempo de vida útil de geomembranas. Uma das sugestões para novos pesquisadores é a investigação da durabilidade de novas geomembranas com plastificantes e uma boa definição do que venha a ser o seu tempo de vida útil.

Diversas publicações (Schmidt *et al.*, 1984; Alonso *et al.*, 1990; Benneton, 1994; Budiman, 1994; Cazzuffi, 1997 e 1998; Maisonneuve *et al.*, 1998; Fayoux e Van der Syde, 2000) discutem o desempenho de diferentes tipos de geomembranas aplicadas em faces de montante de barragens ou em reservatórios. Estimar o tempo de vida de uma determinada geomembrana para novas estruturas baseando-se nos dados obtidos em diferentes obras, no entanto, é uma tarefa difícil. Durante o processo de envelhecimento, as condições ambientais específicas de cada local irão influenciar a intensidade e a razão da degradação do polímero.

A geomembrana de PVC possui excelentes propriedades mecânicas, no entanto possui grande instabilidade química. Sua composição química pode variar com o tempo devido à perda de plastificante, originalmente de 30 a 38%, causada por um processo de migração (Benneton, 1994). Uma das propriedades que apresenta significativa alteração é a flexibilidade, importante parâmetro de projeto e que afeta o tempo de vida útil do material. Acredita-se que as mudanças nas propriedades da geomembrana de PVC sejam fundamentalmente causadas pela migração do plastificante de sua estrutura.

Estudos laboratoriais onde as amostras são envelhecidas em estufas ou imersas a elevadas temperaturas durante determinados períodos de tempo são usualmente propostos para a obtenção de parâmetros para modelos de previsão do tempo de vida útil de materiais poliméricos. A técnica de previsão chamada “Modelo de Arrhenius”, baseada no princípio da superposição tempo-temperatura, vem sendo aplicada por pesquisadores na previsão do tempo de vida útil também de polímeros.

4.6.2 Desempenho de geomembranas em estruturas antigas

A ENEL, empresa italiana de energia elétrica, e que possui o maior número de barragens impermeabilizadas com geomembranas do mundo, faz monitoramentos periódicos para avaliação da durabilidade de membranas por meio de amostras exumadas após vários anos de serviço. Em 1995, amostras de dez barragens foram coletadas para determinação do conteúdo de plastificante, dureza Shore A, resistência à tração etc. Comparados aos valores iniciais de referência, os resultados mostraram um bom desempenho da geomembrana.

Cazzuffi (1999) participou da recuperação da barragem de Contrada Sabetta em 1997, realizando diversos ensaios na geomembrana elastomérica exumada da face de montante. Os resultados dos ensaios, conduzidos no Laboratório de Geossintéticos e Materiais Especiais da Enel Ricerca, em Milão, mostraram que as propriedades gerais da GM após 39 anos de serviço, ainda eram boas (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Propriedades gerais das geomembranas original IR aplicada em 1959 na Barragem de Contrada Sabetta (Cazzuffi, 1999).

Tipo de ensaio	Norma	Unidade	Geomembrana elastomérica Oppanol
Espessura	ASTM D 5199	mm	2,08
Resistência à tração	ISO 527	kN/m	4,7 (long.) 3,9 (transv.)
Deformação por tração na ruptura	ISO 527	%	503 (long.) 572 (transv.)
Coefficiente de permeabilidade	ASTM (2000) E 96	m/s	$1,1 \times 10^{-13}$

Além das propriedades enumeradas na Tabela 4.2, outras devem ser levadas em conta para uma avaliação do desempenho da geomembrana após alguns anos de instalação. No caso das geomembranas de PVC, o conteúdo de plastificante e a flexibilidade são propriedades que dão uma idéia da degradação do polímero. A seguir são descritos dois dos dezesseis casos de obras de barragens e reservatórios impermeabilizadas com geomembranas de PVC e que tiveram amostras de sua face exumadas para monitoramento das propriedades da geomembrana. Os ensaios conduzidos nas geomembranas exumadas são apresentados e discutidos no Capítulo 7 por meio de uma análise estatística dos dados obtidos de reservatórios e barragens italianas.

➤ **Barragem do Lago Nero**

Monari (1984) apresenta um relato da intervenção realizada na Barragem do Lago Nero, do grupo ENEL (Companhia Nacional de Eletricidade Italiana) entre os anos de 1979 e 1981. Trata-se de uma barragem de concreto construída entre 1924 e 1929 no vale do Rio Serio, nos Alpes Italianos, a uma altitude de 2.000 m. A barragem é do tipo gravidade, em concreto, com altura máxima de 40 m e comprimento de crista de 146 m.

A falta de ensaios preliminares no concreto e de procedimentos construtivos inadequados foram as prováveis causas dos vazamentos detectados em 1975, após 46 anos de operação, pela fundação e pelo maciço poroso da barragem. Antes da impermeabilização definitiva da face de montante, várias outras intervenções sem sucesso foram testadas objetivando a redução da perda d'água. A degradação da estrutura foi aumentando com o passar do tempo, sendo acelerada pelo efeito da dureza da água no concreto e pelos ciclos de congelamento e descongelamento.

O projeto de reabilitação da estrutura foi iniciado em 1975 e elaborado pela própria ENEL, que considerou inicialmente três alternativas:

- Lançamento de concreto projetado reforçado com tela metálica;
- Execução de uma face metálica impermeável;
- Instalação de uma geomembrana sintética.

A primeira alternativa foi descartada por exigir uma completa demolição da antiga camada de proteção e requerer um longo tempo para a sua execução. Além disso, o concreto projetado iria resistir por curto período de tempo às condições de baixa temperatura (ação do gelo) e ao elevado grau de dureza da água. A execução de uma face metálica impermeável, apesar da eficácia em aplicações anteriores, implicava em elevados custos e em dificuldades executivas diante das condições climáticas severas do local, sem falar na necessidade de manutenções periódicas (pintura). Tendo em vista os inconvenientes das demais alternativas, ficou decidido que a recuperação seria feita por meio da aplicação de uma membrana sintética na face de montante, solução que requeria apenas alguns reparos no reboco da face, tempo de execução bastante reduzido e baixos custos. O único problema encontrado era que naquela época (1979) poucas experiências similares eram disponíveis.

➤ **Barragem de Zolezzi**

A barragem de Zolezzi, descrita por Cazzuffi e Sembenelli (1994), localizada próxima a Gênova, é do tipo arco, em concreto armado e possui 22 m de altura. A estrutura possui 0,33 m de espessura no topo e 1,4 m no contato com o tampão da fundação. A barragem é do tipo arco na parte central, assentada em rocha, e constituída por muros a gravidade de alvenaria na parte mais elevada, nas ombreiras. O término da construção ocorreu em 1923 e após 70 anos de operação, o concreto da barragem e a argamassa dos muros em alvenaria apresentavam sinais de deterioração. Os vazamentos na face de jusante evidenciavam a gravidade da situação e a necessidade de intervenções imediatas.

Assim, para a reabilitação da obra foi selecionado um sistema de impermeabilização com geocomposto, empregando uma técnica diferenciada, pela primeira vez usada na Itália. O geocomposto produzido para a presente obra, de 5,15 mm de espessura, utilizou adesivos especiais e foi constituído por multicamadas de geomembranas de PVC reforçadas com geotêxtil não-tecido de fibras de vidro, acopladas a um geotêxtil não-tecido de poliéster (PET).

Cada uma das camadas de geomembrana foi confeccionada com diferentes formulações em relação ao conteúdo de plastificante, estabilizantes etc. No caso da geomembrana mais externa, por exemplo, esta foi formulada de modo a apresentar maior resistência aos raios ultravioletas e à perda de plastificante. A geomembrana mais interna, colada ao geotêxtil, foi produzida com componentes adicionais objetivando uma maior resistência aos álcalis presentes no cimento do concreto da camada de suporte. O geotêxtil não-tecido ($\mu=50 \text{ g/m}^2$) de fibra de vidro foi polimerizado entre a segunda e terceira camada de geomembrana no intuito de proporcionar resistência mecânica adicional e estabilidade dimensional ao geocomposto. O geotêxtil PET ($\mu=400 \text{ g/m}^2$), cuja função é a de proteção e drenagem, foi disposto logo após a quarta camada antes da polimerização, propiciando uma aderência maior à membrana.

4.6.3 Modelo de Arrhenius

O modelo de Arrhenius é comumente usado para extrapolar dados de curto prazo e prever o comportamento de longo prazo de muitos materiais. Os geossintéticos aplicados em estruturas geotécnicas, são um dos materiais que podem ter seu processo de degradação avaliado por este modelo, como estudado por Koerner *et al.* (1992), Salman *et al.* (1997) e Shelton e Bright (1993). O modelo de Arrhenius é baseado na superposição tempo-temperatura, ou seja, elevadas temperaturas de incubação, definidas de modo a manter a energia de ativação constante, são usadas para acelerar a degradação do polímero objetivando a extrapolação dos dados obtidos para a temperatura específica de campo, de acordo com a seguinte expressão:

$$\ln R_r = -\frac{E_{act}}{R \cdot T} + \ln A \quad 4.21$$

Onde:

Ln=Logaritmo natural;

R_r =Razão de reação (min^{-1});

E_{act} =Energia de ativação aparente [J/mol];

R= Constante universal dos gases [8,314 J/mol K];

T=Temperatura absoluta (K);

A=Fator pré-exponencial (min^{-1}).

Para uma dada temperatura de incubação, a variação em valor numérico de uma dada propriedade, por exemplo, uma propriedade mecânica, é determinada em diversos tempos. O ensaio é

continuado (incubação da amostra) até que se atinja o valor limite estabelecido para aquela propriedade. Determina-se o tempo em que cada amostra a diferentes temperaturas (mínimo três) foi mantida incubada para causar uma variação limite na propriedade em estudo. Os tempos limites obtidos são então plotados no Gráfico de Arrhenius (Figura 4.38) em função da temperatura resultando em uma linha reta que é extrapolada para a temperatura *in situ*. Deve ser levada em consideração a possibilidade de reações químicas a elevadas temperaturas não serem as mesmas a baixas temperaturas e por isso, a extrapolação é limitada a 40° C abaixo da menor temperatura de incubação.

A razão de reação na escala logarítmica é plotada versus o inverso da temperatura, como mostrado na Figura 4.38. A inclinação da linha será $-E_{act}/R$ e o intercepto no eixo vertical será uma constante ($\ln A$). A partir do Gráfico de Arrhenius, razões de reação a baixas temperaturas podem ser previstas pela extrapolação de dados experimentais a elevadas temperaturas. Koerner *et al.* (1992) sugerem a obtenção do maior número de dados possíveis a altas temperaturas e que se faça a menor extrapolação possível para as condições de campo.

Uma metodologia genérica para previsão do tempo de vida útil baseada no Modelo de Arrhenius para polímeros é descrita pela ISO 11346 (1997) e informações adicionais podem ser encontradas na publicações de Koerner *et al.* (1992) e Sheldon e Bright (1993).

A aplicação do modelo de Arrhenius em geomembranas requer um planejamento preliminar, onde são definidas as propriedades mais aplicáveis ao método, o valor limite para cada propriedade, o tempo e as temperaturas de incubação das amostras e as condições em que o envelhecimento será processado (tipo de estufa, disposição das amostras etc.).

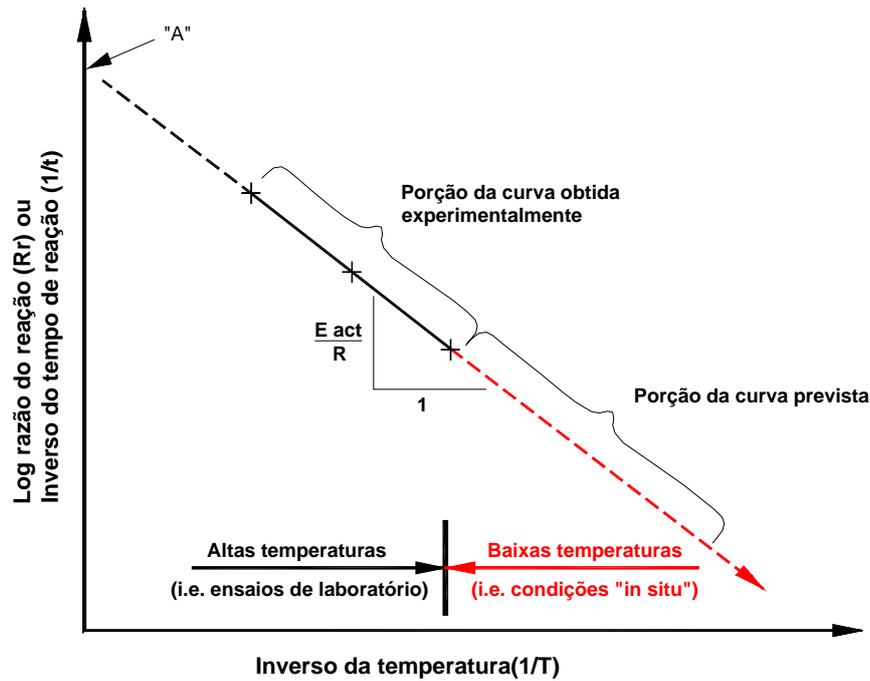


Figura 4.38 – Gráfico de Arrhenius generalizado usado para previsões nas condições *in situ* a partir de dados laboratoriais (Koerner *et al.*, 1992).

4.6.3.1 Definição das propriedades e ensaios

Os ensaios escolhidos devem se relacionar às propriedades que apresentam um significado importante na prática. Uma série de ensaios laboratoriais preliminares geralmente é requerida para gerar valores para serem testados no modelo de Arrhenius. Os ensaios devem fornecer dados representativos de mudanças nas propriedades mecânicas, físicas e químicas do polímero no tempo de incubação. A Tabela 4.3 apresenta os ensaios mais representativos em cada uma de suas categorias, propostos por Koerner *et al.* (1992). As propriedades mais indicadas para a avaliação de mudanças nas propriedades do PVC são a resistência, o alongamento e a deformação a tensão constante na categoria das propriedades mecânicas. Dentre as propriedades físicas destaca-se a dureza e dentre as químicas, o peso molecular, a absorção de oxigênio e o índice de carbonila. O conteúdo de plastificante nas geomembranas de PVC-P, não citado pelos autores, é uma das características mais importantes para a avaliação dessas membranas e deve ser quantificado, principalmente quando a geomembrana ficará exposta aos raios ultravioletas e em condições de secagem e umedecimento.

Tabela 4.3 – Possíveis propriedades para avaliação da degradação polimérica para uso do Modelo de Arrhenius (modificado - Koerner *et al.*, 1992).

Categoria	Método de ensaio	PP	PE	PET	PVC	CSPE/ CPE	PS
Propriedades mecânicas	Resistência	P	P	P	P	P	P
	Alongamento	P	P	P	P	P	P
	Tensão constante (fluência)	P	P	n/a	n/a	n/a	P
	Deformação constante (relaxamento)	P	P	P	P	P	P
	Rigidez	S	S	S	P	n/a	S
Propriedades físicas	Densidade	P	P	P	n/a	P	P
	Transição vítrea	n/a	n/a	P	S	n/a	P
	Cristalinidade	P	P	P	n/a	n/a	n/a
	E'/E'' (tan δ)	S	S	S	P	P	P
Propriedades químicas	Peso molecular	P	P	P	P	P	P
	Tempo de indução oxidativa (OIT)	P	P	n/a	S	S	P
	Absorção de oxigênio	P	P	S	P	P	S
	Índice de carbonila	P	P	S	P	P	n/a

Nota: P=método primário; S=método secundário; n/a=método não aplicável. Obs.: P e S sugerem que as medidas podem ser obtidas, não implica necessariamente que os dados irão se conformar ao Modelo de Arrhenius.

4.6.3.2 Escolha dos valores limites

É usual considerar uma mudança de 50% do valor inicial da propriedade sob investigação (Koerner *et al.*, 1992; ISO 11346, 1997). A prEN 13361 - CEN/TC 189 (CEN, 2003) propõe que uma mudança de 25% na resistência à tração ou na deformação de ruptura como limite. O importante é que cada caso seja avaliado individualmente, de modo a atender aos critérios de projeto e segurança da obra.

4.6.3.3 Duração do envelhecimento (incubação)

O intervalo de tempo considerado para incubação de amostras objetivando a aplicação do modelo de Arrhenius em geral é logarítmico, i.e., as amostras deverão ser retiradas da estufa a cada 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64 unidades de tempo e ensaiadas.

A ISO 11346 indica um tempo mínimo de 1000 h para que a amostra incubada atinja seu valor limite à temperatura mais baixa e um tempo não inferior a 100 h para a temperatura mais elevada. A UNI 8898-4 (UNI, 1988), que prescreve as características e os limites de aceitação para membranas flexíveis, diz que o tempo é condicionado por cada propriedade. Estabelece, no entanto, limite para a variação de massa e para as propriedades mecânicas de tração da geomembrana, conforme apresentado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Valor limite após envelhecimento térmico.

Propriedade	Valor limite
Massa (ΔM)	-5% M_i (virg)
Resistência à tração na ruptura (ΔCR)	$\geq 10,2$ MPa
Deformação na ruptura (ΔAR)	$\geq 200\%$

Nota: M_i = massa inicial do material virgem

4.6.3.4 Temperaturas de incubação

A escolha das temperaturas de incubação em estufa para que se processe a degradação da geomembrana envolve o conhecimento prévio das características de envelhecimento do material a ser ensaiado. Se não houver este conhecimento, recomenda-se que ensaios exploratórios sejam realizados, de forma a ajudar na seleção de temperaturas mais adequadas para a avaliação do material. No mínimo deverão ser escolhidas três temperaturas de incubação, cobrindo uma faixa adequada para que se possa estimar o tempo de vida por extrapolação com certa margem de segurança.

4.6.3.5 Estufas

As recomendações para envelhecimento em estufas podem ser encontradas na ISO 188 (ISO, 1998). Conforme as recomendações desta norma, três tipos de envelhecimento acelerado podem ser conduzidos: em estufas aquecidas pelo suflamento de ar a baixa velocidade, em estufas usando ventilação forçada e outro método que usa a pressão de oxigênio. Nos métodos em que se utiliza a ventilação de ar, a aceleração da degradação é obtida pelo aumento da temperatura, e no método de pressurização de oxigênio, pelo aumento na concentração do oxigênio e da temperatura.

Os métodos mais apropriados para a aplicação no modelo de Arrhenius são aqueles onde a degradação é acelerada somente pelo aumento da temperatura. O tamanho da estufa também deve ser tal que o volume de amostras dentro dele não exceda 10% de sua capacidade. As amostras devem ficar suspensas e afastadas entre si mantendo uma distância mínima de 10 mm e de 50 mm das laterais da estufa.

Avaliação das Propriedades de Geomembranas por meio de Ensaio de Laboratório

5.1 INTRODUÇÃO

Objetivando compreender melhor o comportamento e as propriedades das geomembranas poliméricas, em especial da geomembrana de PVC-P, para fins de instalação em barragens, foi elaborado um programa de ensaios laboratoriais no qual a geomembrana selecionada para o presente estudo foi submetida a uma série de ensaios de caracterização e desempenho e a um estudo específico de avaliação da sua durabilidade. Os valores de referência foram obtidos tanto de ensaios de caracterização como de desempenho, em amostras virgens do material selecionado. Para os estudos de durabilidade foram escolhidos os ensaios que pudessem ser mais indicativos de mudanças ocorridas nas propriedades após a degradação térmica induzida no material. Ressalta-se que os ensaios de desempenho foram conduzidos no sentido de apresentar os procedimentos, as particularidades e de que forma os resultados obtidos podem ser aplicados na definição dos critérios de projeto. É obvio que para cada projeto específico, as condições locais, a geometria e os condicionantes de projeto deverão ser cuidadosamente avaliados para a definição de um programa de ensaios que melhor se adeque às necessidades do projeto.

Na avaliação da durabilidade, a geomembrana foi submetida a um envelhecimento artificial em estufas objetivando a determinação, por meio da aplicação do Modelo de Arrhenius, do seu tempo de vida útil. O modelo tem por princípio a superposição tempo-temperatura na aceleração dos processos de degradação. A cada tempo programado de envelhecimento (incubação em estufa), amostras de geomembrana foram retiradas e encaminhadas para a realização dos ensaios selecionados. A comparação entre os resultados dos ensaios nas amostras exumadas em onze barragens e cinco reservatórios italianos e os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras envelhecidas em estufa é realizada visando uma calibração do modelo.

A geomembrana selecionada para estudo, produzida especialmente para a presente pesquisa, foi escolhida por ser a mais típica para uso em barragens, embora sua composição seja diferente daquelas das geomembranas exumadas. Trata-se de uma geomembrana de PVC-P (Policloreto de Vinila com Plastificante) de 2 mm de espessura e composição descrita na Tabela 5.1. A geomembrana de PVC-P foi escolhida por ser, atualmente, a que tem tido mais aplicação na impermeabilização de barragens, reservatórios e obras hidráulicas em geral, principalmente na Europa. Além disso, procurou-se estudar uma geomembrana que apresentasse as características físicas e químicas mais similares àquelas da maioria das amostras exumadas. Ressalta-se que esta composição é a típica de geomembranas de PVC aplicadas em obras hidráulicas na Itália e que variações, tanto nas quantidades quanto nos tipos de ingredientes utilizados são possíveis para atender as peculiaridades de cada projeto.

O alto teor de plastificantes na sua composição propicia um melhor desempenho da geomembrana quanto a sua capacidade de deformabilidade e flexibilidade. Como as barragens de enrocamento estão sujeitas a grandes deformações, é recomendável que o material de impermeabilização da face acompanhe a movimentação do maciço, sem se danificar. Acredita-se, portanto, que a geomembrana de PVC-P, com deformação uniaxial na ruptura em torno de 300%, possa ser a mais indicada para este tipo de estrutura. Além disso, a geomembrana possui em sua composição ingredientes que a protegem contra os efeitos dos raios ultravioletas e que impõe certa resistência à extração de compostos provocada pela água. Os antioxidantes, estabilizantes e pigmentos agem neste sentido, contribuindo para que a geomembrana desempenhe sua função durante o tempo de vida esperado para a estrutura.

Tabela 5.1 – Formulação da geomembrana de PVC-P estudada.

Ingredientes	%
Resina PVC K70	55,8
Plastificante ftálico	32,3
Carbonato de cálcio	4,2
Absorvente UV, antioxidante	0,9
Pigmentos	4,0
Estabilizantes	2,6
Lubrificantes	0,2
Total	100

É importante destacar que a metodologia base empregada nos ensaios conduzidos nas geomembranas de PVC-P pode ser empregada para geomembranas que têm em sua composição outro polímero-base (polietileno, polipropileno etc.). Entretanto, deverá ser verificado, nas normas específicas de cada ensaio, se há diferenças entre os procedimentos a serem seguidos segundo o tipo de material.

Para a presente pesquisa, o programa de ensaios elaborado foi subdividido em dois grupos, quais sejam, ensaios de caracterização e desempenho. A maioria dos ensaios foi realizada no Laboratório de Geossintéticos e Materiais Especiais do CESI (*Centro Elettrotecnico Sperimentale Italiano*), em Milão, e os ensaios específicos de resistência ao cisalhamento entre interfaces, na empresa italiana Tenax SpA.

A metodologia seguida foi definida após uma vasta pesquisa bibliográfica sobre o assunto, auxiliada pelas discussões com os orientadores, técnicos do laboratório de geossintéticos, especialistas da área de polímeros, fabricantes e projetistas. A dificuldade maior encontrada foi a de selecionar as propriedades que deveriam ser avaliadas ao longo do processo de envelhecimento artificial, a escolha das temperaturas de incubação e a escolha dos métodos de ensaio. O entendimento dos processos de degradação que ocorrem em polímeros e do próprio modelo de previsão demandou certo tempo e foram cruciais no início da pesquisa.

5.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A idéia de elaborar um programa de ensaios para a geomembrana selecionada surgiu da necessidade de obter dados para a alimentação do modelo de Arrhenius. No início se pensou em utilizar os resultados disponíveis no banco de dados do CESI, obtidos de ensaios em

geomembranas exumadas de diversas barragens e reservatórios italianos, para a aplicação do modelo. Após um estudo mais aprofundado, verificou-se que era impossível alimentar o modelo com dados de ensaios de amostras exumadas, uma vez que este requeria resultados sobre uma determinada propriedade, obtidos de amostras submetidas a uma degradação térmica sob a ação de no mínimo três temperaturas diversas, durante períodos de tempo crescentes. Desta forma, o programa se concentrou no envelhecimento artificial de amostras de geomembranas de PVC-P em estufas durante um período de aproximadamente um ano e três meses (64 semanas). Os resultados das amostras exumadas serviriam para uma calibração do modelo de previsão do tempo de vida útil.

Além da preocupação com o aspecto durabilidade, o desempenho da geomembrana frente às possíveis condições a serem encontradas em campo deveria também ser compreendido. Como apresentado na revisão da literatura, o conhecimento da resistência da geomembrana ao puncionamento, ao estouro e ao rasgo, bem como as propriedades de atrito nas interfaces do sistema (GM-GT, GM-concreto, GT-concreto, GT-terreno etc.) é de fundamental importância na elaboração do projeto de uma BEFG. No Brasil, país de clima predominantemente tropical, o conhecimento da estabilidade dimensional da geomembrana ao calor e de suas características tensão-deformação em diferentes temperaturas, merece uma consideração especial por parte do projetista. Assim, foram executados ensaios objetivando compreender melhor o comportamento da geomembrana de PVC-P frente essas condicionantes.

Inicialmente é descrita a metodologia empregada nos estudos de durabilidade. Todos os ensaios selecionados para este estudo foram primeiramente conduzidos em amostras virgens da geomembrana de PVC-P e, a cada tempo de incubação, nas amostras degradadas. Em seguida são apresentados os equipamentos e procedimentos aplicados nos ensaios de caracterização das amostras virgens, envelhecidas artificialmente e exumadas de barragens e reservatórios. Por último é descrita a metodologia empregada nos ensaios de desempenho, realizados somente em amostras virgens da geomembrana.

5.3 ENSAIOS PARA ESTUDOS DE DURABILIDADE

Os ensaios para avaliação da durabilidade da geomembrana foram selecionados dentre aqueles realizados para a identificação (ou caracterização) da geomembrana, de modo a obter dados sobre características mecânicas e químicas da mesma. As propriedades listadas na Tabela 5.2 foram as

selecionadas como as de maior interesse para o estudo. Alguns ensaios, como o de determinação da gramatura e da espessura nominal, foram realizados objetivando unicamente a caracterização do material, enquanto que os demais, representativos de mudanças ocorridas em certas propriedades do material instalado e deixado exposto na face de montante de barragens, foram selecionados visando também sua aplicação no Modelo de Arrhenius.

A metodologia empregada para avaliação do tempo de vida útil da geomembrana de PVC-P, por meio do modelo de Arrhenius, seguiu as recomendações de normas internacionais. A norma 11346 da *International Organization for Standardization* (ISO, 1997) fornece o roteiro para a aplicação do modelo em materiais do tipo borrachas, vulcanizados ou termoplásticos. A ISO 2578 (ISO, 1993a) estabelece os limites de tempo e temperatura de incubação em estufas. O envelhecimento térmico foi conduzido em estufas com circulação de ar, seguindo prescrições da ISO 188 (ISO, 1998). Temperaturas de 65, 80 e 95° C foram escolhidas para induzir uma degradação física do material. Após diferentes tempos de incubação (1, 2, 4, 16, 32 e 64 semanas), sob a ação de cada temperatura citada anteriormente, amostras foram removidas das estufas e testadas segundo os métodos enumerados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Propriedades analisadas para aplicação no modelo de Arrhenius.

Propriedade	Unidade	Método de ensaio
Gramatura	g/m ²	EN 965
Espessura nominal	mm	ASTM D5199
Dureza Shore A	[]	ISO 868
Densidade	kg/m ³	ISO 1183
Resistência a tração na ruptura - L	MPa	
Resistência a tração na ruptura - T	MPa	
Alongamento na ruptura - L	%	ASTM D638 "halteres" v=50 mm/min
Alongamento na ruptura - T	%	
Módulo a 100% de deformação - L	MPa	
Módulo a 100% de deformação - T	MPa	
Análise termogravimétrica (TGA)	%	EN ISO 11358
Conteúdo de plastificantes	%	ISO 6427
Flexibilidade a baixas temperaturas	° C	EN 495-5

Nota: L= amostra extraída no sentido longitudinal da bobina; T= amostra extraída no sentido transversal da bobina.

As temperaturas de incubação foram definidas após testes preliminares em amostras de geomembrana de PVC-P incubadas em estufa e em um equipamento de radiação UV por um período de 32 dias. A temperatura de incubação foi fixada em 80° C em ambos os casos e a retirada

das amostras para realização dos ensaios seguiu a escala de tempo logarítmica: 1, 2, 4, 8, 16 e 32 dias. Foram realizados ensaios de tração uniaxial segundo a norma D 638, da *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 1991), nos quais foram obtidos: a resistência, a deformação e o módulo secante na ruptura. O curto período de tempo e a temperatura relativamente baixa não provocaram mudanças significativas nas propriedades do material. Paralelamente, foi testado o acondicionamento da geomembrana em estufa a uma temperatura de 110° C. À temperatura mais elevada, foi observada uma tendência de redução da deformação na ruptura, embora os valores na resistência tenham se mantido constantes.

A escolha das temperaturas (65, 80 e 95° C) se baseou em ensaios preliminares e nas recomendações da literatura técnica, em especial nas da norma ISO 2578 (ISO, 1993a). Para o período de tempo em que as amostras ficariam incubadas (64 semanas), a temperatura de 110° C, testada preliminarmente, parecia muita elevada e poderia ocasionar alterações na estrutura química do polímero, fenômeno que não era esperado que acontecesse em campo, aonde a temperatura chegaria a, no máximo, 50° C, mesmo em países de clima áridos. Além disso, foi considerado o fato de que as reações químicas a altas temperaturas não pudessem ser as mesmas a baixas temperaturas, como a do ambiente. Na aplicação do modelo, portanto, a extrapolação fica limitada a no máximo 40° C abaixo da temperatura de incubação mais baixa, ou seja, adotando 65° C como o ponto inferior da curva, a extrapolação pode ser feita para uma temperatura ambiente de até 25° C.

5.3.1 Procedimento experimental

Primeiramente foi feito um levantamento da quantidade necessária de material para a realização dos ensaios enumerados na Tabela 5.2. Uma bobina de geomembrana de PVC-P (2,1 x 25 m) foi disponibilizada para a pesquisa. No total foram cortadas e enumeradas vinte e sete folhas de PVC de dimensões 25x43 centímetros. Em cada estufa (cujas dimensões são apresentadas na Tabela 5.3) foram dispostas nove folhas, das quais três eram reservas para o caso de uma extensão do tempo de incubação ou perda de material em ensaios. A Figura 5.1 mostra de que forma foram obtidos os corpos-de-prova, tomando o cuidado de deixar um afastamento de 1,5 cm das laterais e parte inferior e de 3,5 cm na parte superior, onde a folha foi perfurada e fixada na haste metálica. À medida que os corpos-de-prova eram cortados, era assinalado em uma de suas faces o sentido em que a amostra foi obtida (longitudinal ou transversal) e o seu respectivo número.

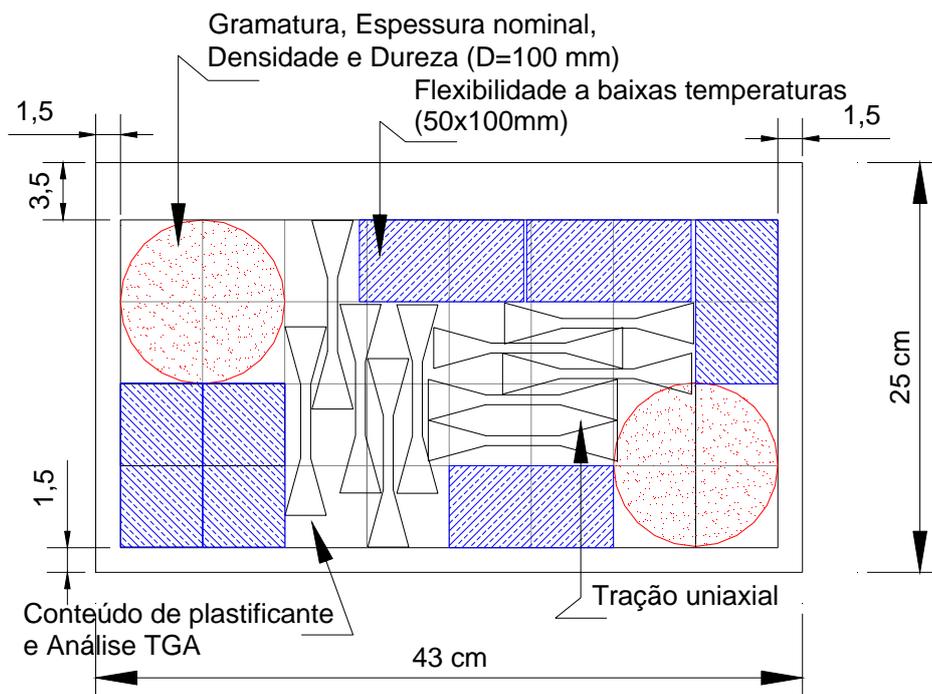


Figura 5.1 – Disposição esquemática dos corpos-de-prova nas folhas de PVC.

Tabela 5.3 – Dimensões internas das estufas utilizadas para a incubação das amostras.

Número da Estufa	Temperatura	Largura (cm)	Altura (cm)	Profundidade (cm)
1	65° C	59	65	65
2	80° C	60	140	56
3	95° C	60	115	56

Após a definição da distribuição dos corpos-de-prova em cada folha, o programa experimental de envelhecimento, conduzido no Laboratório de Geossintéticos do CESI em Milão, seguiu os seguintes procedimentos:

- Nove folhas de geomembrana foram incubadas à temperatura definida (65, 80 e 95° C) em sua respectiva estufa. As folhas foram fixadas em uma barra metálica e colocadas suspensas no estufa de modo que a distância mínima entre elas ficasse em torno de 20 mm, e destas com as paredes da estufa a uma distância de 50 mm. A Figura 5.2 mostra o estufa utilizado para envelhecimento das amostras a 95° C e o modo como as folhas foram dispostas;
- No tempo determinado, as folhas foram removidas de cada estufa e acondicionadas em uma sala climatizada por 24 h, a 23° C e umidade relativa de 50%, conforme as especificações da ISO 554 (ISO, 1976);
- Quando atingida a temperatura ambiente, as amostras eram cortadas com o auxílio de moldes padronizados, identificadas e acondicionadas novamente na câmara climatizada;

- Os diferentes ensaios para determinação das propriedades listadas na Tabela 5.2 foram então conduzidos nas amostras envelhecidas dentro de um período máximo de 72 h;
- Os resultados das diferentes propriedades foram plotados e comparados aos resultados dos ensaios conduzidos previamente em amostras virgens.



Figura 5.2 – Acondicionamento das amostras em estufa.

5.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização relacionados na Tabela 5.4 foram conduzidos nas amostras de geomembrana virgens, envelhecidas artificialmente e nas amostras exumadas de barragens e reservatórios italianos, seguindo as prescrições das normas técnicas nacionais e internacionais relacionadas. Aqueles ensaios de identificação que foram conduzidos apenas na geomembrana virgem são listados na Tabela 5.5.

Os ensaios realizados nas amostras exumadas empregaram preferencialmente a normativa italiana (*Ente Nazionale Italiano di Unificazione - UNI*) e foram conduzidos pela antiga *Enel Hydro (Polo Idraulico e Strutturale)*. As normas ISO e as normas da ASTM foram utilizadas na realização dos ensaios em amostras virgens e envelhecidas artificialmente por serem as mais acessíveis ao meio técnico brasileiro, tendo em vista que muitas das normas brasileiras nesta área não existem ou se encontram em fase de elaboração. Até o presente momento, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), normatizou apenas os ensaios de determinação da gramatura e da espessura nominal para geomembranas, sendo, portanto, justificável a recorrência às normas técnicas internacionais (ISO) ou estrangeiras (ASTM, UNI, NF etc.). Ressalta-se que quando da comparação de resultados de determinado ensaio realizado segundo as prescrições de normas de diferentes instituições (ISO, ASTM, ABNT etc.), deve-se observar se as mesmas são correspondentes, isto é,

se utilizam tipo e tamanho de amostra, condições de carregamento e tempo de duração de ensaio similares. Do contrário, diferentes resultados podem ser obtidos em cada norma.

Tabela 5.4 – Ensaios de identificação na geomembrana.

Ensaio	Unidade	Método de ensaio utilizado		Norma brasileira correspondente
		Amostras virgens e envelhecidas artificialmente	Amostras exumadas	
Gramatura	g/m ²	EN 965	-	ABNT (2000b) - NBR 12568
Espessura nominal	mm	ASTM D5199	UNI 8202/6	ABNT (2005) - NBR 15227
Dureza Shore A	[]	ISO 868	UNI 4916	-
Densidade	[]	ISO 1183	UNI 7092	-
Resistência a tração uniaxial	MPa	ASTM D638 "halteres" v=50 mm/min	UNI 8202/8	-
Análise termogravimétrica (TGA)	%	EN ISO 11358	UNI 8698	-
Extração de plastificantes	%	ISO 6427	ISO 6427	-
Flexibilidade a baixas temperaturas	°C	UNI 8202/15	UNI 8202/15	-

A maioria das propriedades índices é determinada pelo fornecedor para controle de qualidade do produto durante a sua fabricação e geralmente apresentadas em catálogos do produto. Na obra, um controle de recebimento deve ser estabelecido, com base nas características do projeto e da execução da obra. Bueno (2003) propõe que a questão da conformidade envolva aspectos mais amplos, que vão além do controle de qualidade de fábrica do produto. Segundo o autor, devem ser avaliadas as propriedades que darão sustentação aos critérios de projeto e ao desempenho da obra. No caso das geomembranas de HDPE é usual a adoção das recomendações das normas internas do GRI (*Geosynthetic Research Institute, USA*) no que se refere à frequência de realização dos ensaios. Com relação à instalação de geomembranas em barragens e demais obras hidráulicas, particularmente no Brasil, verifica-se a necessidade de uma padronização de especificações mínimas e quanto à frequência de ensaios que atendam aos requisitos de conformidade em função do tipo de produto a ser aplicado.

Tabela 5.5 – Ensaio de identificação conduzidos somente na geomembrana virgem.

Ensaio	Unidade	Método de ensaio
Resistência ao rasgo	kN/m	ISO 34-1
Estabilidade dimensional ao calor	%	prEN 1107-2
Resistência ao puncionamento – Método da penetração	kN	EN ISO 12236
Resistência ao puncionamento dinâmico	-	UNI 8202
Permeabilidade ao vapor d'água	m/s	UNI 8202/23
Resistência a tração uniaxial a diferentes temperaturas	MPa	ASTM D638 "halteres" (v=50 mm/min)

O conhecimento da resistência da geomembrana ao rasgo, bem como sua estabilidade dimensional, é importante durante a instalação do produto. A estabilidade dimensional está relacionada à dilatação da geomembrana sob o efeito de temperaturas elevadas, o que pode ocasionar a formação de ondas durante a instalação e dificultar a execução das emendas. Ensaio de tração realizados em diferentes temperaturas, embora simulem uma condição de solicitação uniaxial, mostram como a geomembrana tem seu comportamento alterado frente a variações climáticas. A temperaturas muito baixas o material se torna quebradiço e frágil. Acima da temperatura de transição vítrea, a elevação da temperatura provoca um aumento da ductibilidade do material. Portanto, a instalação do produto em períodos de inverno rigoroso ou sob elevadas temperaturas deve ser avaliada em função da deformabilidade requerida para a estrutura.

A seguir são apresentados os procedimentos e as particularidades dos ensaios de caracterização selecionados para este estudo. Os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras virgens e envelhecidas artificialmente são apresentados e analisados no Capítulo 6 e os das amostras exumadas são apresentados no Capítulo 7, juntamente com uma análise estatística dos dados.

5.4.1 Gramatura

A gramatura, ou massa por unidade de área, é uma propriedade física comumente utilizada para caracterizar o peso de geomembranas. A gramatura foi determinada para as amostras de geomembrana virgens e envelhecidas artificialmente, sendo que as amostras exumadas não foram submetidas a este ensaio.

A determinação da massa por unidade de área (ou gramatura) é muito simples e rápida. Amostras circulares com área igual a 100 cm² são pesadas em uma balança com precisão de 0,001 g, após acondicionamento prévio por 24 h à temperatura de 21 ± 2° C e umidade relativa de 60 ± 10%. A

gramatura (g/m^2) é a razão entre a massa de cada amostra pela sua área e é calculada pela média aritmética das seis determinações obtidas. Em geral é aceita uma variação de $\pm 5\%$ em relação ao valor declarado pelo fabricante.

Ressalta-se que tanto a norma EN 965 (CEN, 1997a), como a NBR 12568 (ABNT, 2000b) prescreve um mínimo de dez corpos-de-prova na determinação da gramatura. Essa quantidade foi reduzida para seis amostras em função do grande volume de material ensaiado, em diferentes tempos de envelhecimento e a diferentes temperaturas de incubação, como relatado mais adiante.

5.4.2 Espessura nominal

A determinação da espessura nominal nas amostras de geomembranas virgens e envelhecidas artificialmente foi realizada segundo as recomendações da ASTM D 5199 (ASTM, 2001), método B, em corpos-de-prova de dimensões circulares com área igual a 100 cm^2 . A determinação da espessura é fácil e rápida e o mesmo corpo-de-prova utilizado para a determinação da gramatura é reaproveitado neste ensaio. As amostras são previamente acondicionadas por 24 h à temperatura de $21 \pm 2^\circ \text{ C}$ e umidade relativa de $60 \pm 10\%$. O ensaio é realizado com o auxílio de um micrômetro (Figura 5.3), com precisão de 0,01 mm, fixo a um suporte rígido. As medidas são efetuadas após 5 s, quando a pressão atinge $20 \pm 0,2 \text{ kPa}$.

A determinação da espessura nominal nas amostras exumadas seguiu as recomendações da UNI 8202/6 (UNI, 1989), que adota os mesmos procedimentos da ASTM, diferindo apenas quanto às dimensões do corpo-de-prova. A forma do corpo-de-prova adotado por esta norma é retangular, com largura igual a 50 mm e comprimento equivalente ao da amostra exumada ($\approx 70 \text{ cm}$). A espessura é determinada em vários pontos ao longo desse comprimento.

A confiabilidade dos resultados, segundo a ASTM D 5199 (ASTM, 2001), deve ser superior a 95%, com coeficiente de variação máximo de 6,0%. A norma UNI 8898/4 (UNI, 1998), que apresenta propriedades e correspondentes limites de aceitação para geomembranas de PVC não reforçadas aplicadas a barragens, prescrevem que os valores medidos devem estar numa faixa de $\pm 5\%$ do valor declarado pelo fabricante, admitindo-se que o valor de apenas um corpo-de-prova apresente uma variação em torno da média igual a -10 e +15%.



Figura 5.3 – Micrômetro para determinação da espessura nominal.

5.4.3 Dureza Shore A

A dureza é a capacidade do material de resistir à penetração de uma pequena sonda de forma e dimensões específicas, dependendo da deformabilidade do material. A determinação da dureza em geomembranas de PVC-P utiliza um durômetro (Figura 5.4a) do tipo A, com penetrador tronco-cônico (Figura 5.4b), em conformidade com a norma ISO 868 (ISO, 1985). As mesmas amostras circulares de área igual a 100 cm² empregadas nos ensaios descritos anteriormente são levadas ao durômetro, onde as medidas de dureza são efetuadas 15 ± 1 s após a aplicação da pressão. A norma UNI 4916 (UNI, 1974), aplicada nas amostras exumadas, utiliza o mesmo equipamento e procedimentos, sendo que as leituras são efetuadas em cinco pontos diversos da amostra, distantes entre si não menos que 6 mm.

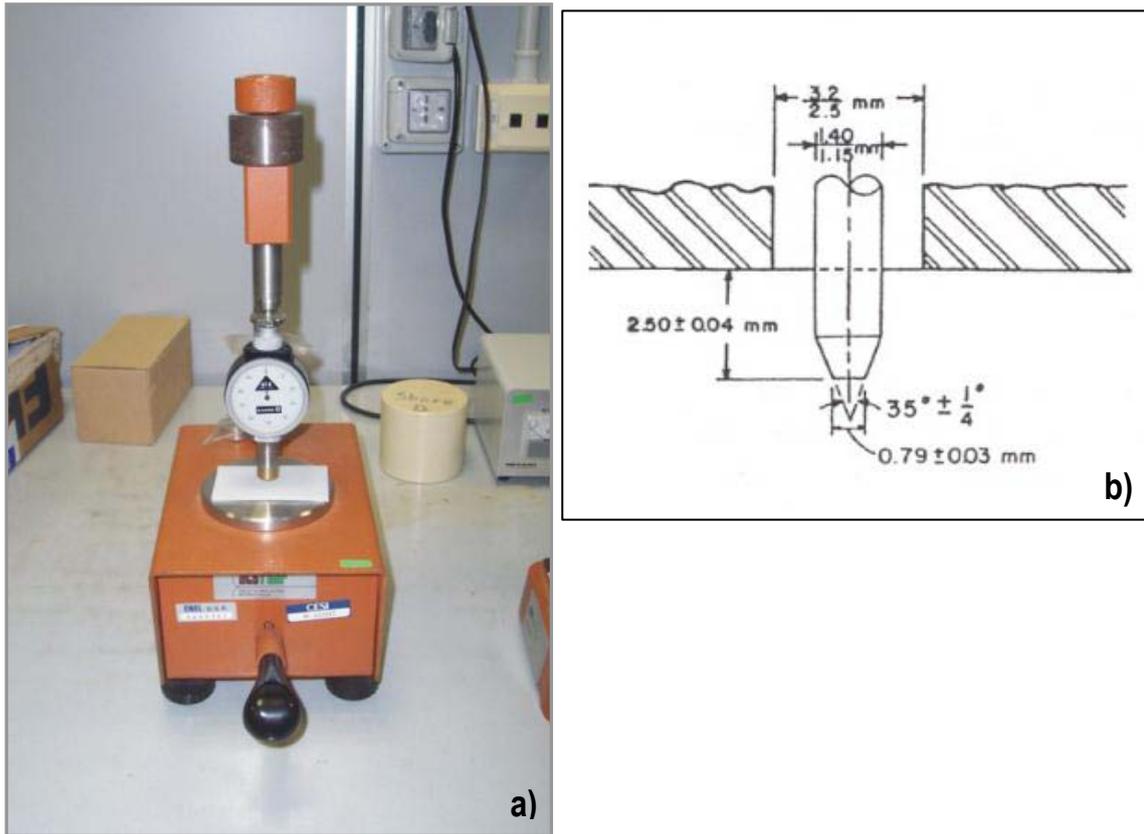


Figura 5.4 – Durômetro e sonda tipo A.

A dureza, apesar de ser considerada uma propriedade índice do produto, é muito mais importante sob o ponto de vista de fornecer informações sobre o comportamento da geomembrana do que de caracterização. A quantidade de plastificante na composição da fórmula interfere na dureza das geomembranas de PVC-P. Ensaio conduzidos à temperatura de 23° C mostram que a dureza é praticamente constante em geomembranas com teor de plastificante abaixo de 10%. Acima deste valor, há um decréscimo da dureza com o aumento do percentual de plastificante, reflexo do amolecimento do PVC (Watkinson e Mohsen em 1982, citados por Giroud & Tisinger, 1993). Os valores de dureza Shore A das geomembranas de PVC-P para aplicação em barragens devem estar compreendidos entre 65 e 90 com tolerância de ± 6 , segundo a UNI 8898/4 (UNI, 1998).

5.4.4 Densidade ou massa específica

A densidade expressa a razão entre o peso específico do material e o peso específico da água. O peso específico da amostra é obtido pela relação entre o peso da amostra ao ar e o seu respectivo volume que, pelo Princípio de Arquimedes, corresponde numericamente ao peso do volume de água deslocado pela amostra quando imerso em água à temperatura de $20 \pm 2^\circ \text{C}$.

A determinação da densidade, seguindo prescrições da norma ISO 1183, Método A, emprega uma balança hidrostática com precisão de 0,1 mg, um suporte para a amostra, um picnômetro de 50 ml de capacidade, um termômetro graduado e água para imersão. As amostras são quadradas, com 20 mm de lado e peso aproximado de 5 g. A determinação da densidade das amostras exumadas (quadrados de 70 mm de lado) seguiu as prescrições da norma UNI 7092 (UNI, 1972), empregando uma balança hidrostática com precisão de 0,01 g.

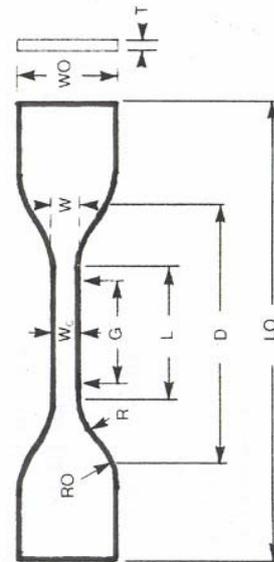
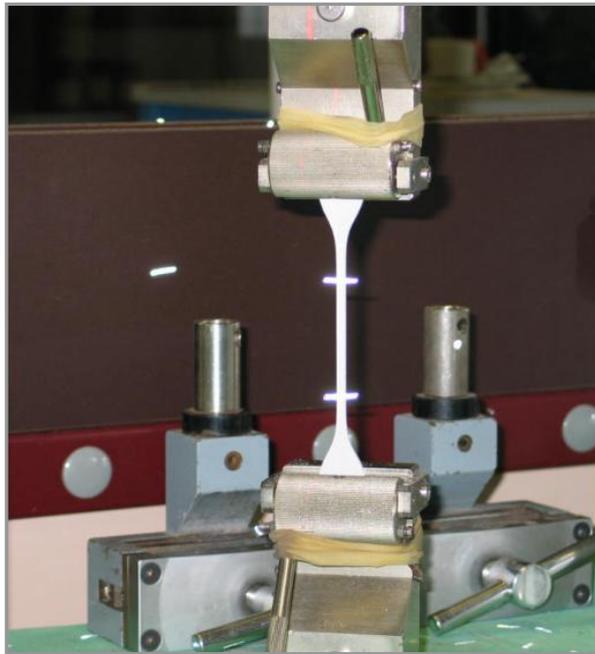
Os valores de densidade prescritos pela UNI 8898/4 (UNI, 1998) para as geomembranas de PVC devem estar compreendidos entre 1,1 e 1,6 com tolerância de $\pm 2\%$ sobre o valor declarado pelo fabricante. A perda de plastificante na geomembrana ocasiona um aumento de sua densidade. Como a resina de PVC possui densidade em torno de 1,4 e o plastificante em torno de um, o material se torna mais denso. Em geral, variações maiores que 5% na densidade, podem ser interpretadas como uma mudança na fórmula (Lawers, 1993), sinal de uma possível degradação no polímero.

5.4.5 Resistência à tração uniaxial

A degradação do polímero implica em uma série de alterações nas propriedades da geomembrana, mas principalmente no comportamento tensão-deformação. Geomembranas de PVC envelhecidas são mais rígidas, com menor deformabilidade e maior resistência na ruptura. A avaliação do comportamento tensão-deformação de geomembranas pode ser feita adotando amostras dos mais variados tipos: faixa larga, retangulares, tipo “halteres”, dentre outras. Embora o ensaio de faixa larga seja mais representativo do estado de tensões de uma geomembrana instalada na face de montante de uma barragem de terra e enrocamento, optou-se pelo ensaio de tração uniaxial pela facilidade de execução e por requerer menos material, já que um grande número de ensaios de tração havia sido previsto. É importante lembrar que estes ensaios não têm a intenção de fornecer valores de projeto, mas de serem indicativos da degradação do polímero nas amostras exumadas e nas envelhecidas em estufa.

O ensaio de resistência à tração, conduzido conforme a norma ASTM D 638 (ASTM, 1991), é realizado em dez amostras sendo cinco na direção de produção (longitudinal) e cinco na direção transversal. O ensaio emprega um dinamômetro e as deformações são medidas por meio de um extensômetro ótico (raios infravermelhos). A amostra utilizada foi a tipo IV, “halteres” (Figura 5.5), recomendada pela presente norma para materiais plásticos não rígidos com espessura não superior

a 4 mm. A amostra apresenta largura útil de 6 mm e base de medida das deformações igual a 25 mm. A velocidade do ensaio foi definida em 50 mm/min e as condições atmosféricas da câmara para execução da prova foram aquelas fixadas pela norma ISO 554 (ISO, 1976), ou seja, temperatura de 23° C e umidade relativa de 50%.



Nota: G=25mm, L=33mm, L0=115mm, D=65mm, W=6mm, W0=19mm, T=2 mm, R=14mm, R0=25mm.

Figura 5.5 – Ensaio de tração uniaxial: amostra tipo IV.

Antes do ensaio propriamente dito, é feita a medida da espessura da amostra e colados os marcos medidores a uma distância de 25 mm, como ilustrado na Figura 5.6. O sistema de aquisição de dados, que registra força e deslocamento, é mostrado na Figura 5.7. Dos resultados obtidos são determinados: a deformação, o esforço e a tensão na ruptura, o módulo tangente inicial e o módulo secante a 100% de deformação. Para as amostras exumadas foi utilizada a norma italiana UNI 8202/8 (UNI, 1988c), que é equivalente à norma ASTM D 638 (ASTM, 1991), diferindo com relação a velocidade do ensaio, que na italiana é fixada em 100 mm/min.

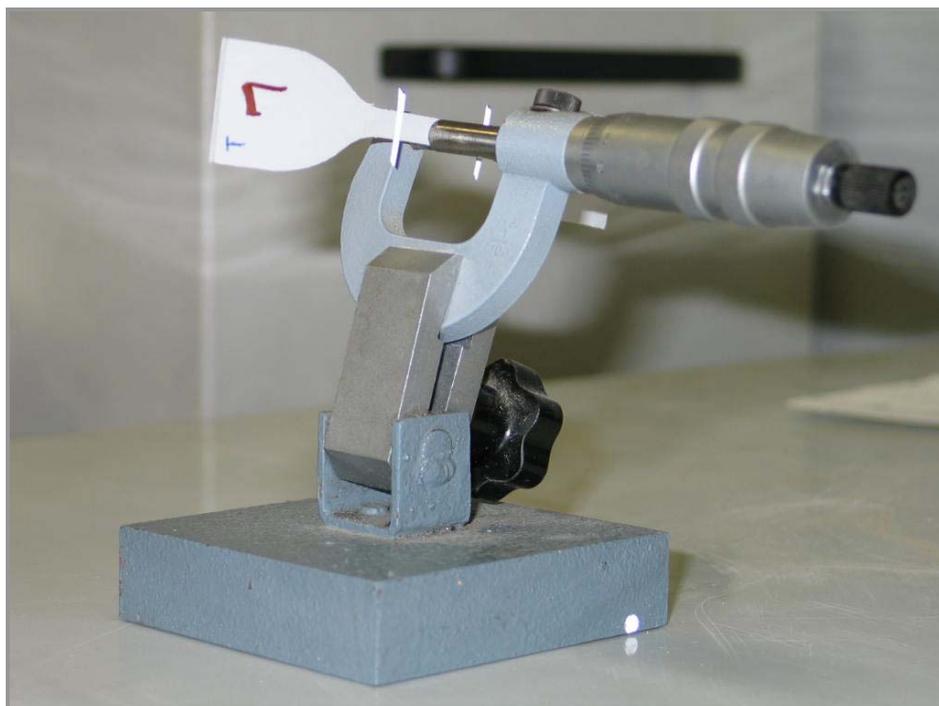


Figura 5.6 – Aparelho para determinação da espessura de geomembranas.



Figura 5.7 – Sistema de aquisição de dados – Ensaio de tração uniaxial.

5.4.6 Análise termogravimétrica (TGA)

A composição quantitativa dos constituintes da geomembrana pode ser determinada por análise termogravimétrica, em um sistema de análise térmica, realizada de acordo com a norma ISO 11358

(ISO, 1997), empregada nas análises das amostras exumadas. Os valores obtidos representam a média dos resultados relativos a ensaios em cinco amostras.

O procedimento consiste em se tomar aproximadamente 20 mg de uma amostra e colocá-la em um cadinho, levando o conjunto à saturação com gás nitrogênio a uma velocidade de fluxo de 50 cm³/min. A perda percentual de peso é lida diretamente da curva traçada durante o aquecimento, que a uma razão de 10° C/min (para o PVC) atinge 650° C. Esta temperatura é mantida constante por um período de 10 min para que a perda ocorra. Nesta fase o resíduo é isento de polímero, sendo constituído de resíduos de polímero carbonáceo e outros aditivos. Neste momento, ar é inserido no sistema para oxidar o resíduo e em seguida é determinado o conteúdo de cinzas.

A Figura 5.8 mostra uma curva típica obtida de uma análise termogravimétrica em uma geomembrana de PVC-P. Quatro estágios distintos são caracterizados, cada um deles significando a perda de constituintes do material que compõe a geomembrana. A quantificação destes constituintes é de fundamental importância na avaliação da degradação do material. O parâmetro A fornece a porcentagem de plastificantes mais o HCl do polímero; o parâmetro B, o polímero residual; o resíduo de polímero carbonáceo mais o negro de fumo (se houver) é representado por C e em D tem-se o conteúdo restante de cinzas. Como a degradação da geomembrana de PVC está intrinsecamente relacionada à perda de plastificante, o parâmetro A determinado em diferentes tempos de exposição da geomembrana em campo ou após períodos de incubação em temperaturas diversas, pode fornecer indícios, por se tratar de uma análise mais qualitativa que quantitativa, de uma possível perda deste componente.

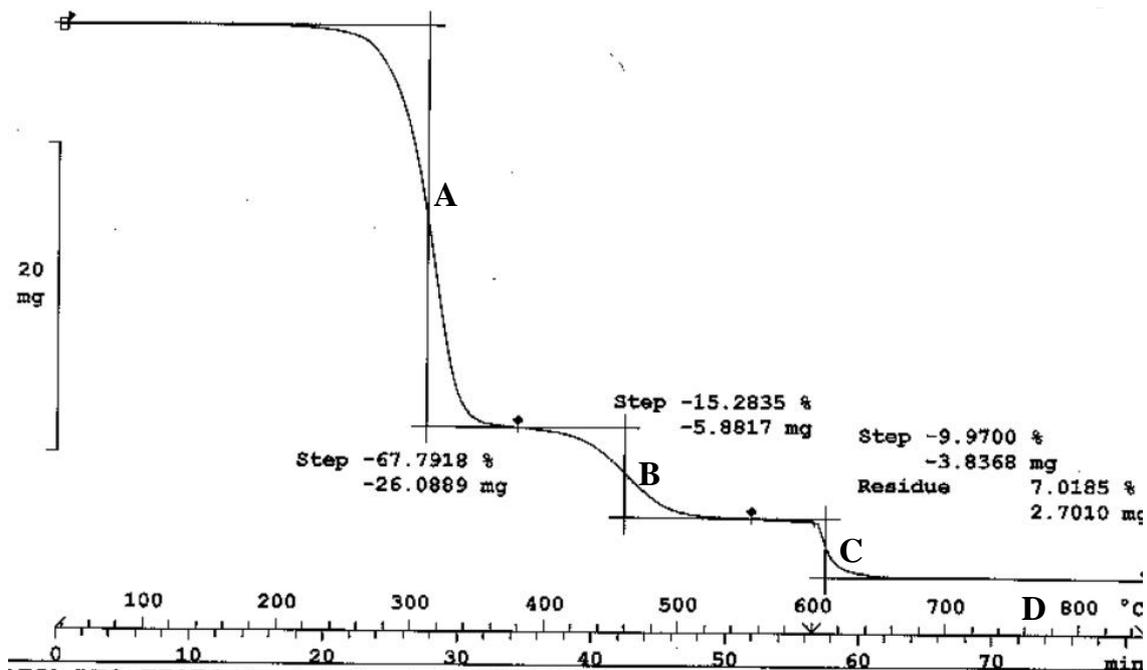


Figura 5.8 – Curva típica de perda de massa de geomembrana de PVC-P no ensaio TGA.

5.4.7 Extração de plastificantes

Um dos métodos para determinar o conteúdo de plastificante é o da extração, de acordo com a norma ISO 6427 (ISO, 1992), onde a geomembrana é colocada em contato com um solvente adequado, que não decompõe ou dissolve o polímero base.

Para a extração é utilizado um extrator Soxhlet, como o mostrado na Figura 5.9. Primeiramente o recipiente para armazenamento da amostra é levado à estufa por 1 h à temperatura de 60° C. Em seguida, o conjunto é resfriado à temperatura ambiente em um dessecador e pesado. Uma porção da amostra de aproximadamente 3 g é colocada no recipiente, que é levado ao extrator. O solvente, éter etílico, é inserido no frasco e iniciada a extração, que dura em média 8 h. Nas amostras ensaiadas foram realizadas três determinações do conteúdo de plastificante.



Figura 5.9 – Extrator Soxhlet.

As geomembranas de PVC-P, em geral, possuem em sua formulação uma porcentagem de plastificante variando entre 30 e 38%. É recomendável que, antes da instalação do geomembrana, seja quantificado o conteúdo de plastificante da mesma, visando avaliações futuras de seu desempenho. Nas geomembranas de PVC-P, o plastificante tem grande influência no comportamento da geomembrana, como discutido por Giroud & Tisinger (1993). Segundo os autores, uma porcentagem de plastificante menor que 26% na formulação da geomembrana deve ser considerada inaceitável em qualquer aplicação onde deformabilidade elevada seja requerida.

5.4.8 Flexibilidade em baixas temperaturas

A determinação da flexibilidade a baixas temperaturas foi realizada segundo as recomendações da norma UNI 8202/15 (UNI, 1984). O procedimento é simples e não exige uma aparelhagem sofisticada, e pode ser facilmente reproduzida. O único inconveniente é o longo tempo exigido na realização do ensaio.

Antes do ensaio, as amostras (quatro transversais e quatro longitudinais) de forma retangular, com largura igual a 50 mm e comprimento igual a 100 mm, são previamente acondicionadas por 24 h à temperatura de $23 \pm 2^\circ \text{C}$ e umidade relativa de $50 \pm 5\%$.

A Figura 5.10 mostra a aparelhagem utilizada na realização do ensaio. Primeiramente deve-se regular a distância entre os cilindros de modo que esta seja igual a 22 mm mais duas vezes a espessura da geomembrana. As amostras e a aparelhagem devem ser acondicionadas por um período mínimo de 4 h na câmara fria (Figura 5.11). Após o período de acondicionamento, as amostras são dobradas sobre o cilindro central, como ilustrado na Figura 5.10, dentro da própria câmara fria, em um tempo estabelecido de 5 s. A primeira determinação é feita à temperatura de 5° C e, caso não haja rompimento ou fissuramento da geomembrana, a temperatura é reduzida a 0° C e assim em diante, sempre a intervalos de 5° C até que se encontre a temperatura na qual haja fissuramento ou ruptura da geomembrana. O resultado do ensaio é dado pela temperatura mínima na qual a amostra pode ser dobrada sobre o cilindro sem se romper ou fissurar. Cada uma das direções de ensaio deve ser descrita nos resultados.

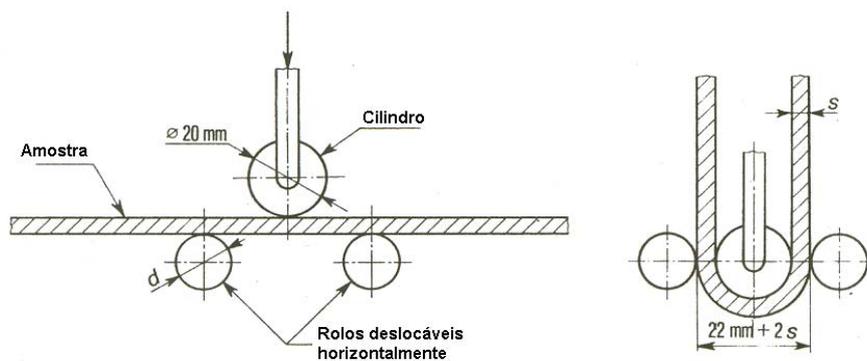


Figura 5.10 – Aparelhagem para envolver a geomembrana: ensaio de flexibilidade a baixas temperaturas.



Figura 5.11 – Câmara fria utilizada no ensaio de flexibilidade a baixas temperaturas.

5.4.9 Resistência ao rasgo

A resistência ao rasgo pode ser determinada por diversos métodos. O procedimento de ensaio escolhido e o tamanho da amostra ensaiada dependem da natureza do material constituinte da geomembrana. Para geomembranas poliméricas, a resistência ao rasgo pode ser avaliada considerando o início do rasgo ou a sua propagação. O método B da norma ISO 34-1 (ISO, 1994) prescreve as condições de ensaio para determinação da resistência inicial ao rasgo, utilizando a amostra ilustrada na Figura 5.12. O ensaio é realizado em dez corpos-de-prova (cinco transversais e cinco longitudinais) a uma velocidade de 500 mm/min empregando um dinamômetro.

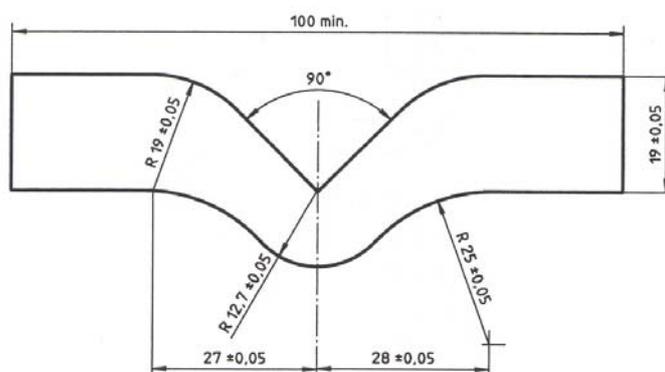


Figura 5.12 – Amostra usada para avaliação da resistência inicial ao rasgo (mm).

Valores de referência com relação à resistência ao rasgo de geomembranas de pouca espessura não reforçadas variam entre 18 a 130 N. Estes valores são relativamente baixos, tendo em vista que durante o manuseio e instalação, a geomembrana é bastante solicitada. Nas geomembranas reforçadas os valores de resistência ao rasgo são bem maiores e estão compreendidos numa faixa entre 90 e 450 N. No caso específico das geomembranas de PVC, a resistência ao rasgo para geomembranas de 1 mm de espessura, varia entre 45 e 55 N (Sharma e Lewis em 1994, citados por Lodi, 2003).

5.4.10 Estabilidade dimensional ao calor

Este ensaio, segundo a norma prEN 1107-2 (CEN, 2000a), consiste na medida das dimensões longitudinais e transversais de uma amostra quadrada de lado igual a 250 mm (Figura 5.13) antes e após o seu acondicionamento à temperatura de $80 \pm 2^\circ \text{C}$. Previamente, é necessário que as amostras sejam mantidas por no mínimo 20 h em uma atmosfera padrão de temperatura igual a $23 \pm 2^\circ \text{C}$ e umidade relativa de $50 \pm 5\%$. A amostra é então acondicionada sobre uma película de papel manteiga em uma estufa com circulação de ar por um período de 6 h (± 15 min). As medidas do comprimento transversal e longitudinal da amostra antes e após o seu acondicionamento em estufa devem ser efetuadas com uma precisão de 0,1 mm. São tomadas no mínimo três amostras, nas quais são feitas marcas permanentes na direção longitudinal (L) e transversal (T), como indicado na Figura 5.13. São feitas as leituras iniciais (L_0 e T_0) e finais (L_1 e T_1), após acondicionamento no estufa e recondicionamento em atmosfera padrão por 60 min.

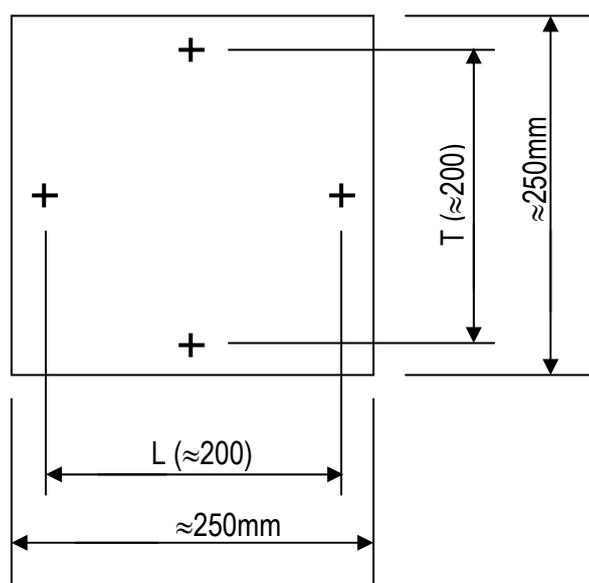


Figura 5.13 – Dimensões da amostra para determinação da estabilidade dimensional.

Os resultados são dados pela variação da dimensão longitudinal (ΔL) e transversal (ΔT), podendo ser positivos ou negativos, e expressam a porcentagem em relação às dimensões iniciais, obtidas pelas seguintes equações:

$$\Delta L = \frac{L_f - L_0}{L_0} \cdot 100 (\%) \quad 5.1$$

$$\Delta T = \frac{T_f - T_0}{T_0} \cdot 100 (\%) \quad 5.2$$

5.4.11 Resistência ao puncionamento estático – Método da penetração (CBR)

A função principal de uma geomembrana é ser praticamente impermeável ao fluxo quando certo gradiente hidráulico é aplicado. Portanto, a geomembrana deve ser capaz de resistir ao puncionamento provocado por partículas subjacentes ao *liner* ou, dependendo do caso, ser protegida por um geotêxtil. O puncionamento pode ser avaliado tanto por meio de um ensaio de penetração estático ou por um processo dinâmico. Ensaio de desempenho para avaliação da resistência ao puncionamento devem considerar uma pressão aplicada sobre a geomembrana e, subjacente a essa, uma camada de material que apresente granulometria e forma das partículas similares às especificadas no projeto, simulando da maneira mais fidedigna possível as condições previstas em campo.

A resistência ao puncionamento estático é dada pela força requerida para perfurar a geomembrana. Este valor é apresentado como um indicador da capacidade do material de suportar sobre ele um cilindro padrão. A norma EN ISO 12236 prescreve as recomendações para medir a resistência da geomembrana à penetração de um cilindro de diâmetro $D=50 \pm 5$ mm, como ilustrado na Figura 5.14. O ensaio é conduzido em cinco corpos-de-prova circulares de diâmetro superior a 150 mm. A força é aplicada a uma velocidade constante de 50 ± 10 mm/min (Prensa 200 kN). Como resultados tem-se a força aplicada (kN) versus o deslocamento até a ruptura, plotados em um gráfico.

Os valores de resistência à punção estática de geomembranas de PVC-P estão compreendidos numa faixa entre 700 e 2000 N para geomembranas não-reforçadas, e entre 1500 e 5000 N para geomembranas acopladas a um geotêxtil. Essa variação é função da espessura da geomembrana, da gramatura do geotêxtil e do tipo de geocomposto (geotêxtil em apenas uma das faces ou em ambas as faces da geomembrana).

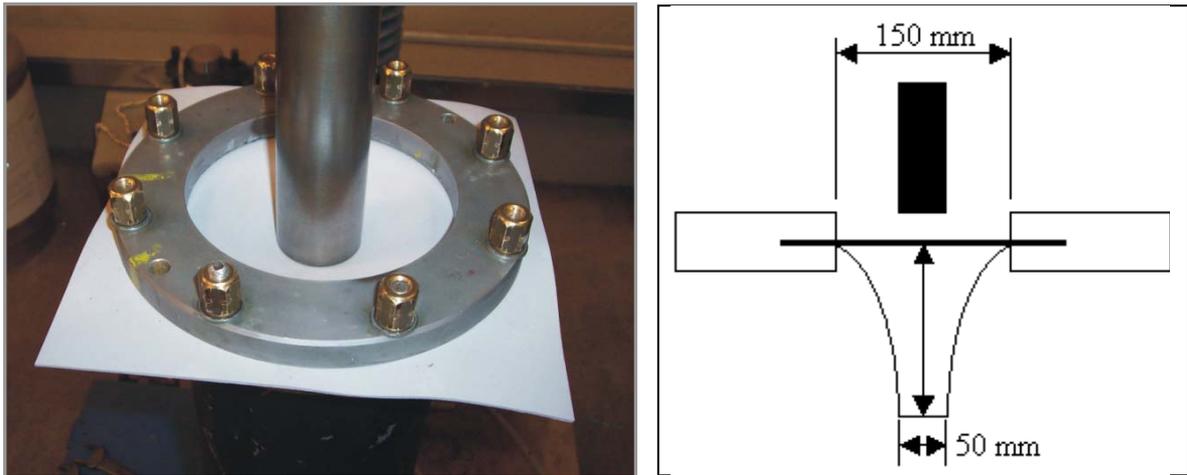


Figura 5.14 – Esquema ilustrativo do ensaio de punção – CBR.

5.4.12 Resistência ao punção dinâmico

O ensaio de resistência ao punção dinâmico em geomembranas é prescrito por três normas: a alemã DIN 16726 (DIN, 1986), a francesa NF P 84-506 (NF, 1992) e pela norma italiana UNI 8202/12 (UNI, 1988a). Seguindo os procedimentos da UNI 8202/12 (UNI, 1988a), a resistência ao punção dinâmico foi determinada em doze corpos-de-prova circulares de diâmetro igual a 250 mm. Os corpos-de-prova são apoiados em um suporte rígido e punçados com dois golpes (energia de impacto correspondente a 5 Nm). Em caso de não se notar nenhuma perfuração sobre o corpo-de-prova, este é submetido a um ensaio de capacidade de retenção de água a uma pressão de 1 kPa (100 mm de coluna d'água) por um período de 24 h. Se houver passagem de água o ensaio é repetido com energias inferiores (3 Nm e 2 Nm). O material é então classificado: PD1 (perda de impermeabilidade com energia de 2 Nm), PD2 (nenhuma perda a 2 Nm e perda a energia de 3 Nm), PD3 (nenhuma perda a 3 Nm e perda a energia de 5 Nm), PD4 (nenhuma perda a 5 Nm).

5.4.13 Razão de transmissão de vapor d'água

Este ensaio emprega um método indireto para determinação da permeança e posteriormente do coeficiente de permeabilidade de membranas de baixíssima permeabilidade. A norma UNI 8202/23 (UNI, 1988b) prevê a determinação em cinco corpos-de-prova circulares de diâmetro igual a 80 mm. O corpo-de-prova é "colado" sobre a boca de um recipiente de alumínio (Figura 5.15), o qual contém certa quantidade de solução de fosfato de amônio ($\text{NH}_4\text{H}_2\text{PO}_4$). A vedação deve ser bem feita, com bastante parafina nos bordos do corpo-de-prova e no perímetro que o mesmo fica em contato com o recipiente. Todo o sistema é levado a um dessecador com cloreto de cálcio à temperatura de 20° C

e umidade relativa de 2%. O recipiente é pesado a intervalos de tempo regulares (a cada 24 h) e pela variação de peso entre uma leitura e outra é determinada a quantidade (massa) de vapor d'água que atravessa o corpo-de-prova utilizando uma balança de 0,0001 g. O ensaio é considerado encerrado quando a quantidade de vapor d'água que atravessa o corpo-de-prova atingir um valor constante em intervalos de tempo regulares. A constância de peso é obtida após aproximadamente um mês e meio de ensaio, devido à baixíssima permeabilidade da geomembrana.

A partir do valor de permeança obtido ($\text{g/m}^2 \cdot 24\text{h}$) é possível se chegar ao coeficiente de permeabilidade (expresso em m/s) utilizando correlação proposta por Giroud (1982), apresentada no Capítulo 3, Item 3.4.3.

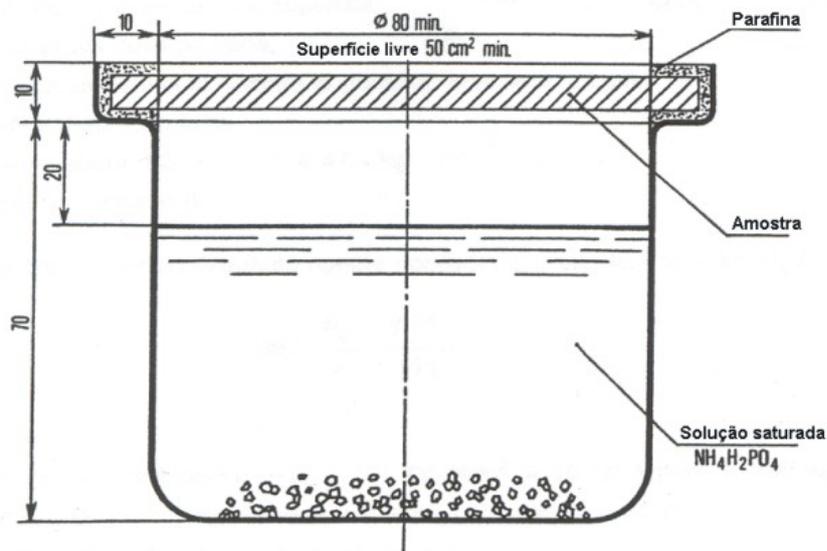


Figura 5.15 – Recipiente para ensaio de determinação da permeabilidade ao vapor d'água apresentado na UNI 8202/23 (UNI, 1988b).

5.4.14 Resistência à tração uniaxial em diferentes temperaturas

Uma avaliação mais aprofundada do comportamento mecânico de geomembranas requer ensaios sob diferentes condições climáticas e de carregamento. Objetivando a obtenção de parâmetros de projeto para geomembranas de PVC-P, foram realizados ensaios a diferentes temperaturas, variando entre -20 e 60°C . Os testes foram conduzidos em amostras do tipo “halteres”, seguindo prescrições da norma ASTM D638 (ASTM, 1991), já descritas no Item 5.4.5. A velocidade de ensaio foi de 50 mm/min e as deformações medidas com auxílio de extensômetros. A Figura 5.16 apresenta a câmara onde os ensaios foram conduzidos à temperatura controlada e o sistema de leitura.

A câmara é previamente acondicionada à temperatura prevista e pouco antes da realização do ensaio, a amostra de geomembrana é presa às garras do equipamento de tração. Os ensaios conduzidos a temperaturas muito elevadas (por exemplo, 60° C) são prejudicados pela limitação da altura da câmara. Com uma altura interna igual a 0,70 m, a deformação máxima da amostra fica limitada a 550%. Por isso, muitas amostras não se romperam ao final do ensaio, como mostrado na Figura 5.17.

Nos ensaios conduzidos a temperaturas muito baixas, a câmara, que possui um visor de vidro, embaçava, prejudicando a leitura da deformação. Durante a apresentação e análise dos resultados, essas interferências são discutidas mais detalhadamente.



Figura 5.16 – Aparelhagem empregada para os ensaios de tração a diferentes temperaturas.

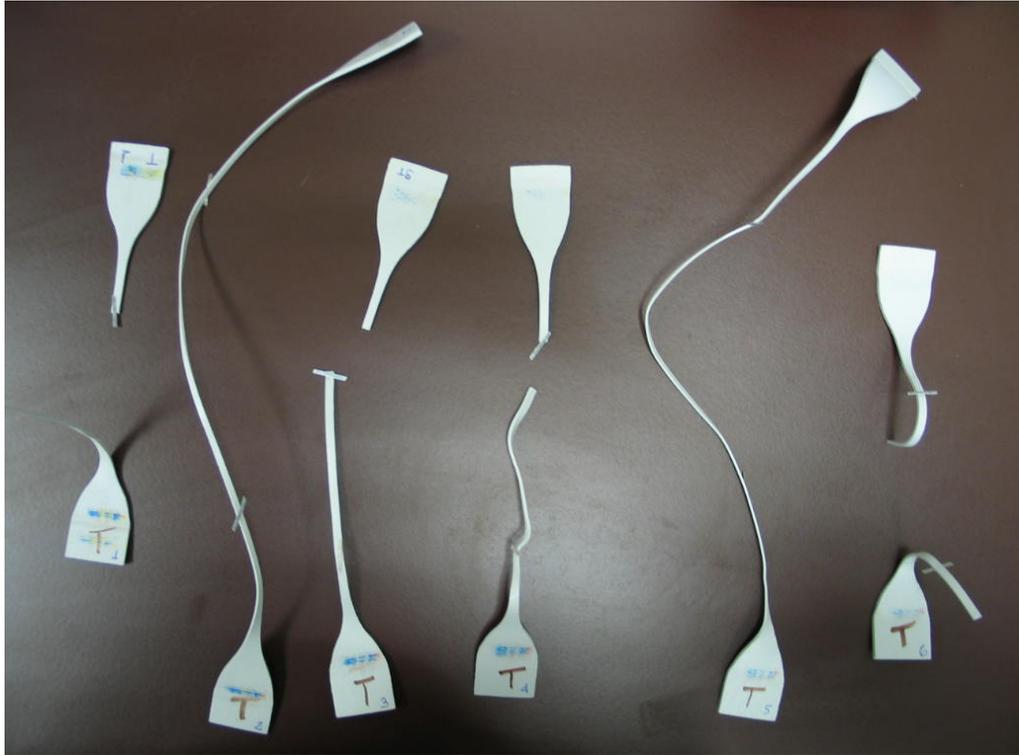


Figura 5.17 – Corpos-de-prova de geomembrana após ensaio de tração uniaxial a temperatura elevada.

5.5 ENSAIOS DE DESEMPENHO

Apresenta-se aqui uma descrição da metodologia e dos materiais empregados nos ensaios de desempenho, relacionados na Tabela 5.6, conduzidos em amostras virgens da geomembrana em estudo. Os ensaios representam em laboratório as solicitações que podem ocorrer em campo, durante a instalação da geomembrana e operação da estrutura.

Durante o enchimento do reservatório, o maciço tende a se movimentar, podendo gerar vazios em algumas regiões da camada de suporte ou provocar a desagregação do material que forma esta camada. A geomembrana pressionada contra uma superfície que contenha vazios deve possuir uma resistência mínima ao estouro e resistir ao puncionamento provocado por partículas subjacentes. Em geral estes ensaios são realizados em condições muito críticas, ou seja, sem considerar o efeito da camada de proteção sobre a geomembrana e do geotêxtil instalado subjacente ou solidarizado à membrana.

A possibilidade de ocorrer rupturas entre as interfaces da camada de impermeabilização (usualmente constituída por uma camada de suporte, geotêxtil, geomembrana, geotêxtil e camada

de proteção) deve ser avaliada com bastante critério. Os ensaios de cisalhamento representando as possíveis interfaces de campo fornecem o atrito e a adesão entre produtos geossintéticos e outros materiais, utilizados diretamente no cálculo da estabilidade dessas interfaces. Aqueles ensaios realizados entre geossintéticos e areia padrão objetivam uma comparação entre diferentes produtos.

Tabela 5.6. Ensaio de desempenho conduzidos na geomembrana virgem.

Ensaio	Unidade	Método de ensaio
Resistência ao estouro (bursting test)	kPa	prEN 14151
Cisalhamento direto – GS-Areia padrão	(°)	prEN ISO 12957-1
Cisalhamento direto GS-GS, GS-T	(°)	ASTM D 5321

5.5.1 Resistência ao estouro (“Bursting test”)

O presente ensaio é recomendado quando se deseja reproduzir em laboratório uma condição de tensão-deformação na geomembrana quando esta está sujeita a tração multiaxial axi-simétrica, devido, por exemplo, a uma deformação localizada sob a membrana. Um exemplo prático em barragens seria a formação de vazios no material granular subjacente à membrana devido a deslocamentos do maciço.

Neste ensaio o corpo-de-prova circular de geomembrana é inflado com água, fornecendo uma curva de deflexão da geomembrana versus a pressão hidrostática. A curva tensão-deformação é matematicamente derivada assumindo que a forma da geomembrana deformada seja esférica. Segundo Giroud (1994), isso não é possível devido à formação de um estado de tensão biaxial isotrópico no ápice da abóbada e de um estado de deformação plana no perímetro circular. Uma forma esférica pode resultar somente se verificado um estado de tensão biaxial isotrópico em qualquer ponto do corpo-de-prova. Como resultado, as tensões são maiores no ápice da abóbada que em qualquer outro lugar do corpo-de-prova, e a geomembrana acaba por se romper no ápice. Como a forma da geomembrana deformada não é esférica, as tensões e deformações reais são diferentes daquelas calculadas assumindo a forma esférica. Desta forma, segundo Giroud (1994), a interpretação dos ensaios hidrostáticos multiaxiais (axi-simétricos) é questionável e a curva tensão-deformação derivada deste ensaio não é usualmente empregada em cálculos de projeto. Apesar da limitação, os ensaios foram realizados para avaliação dos valores encontrados e comparação dos resultados com ensaios de tração uniaxial.

Soderman & Giroud (1995) propõem correlações entre os estados de tensão triaxial, uniaxial e o de tensões e deformações biaxiais em geossintéticos. Segundo os autores, o ensaio de resistência ao estouro, como é concebido, tende a superestimar o módulo se o atual estado de tensões no campo é mais próximo de estado de tensão biaxial de deformação plana. Neste caso, seria mais recomendado o ensaio de tração de faixa larga do que o ensaio multiaxial hidrostático.

O procedimento de ensaio, segundo a norma prEN 14151 (CEN, 2001), que exige no mínimo três corpos-de-prova, consiste na aplicação gradual de pressão hidráulica em um corpo-de-prova de geomembrana de forma circular (D=26 cm) até a ruptura. As deformações, a um volume controlado de $3 \pm 0,5 \text{ cm}^3/\text{s}$, são medidas a cada 5 s. A Figura 5.18 mostra a aparelhagem empregada na realização do ensaio.

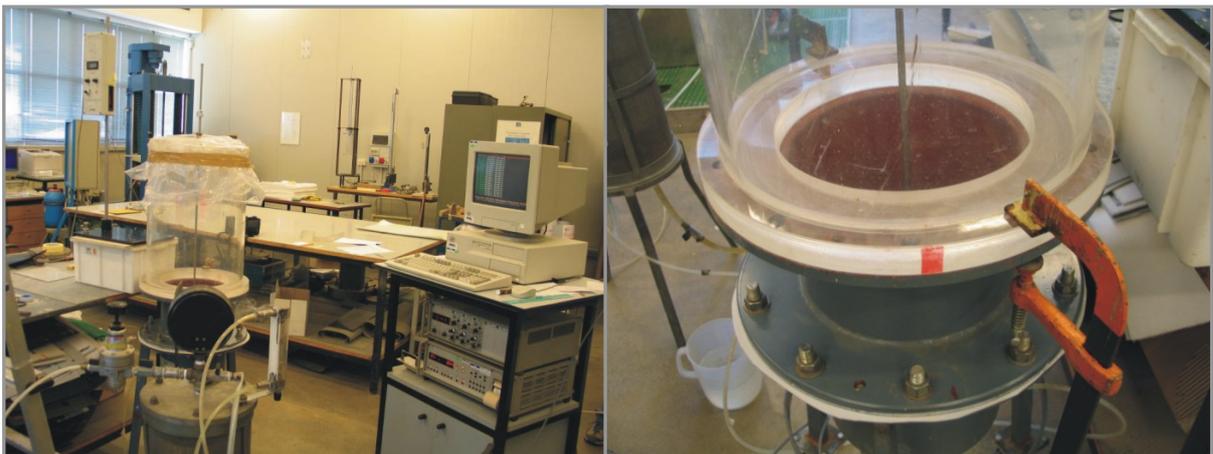


Figura 5.18 – Aparelhagem para o ensaio de resistência ao estouro.

A amostra de geomembrana é previamente perfurada para fixação ao equipamento, no qual a mesma é instalada entre as flanges do cilindro superior e do tanque metálico inferior. A haste metálica instalada sobre a membrana, no centro da amostra, é dotada de um marco para leitura do deslocamento vertical a medida em que a água contida no tanque inferior é pressionada contra a geomembrana. O sistema de aquisição automatizado dos dados fornece, ao final do ensaio, a deflexão no centro da amostra (medida a cada 5 s em mm) versus a pressão (medida em bar). O final do ensaio é caracterizado por uma queda na pressão de injeção d'água. O resultado do ensaio é expresso pelos valores máximos de deformação e tensão, obtidos por meio de cálculos a partir das medidas efetuadas e das considerações geométricas mostradas na Figura 5.19.

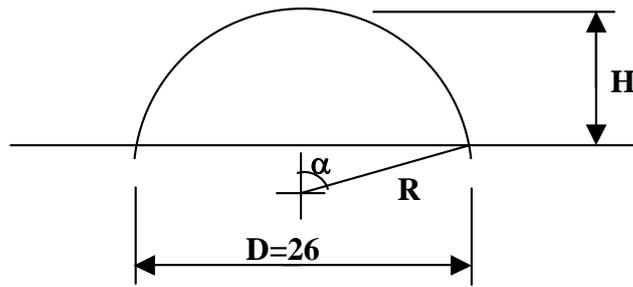


Figura 5.19 – Medidas e considerações geométricas (medidas em cm).

5.5.2 Ensaio de cisalhamento entre interfaces

A resistência ao cisalhamento entre interfaces pode ser avaliada por meio de dois tipos de ensaio: índice e de desempenho. O ensaio índice é o ensaio de cisalhamento direto com areia padrão. O Comitê Europeu de Normatização (CEN) descreve este ensaio no qual as medidas das características de atrito dos geossintéticos são determinadas segundo método específico no qual todos os parâmetros são padronizados, inclusive o tipo de solo. O ensaio índice, como descrito anteriormente, não é relacionado a um projeto específico, mas permite uma classificação do produto com base nas suas características intrínsecas. Já o ensaio de desempenho é realizado com os próprios materiais que serão aplicados na obra, ou com características muito próximas a eles, que constituirão superfícies preferenciais de ruptura.

5.5.2.1 Equipamento de ensaio

O ensaio de cisalhamento direto é realizado colocando em contato dois materiais diversos, vinculados em um equipamento que aplica ao conjunto uma carga normal (N) e uma força tangencial de cisalhamento (T), como ilustrado no esquema da Figura 5.20. A configuração de ensaio deve garantir que o plano de cisalhamento seja aquele pré-determinado, ou seja, aquele plano que separa os dois materiais e do qual se deseja conhecer o valor do ângulo de atrito formado pela interface.

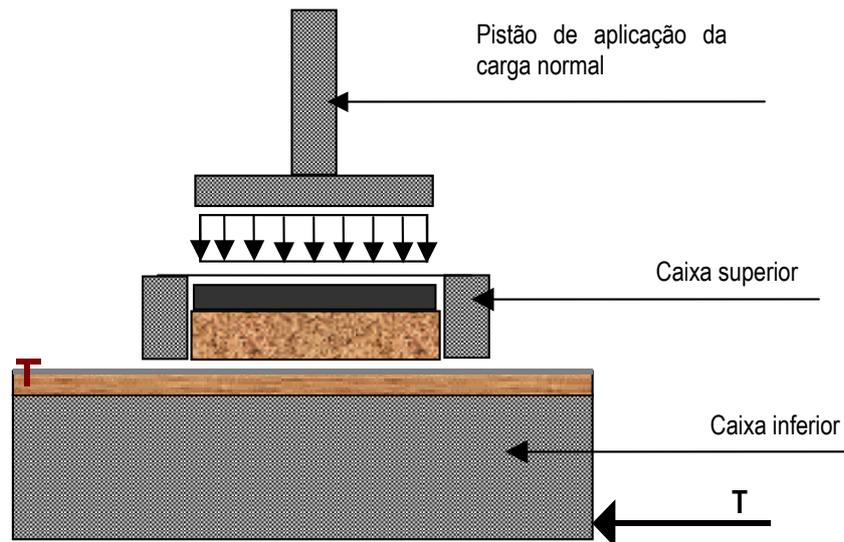


Figura 5.20 – Configuração esquemática do ensaio de cisalhamento.

O equipamento usado nos ensaios de cisalhamento direto é composto por prensas para aplicação das cargas normal e horizontal, uma caixa de cisalhamento e um sistema de aquisição de dados. A Figura 5.21 mostra a seqüência de montagem do equipamento: a) prensa hidráulica com capacidade para aplicação de uma carga vertical de compressão de 180 kN e prensa para aplicação da força horizontal de tração de 50 kN; b) suporte com rodas de aço que permite a movimentação da caixa inferior durante o ensaio; c) caixa de cisalhamento composta de duas partes, sendo uma caixa inferior de dimensões internas iguais a 47x67 cm e uma caixa superior quadrada de lado igual a 31,6 cm.

As grandes dimensões do equipamento requerem a aplicação de uma carga normal com uma prensa hidráulica ou com um sistema pneumático, de modo que a caixa superior permanece fixa durante o ensaio, enquanto que a caixa inferior se move sobre o suporte de aço de modo a reduzir o atrito interno do equipamento. Desprezando todas as reações horizontais, a força T , aplicada na amostra por meio da caixa inferior, depende exclusivamente do atrito na interface.

A caixa superior possui quatro apoios, que são fixados à mesa da prensa maior (de aplicação da carga normal) e é mantida fixa por meio de uma trave rígida ligada à prensa menor. A altura desta caixa é regulável por meio de placas de aço que são colocados entre os apoios fixados à mesa e os apoios da caixa. Isto permite ensaiar materiais de espessuras diversas e que o espaço entre as interfaces seja regulado adequadamente, como preconizado pela norma. Essa caixa é vazada para permitir de um lado o contato da amostra com a caixa inferior e do outro para consentir que o pistão

hidráulico, preso a uma placa rígida de ferro, se encaixe internamente na mesma para transferir a carga requerida ao ensaio.

A caixa inferior possui forma retangular e sua altura interna é regulável por meio de apoios metálicos. Para o ensaio de cisalhamento com areia padrão ela é ajustada de modo que a espessura de areia na caixa seja de 8 cm, enquanto que no caso de ensaios com geossintéticos (geomembrana ou geotêxtil) essa profundidade é equivalente a espessura da prancha de madeira onde o produto é fixado. Durante o ensaio, ela deve se movimentar com velocidade constante e paralela a direção de aplicação do esforço de cisalhamento. Como dito anteriormente, o suporte munido de rodas favorece a movimentação sobre a mesa da prensa.

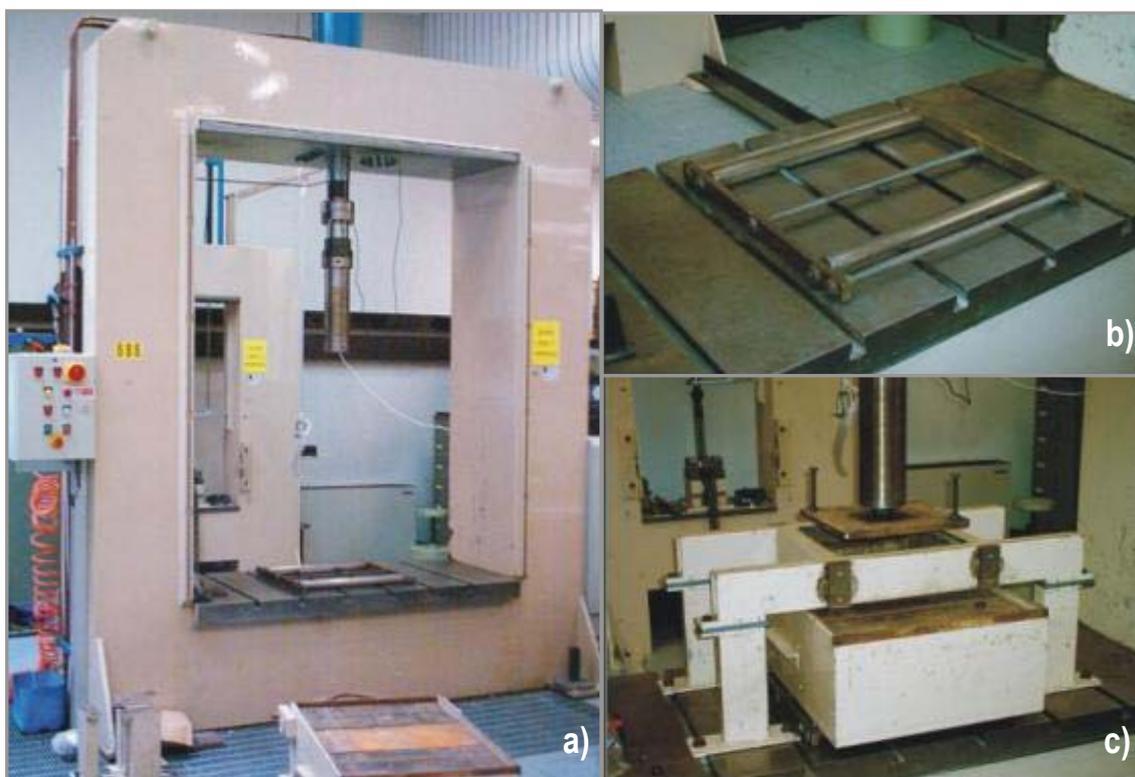


Figura 5.21 – Montagem do equipamento para ensaio de cisalhamento direto: a) Prensa; b) Suporte de aço com rodas; c) Caixa de cisalhamento.

A caixa de cisalhamento foi projetada de modo que a área de contato entre os materiais ensaiados fosse constante e igual a $0,1 \text{ m}^2$ de área (correspondente a um quadrado de 31,6 cm de lado). A norma europeia prEN ISO 12957-1(CEN, 2000b) requer que as dimensões da área de contato seja no mínimo igual a 300x300 mm. A escolha de projetar uma caixa com dimensões pouco superiores se deve ao fato de que a maior parte dos ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratórios

dos EUA adotam uma área de contato equivalente a 1" (pé) quadrado (0,092903 m²). Para obter valores comparáveis aos existentes na literatura, decidiu-se por utilizar as dimensões indicadas (316x316 mm), que além de resultar uma área unitária, tornam os cálculos mais simples.

Os sistemas de fixação da amostra às duas caixas variam conforme o material e os procedimentos de ensaio adotados. O sistema utilizado para a aplicação da carga normal e da força horizontal de cisalhamento é constituído de duas prensas hidráulicas, cada uma dotada de um pistão de carga e de um eixo vertical. A prensa de maior dimensão, sobre a qual é posicionada a caixa, é utilizada para a aplicação da força vertical sobre as amostras, que é mantida constante pelo pistão hidráulico vertical (Pistão 1). A prensa de menor dimensão é empregada na aplicação da força horizontal na caixa inferior de cisalhamento para que esta se desloque a uma velocidade constante. Na extremidade do pistão vertical (Pistão 2) da prensa menor se conecta uma corrente de transmissão, que passa por uma roda dentada fixada na mesa da prensa. Essa roda é responsável por desviar a direção da força vertical em 90°, tornando-a horizontal.

As duas prensas são conectadas a um sistema de aquisição de dados, capaz de gerir cargas de até quatro eixos de modo independente ou combinado. Esta aparelhagem tem permitido um melhor controle das cargas e a gestão dos dados, tornando possível o registro das forças aplicadas e dos deslocamentos de ambos os pistões uma vez por segundo. Durante os ensaios são medidos: a carga vertical do pistão 1 e a velocidade de deslocamento da caixa inferior, que é ligada ao pistão 2. Essas duas grandezas, que devem se manter constantes durante o ensaio, e o andamento da força de tração aplicada, são monitorados por meio de gráficos em tempo real. Os dados registrados pelo programa são transcritos em arquivos do tipo (*.csv), que podem ser trabalhados em programas de uso comum, como o Excel.

5.5.2.2 Cisalhamento direto com areia padrão

Este ensaio tem por objetivo determinar as propriedades de atrito de geomembranas ou geotêxteis em contato com uma areia padrão em condições de carregamento pré-fixadas. Uma areia padrão deve possuir granulometria, densidade e umidade específicas, sob uma dada tensão normal e razão de cisalhamento, fixadas pela norma prEN ISO 12957-1 (CEN, 2000b). A areia padrão é comercializada pelo CEN (Figura 5.22) e sua distribuição granulométrica é mostrada na Tabela 5.7. Esta granulometria deve ser mantida em todos os ensaios conduzidos, devendo, portanto, ser controlada periodicamente por meio de análise granulométrica para verificação de prováveis perdas de material fino. Recomenda-se inclusive que a areia não seja reutilizada muitas vezes, já que pode

ocorrer uma mudança de suas características originais, conduzindo a resultados errôneos. A Tabela 5.8 apresenta as condições de peso específico e umidade da areia padrão durante o ensaio de cisalhamento, bem como suas características de resistência obtidas em ensaio triaxial, realizado pela CEN (1996a).

Neste ensaio, a variação no ângulo de atrito na interface solo-geossintético (δ') é devida exclusivamente ao tipo de geomembrana ou geotêxtil, pois as demais variáveis são mantidas constantes. Isto permite que os resultados possam ser utilizados para a comparação das propriedades de atrito de diferentes tipos de geossintéticos e empregados em processos de seleção de um determinado produto.



Figura 5.22 – Areia padrão DIN EN 196-1.

Tabela 5.7 – Distribuição granulométrica da areia padrão DIN EN 196-1 (CEN, 1996a).

Diâmetro (mm)	Porcentagem retida (%)
2,00	0
1,60	7 ± 5
1,00	33 ± 5
0,50	67 ± 5
0,16	87 ± 5
0,08	99 ± 5

Tabela 5.8 - Condições da areia-padrão (DIN EN 196-1) durante o ensaio.

Característica	Valor	Unidade
Peso específico seco	17,5	kN/m ³
Umidade	1,52 - 2,10	%
Ângulo de atrito de pico*	40,00	(°)
Coesão	0,00	kPa

Nota: O ângulo de atrito de pico foi determinado em ensaio triaxial.

A norma prEN ISO 12957-1 (CEN, 2000b) prevê a execução de duas séries de ensaios, uma para determinação do ângulo de atrito interno da areia padrão (ϕ') e outra para determinação do atrito na interface geomembrana-areia (δ') ou geotêxtil-areia. Cada série compreende a determinação da tensão de cisalhamento (τ) e da tensão efetiva normal máxima para níveis de tensão normal de 50, 100 e 150 kPa. A força de cisalhamento é aplicada à razão constante de deslocamento da caixa igual 1,0 mm/min.

Para os ensaios de cisalhamento areia-areia, a caixa inferior (Figura 5.23a) foi preenchida com volume de areia correspondente a 0,025 m³. A massa de areia necessária para preencher a caixa foi calculada tendo-se em conta o peso específico seco pré-fixado em 17,5 kN/m³ e a umidade natural da areia. O volume de areia foi depositado aos poucos na caixa e compactado em camadas (Figura 5.23b) até a superfície. Na Figura 5.23c é mostrada a caixa inferior preenchida com areia e com a superfície regularizada. O suporte da caixa superior é então fixado à mesa deixando um espaço em torno de 1 mm da superfície inferior. A massa de areia para preencher a caixa superior é calculada para o mesmo peso específico, de modo a ocupar um volume de 0,005 m³, correspondente a uma espessura de areia na caixa de 50 mm (Figura 5.23d). A altura restante (52 mm) foi ocupada por uma placa de borracha colocada sobre a areia, subjacente à placa de ferro presa ao pistão.

Terminada a montagem, a pressão vertical de 50, 100 ou 150 kPa é aplicada sobre a amostra. Em seguida é feita a ligação da corrente à caixa inferior e aplicada uma pequena pré-carga, com o intuito de colocar a corrente sob tensão. Até então, o suporte móvel sob a caixa inferior deve se encontrar calçado para evitar qualquer deslocamento da caixa. O ensaio é iniciado com a aplicação da força cisalhante na caixa inferior, registrada a cada segundo. As medidas de deslocamento são

também registradas ao mesmo tempo. O ensaio termina quando um deslocamento relativo de 50 mm é alcançado.

Nos ensaios de cisalhamento das interfaces geomembrana-areia padrão e geotêxtil-areia padrão, a única diferença é a montagem da caixa inferior. A geomembrana (ou o geotêxtil) é grampeada em uma prancha de madeira como mostrado na Figura 5.24. Um esquema da montagem e configuração do ensaio é apresentado na Figura 5.25. Apenas o lado oposto ao de aplicação da força de tração não é fixo à prancha. Ambos os lados da geomembrana de PVC-P, cujas características foram descritas no início deste capítulo, foram testados. O geotêxtil utilizado foi um não-tecido agulhado de 600 g/m² de gramatura.



Figura 5.23 – Ensaio de cisalhamento na areia padrão.



Figura 5.24 – Fixação da amostra de geomembrana de PVC-P para ensaio de cisalhamento direto com areia padrão.

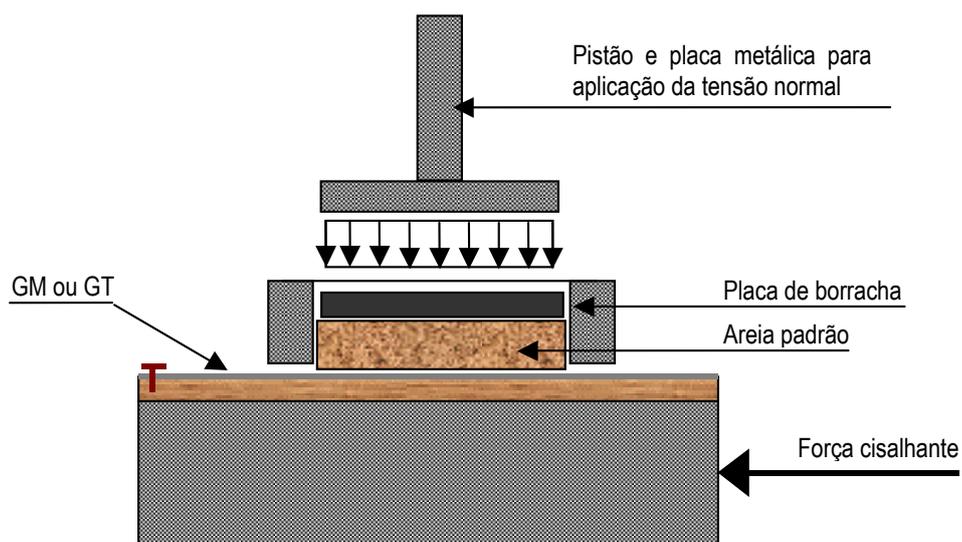


Figura 5.25 – Esquema de montagem da caixa de cisalhamento para os ensaios GT-Areia padrão e GM-Areia padrão.

5.5.2.3 Cisalhamento direto geossintético-geossintético e geossintético-solo

Os procedimentos de ensaio de cisalhamento direto para determinação das propriedades de atrito entre geossintético-geossintético (GS-GS) e geossintético-solo (GS-S) são prescritos pela ASTM 5321. O procedimento de ensaio é basicamente o mesmo descrito anteriormente, diferindo apenas quanto à fixação do geotêxtil, velocidade de ensaio e cargas normais aplicadas. Para os ensaios

aqui descritos foram escolhidas as tensões normais de 25, 100, 400 e 800 kPa e uma velocidade de 3 mm/min.

Nestes ensaios, denominados de desempenho, as condições *in situ* de instalação da geomembrana são reproduzidas. Como é usual o emprego de um geotêxtil como proteção superficial da geomembrana subjacente à camada de cobertura, é importante conhecer o atrito nas interfaces geotêxtil-geomembrana e geotêxtil-camada de cobertura (concreto ou material granular). O geotêxtil em contato com uma camada arenosa subjacente (camada de suporte) também é uma configuração possível de ocorrer. Portanto, objetivando conhecer as propriedades de atrito de possíveis interfaces em um sistema de impermeabilização na face de montante de uma barragem de enrocamento, foram ensaiadas as seguintes combinações:

- Geotêxtil não-tecido HT600 x geomembrana (lado liso) – Figura 5.26;
- Geotêxtil não-tecido HT600 x geomembrana (lado rugoso) – Figura 5.26;
- Concreto x geomembrana (lado rugoso) – Figura 5.27;
- Concreto x geotêxtil não-tecido HT600 – Figura 5.27.

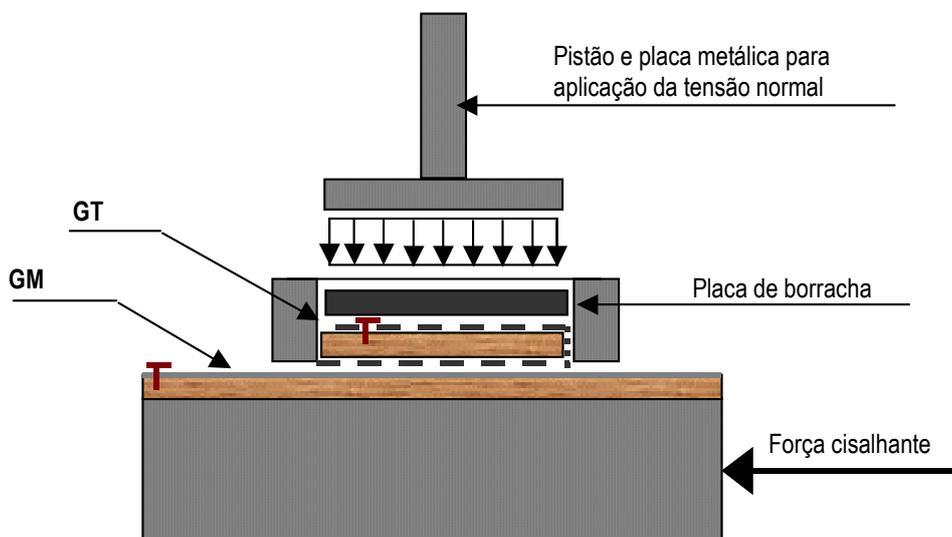


Figura 5.26 – Esquema de montagem da caixa de cisalhamento para os ensaios GT-GM.

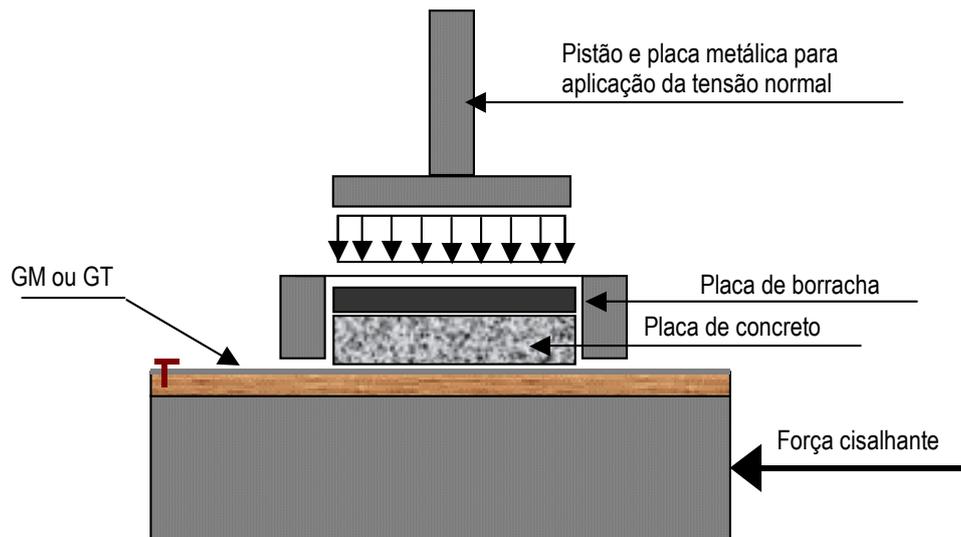


Figura 5.27 – Esquema de montagem da caixa de cisalhamento para os ensaios GT-concreto ou GM-concreto.

A fixação do geotêxtil na caixa superior foi testada de duas maneiras diversas, em ensaios preliminares. Na primeira tentativa (Figura 5.28a) o geotêxtil foi arrancado em um dos lados, se deformando mais na região central da amostra. A fixação mostrada na Figura 5.28b apresentou-se mais adequada, no entanto o contato do geotêxtil com as arestas da madeira ocasionou um rasgo no geotêxtil. Finalmente foi testada a fixação da Figura 5.28b, protegendo as arestas com um fita adesiva bem lisa.

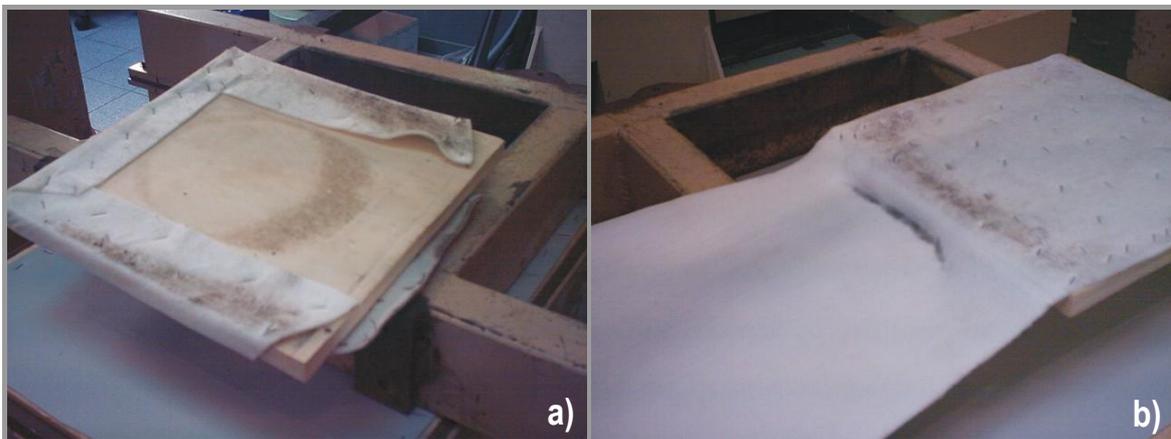


Figura 5.28 – Tipos de fixação considerados para o geotêxtil – caixa superior.

Apresentação e Análise dos Resultados dos Ensaios de Laboratório

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização e desempenho conduzidos nas amostras virgens da geomembrana de PVC-P selecionada para o estudo. Os resultados dos ensaios selecionados para a avaliação do efeito do envelhecimento artificial acelerado sobre a geomembrana, conduzidos nas amostras degradadas, são mostrados e analisados paralelamente aos resultados dos ensaios das amostras virgens. A discussão dos valores encontrados para cada propriedade em questão é feita com base em valores mínimos e variações admissíveis, prescritos por normas ou pela literatura técnica sobre o assunto.

Na prática, a maioria dos ensaios de caracterização é empregada em controles de qualidade de fabricação e em verificações da conformidade do produto recebido às especificações de fábrica. No presente estudo, nem todas as propriedades avaliadas são discutidas em relação ao atendimento às especificações, até mesmo porque a geomembrana em estudo foi fabricada em caráter excepcional para a presente pesquisa. Não fazendo parte da linha de produção da fábrica, o produto não foi submetido aos testes usuais de caracterização para controle de qualidade. Ainda

assim, é importante deixar claro que a composição da fórmula foi definida visando sua aplicação em barragens para armazenamento de água.

Com relação às normas consultadas, destaca-se a norma italiana UNI 8898/4 (UNI, 1998) e o projeto de norma europeia prEN 13361 do Comitê Europeu de Normatização (CEN, 2003). A UNI 8898/4 (UNI, 1998) prescreve as características e os limites de aceitação para membranas poliméricas não reforçadas à base de PVC-P para aplicação em barragens. O projeto de norma prEN 13361 (CEN, 2003) apresenta também as características requeridas para barreiras geossintéticas para uso em reservatórios e barragens. A literatura técnica também fornece valores típicos das propriedades que devem ser avaliadas na geomembrana para aplicação em barragens, como relatado nos capítulos precedentes. Destaca-se que os valores prescritos, mesmo aqueles extraídos de normas, são valores de referência, que devem ser cuidadosamente definidos em função das peculiaridades de cada projeto.

6.2 RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

O programa elaborado para a identificação da geomembrana em estudo, descrito em detalhes no Capítulo 5, consistiu de ensaios para determinação das propriedades índice: gramatura, espessura nominal, dureza Shore A, densidade, conteúdo de plastificante, resistência ao rasgo e ao puncionamento, estabilidade dimensional, deformabilidade, módulo e resistência à tração uniaxial, parâmetro A na análise TG e flexibilidade a baixas temperaturas. Os valores determinados nos diversos ensaios conduzidos nas amostras virgens e envelhecidas são apresentados em gráficos onde a propriedade avaliada é função do tempo de incubação da amostra. O tempo zero nos gráficos corresponde ao valor da propriedade determinada na amostra virgem (não degradada).

O conteúdo de plastificante nas amostras foi estimado por dois métodos de ensaio, o da extração por solventes e pela análise termogravimétrica (TGA). O método da extração por solventes fornece resultados mais precisos, enquanto que a análise TG permite a identificação de mudanças na composição da fórmula, permitindo uma estimativa aproximada da redução de plastificante após o envelhecimento. Como o processo de degradação térmica nas geomembranas de PVC-P está correlacionado à perda de plastificante, pode-se estimar o percentual de perda ocorrido durante o processo por meio da análise TG, no entanto, sem obter por esse método a quantidade de plastificante na amostra.

Os resultados dos ensaios de tração uniaxial realizados nas amostras virgens são discutidos no Item 6.4.1.1, onde o comportamento tensão-deformação da geomembrana é abordado juntamente com ensaios hidrostáticos multiaxiais (axi-simétricos) e com aqueles conduzidos em diferentes temperaturas.

6.2.1 Gramatura, Espessura, Dureza, Densidade e Conteúdo de Plastificante

Na Tabela 6.1 são apresentados os resultados dos ensaios de identificação (gramatura, espessura nominal, dureza, densidade e conteúdo de plastificante) conduzidos na amostra virgem de geomembrana de PVC-P. As fórmulas para o cálculo da média, desvio padrão e coeficiente de variação da amostra são dadas pelas seguintes equações:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad 6.1$$

$$DP(X) = S_x = +\sqrt{S_x^2} \quad 6.2$$

$$CV_{amo} = \frac{S_x}{\bar{X}} \cdot 100 (\%) \quad 6.3$$

$$S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1} \quad 6.4$$

Onde:

\bar{X} = média aritmética da amostra;

n = número de elementos da amostra;

X_i = valor do elemento;

DP(X) = desvio padrão da amostra;

S_x^2 = variância da amostra;

CV_{amo} = coeficiente de variação da amostra (%).

Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de identificação nas amostras virgens de GM PVC-P.

Amostra	Gramatura (g/m ²)	Espessura nominal (mm) a 20kPa	Dureza shore A	Densidade (kg/m ³)	Conteúdo de plastificante (%)
1	2641	2,14	78	1,276	30,5
2	2646	2,15	78	1,275	31,6
3	2615	2,10	78	1,274	32,0
4	2591	2,08	78	1,276	-
5	2594	2,09	77	1,272	-
6	2627	2,13	78	1,274	-
(\bar{X})	2619	2,115	77,8	1,275	31,4
DP(X)	23	0,029	0,408	0,002	0,760
CV _{amo} (%)	0,9	1,4	0,5	0,1	2,4

A análise termogravimétrica (TGA) fornece um termograma da amostra de geomembrana ensaiada, como o apresentado na Figura 6.1. A Tabela 6.2 apresenta os valores médios obtidos para as cinco análises realizadas em uma amostra de geomembrana de PVC-P virgem.

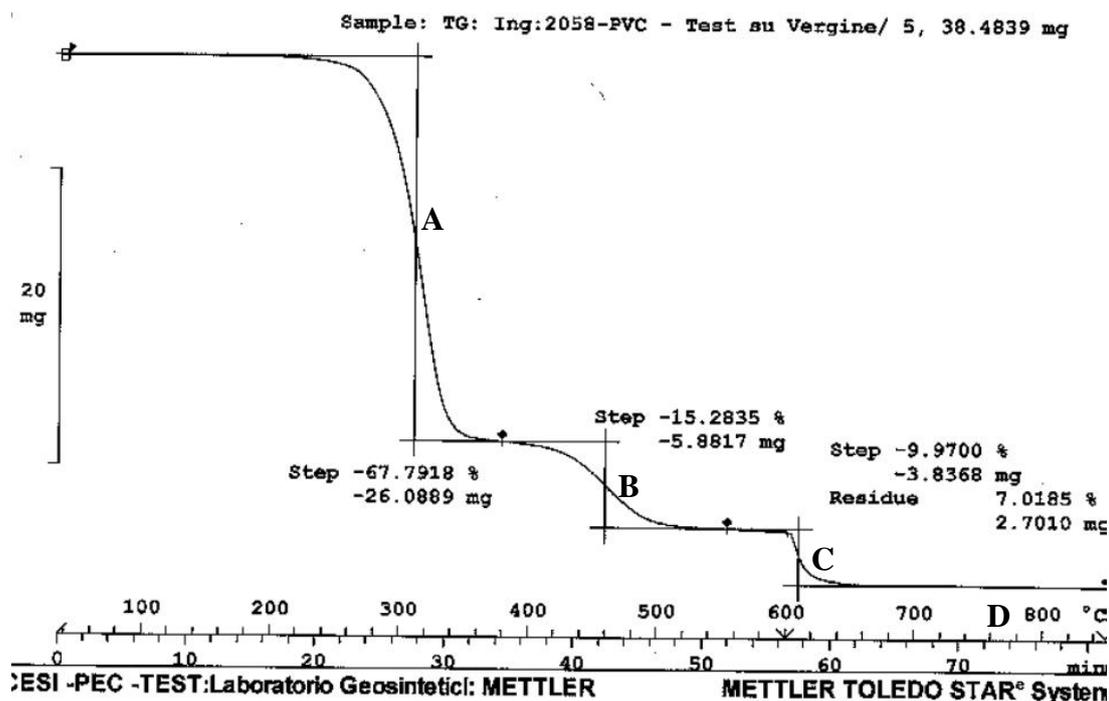


Figura 6.1 – Termograma de uma amostra de geomembrana de PVC-P virgem.

Nota-se pela Figura 6.1 que existem dois processos de decomposição ocorrendo nas temperaturas em torno dos 310 e 460° C. O primeiro inclui a desidrocloração (perda de HCl) para formar polienos e a degradação dos plastificantes. O segundo processo é a fase de degradação dos polienos. Após

isso ocorre a entrada de ar no sistema (temperatura aproximada de 600° C) para oxidar o resíduo de polímero carbonáceo.

Tabela 6.2 – Análise termogravimétrica em amostra de GM PVC-P virgem.

Corpo-de-prova	A (%)	B (%)	A+B (%)	C (%)	D(%)	C+D (%)
1	68,03	14,66	82,69	10,94	6,37	17,31
2	67,71	14,54	82,25	10,51	7,24	17,75
3	68,07	15,08	83,15	9,83	7,02	16,85
4	67,99	15,22	83,21	9,73	7,06	16,79
5	67,83	15,15	82,98	9,99	7,03	17,02
(\bar{X})	67,93	14,93	82,9	10,20	6,94	17,1
$DP(\bar{X})$	0,15	0,31	-	0,51	0,33	-
$CV_{amo}(\%)$	0	2	-	5	5	-

Nota: A=plastificantes+HCl do polímero; B=polímero residual; C=resíduos de polímero; D=cinzas.

Tendo em vista que é no primeiro processo de decomposição (em torno dos 300° C) que ocorre a maior perda de plastificante, o parâmetro A obtido da Tabela 6.2 é o mais interessante nesse estudo. Sua variação ao longo do processo de degradação, como será visto mais adiante, será útil para estimar a perda de plastificantes nas amostras envelhecidas.

Quanto à gramatura e a espessura, uma variação de $\pm 5\%$ em relação ao valor declarado pelo fabricante (UNI 8898/4, CEN 1998) é admissível. Em uma geomembrana de 2 mm, os valores de espessura devem estar compreendidos entre 1,9 a 2,1 milímetros. Na geomembrana testada, verifica-se que a espessura encontra-se dentro do limite exigido pela presente norma.

A densidade deve se encontrar entre 1,1 e 1,6 com uma tolerância de $\pm 2\%$ sobre o valor declarado. A dureza, que é um parâmetro físico-mecânico deve manter-se entre 65 e, no máximo, 90 nas geomembranas de PVC-P, admitindo-se uma variação de três graus. Nota-se que o valor de dureza determinado para a amostra virgem, igual a 78, encontra-se dentro do limite prescrito pela norma.

A determinação do conteúdo de plastificante na formulação, embora esteja na categoria dos ensaios índice, não se encontra no rol dos ensaios que devem ser executados e divulgados nos catálogos do fabricante. Nas geomembranas comercializadas para aplicações específicas, como em barragens, a formulação é definida conforme as características do projeto e as condições locais da obra, sendo a empresa projetista responsável por essa especificação. Desta forma, o conteúdo de plastificante pode variar entre 30 e 38% para geomembranas de PVC-P destinadas a aplicação em

barragens, dependendo das condições climáticas locais e se uma camada de proteção contra a radiação solar é ou não prevista pelo projeto. O percentual considerado pelo fabricante para a composição da geomembrana empregada nessa pesquisa foi 32,3% e o valor determinado por amostragem foi de 31,4%, utilizando-se o método da extração por solventes.

O ensaio de determinação da flexibilidade da geomembrana de PVC-P em baixas temperaturas resultou numa temperatura de -40°C tanto para as amostras extraídas no sentido longitudinal quanto no transversal da bobina. Ou seja, a amostra mantém sua flexibilidade em baixas temperaturas até o limite de -40°C , sem apresentar fissuras ou trincas. Ressalta-se que esse ensaio é recomendado em regiões de clima frio, onde as temperaturas podem chegar abaixo de zero grau na escala Celsius. Em países de clima tropical, como o Brasil, o ensaio de flexibilidade em baixas temperaturas é dispensável.

6.2.2 Resistência ao puncionamento estático (Método da penetração -CBR) e dinâmico

O ensaio de resistência à punção pelo método da penetração é, na verdade, um ensaio índice que fornece valores de resistência à punção, em geral, superestimados com relação aos esforços de punção de campo. A Tabela 6.3 apresenta o resultado do ensaio conduzido em uma amostra virgem da geomembrana de PVC-P sob estudo. O gráfico “deslocamento do pistão x força de punção”, gerado durante o ensaio, é apresentado na Figura 6.2.

Tabela 6.3 – Resultados do ensaio de resistência ao puncionamento estático.

Corpo-de-prova	F_p (kN)	h_p (mm)
1	2,855	74,680
2	2,695	73,020
3	2,590	72,960
4	2,680	72,820
5	2,680	74,160
(\bar{X})	2,700	73,528
$DP(\bar{X})$	0,096	0,838
$C.V.(\%)$	3,6	1,14

Nota: F_p - força máxima de punção; h_p - distância máxima em milímetros correspondente à força máxima registrada F_p .

A resistência de punção determinada no ensaio da geomembrana de PVC-P foi relativamente elevada e está compreendida na faixa de valores determinados para geomembranas acopladas à geotêxteis.

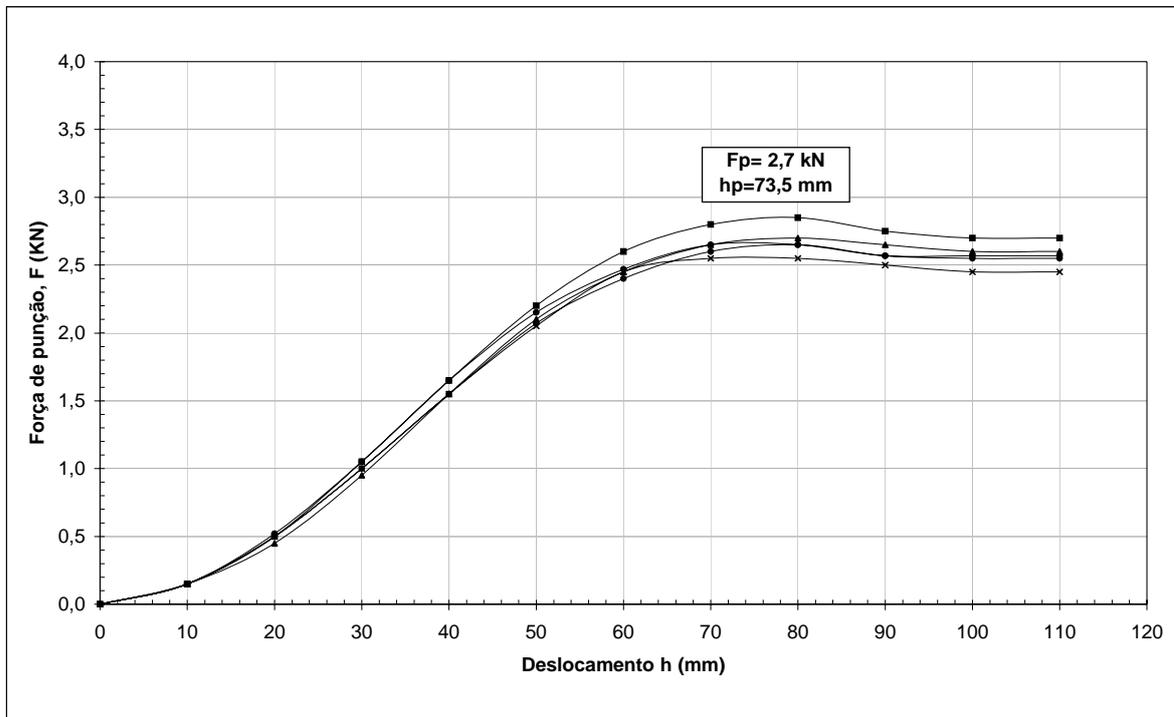


Figura 6.2 – Curva: força de punção versus deslocamento.

Ressalta-se que ensaios de resistência ao puncionamento para fins de projeto devem ser conduzidos com o mesmo material da camada de suporte na qual a geomembrana será apoiada. Uma adaptação à aparelhagem usada no ensaio de resistência ao estouro é feita visando a obtenção da carga hidráulica máxima sobre a geomembrana, na qual esta se romperia por punção quando apoiada em partículas pontiagudas de um determinado substrato. O ensaio tipo CBR é muito útil para a comparação de diferentes tipos de geomembrana, pois não requer grande quantidade de material e é relativamente de fácil e rápida execução.

No ensaio de resistência ao puncionamento dinâmico a amostra foi classificada como PD4 (nenhuma perda de impermeabilidade a 5 Nm).

6.2.3 Razão de transmissão de vapor d'água (WVT)

A variação da permeança no decorrer do ensaio é mostrada na Tabela 6.4 e ilustrada na Figura 6.3.

Tabela 6.4 – Resultados do ensaio de WVT.

Tempo de ensaio (h)	Permeança [g/(m ² d)]	Coefficiente de permeabilidade (m/s)
24	2,0733	2,36E-13
48	2,6600	3,02E-13
120	2,6711	3,04E-13
216	2,5183	2,86E-13
288	2,1222	2,41E-13
384	2,0850	2,37E-13
456	1,8311	2,08E-13
552	1,8250	2,07E-13
624	1,6400	1,86E-13
720	1,6750	1,90E-13
792	1,3378	1,52E-13
888	1,4933	1,70E-13
1008	1,3227	1,50E-13
1128	1,3080	1,49E-13

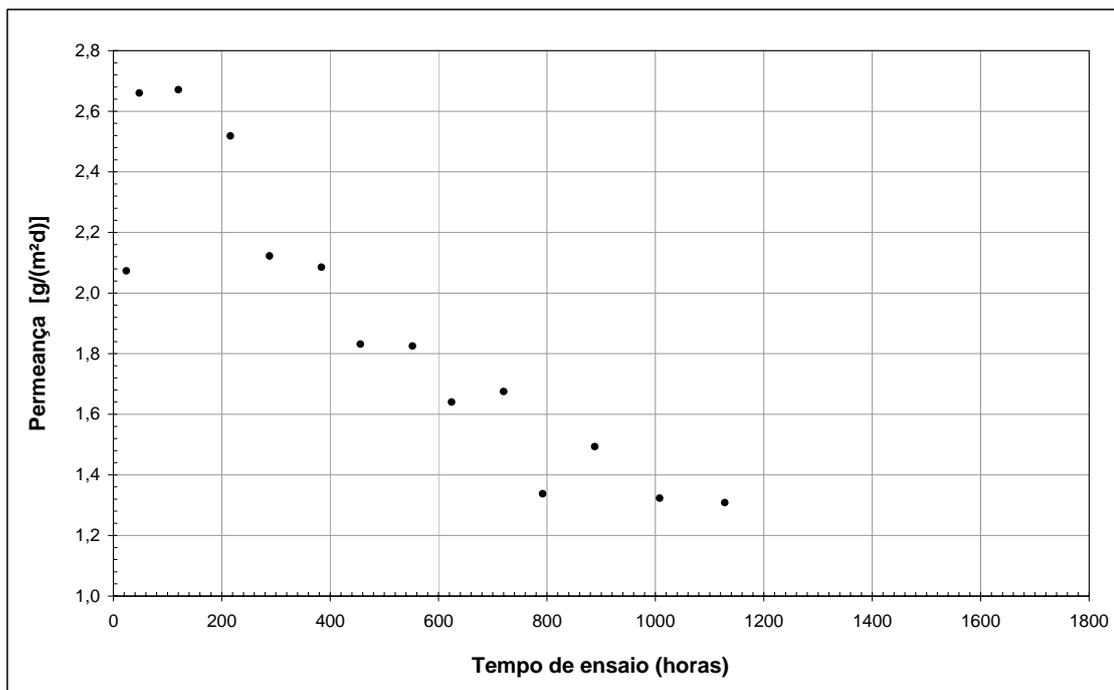


Figura 6.3 – Resultados do ensaio de transmissão de vapor d'água (WVT).

Após 47 dias de ensaio não foi observada uma tendência de estabilização dos valores, em geral este ensaio é conduzido por um período de tempo maior, podendo chegar a alguns meses de monitoramento até que se tenha uma assíntota na curva de ajuste. O resultado final de permeança foi tomado aqui para 47 dias (1,30 g/m².dia), no entanto, pode ser ainda menor para a geomembrana de PVC-P ensaiada. A partir de correlações, o coeficiente de permeabilidade é

calculado, como demonstrado no Capítulo 3. Segundo Akber et al. (1984), para uma carga hidráulica máxima de 400 kPa, a geomembrana deve possuir um coeficiente de permeabilidade máxima de 10^{-10} cm/s. A limitação para a descarga de fluxo em barragens, segundo Akber et al. (1984) é de 0,00125 l/s/m². O resultado para a amostra virgem apresenta valores inferiores aos recomendados ($k=1,49.10E-13$ m/s), estando, portanto, dentro dos limites requeridos com certa margem de segurança.

6.2.4 Resistência ao rasgo

Os ensaios realizados para determinação da resistência ao rasgo foram conduzidos em cinco corpos-de-prova, em cada uma das direções longitudinal e transversal da membrana. Os resultados são apresentados na Tabela 6.5. O valor médio para a carga de ruptura não pode diferir mais que 20% em relação ao menor valor. A resistência mínima ao rasgo exigida pela UNI 8898/4 (1988) é de 50 kN/m.

Tabela 6.5 – Resistência ao rasgo da geomembrana PVC-P 2 mm virgem.

GM PVC-P 2 mm	Resistência ao rasgo (kN/m)	Desvio Padrão
Long.	63,02	1,96
Transv.	57,25	2,47

Os valores obtidos são superiores aos exigidos pela norma UNI 8898 (1988). No entanto, esses valores representam uma resistência relativamente baixa. Durante a instalação é necessário que sejam tomadas providências para evitar que a geomembrana venha a se rasgar. Os cuidados incluem uma boa regularização e limpeza da camada de suporte e se necessário uma proteção com geotêxtil. O uso de geocompostos (geomembrana + geotêxtil), como já relatado anteriormente, é preferível nas instalações em barragens.

6.2.5 Estabilidade dimensional ao calor

Os resultados do ensaio de estabilidade dimensional ao calor são apresentados na Tabela 6.6. Nota-se que transversalmente a geomembrana é mais estável que longitudinalmente. Foi observado um pequeno encolhimento da amostra no sentido longitudinal e uma pequena expansão no sentido transversal. Em geral, a variação entre as dimensões finais e iniciais foram pequenas, ficando em torno dos 2,5%. Isso demonstra que, durante a instalação, sob o efeito de temperaturas bem inferiores a 80° C, uma geomembrana de PVC-P com características similares não sofreria deformações consideráveis, que poderiam ocasionar rugas e/ou tensionamento da membrana.

Tabela 6.6 – Resultados do ensaio de estabilidade dimensional ao calor (80° C/ 1 hora).

Nº Corpo-de-prova	Dimensão inicial (mm)		Dimensão final (mm)		Variação (%)	
	Long	Transv	Long	Transv	Long	Transv
1	250,76	250,56	244,76	253,14	-2,39	1,03
2	250,00	250,78	244,32	251,96	-2,27	0,47
3	250,24	250,82	243,42	251,78	-2,72	0,38
(\bar{X})	250,33	250,72	244,17	252,29	-2,46	0,63
$DP(\bar{X})$	0,39	0,14	0,68	0,74	-	-
$C.V.(\%)$	0,15	0,05	0,28	0,29	-	-

6.3 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS NAS AMOSTRAS DEGRADADAS

Os resultados obtidos nos diferentes ensaios e tempos, realizados nas amostras incubadas em estufa nas temperaturas de 65, 80 e 95° C, são apresentados nas Tabelas 6.7 a 6.9.

Tabela 6.7 – Resultados dos ensaios conduzidos em amostras de GM PVC-P incubadas à T= 65° C.

Propriedade ($T_{incub} = 65^\circ C$)	Unid.	Tempo de incubação (dias)							
		0	7	14	28	56	112	224	448
Gramatura	g/m ²	2619	2730	2695	2667	2666	2665	2633	2664
Espessura	mm	2,12	2,18	2,18	2,16	2,15	2,17	2,12	2,16
Dureza Shore A	[]	77,8	77,3	76,3	75,8	76,7	70,2	75,0	79,4
Densidade	kg/m ³	1275	1278	1274	1278	1273	1274	1274	1275
Plastificante+Polímero (TGA)	%	67,9	68,0	68,1	68,0	67,6	67,3	67,8	67,9
Conteúdo de plastificante (Método da extração)	%	31,4	31,7	30,6	30,8	31,2	31,8	30,4	30,9
Flexib. em baixas temperaturas (L)	°C	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40
Flexib. em baixas temperaturas (T)	°C	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40

Tabela 6.8 - Resultados dos ensaios conduzidos em amostras de GM PVC-P incubadas à T= 80° C.

Propriedade (T _{incub} =80° C)	Unid.	Tempo de incubação (dias)							
		0	7	14	28	56	112	224	448
Gramatura	g/m ²	2619	2686	2686	2675	2669	2667	2663	2663
Espessura	mm	2,12	2,18	2,19	2,17	2,15	2,15	2,15	2,14
Dureza Shore A	[]	77,8	76,7	74,8	74,8	75,2	68,7	73,8	79,8
Densidade	kg/m ³	1275	1273	1273	1277	1275	1274	1279	1281
Plastificante+Polímero (TGA)	%	67,9	68,0	68,1	67,7	67,5	67,0	67,3	67,0
Conteúdo de plastificante (Método da extração)	%	31,4	30,9	30,9	31,3	31,6	31,8	30,2	28,9
Flexib. em baixas temperaturas (L)	°C	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40
Flexib. em baixas temperaturas (T)	°C	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40	-40

Tabela 6.9 - Resultados dos ensaios conduzidos em amostras de GM PVC-P incubadas à T= 95° C.

Propriedade (T _{incub} =95° C)	Unid.	Tempo de incubação (dias)							
		0	7	14	28	56	112	224	448
Gramatura	g/m ²	2619	2698	2709	2690	2674	2681	2660	2652
Espessura	mm	2,12	2,18	2,19	2,16	2,13	2,15	2,12	2,09
Dureza Shore A	[]	77,8	75,0	74,2	73,8	75,2	69,7	77,0	86,1
Densidade	kg/m ³	1275	1274	1274	1280	1280	1284	1293	1310
Plastificante+Polímero (TGA)	%	67,9	67,8	67,7	67,6	67,1	65,8	64,7	64,6
Conteúdo de plastificante (Método da extração)	%	31,4	30,6	31,5	30	31,1	29,4	27,4	20,9
Flexib. em baixas temperaturas (L)	°C	-40	-40	-40	-40	-40	-35	-35	-40
Flexib. em baixas temperaturas (T)	°C	-40	-40	-40	-40	-40	-35	-35	-30

Os gráficos mostrados nas Figuras 6.4 a 6.7 apresentam a variação da espessura, gramatura, dureza e densidade ao longo do processo de degradação. Algumas propriedades foram determinadas apenas para a caracterização do material no decorrer do processo de envelhecimento e, em função de praticamente não se alterarem com o envelhecimento, não serão aplicadas no Modelo de Arrhenius.

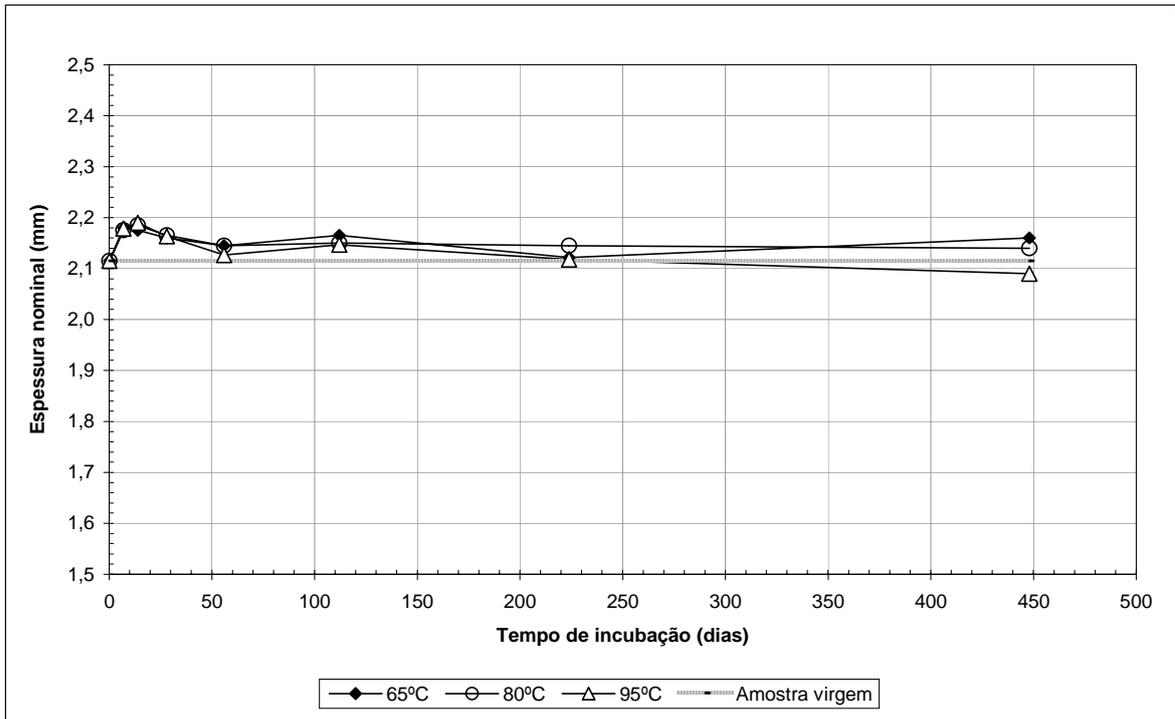


Figura 6.4 – Variação da espessura nominal da GM PVC-P ao longo do processo de degradação.

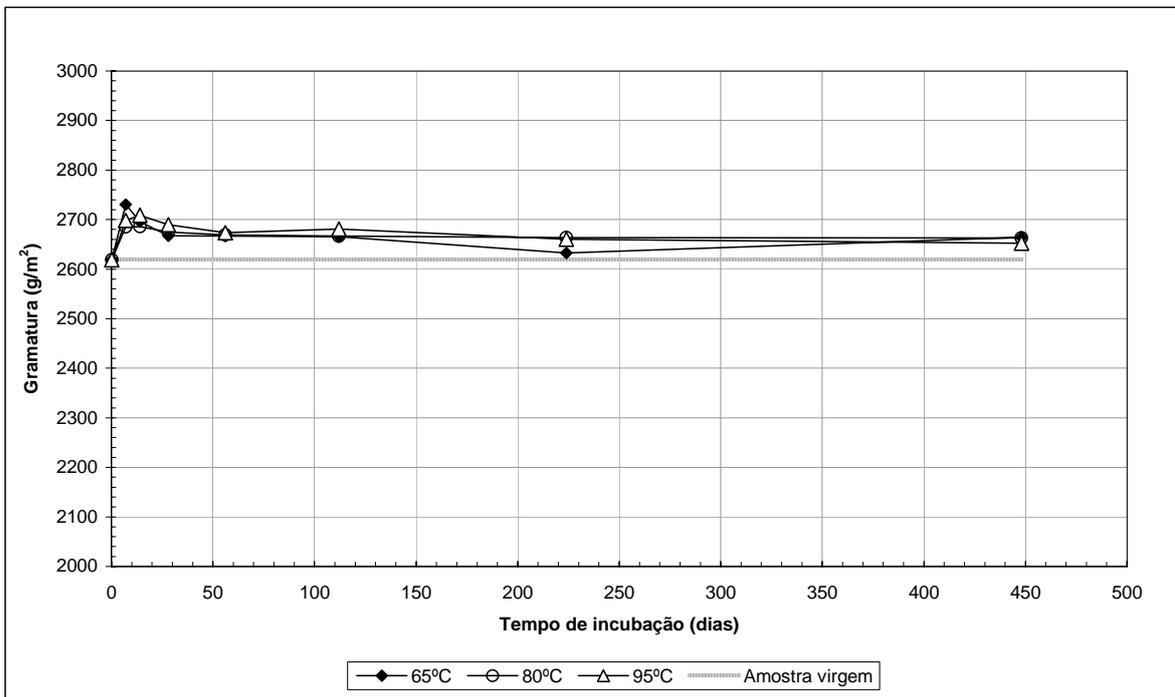


Figura 6.5 – Variação da gramatura da GM PVC-P ao longo do processo de degradação.

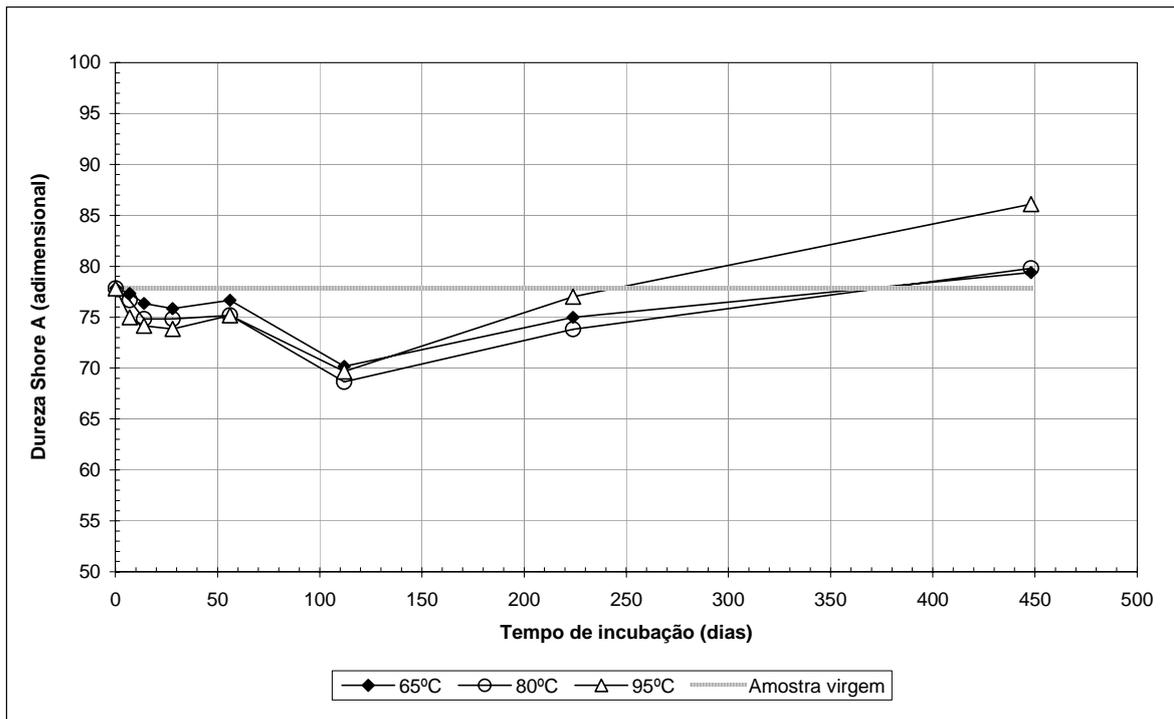


Figura 6.6 - Variação da dureza Shore A da GM PVC-P ao longo do processo de degradação.

A espessura e a gramatura, mostradas respectivamente nas Figuras 6.4 e 6.5, foram pouco alteradas pelo processo de degradação térmica. A variação dos dados obtidos nas amostras mantidas incubadas está dentro da faixa de dispersão amostral (em torno dos 5%) esperada para esses ensaios.

Com relação à dureza (Figura 6.6), até o período de 224 dias (32 semanas), o comportamento observado não foi o esperado, ou seja, não houve um aumento da dureza até esse período. Como a degradação torna o material mais duro, é provável que a variação verificada em relação à amostra virgem até os 224 dias seja devida a dispersões intrínsecas do ensaio. Aos 448 dias (64 semanas), nota-se um ligeiro aumento na dureza para as três temperaturas de incubação. Nas amostras incubadas a 65 e 80° C, o valor da dureza é de aproximadamente 80, enquanto que para a temperatura de 95° C, o valor encontrado é da ordem de 86. O emprego desta propriedade no Modelo de Arrhenius se torna difícil uma vez que provavelmente o valor limite admissível não tenha sido atingido. Mesmo após os 448 dias, na temperatura de incubação mais crítica, o valor determinado ainda se encontra dentro da faixa considerada para amostras virgens, indicando pequena variação dessa propriedade para a GM de PVC-P avaliada.

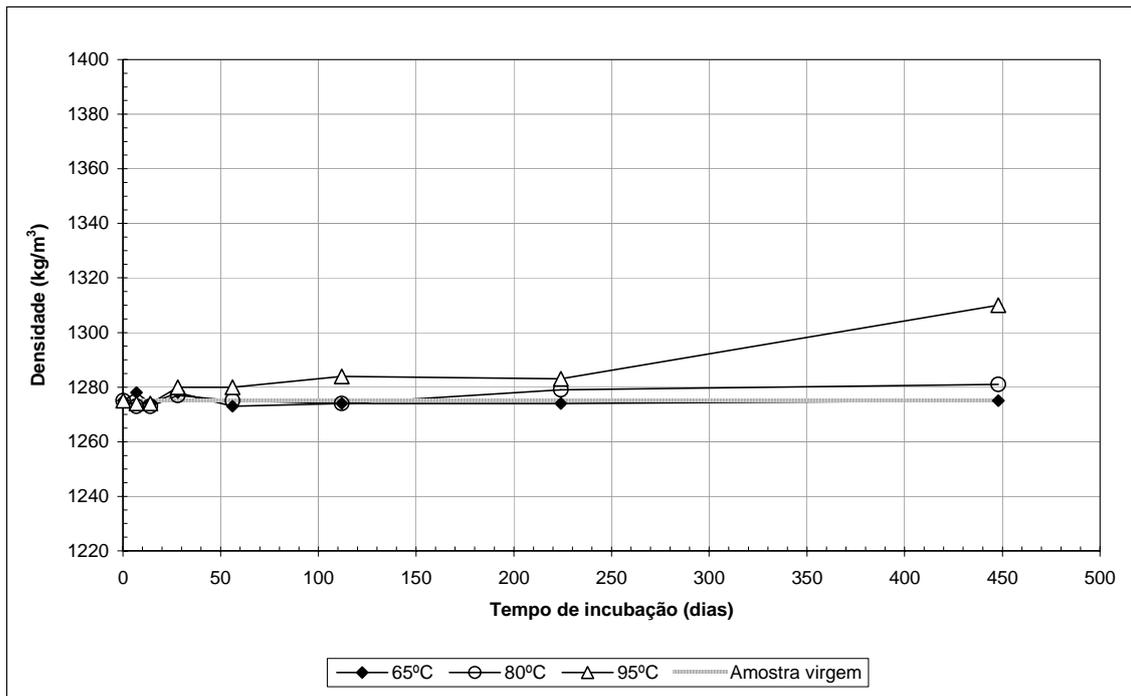


Figura 6.7 - Variação da densidade da GM PVC-P ao longo do processo de degradação.

A Figura 6.8 apresenta a variação do conteúdo de plastificante obtido pelo método da extração e a Figura 6.9 mostra uma estimativa da variação do parâmetro "A" (polímero + plastificante) no decorrer do processo de degradação.

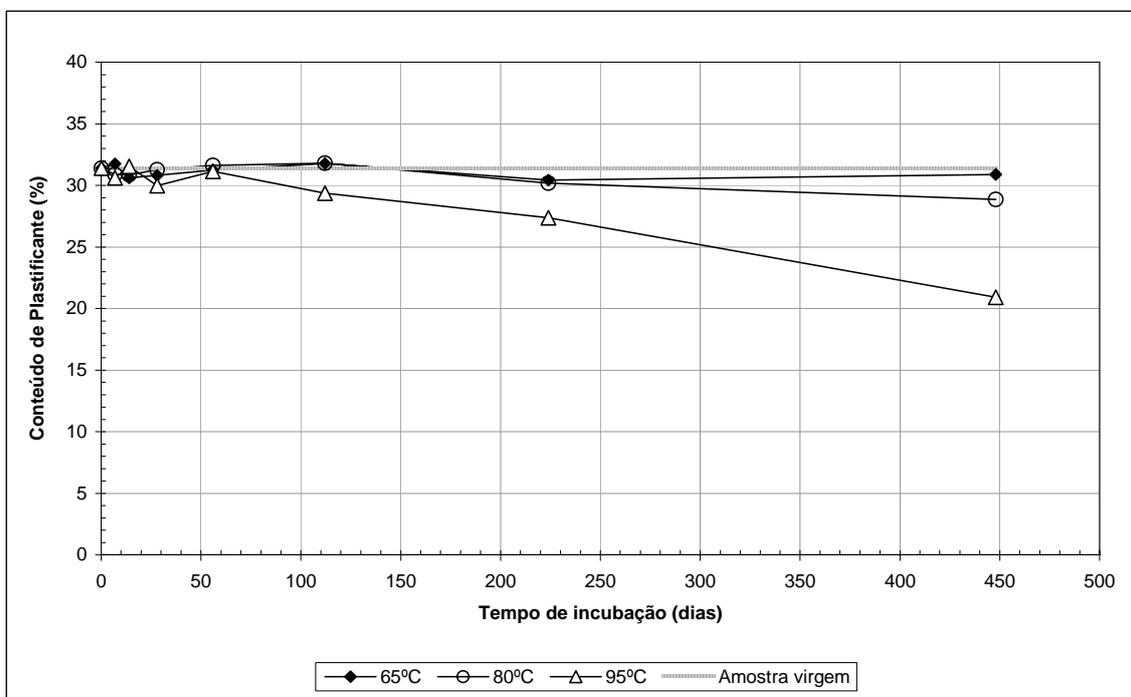


Figura 6.8 – Variação do conteúdo de plastificante ao longo do processo de degradação – Método da extração por solventes.

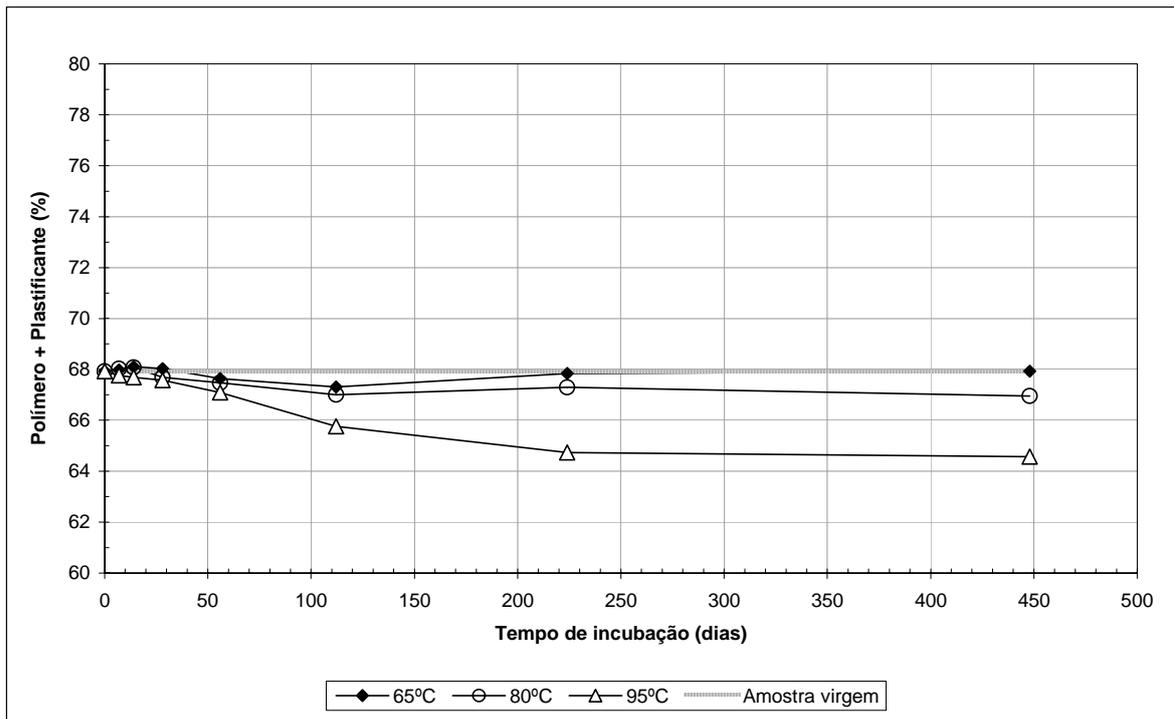


Figura 6.9 – Estimativa da variação do conteúdo de plastificante ao longo do processo de degradação por meio da análise TG.

Analisando as Figuras 6.8 e 6.9 observa-se que até os 56 dias de incubação, tanto a densidade quanto o conteúdo de plastificante, mantiveram-se praticamente constantes para as amostras incubadas em todas as três temperaturas. Para as amostras incubadas a 95° C, uma tendência de aumento da densidade após os 56 dias é observada concomitantemente à redução na quantidade de plastificante. Nota-se que essa variação em relação ao valor da amostra virgem é bastante expressiva ao final do período de incubação (64 semanas). A tendência de aumento na densidade ocasionada pela redução do conteúdo de plastificante pode ser observada na Figura 6.10.

Analisando a variação do parâmetro A (plastificante + HCl) durante o tempo de incubação (Figura 6.9), nota-se uma redução deste valor, provavelmente devido a perda de plastificante causada pela termo-degradação do polímero. A temperatura de incubação de 95° C foi a que provocou uma perda maior ($\cong 3\%$). Este valor não corresponde exatamente à perda de plastificante ocorrida durante o tempo de incubação, pois a TGA não é a técnica mais adequada para a quantificação dos constituintes do PVC devido ao processo de desidrocloração (perda de HCl) que ocorre concomitantemente à degradação dos plastificantes. No entanto, percebe-se que houve uma redução do parâmetro A e que essa corresponde a uma redução na quantidade de plastificante, já que a resina não se altera.

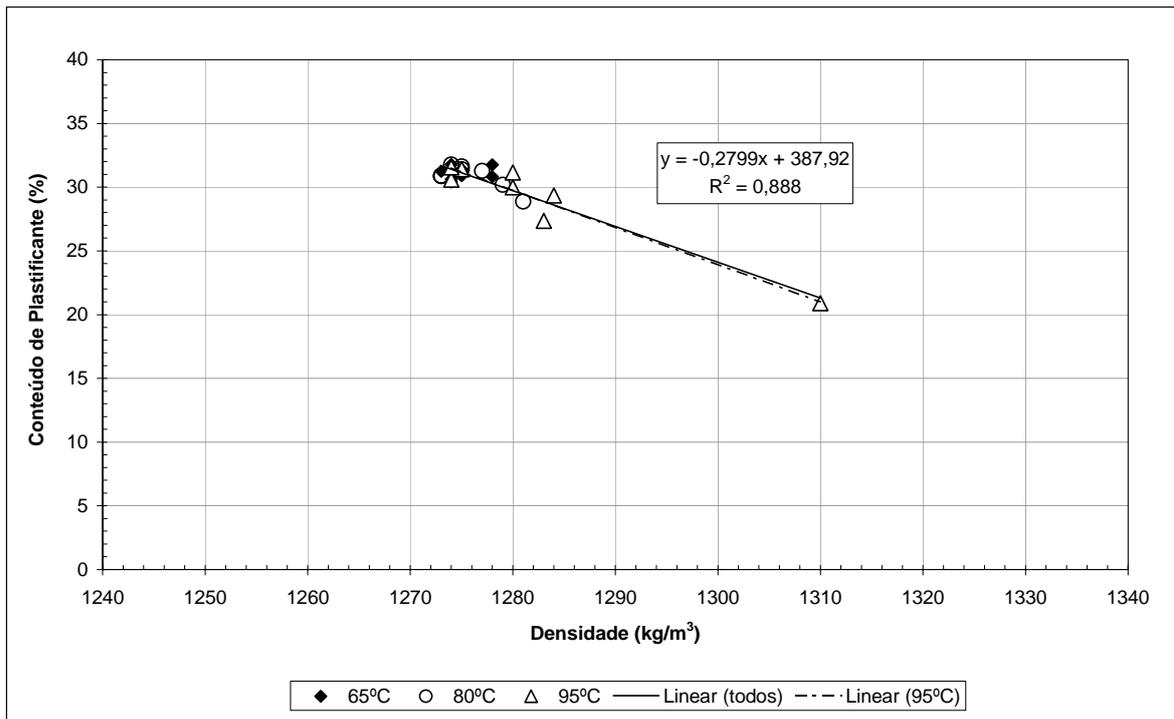


Figura 6.10 – Variação da densidade em função da perda de plastificantes.

Giroud & Tisinger (1995) estudaram a relação entre a densidade de geomembranas de PVC-P e o conteúdo de plastificante, como citado nos capítulos precedentes. Segundo os autores a geomembrana encolhe e sua densidade aumenta como resultado da perda de plastificante, pois a massa específica do plastificante é menor que a dos outros componentes da membrana. Este comportamento foi observado para as amostras envelhecidas, especialmente para aquelas que ficaram incubadas à temperatura de 95° C, como mostrado na Figura 6.10.

Quando se fala em perda de plastificante, a primeira idéia que surge é a de comparar a quantidade de plastificante inicial de uma amostra com a quantidade final e expressar o resultado da perda como sendo a razão entre o conteúdo inicial e o final, em porcentagem. A razão de perda de plastificante (P_L) de fato, definida por Giroud & Tisinger (1993), deve ser calculada por:

$$P_L = \frac{M_{P0} - M_P}{M_{P0}} \quad 6.5$$

Onde:

P_L = razão de perda de plastificante;

M_{P0} =massa inicial de plastificante;

M_P =massa final de plastificante.

Considerando que o conteúdo de plastificante é dado pela razão entre a massa de plastificante e a massa total da geomembrana, que inclui a própria massa de plastificante, chega-se a seguinte equação:

$$P_L = \frac{C_{P0} - C_P}{C_{P0} \cdot (1 - C_P)} \quad 6.6$$

Onde:

C_{P0} = conteúdo inicial de plastificante;

C_P = conteúdo final de plastificante.

O gráfico da Figura 6.11 apresenta a razão de perda de plastificante nas amostras degradadas nas três temperaturas de incubação (65, 80 e 95° C), calculada segundo as formulações acima.

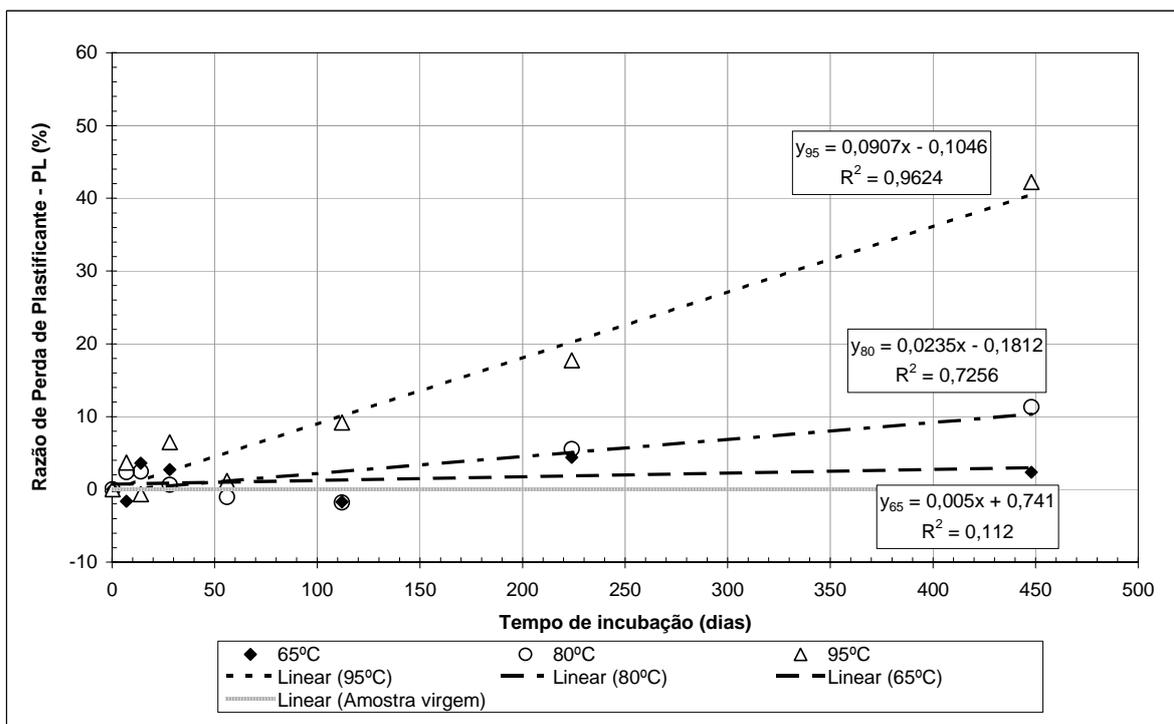


Figura 6.11 – Razão de perda de plastificante (P_L) ao longo do processo de degradação.

A razão de perda de plastificante calculada para a amostra incubada a 95° C, após um período de 448 dias, foi igual a 42,2%. Se fosse considerada apenas a diferença entre as porcentagens iniciais e finais (Figura 6.8) esse valor seria 10,5%. Segundo Giroud & Tisinger (1993), essa abordagem equivocada, tem originado a publicação de muitos resultados incorretos concernentes à razão de perda de plastificante na literatura técnica.

Quanto ao aspecto flexibilidade, a geomembrana de PVC-P virgem não apresentou nenhuma trinca ou fissura, seja na direção longitudinal ou transversal, quando submetida à temperatura de -40°C . Essa análise da existência de fissuras é feita com o auxílio de uma lupa. Após 112 dias de envelhecimento da amostra em estufa a 95°C notou-se uma alteração na flexibilidade do material (Tabela 6.9). A menor temperatura na qual a amostra mantém uma adequada flexibilidade passou a ser de -35°C após 224 dias de incubação a 95°C , reduzindo para -30°C após 448 dias (64 semanas). As demais amostras, incubadas a 65°C e 80°C , não apresentaram nenhuma alteração quanto a essa propriedade após o término do período de incubação.

6.4 RESULTADOS E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO E DOS ENSAIOS DE DESEMPENHO

6.4.1 Comportamento tensão-deformação da geomembrana

As amostras virgens de geomembrana de PVC-P tiveram seu comportamento tensão-deformação observado em ensaios multiaxiais axi-simétricos de tração (ensaios de resistência ao estouro) e em ensaios de tração uniaxial à temperatura ambiente e a diferentes temperaturas (-20 a 60°C). As amostras envelhecidas artificialmente tiveram suas propriedades de resistência e deformabilidade determinadas em ensaios de tração uniaxial, após os períodos de incubação previstos, obedecendo a escala de tempo logarítmica.

6.4.1.1 Ensaios de tração uniaxial

Os resultados obtidos para as amostras incubadas nas temperaturas de 65 , 80 e 95°C são apresentados nas Tabelas 6.10, 6.11 e 6.12, respectivamente. As curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios de tração uniaxial para as amostras virgens são apresentadas na Figura 6.12.

Tabela 6.10 – Parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras incubadas a 65° C e submetidas ao ensaio de tração uniaxial.

Propriedade (T= 65° C)	Unid.	Tempo de incubação (dias)							
		0	7	14	28	56	112	224	448
Resist. à tração na ruptura - L	MPa	19,7	19,4	18,9	19,3	19,2	18,5	18,4	18,5
Resist. à tração na ruptura - T	MPa	17,8	18,1	17,6	17,8	17,8	17,6	18,6	17,6
Deformação na ruptura - L	%	326,1	334,5	340,2	331,0	334,9	315,5	325,4	328,6
Deformação na ruptura - T	%	347,6	342,4	338,8	335,4	338,4	333,9	343,9	336,7
Mód. sec. a 100% de def. - L	MPa	8,2	9,0	8,2	8,7	9,0	9,0	8,8	8,9
Mód. sec. a 100% de def. - T	MPa	7,2	8,4	7,7	8,6	8,2	8,8	8,5	8,4
Módulo secante na ruptura - L	MPa	6,0	5,8	5,5	5,8	5,7	5,9	5,7	5,6
Módulo secante na ruptura - T	MPa	5,1	5,3	5,2	5,3	5,2	5,3	5,4	5,2
Módulo tangente inicial - L	MPa	14,2	15,0	14,1	15,9	14,4	16,9	18,4	19,5
Módulo tangente inicial - T	MPa	14,0	14,5	12,4	16,5	15,5	17,1	18,2	17,3

Tabela 6.11 - Parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras incubadas a 80° C e submetidas ao ensaio de tração uniaxial.

Propriedade (T= 80° C)	Unid.	Tempo de incubação (dias)							
		0	7	14	28	56	112	224	448
Resist. à tração na ruptura - L	MPa	19,7	18,6	18,5	19,2	18,8	18,7	19,0	18,3
Resist. à tração na ruptura - T	MPa	17,8	18,0	17,7	18,1	17,9	18,1	18,2	17,4
Deformação na ruptura - L	%	326,1	344,2	341,6	333,5	335,9	329,4	338,1	309,7
Deformação na ruptura - T	%	347,6	348,1	357,0	336,2	341,5	333,7	333,3	315,0
Mód. sec. a 100% de def. - L	MPa	8,2	8,0	8,2	9,0	8,6	8,8	8,8	9,3
Mód. sec. a 100% de def. - T	MPa	7,2	7,7	7,6	8,1	8,4	8,2	8,6	8,6
Módulo secante na ruptura - L	MPa	6,0	5,4	5,4	5,8	5,6	5,7	5,6	5,9
Módulo secante na ruptura - T	MPa	5,1	5,2	8,0	5,4	5,2	5,4	5,5	5,5
Módulo tangente inicial - L	MPa	14,2	12,5	12,7	15,2	14,2	15,9	16,1	18,1
Módulo tangente inicial - T	MPa	14,0	11,7	12,2	14,1	14,4	15,1	15,8	16,9

Tabela 6.12 - Parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras incubadas a 95° C e submetidas ao ensaio de tração uniaxial.

Propriedade (T= 95° C)	Unid.	Tempo de incubação (dias)							
		0	7	14	28	56	112	224	448
Resist. a tração na ruptura - L	MPa	19,7	19,2	19,2	19,2	19,7	19,1	19,8	19,8
Resist. a tração na ruptura - T	MPa	17,8	18,0	17,8	18,3	18,4	17,9	18,2	19,2
Deformação na ruptura - L	%	326,1	354,4	353,5	341,0	345,7	317,9	313,8	274,2
Deformação na ruptura - T	%	347,6	349,5	345,2	332,6	338,2	311,0	296,7	270,1
Mód. sec. a 100% de def. - L	MPa	8,2	8,0	8,1	8,6	8,9	9,4	10,1	12,0
Mód. sec. a 100% de def. - T	MPa	7,2	7,7	7,8	8,6	8,7	8,9	9,9	11,9
Módulo secante na ruptura - L	MPa	6,0	5,4	5,4	5,6	5,7	6,0	6,3	8,4
Módulo secante na ruptura - T	MPa	5,1	5,2	5,2	5,5	5,4	5,7	6,1	7,1
Módulo tangente inicial - L	MPa	14,2	10,8	11,0	12,6	14,1	14,9	20,4	31,5
Módulo tangente inicial - T	MPa	14,0	11,6	9,8	13,8	13,4	12,7	19,9	35,4

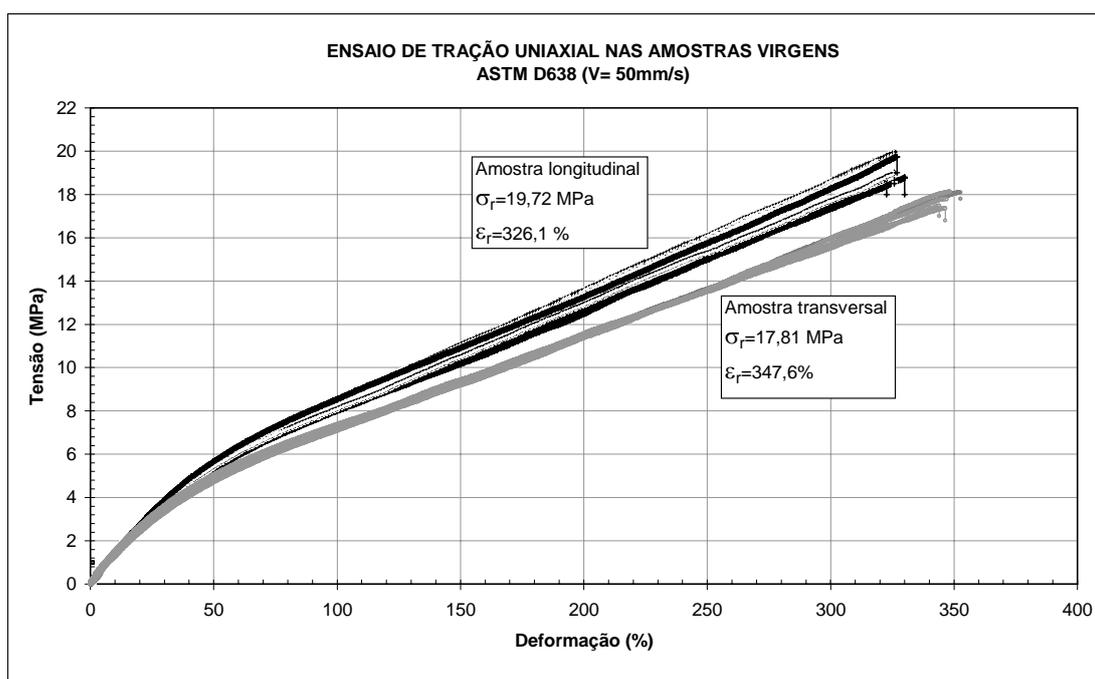


Figura 6.12 – Curvas tensão-deformação das amostras virgens: ensaio de tração uniaxial.

Analisando as curvas da Figura 6.12, nota-se que o trecho linear inicial vai até aproximadamente 30% de deformação para a amostra ensaiada transversalmente e até 35% para a ensaiada longitudinalmente. Nota-se ainda que o módulo tangente inicial é aproximadamente o mesmo tanto para a amostra transversal como para a longitudinal. A deformação no sentido transversal é

ligeiramente maior do que a longitudinal, enquanto que a resistência na ruptura no sentido longitudinal é pouco superior à obtida transversalmente.

A degradação provocada pelo aumento da temperatura causa alterações na curva tensão-deformação. A Figura 6.13 ilustra a mudança nas curvas tensão-deformação no decorrer do processo de degradação para as amostras incubadas à temperatura de 95° C. Para as demais temperaturas de incubação (65 e 80° C), o efeito sobre as amostras não foi tão acentuado. Seria necessário um tempo de incubação maior nessas temperaturas para provocar variações significativas no comportamento tensão-deformação da geomembrana.

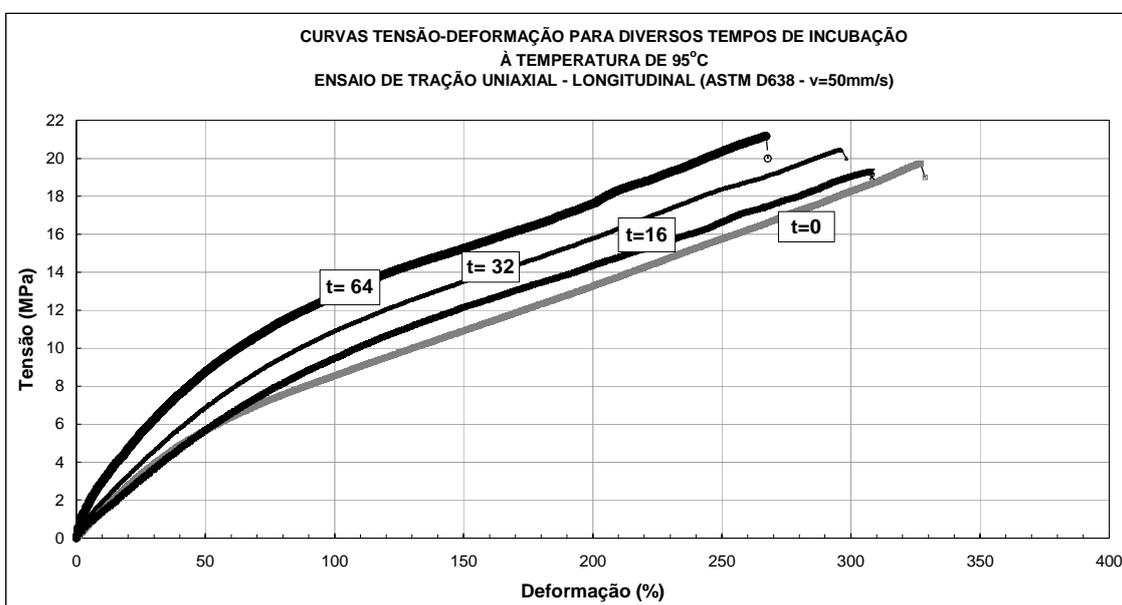


Figura 6.13 – Mudança nas curvas tensão-deformação devido a degradação das amostras de geomembrana incubadas a temperatura de 95° C.

O envelhecimento de polímeros ocasionado pelo aumento do tempo de incubação em elevadas temperaturas faz com que a geomembrana tenda a passar de um comportamento dúctil para frágil. A deformação na ruptura decresce enquanto o módulo e a resistência aumentam com o tempo de incubação. Na Figura 6.13 observa-se uma tendência ao comportamento frágil à medida que se aumenta o tempo de exposição da geomembrana à temperatura de 95° C. No entanto, acredita-se que um estado frágil só será atingido em laboratório, tendo por base essa mesma temperatura, após um período de incubação bastante superior ao estabelecido neste estudo. Na prática, como será visto no Capítulo 7, a geomembrana de PVC-P ainda mantém alta deformabilidade e flexibilidade mesmo após muitos anos de exposição aos raios ultravioletas.

Com relação aos limites de aceitação do material, a UNI 8898/4 (UNI, 1998) prescreve que geomembranas para aplicação em barragens tenham uma resistência e deformação na ruptura igual ou superior a 12 MPa e 250%, respectivamente. O módulo de elasticidade a 100% de alongamento deve ser maior ou igual a 7 MPa. Dos ensaios de tração realizados nas amostras virgens e envelhecidas, cujos resultados se encontram nas Tabelas 6.6 a 6.8, observa-se que a geomembrana em estudo atende com segurança a essas especificações, mesmo após 64 semanas de incubação a temperatura de 95° C. Os gráficos mostrados nas Figuras 6.14 a 6.17 apresentam a variação nos resultados (deformação, resistência e módulo secante na ruptura e módulo secante a 100% de deformação) dos ensaios de tração uniaxial conduzidos nas amostras transversais. Nas Figuras 6.18 a 6.21 os mesmos resultados são apresentados para as amostras extraídas no sentido longitudinal.

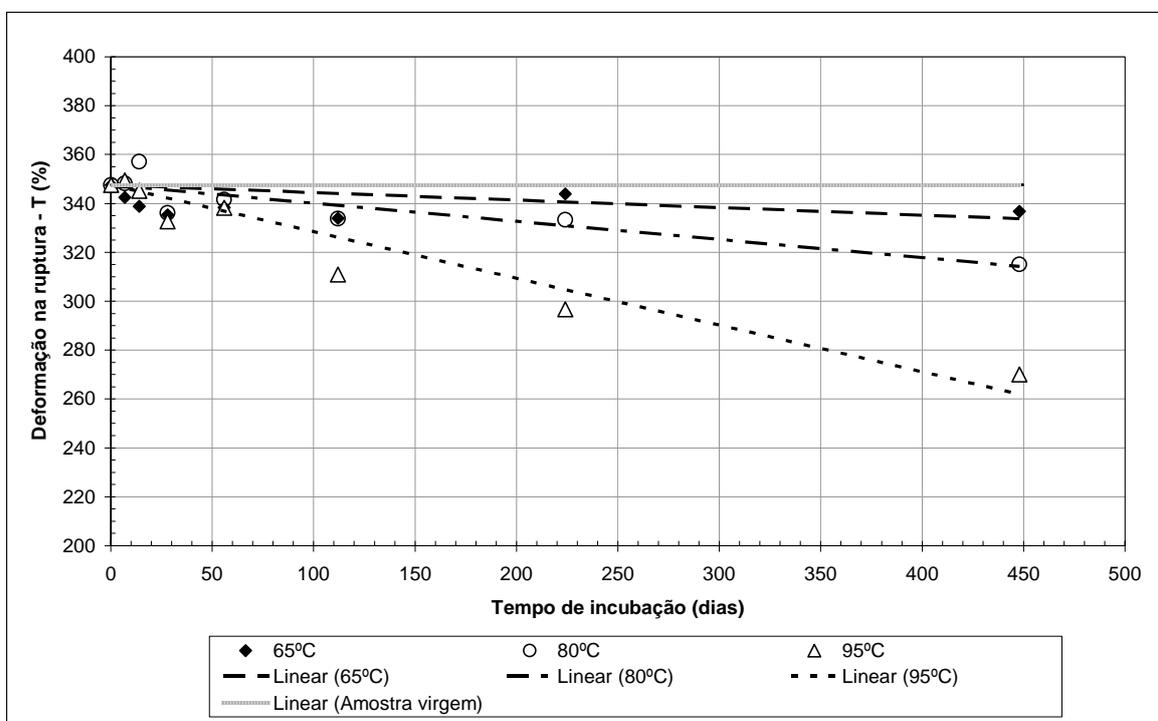


Figura 6.14 – Variação da deformação na ruptura da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação.

Verifica-se pelo gráfico mostrado na Figura 6.14 que a deformação é uma propriedade bastante sensível à degradação térmica. Um valor limite, no entanto, não foi alcançado no tempo de incubação considerado. Mesmo para as amostras incubadas a 95° C, a redução da deformação foi relativamente pequena, em torno dos 22%. Koerner et al. (1992) e a norma ISO 11346 (ISO, 1997)

prescrevem que uma variação de 50% em relação ao valor inicial da propriedade sob investigação seja considerada como limite para utilização no Modelo de Arrhenius.

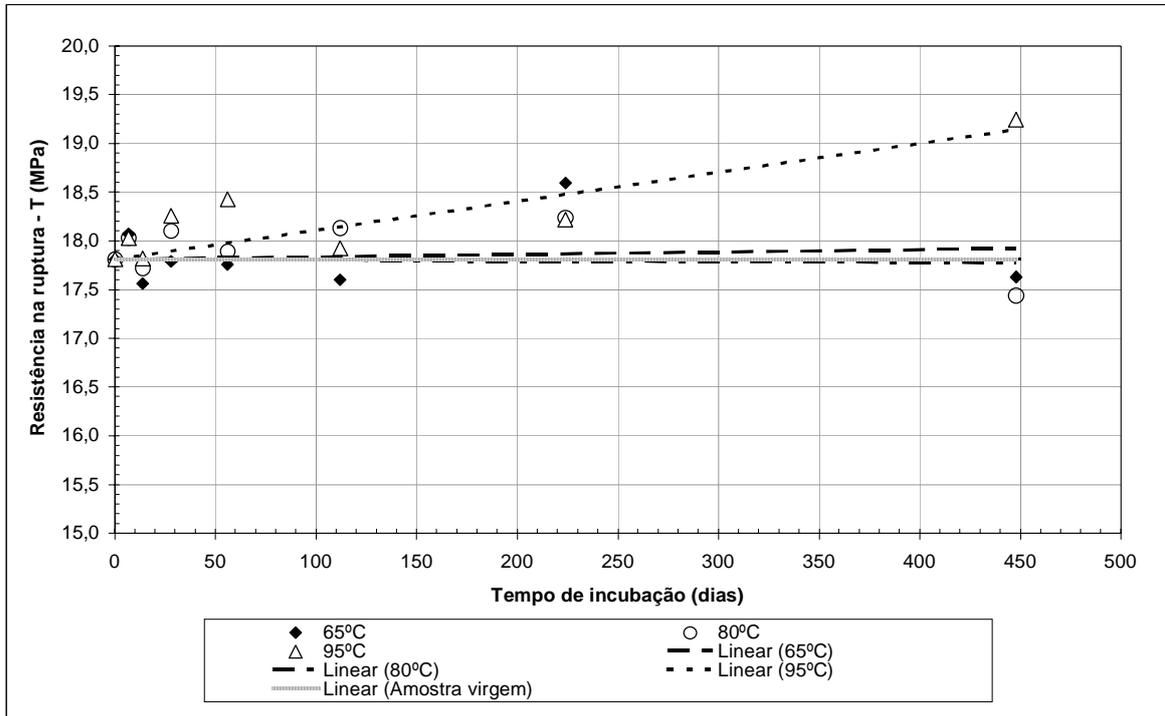


Figura 6.15 – Variação da resistência na ruptura da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação.

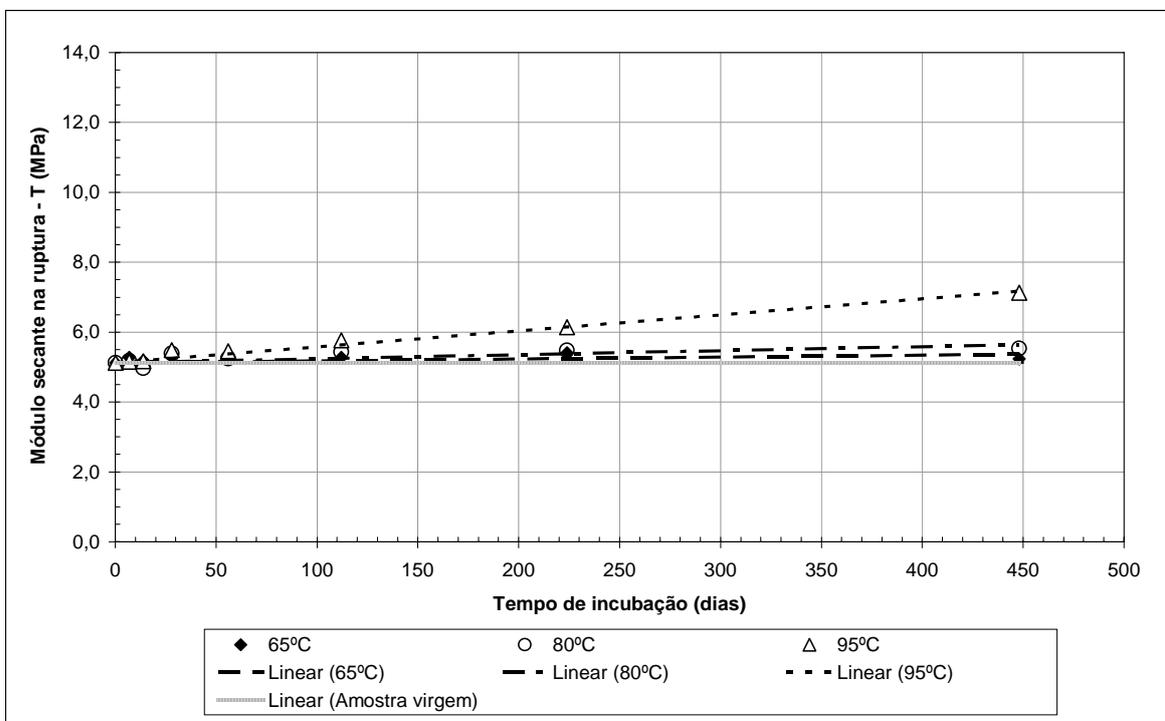


Figura 6.16 – Variação do módulo secante na ruptura da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação.

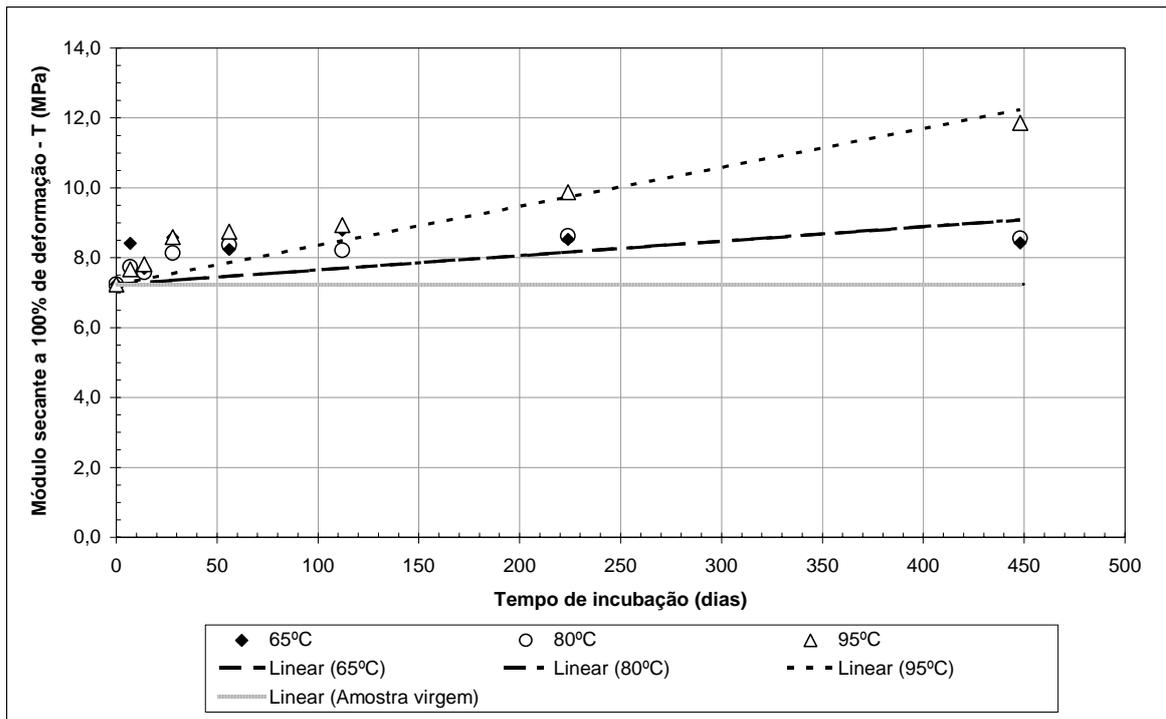


Figura 6.17 – Variação do módulo secante a 100% de deformação da GM de PVC-P (transversal) ao longo do processo de degradação.

Com relação à resistência na ruptura (Figura 6.15) das amostras transversais não é notável grande alteração nessa propriedade, a não ser para a temperatura de 95° C. Quanto ao módulo secante uma pequena variação já é significativa (Figura 6.16). As amostras incubadas a 65 e 80° C não sofreram grandes variações, no entanto houve um aumento no módulo secante transversal em torno dos 38% para a amostra incubada a 95° C. De maneira geral, observa-se uma tendência de aumento na tensão e no módulo secante com o tempo, ou seja, à medida que a amostra fica mais degradada. O módulo secante a 100% de deformação também é influenciado pelo processo de degradação (Figura 6.17). As amostras incubadas à temperatura de 95° C apresentaram um aumento no módulo a 100% de deformação de aproximadamente 64% enquanto que nas amostras incubadas a 65 e 80° C o aumento foi em torno dos 18%.

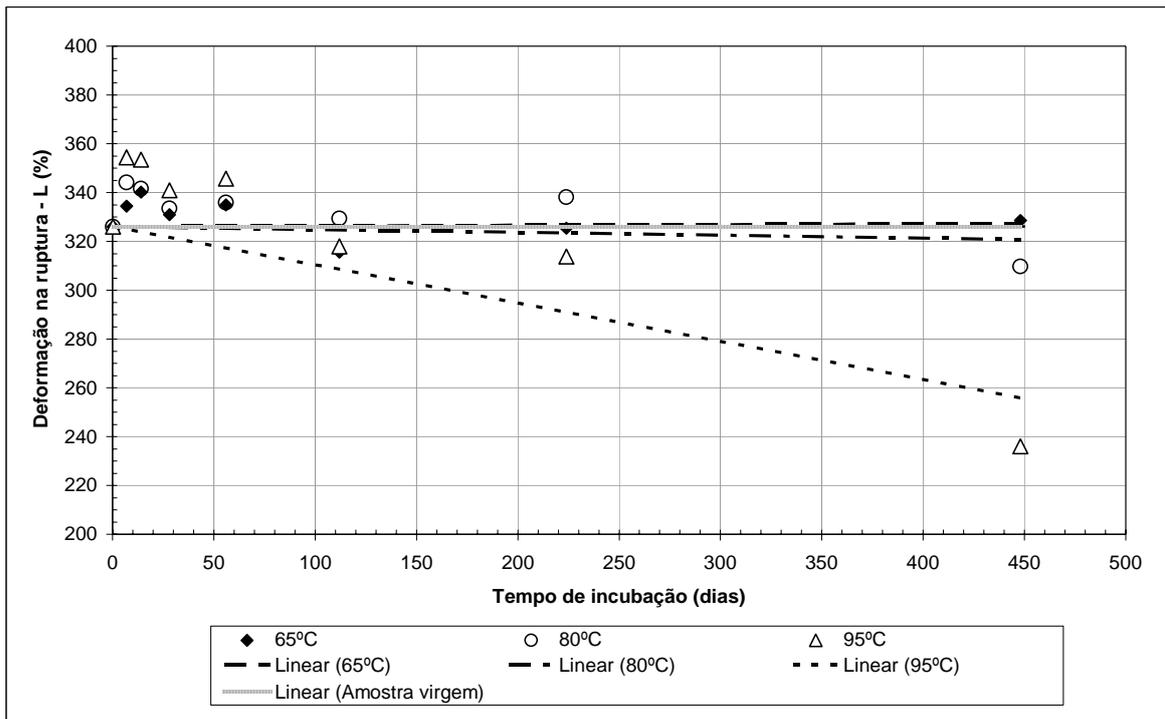


Figura 6.18 – Variação da deformação na ruptura da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação.

Com relação a deformabilidade longitudinal, foi observado um comportamento semelhante àquele das amostras transversais. O gráfico da Figura 6.18 mostra uma redução significativa (em torno de 16%) para as amostras incubadas a 95° C e valores praticamente constantes para as amostras incubadas a 65 e 80° C.

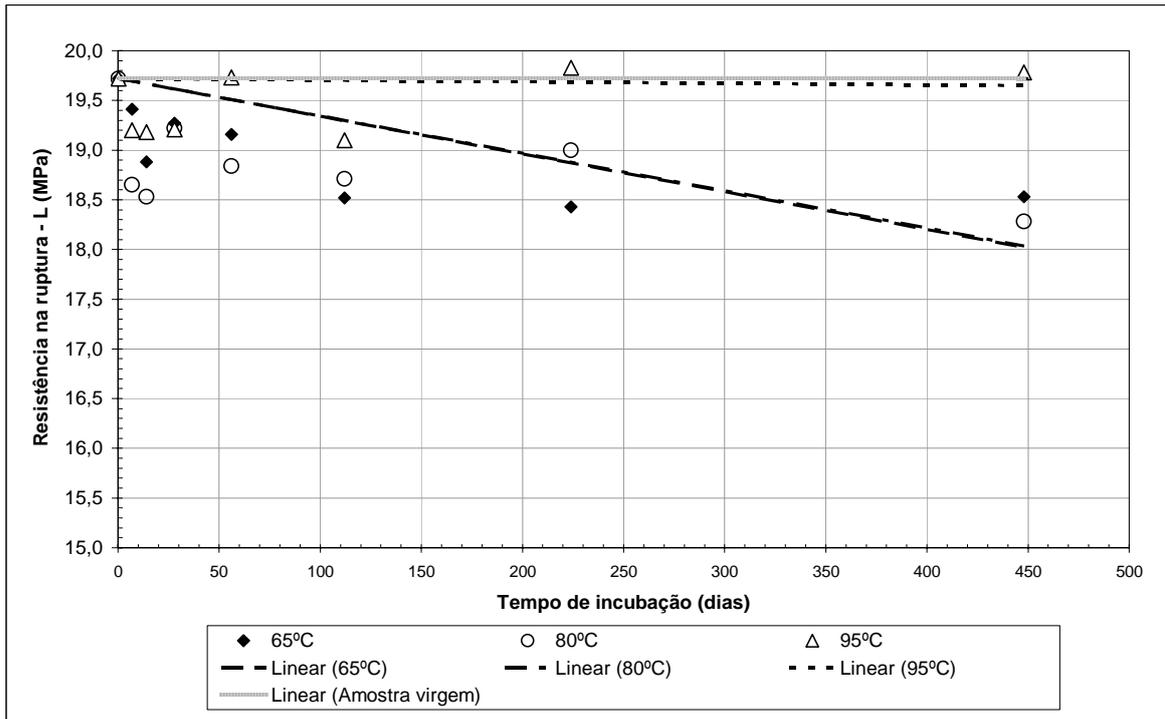


Figura 6.19 – Variação da resistência na ruptura da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação.

Na Figura 6.19, a tendência de diminuição da resistência na ruptura das amostras longitudinais não deve ser considerada como verdadeira. Os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras incubadas a 65 e 80° C apresentaram, de maneira geral, uma dispersão maior nos resultados que aqueles obtidos para as amostras incubadas a 95° C. Observando os valores das Tabelas 6.10 a 6.12, a variação nos valores da resistência na ruptura das amostras transversais está em torno dos 6% para as incubadas a 65° C e 7% para aquelas incubadas a 80° C. As amostras longitudinais incubadas a 95° C mantiveram a sua resistência na ruptura praticamente constante.

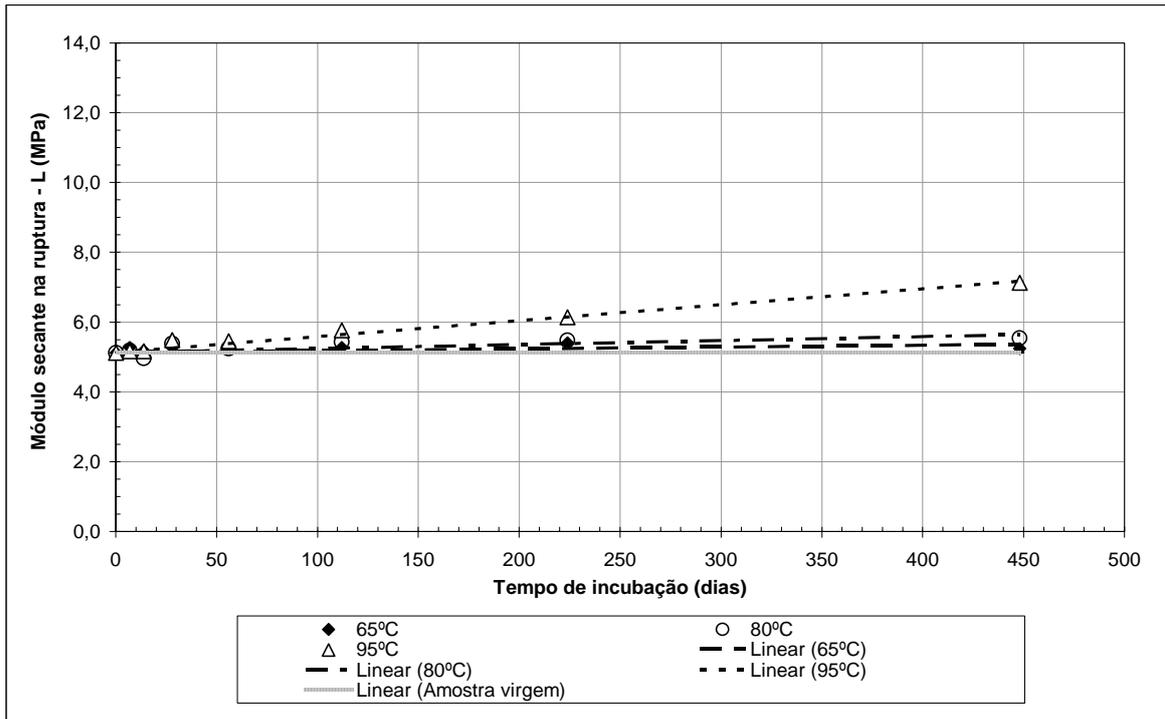


Figura 6.20 – Variação do módulo secante na ruptura da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação.

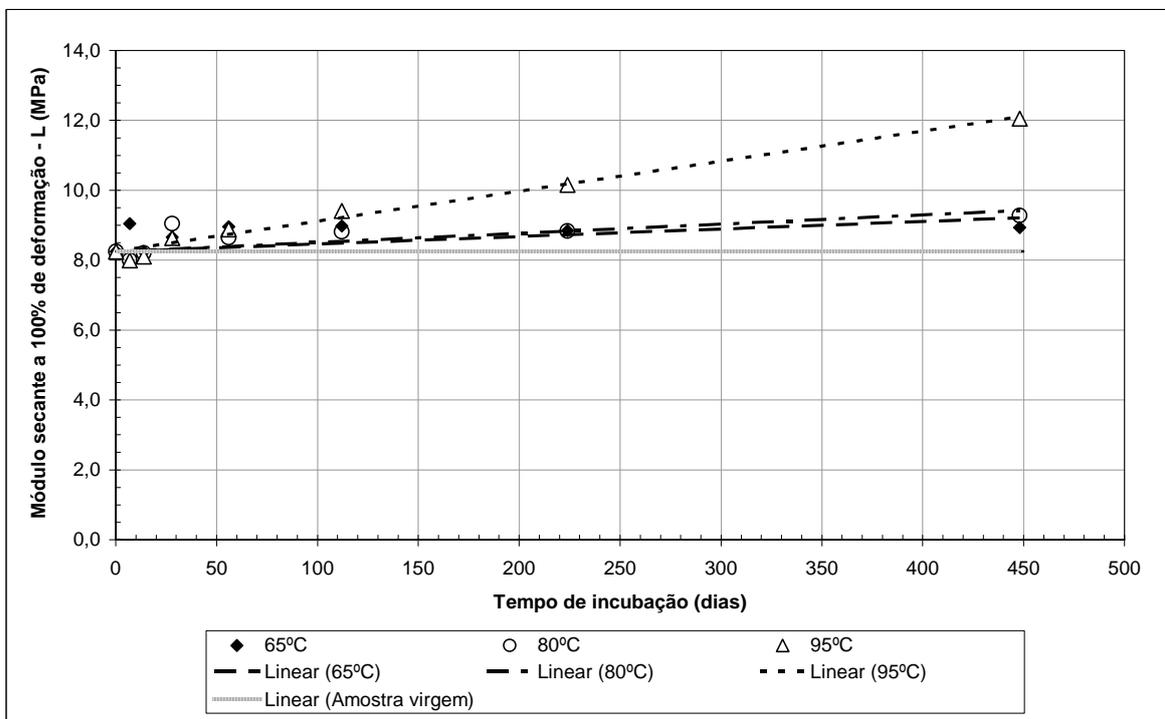


Figura 6.21 – Variação do módulo secante a 100% de deformação da GM de PVC-P (longitudinal) ao longo do processo de degradação.

A variação do módulo secante na ruptura nas amostras longitudinais também foi muito similar à observada nas amostras transversais. Para as temperaturas de 65 e 80° C, um aumento de 2 e 8 % foi encontrado, enquanto que para a temperatura de 95° C, o aumento foi de aproximadamente 39%. Quanto ao módulo secante a 100 % de deformação (longitudinal) a variação ficou em torno dos 16 e 18 % para as temperaturas de 65 e 80° C, respectivamente. Nas amostras incubadas a 95° C, o aumento foi bastante expressivo, chegando a quase 64 %.

Segundo Lawers (1993), o módulo é controlado pela quantidade e o tipo de plastificante presente na composição da geomembrana. Uma mudança estatística de 1,4 a 2,0 unidades no módulo pode indicar uma redução do conteúdo de plastificante devido ao envelhecimento. De fato, observando a variação do módulo em função do tempo de incubação nas Figuras 6.16 e 6.17 (transversais) e 6.20 e 6.21 (longitudinais), nota-se um aumento considerável para a temperatura de incubação de 95° C. Esse aumento provavelmente está associado a correspondente redução do conteúdo de plastificante (Figura 6.8). O módulo a 100% de deformação tem sido também usualmente empregado como indicativo da flexibilidade da geomembrana, o que resulta coerente com os resultados dos ensaios de flexibilidade a baixas temperaturas para o material envelhecido a 95° C, que após 112 dias teve sua resistência à flexão reduzida.

Em suma, nas amostras transversais foi mais evidente a redução da deformação na ruptura, e o aumento na tensão de ruptura e nos módulos para todas as temperaturas de incubação. As propriedades mais sensíveis à degradação são a deformação na ruptura e os módulos. Uma tentativa de aplicação do modelo de Arrhenius para a previsão do tempo de vida da geomembrana de PVC-P empregando estas propriedades é apresentada no Capítulo 7. Para tanto, uma extrapolação dos dados para um tempo de incubação maior deverá ser feita, até que o valor limite estabelecido seja atingido.

6.4.1.2 Ensaios de tração em diferentes temperaturas

Os resultados dos ensaios de tração conduzidos em diferentes temperaturas na geomembrana de PVC-P selecionada foram analisados seguindo a mesma metodologia aplicada por Giroud (1994) na observação do comportamento tensão-deformação de geomembranas de PEAD, descrita no Item 3.4.7.

As Figuras 6.22 e 6.23 apresentam as curvas tensão-deformação obtidas para as amostras transversais e longitudinais, respectivamente, para cada temperatura de ensaio. Os ensaios realizados à temperatura de -20°C apresentaram resultados dispersos e incoerentes, por isso não foram plotados nos gráficos. Esse fato pode ter ocorrido devido a falhas nas leituras do alongamento das amostras provocadas pelo embaçamento do vidro da câmara termostática, onde o ensaio foi realizado. Outra explicação plausível é o fato de o ensaio ter sido conduzido em uma temperatura muito próxima à temperatura de transição vítrea (T_g) da geomembrana, que está compreendida numa faixa entre -25 e -20°C .

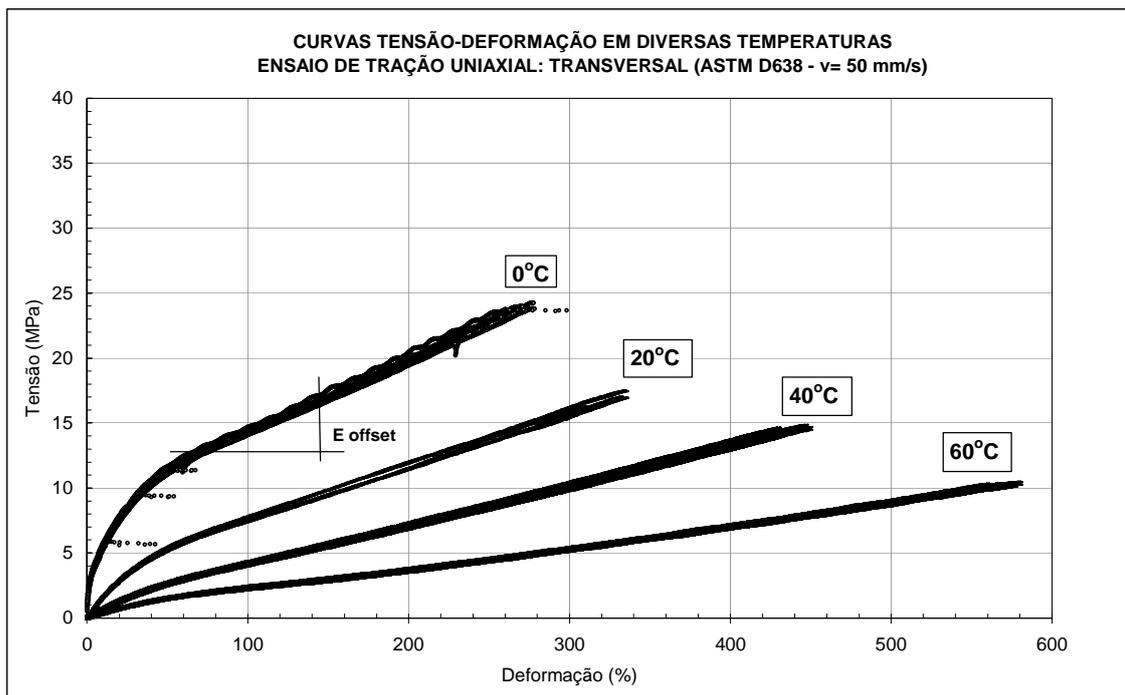


Figura 6.22 - Curvas tensão-deformação a diferentes temperaturas (transversal).

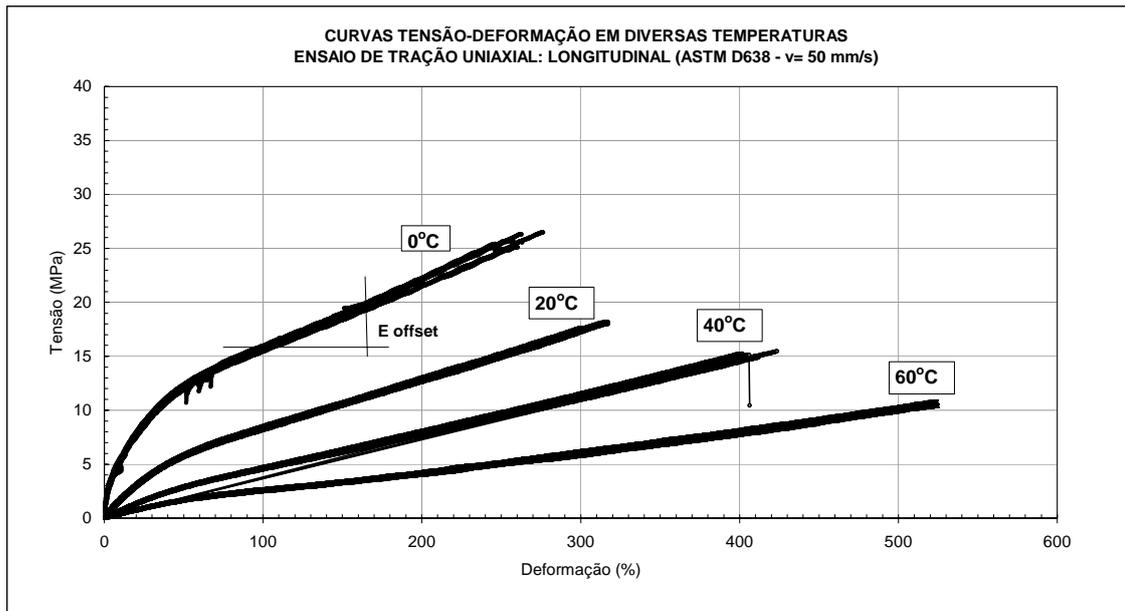


Figura 6.23 – Curvas tensão-deformação a diferentes temperaturas (longitudinal).

Os valores médios da tensão de ruptura (σ_r) e da deformação de ruptura (ϵ_r) obtidos nas diversas temperaturas são apresentados nas Figura 6.24b e Figura 6.24c, respectivamente. Os valores fora do intervalo compreendido entre zero e 60° C foram extrapolados.

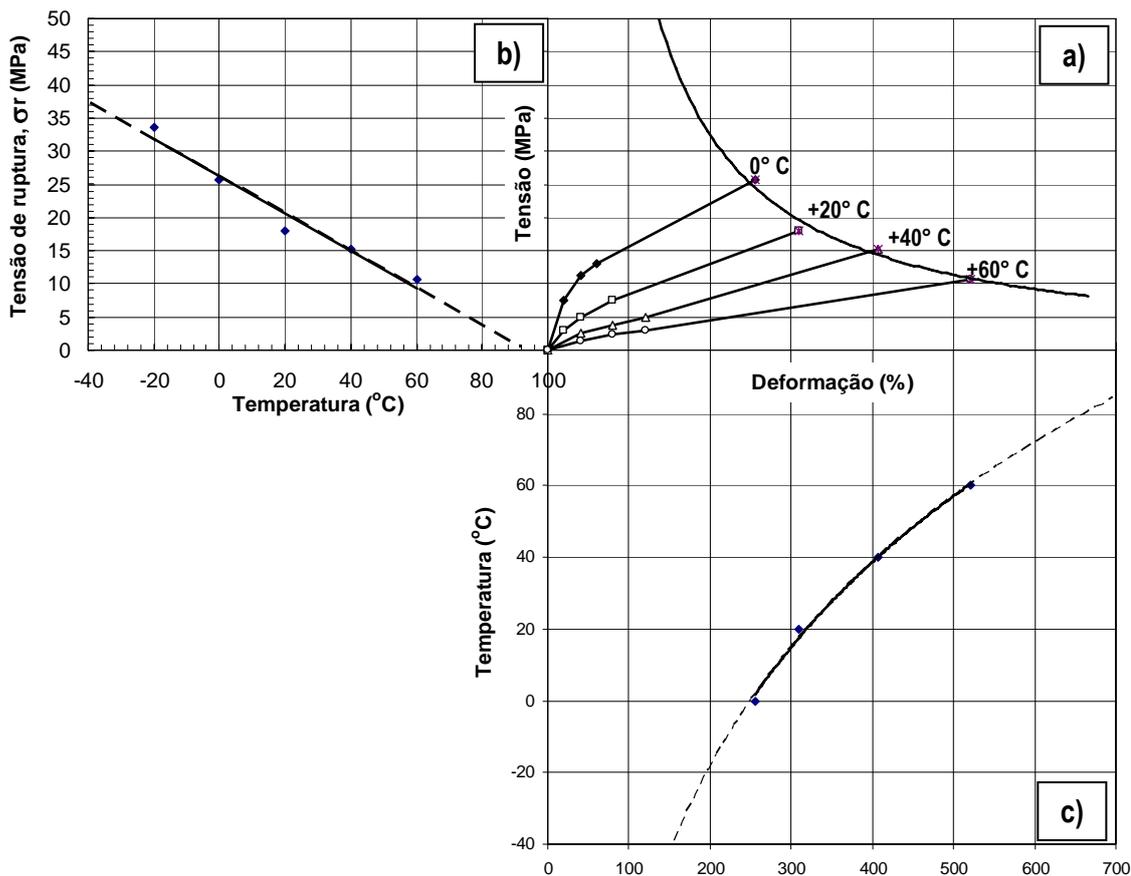


Figura 6.24 – Características de resistência média longitudinal da geomembrana de PVC-P (2 mm) em função da temperatura: a) curva tensão-deformação uniaxial da origem à ruptura; b) tensão de ruptura em função da temperatura; c) deformação de ruptura em função da temperatura.

Analisando a Figura 6.24b verifica-se que a correlação entre a tensão de ruptura (σ_r) e a temperatura apresenta um comportamento linear. A tensão de ruptura apresenta valor nulo ($\sigma_r = 0$) quando a temperatura se aproxima de 90°C, temperatura na qual ocorreria praticamente o escoamento do material. A Figura 6.24c mostra que a deformação na ruptura (ϵ_r) tende ao infinito para esta temperatura. Se a tensão e a deformação da geomembrana no ponto de ruptura não forem conhecidas, essas podem ser obtidas a partir dos gráficos apresentados na Figura 6.24b e 6.24c. Para tanto é necessário checar se a relação é válida para geomembranas de PVC-P em geral. Provavelmente, geomembranas de PVC-P que apresentem formulações similares, com o mesmo percentual de plastificantes (em torno dos 31%), devem se comportar de modo semelhante ao apresentado na Figura 6.24.

Outro dado importante obtido nos resultados dos ensaios é a correlação entre módulos e temperatura. A variação do módulo tangente inicial em função temperatura é mostrada na Figura 6.25. O módulo *offset*, obtido nos trechos retilíneos das curvas tensão-deformação para as temperaturas de ensaio, como mostrado na Figura 6.20, apresenta uma correlação linear com a temperatura (Figura 6.26).

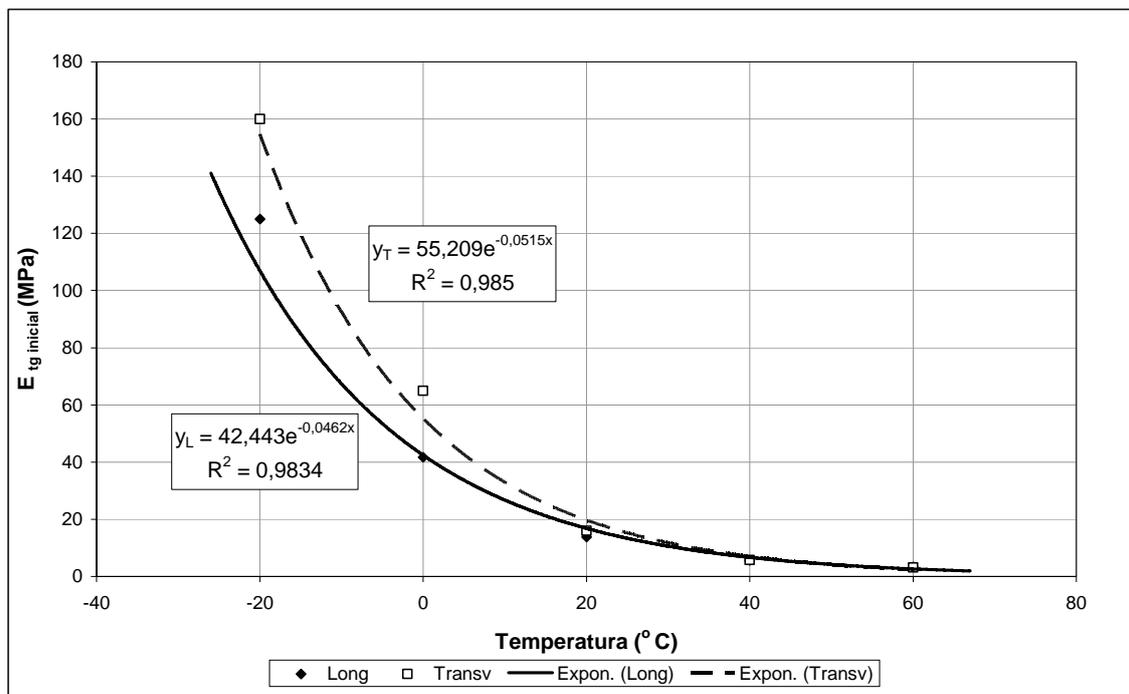


Figura 6.25 – Módulo tangente uniaxial inicial em função da temperatura para geomembrana em PVC-P 2 mm.

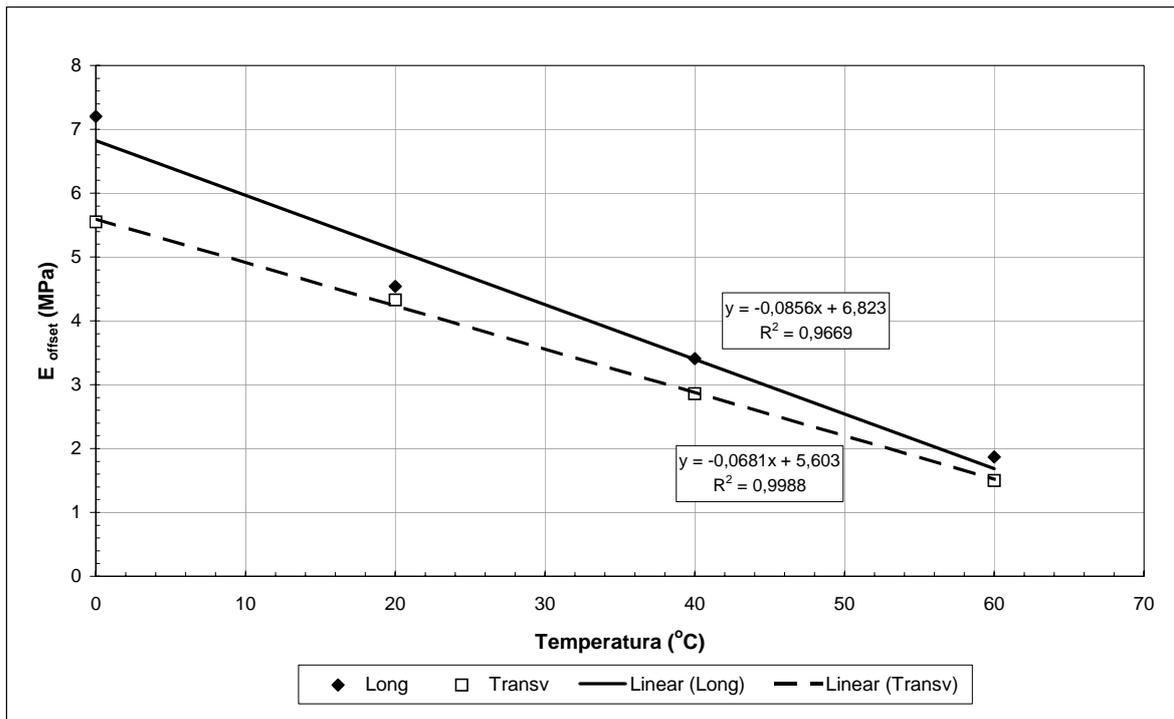


Figura 6.26 - Módulo offset uniaxial em função da temperatura para geomembrana de PVC-P 2 mm.

Observa-se que o módulo tangente inicial tende a zero para temperaturas superiores à 60° C. De modo geral, observa-se uma diminuição do módulo quando do aumento da temperatura de ensaio, como pode ser notado na Figura 6.26.

Giroud (1994) propõe ainda a representação das curvas tensão-deformação obtidos em ensaios conduzidos em diferentes temperaturas em eixos normalizados, σ/σ_r e $\varepsilon/\varepsilon_r$, para a geomembrana de HDPE. Uma tentativa de normalização das curvas para a geomembrana em PVC-P não apresentou resultados satisfatórios.

Todos os resultados apresentados acima foram obtidos em ensaios de tração uniaxial em uma amostra de geomembrana de PVC-P de 2 mm de espessura, com teor de plastificante em torno de 31%. Para validação dos resultados e das correlações propostas, devem ser testadas geomembranas de outros fabricantes, de espessuras e tipos diversos como, por exemplo, as texturizadas. No campo, as geomembranas geralmente estão submetidas a estados de tensão biaxial ou triaxial. Portanto, é muito importante que o projeto seja concebido com base em parâmetros obtidos de ensaios que representem o estado de tensões de campo ou utilize de métodos para determinar esses parâmetros a partir de ensaios mais simples. O uso das correlações propostas por Giroud (1992 e 1994) e Soderman & Giroud (1995) podem ser úteis para a obtenção

das tensões, módulos e deformações em estados de tensão biaxial a partir de ensaios de tração uniaxial.

6.4.1.3 Ensaios de resistência ao estouro

O ensaio de resistência ao estouro forneceu os resultados mostrados na Tabela 6.13. A curva tensão-deformação obtida nesse ensaio pode ser observada na Figura 6.27.

Tabela 6.13 – Resultados dos ensaios de resistência ao estouro.

Corpo-de-prova	σ máx (MPa)	ε máx. (%)
1	5,1	155,0
2	5,0	155,3
3	5,2	156,5
(\bar{X})	5,1	155,6
$DP(\bar{X})$	0,1	0,7
C.V. (%)	2	1

Nota: O módulo secante calculado na ruptura é $E=3,28$ MPa.

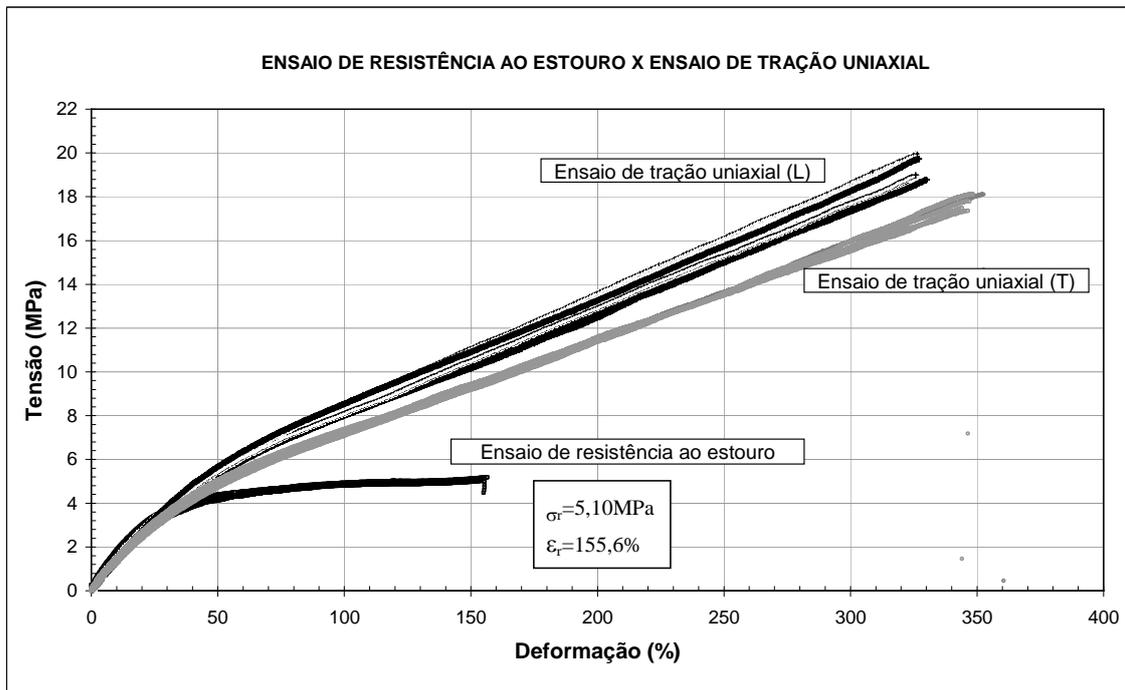


Figura 6.27 – Curvas tensão-deformação obtidas no ensaio de resistência ao estouro: comparação com curvas obtidas no ensaio de tração uniaxial.

A curva foi deduzida matematicamente a partir das medidas de deflexão no centro da amostra (Figura 6.28a) e da pressão hidráulica a que essa esteve submetida durante o ensaio. Primeiramente é calculado o raio da esfera por meio da equação:

$$R = \frac{H^2 + \frac{D^2}{4}}{2 \cdot H} \quad 6.7$$

Onde:

H= deflexão no centro da amostra (m);

D=diâmetro interno da célula (m).

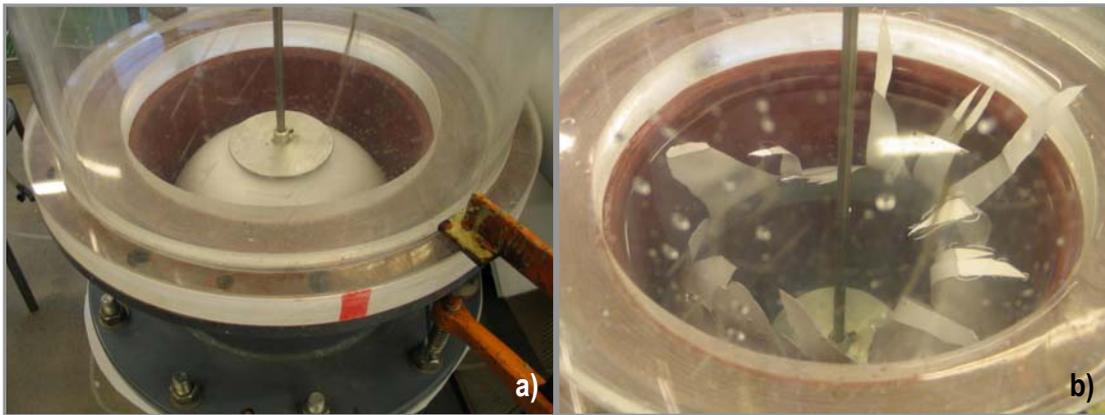


Figura 6.28 – Ensaio de resistência ao estouro: a) medida da deflexão no centro da amostra; b) ruptura da amostra.

Calcula-se também o meio ângulo da porção do círculo (em radianos), dado por:

$$\alpha = \arctg \cdot \left[\frac{D}{2 \cdot (R - H)} \right] \text{ se } H < D/2 \quad 6.8$$

$$\alpha = \pi + \arctg \cdot \left[\frac{D}{2 \cdot (R - H)} \right] \text{ se } H \geq D/2 \quad 6.9$$

Assim, a deformação e a tensão na ruptura são obtidas pelas equações:

$$\varepsilon = 100 \cdot \left[\frac{R \cdot \alpha}{\left(\frac{D}{2}\right)} - 1 \right] \quad 6.10$$

$$\sigma = \frac{P \cdot R}{2 \cdot e} \quad 6.11$$

Onde:

R= raio da esfera (m);

D=diâmetro interno da célula (m);

α =meio ângulo da porção do círculo em radianos;

P = Pressão sob a amostra (kPa);

e = espessura inicial da amostra (m).

O ensaio é tido como finalizado quando se verifica uma queda na pressão sob a amostra, não sendo necessário conduzir o ensaio até a ruptura, mostrada na Figura 6.28b. Na Figura 6.27 observa-se que os valores obtidos para a tensão e deformação na ruptura no ensaio multiaxial são bem inferiores àqueles obtidos em ensaios uniaxiais. Comparando os valores da tensão, deformação e módulo secante na ruptura em ambos os ensaios, têm-se:

$$\frac{\sigma_{rm}}{\sigma_{ru}} = \frac{5,10}{19,7} \cong 0,3 \quad 6.12$$

$$\frac{\varepsilon_{rm}}{\varepsilon_{ru}} = \frac{155,6}{326,1} \cong 0,5 \quad 6.13$$

$$\frac{E_{SEC_{rm}}}{E_{SEC_{ru}}} = \frac{3,28}{6,05} \cong 0,5 \quad 6.14$$

Segundo Giroud (1994), as curvas tensão-deformação obtidas em ensaios isotrópicos, tais como os hidrostáticos multiaxiais aximétricos, são muito íngremes para representar o estado biaxial de deformação plana que ocorre mais freqüentemente em campo que o estado biaxial isotrópico. Pelas correlações acima demonstradas, os ensaios multiaxiais apresentaram valores de deformação e módulo da ordem de 50% dos valores obtidos em ensaios uniaxiais. A tensão de ruptura obtida no ensaio multiaxial foi aproximadamente 30% da tensão resultante no ensaio uniaxial. A correlação entre a deformação de ruptura no estado de tensão uniaxial e no biaxial isotrópico encontrada foi

equivalente àquela proposta por Soderman & Giroud (1995). Ou seja, a deformação na ruptura obtida em ensaio uniaxial (ϵ_{ru}) é duas vezes superior à deformação obtida em ensaio multiaxial (ϵ_{rm}), que segundo Giroud (1994) representaria melhor um estado de tensão biaxial isotrópico. Com relação à tensão de ruptura e ao módulo, os resultados obtidos nos ensaios multiaxiais foram inferiores aos propostos por Soderman & Giroud (1995). A relação que eles propõem para o módulo biaxial isotrópico é de duas vezes o módulo uniaxial, e para a tensão a relação proposta é de um para um. Tais correlações forneceriam valores de módulo secante e de tensão na ruptura superiores aos determinados nos ensaios multiaxiais aximétricos.

Destaca-se que as correlações apresentadas acima devem ser verificadas por meio da obtenção de mais dados. É interessante inclusive que sejam realizados ensaios de faixa larga, que representariam melhor o estado de deformação plana. Após a obtenção de uma série de dados de ensaios uniaxiais, de faixa larga e multiaxiais é possível que novas correlações sejam propostas ou que sejam validadas as correlações acima.

6.4.2 Ensaios de Cisalhamento direto

Como descrito no Capítulo 5, os ensaios de cisalhamento direto conduzidos nesse estudo se dividiram em dois grupos: ensaios índices (geossintético-areia padrão) e ensaios de desempenho (geossintético-geossintético ou geossintético-concreto). As interfaces avaliadas são relacionadas abaixo:

- Areia padrão - areia padrão;
- Geomembrana - areia padrão;
- Geotêxtil não-tecido agulhado - areia padrão;
- Geotêxtil não-tecido agulhado – geomembrana (liso/rugoso);
- Concreto pré-fabricado – geomembrana (lado rugoso);
- Concreto pré-fabricado – geotêxtil não tecido agulhado.

As curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para cada tensão normal aplicada são apresentadas nas figuras seguintes, assim como as envoltórias de resistência (tensão normal x tensão cisalhante) para cada série de ensaios. A Figura 6.29 apresenta as curvas tensão cisalhante para as tensões normais 50, 100 e 150 kPa e na Figura 6.30 é mostrada a envoltória de resistência obtida para a areia padrão.

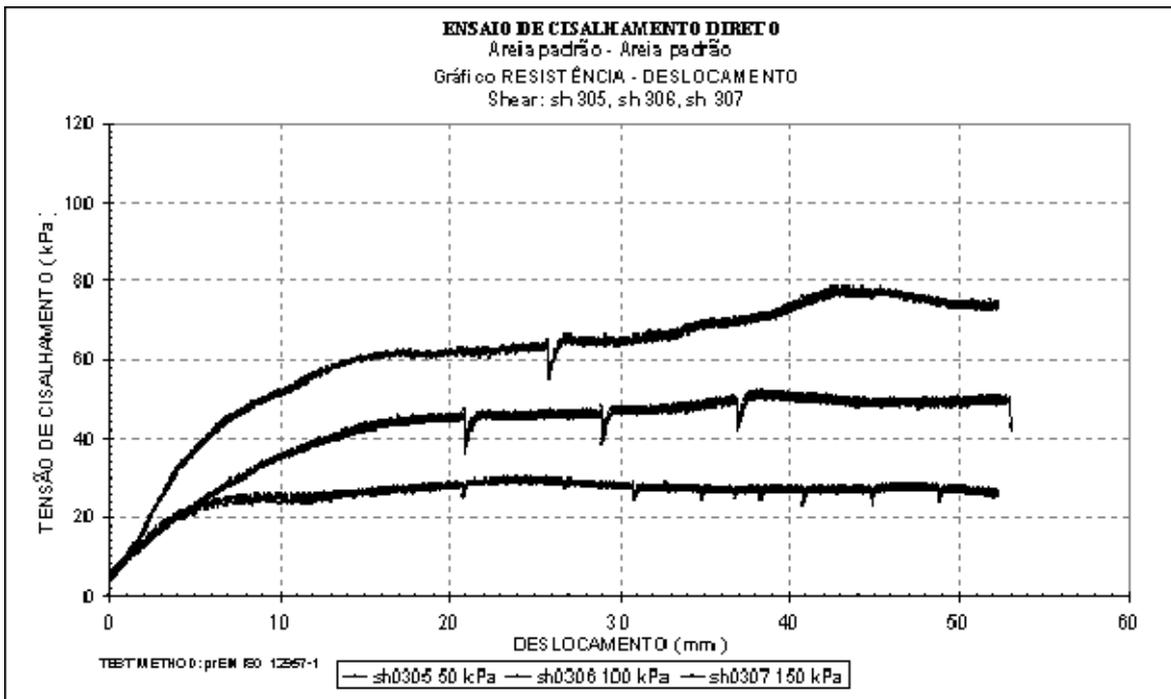


Figura 6.29 – Resultados dos ensaios de cisalhamento na areia padrão CEN (1996a).

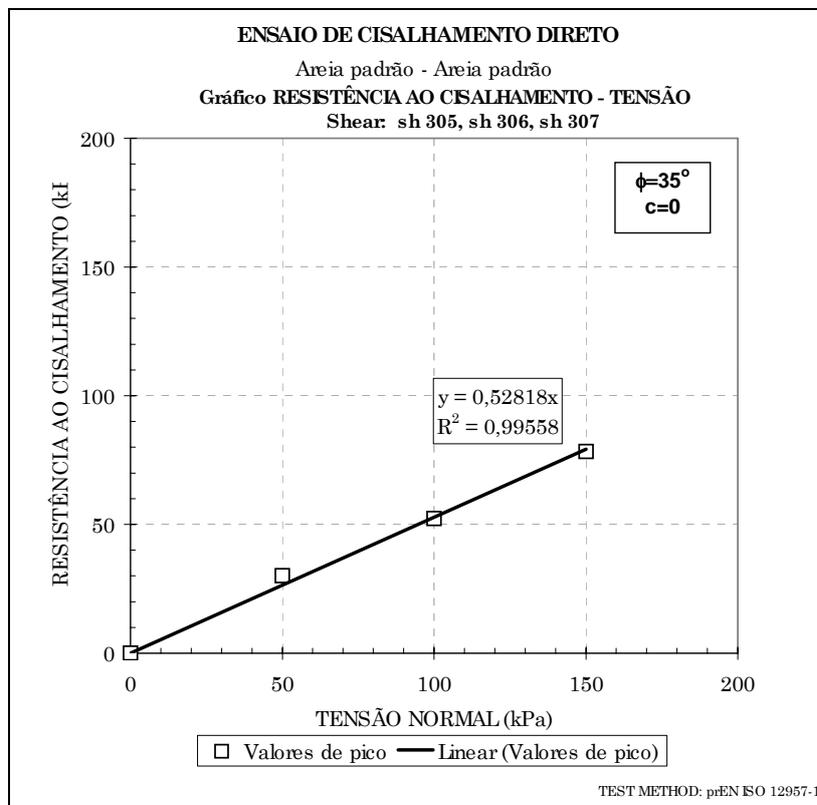


Figura 6.30 – Envoltória de resistência: areia padrão-areia padrão.

Observa-se na Figura 6.29 que as resistências de pico foram mobilizadas para deslocamentos variando entre 20 e 45 mm. Atingida a resistência de pico, as curvas não apresentaram um decréscimo significativo de resistência, mantendo-se praticamente constantes até o final do ensaio. O valor do ângulo de atrito interno obtido no ensaio de cisalhamento foi igual a 35°. Quando o ensaio foi realizado a areia já havia sido utilizada em diversos outros ensaios, sendo provável que suas características tenham se alterado. Apesar desse fato, a envoltória de resistência obtida apresentou um elevado r^2 , indicando uma boa correlação da tensão cisalhante de pico com a tensão normal, como pode ser notado na Figura 6.30.

Nas Figuras 6.31 e 6.32 são mostradas, respectivamente, as curvas tensão cisalhamento versus deslocamento e a envoltória de resistência encontrada para a interface geomembrana PVC - areia padrão. As curvas tensão-cisalhante para a interface geotêxtil-areia e sua respectiva envoltória de ruptura são apresentadas nas Figuras 6.33 e 6.34.

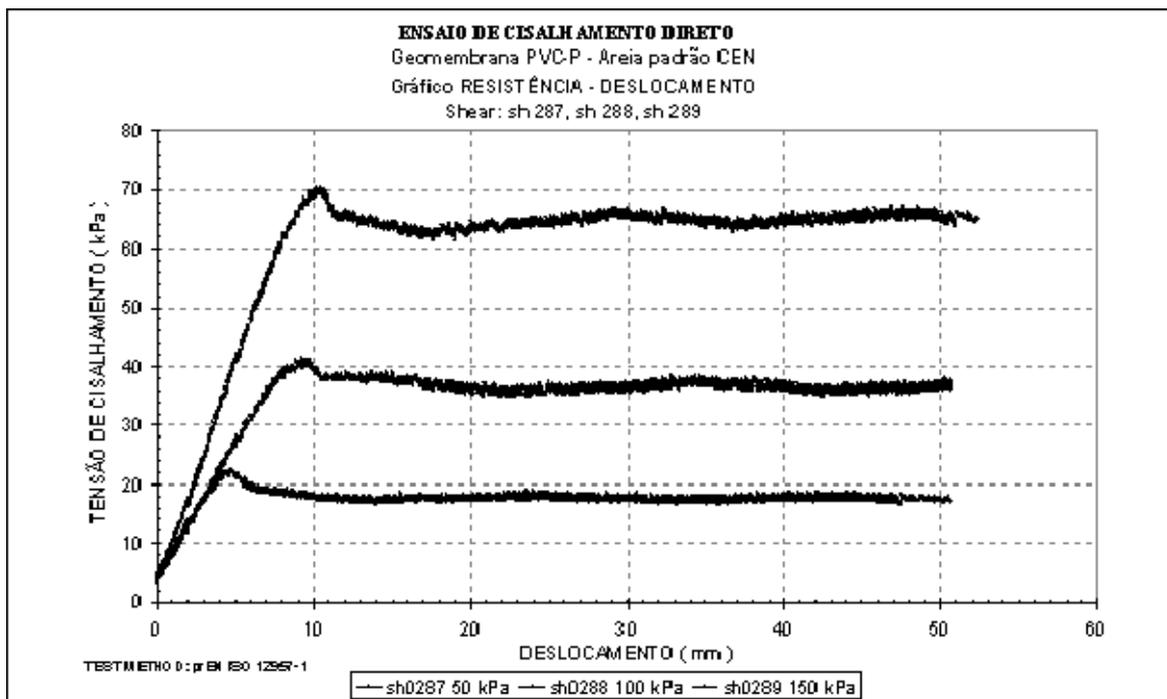


Figura 6.31 – Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana-areia padrão.

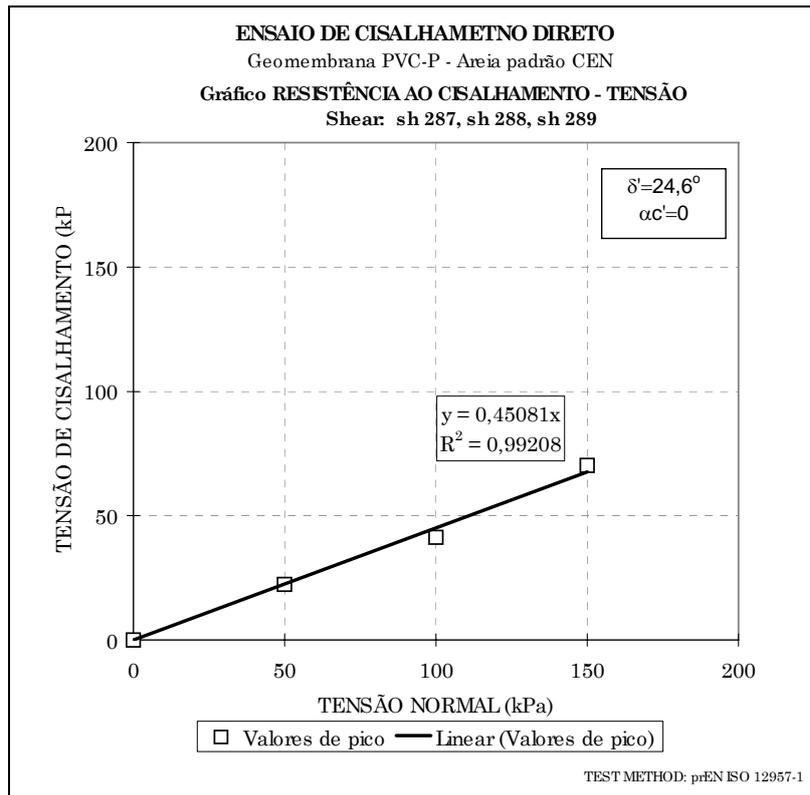


Figura 6.32 - Envoltória de resistência: geomembrana-areia padrão.

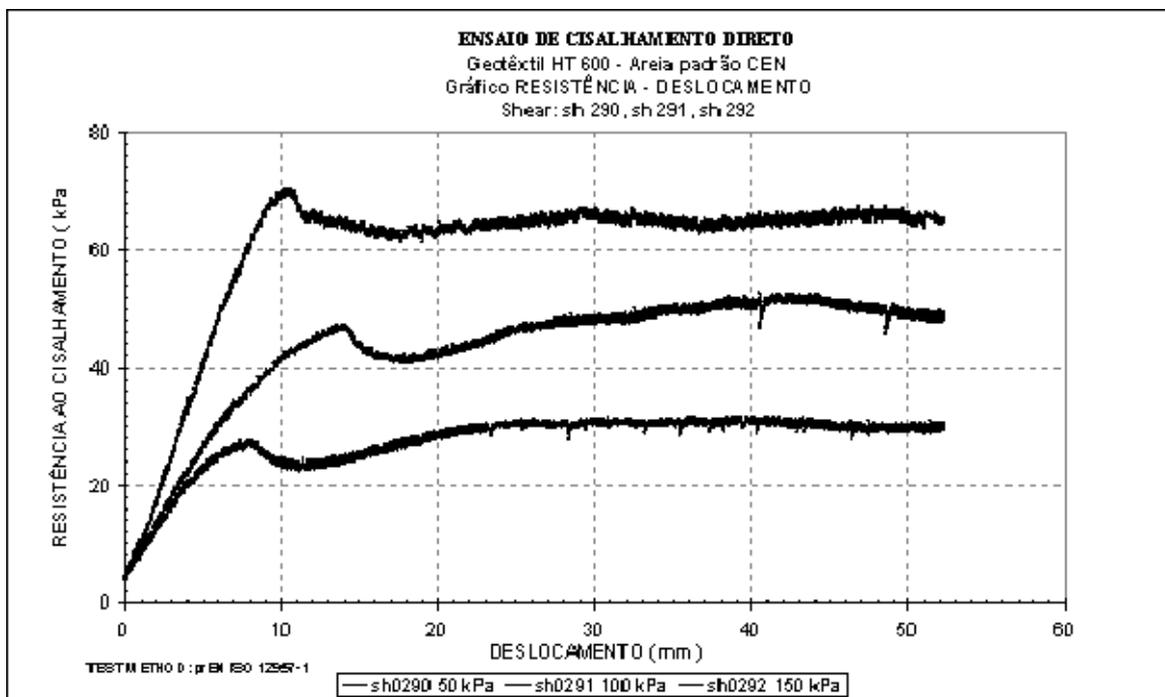


Figura 6.33 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geotêxtil-areia padrão.

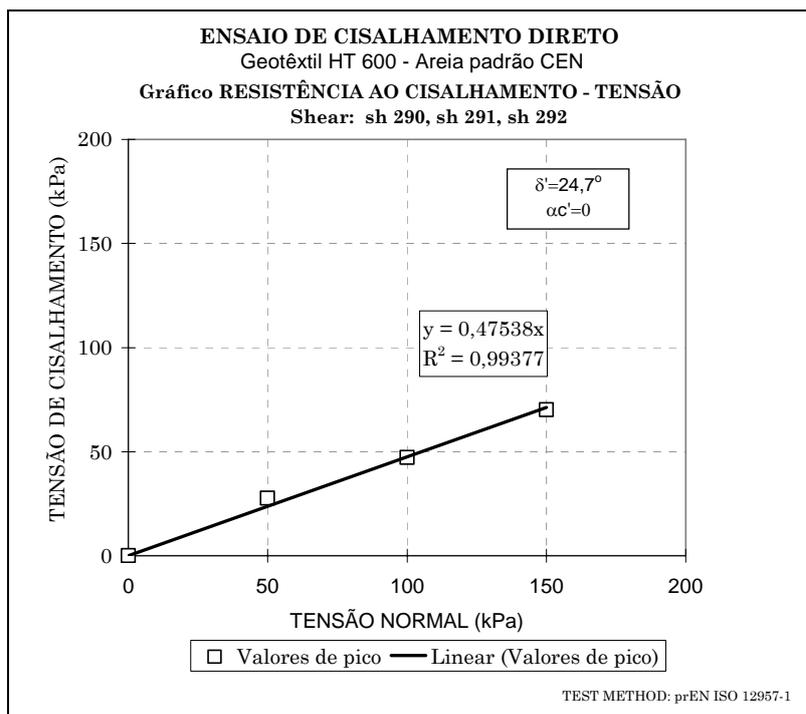


Figura 6.34 - Envoltória de resistência: geotêxtil-areia padrão.

Analisando a resistência de atrito entre as interfaces geomembrana-areia e geotêxtil-areia, nota-se que o ângulo de atrito obtido foi praticamente o mesmo, equivalente a aproximadamente 25° . As resistências de pico na interface geomembrana-areia foram alcançadas para deslocamentos entre 5 e 10 mm, enquanto que na interface geotêxtil-areia deslocamentos entre 8 e 15 mm foram mobilizados até a resistência de pico de cada tensão normal aplicada. Em comparação com os valores publicados na literatura técnica, os ângulos de atrito determinados nessas duas interfaces foram razoáveis. Koerner (1998) obteve ângulos de atrito entre 25 e 27° em interfaces Geomembrana PVC - areia ($\phi' = 30^\circ$).

Ressalta-se que os ensaios realizados com a areia padrão são realizados para a caracterização e não fornecem parâmetros para projeto. O objetivo nesse caso é o de possibilitar a comparação das propriedades de atrito entre diferentes materiais. Quando se deseja obter parâmetros de projeto, os ensaios devem ser conduzidos considerando as possíveis interfaces de um sistema de impermeabilização de face. Assim, foram verificadas a resistência das interfaces geomembrana-geotêxtil, geomembrana-concreto e geotêxtil-concreto. A Figura 6.35 apresenta as curvas tensão cisalhante versus deslocamento para as tensões normais 25, 100, 400 e 800 kPa na interface Geomembrana-Geotêxtil. Na Figura 6.36 são mostradas duas envoltórias de resistência, uma

considerando o primeiro pico, obtido com deslocamentos entre 5 e 15 mm e a segunda com os valores de tensão cisalhante máxima.

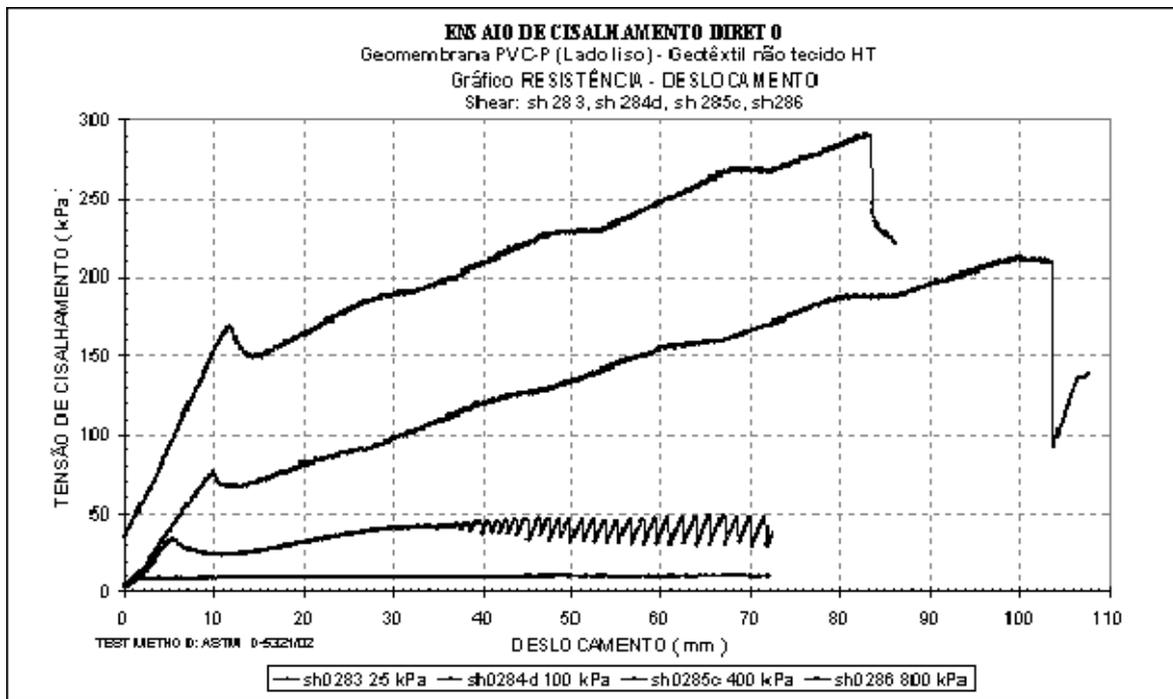


Figura 6.35 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana (lado liso)-geotêxtil.

É provável que o primeiro pico observado nas curvas da Figura 6.35 sejam devido à “quebra” da resistência entre o geotêxtil e a superfície de madeira, na qual esse foi fixado. Notou-se no ensaio que o geotêxtil, sob elevadas tensões normais (400 e 800 kPa) se deformava até atingir a ruptura, pontos máximos das curvas mostrados nesse gráfico. Assim, a resistência da interface para essas tensões normais seria obtida com deslocamentos mobilizados superiores a 83 e 104 mm se não ocorresse a ruptura do geotêxtil. Considerando que o valor mínimo de tensão cisalhante seja o valor máximo em cada uma das curvas, foi traçada uma envoltória de resistência para esses pontos (Figura 6.36). Considerando os valores máximos das curvas, o ângulo de atrito determinado é aproximadamente 22°.

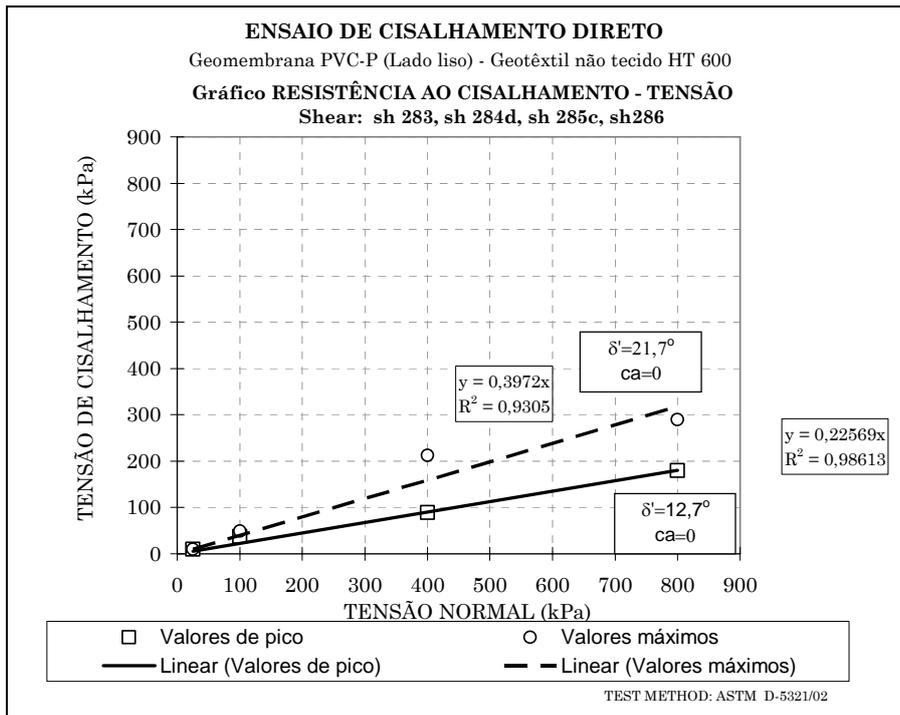


Figura 6.36 – Envoltórias de resistência: geomembrana (lado liso)-geotêxtil.

O mesmo comportamento foi observado para a interface geotêxtil-geomembrana (lado rugoso), como apresentado na Figura 6.37. Assim, na Figura 6.38 foram apresentadas as duas envoltórias, uma obtida com os valores do primeiro pico observado e outra adotando a resistência máxima cisalhante de cada curva.

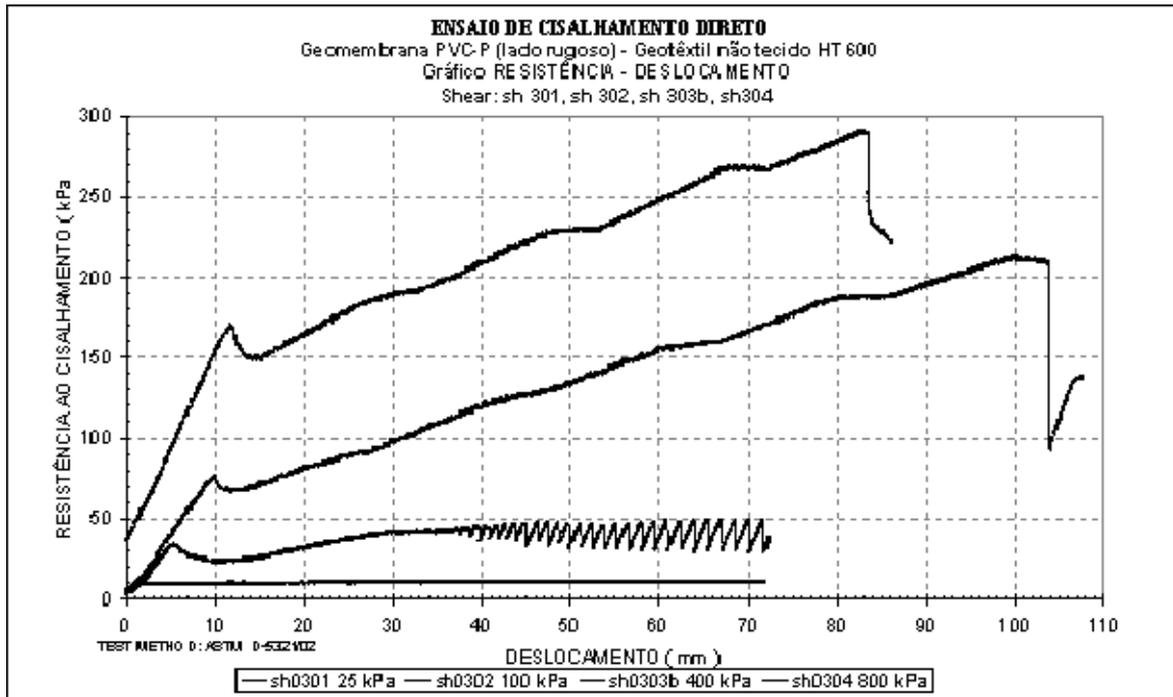


Figura 6.37 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana (lado rugoso)-geotêxtil.

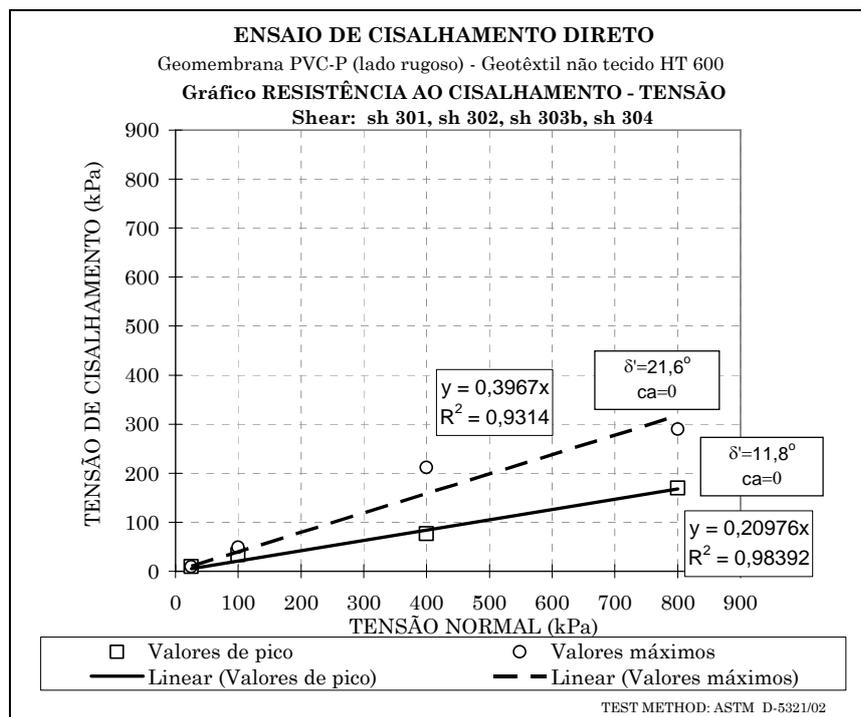


Figura 6.38 - Envoltória de resistência: geomembrana (lado rugoso)-geotêxtil.

Os valores de ângulos de atrito obtidos nas interfaces geomembrana-geotêxtil (Figuras 6.36 e 6.38) estão em torno dos 12°, quando se considera o primeiro pico observado em cada uma das curvas. A envoltória representada pela linha tracejada nas mesmas figuras, traçada com os valores máximos

de tensão cisalhante, fornece dados mais realistas. O ângulo de atrito determinado para a interface geomembrana-geotêxtil nesse caso foi aproximadamente igual a 22°, tanto para o lado liso quanto para o rugoso. Ressalta-se que os valores de ângulo de atrito são mais coerentes com aqueles publicados na literatura (que variam entre 21 e 23°), quando considerados os valores máximos obtidos. Provavelmente, a resistência de atrito mobilizaria ainda deslocamentos superiores aos medidos, com tensões cisalhantes maiores, caso o geotêxtil não se rompesse.

O ensaio de cisalhamento realizado na interface geomembrana (lado rugoso)-concreto apresentou um efeito chamado “desliza-gruda” (traduzido do inglês, *slip-stick*), ou seja, a tensão cisalhante apresenta quedas durante o deslocamento, como pode ser observado na Figura 6.39. Portanto, as envoltórias foram traçadas tanto considerando um valor médio de pico, quanto tomando os pontos máximos atingidos em cada curva.

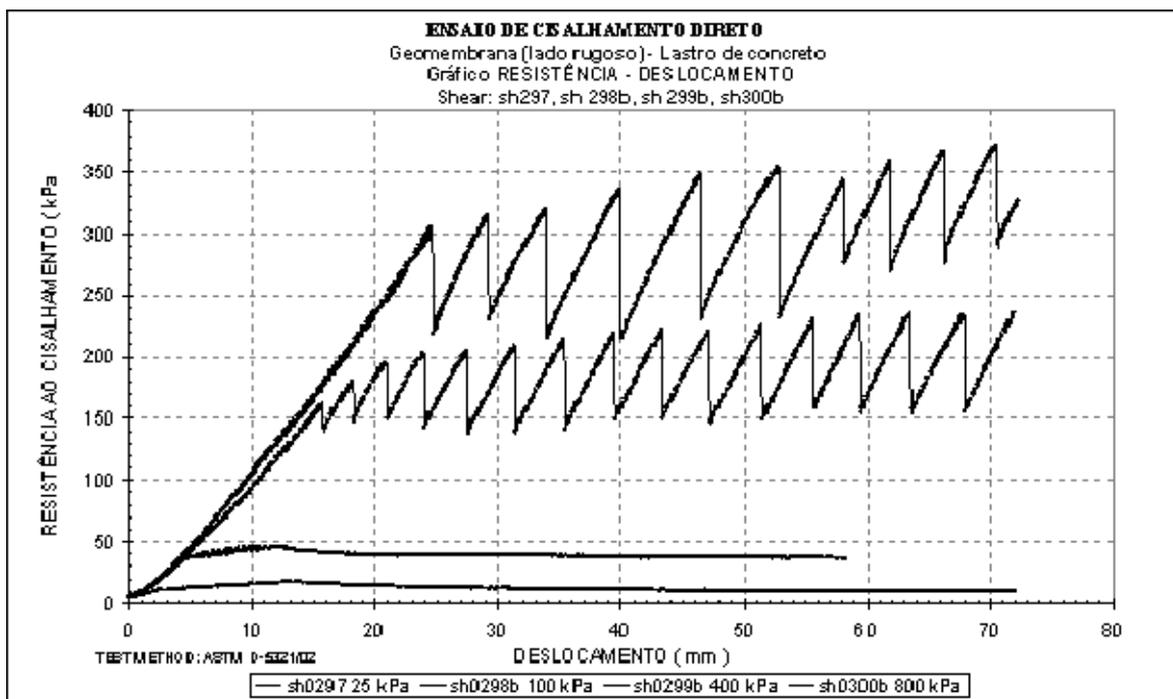


Figura 6.39 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geomembrana (lado rugoso)-concreto.

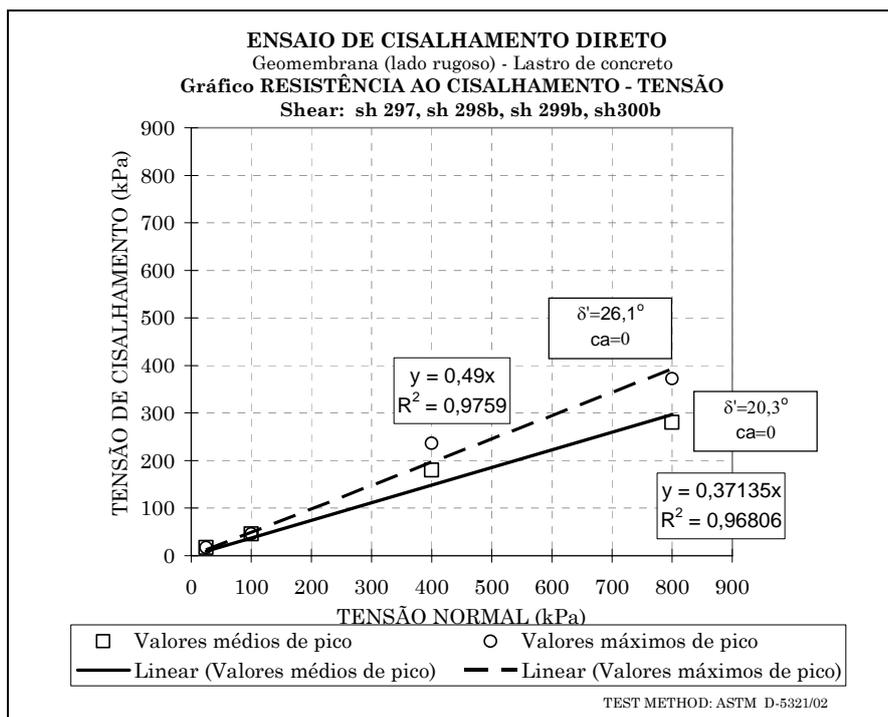


Figura 6.40 - Envoltória de resistência: geomembrana (lado rugoso)-concreto.

A interface geomembrana (lado rugoso)-concreto (Figura 6.40) apresenta ângulo de atrito da ordem de 20° quando os valores médios de pico são admitidos. O deslocamento mobilizado nesse ensaio ficou compreendido entre 8 e 25 mm. Se for traçada a envoltória com os pontos máximos, o ângulo de atrito se eleva para 26°.

A resistência da interface geotêxtil-concreto também foi avaliada considerando as mesmas tensões normais (25, 100, 400 e 800 kPa). As curvas tensão cisalhante versus deslocamento são apresentadas na Figura 6.41 e a envoltória de resistência na Figura 6.42.

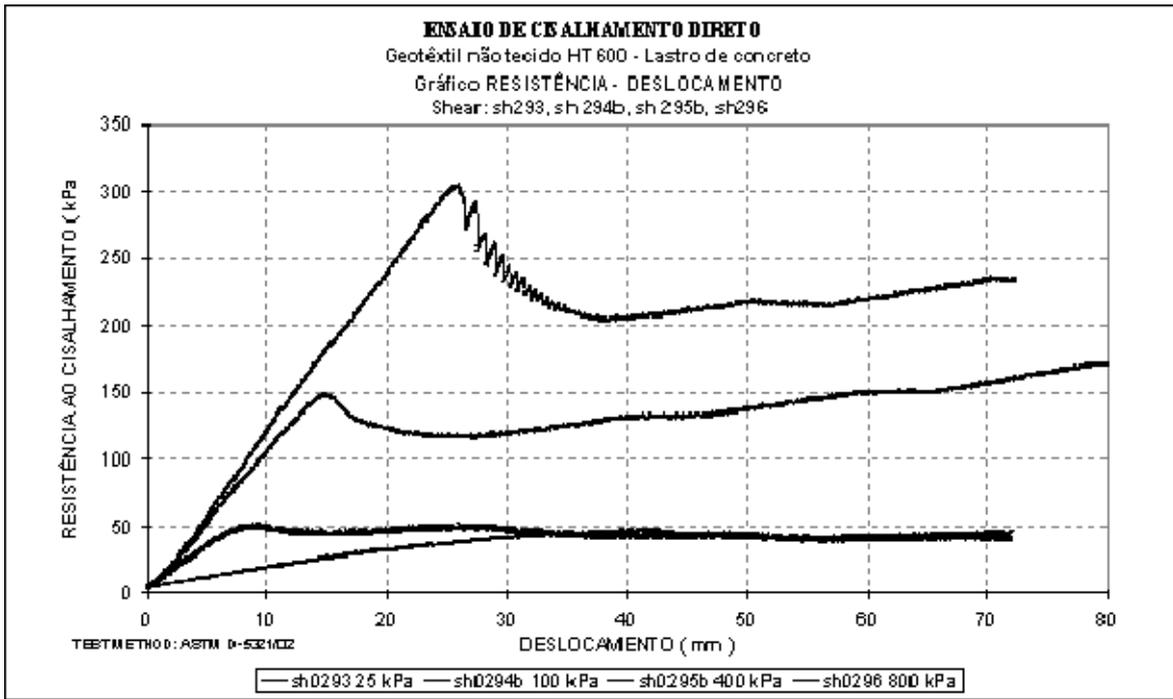


Figura 6.41 - Resultados do ensaio de cisalhamento na interface geotêxtil-concreto.

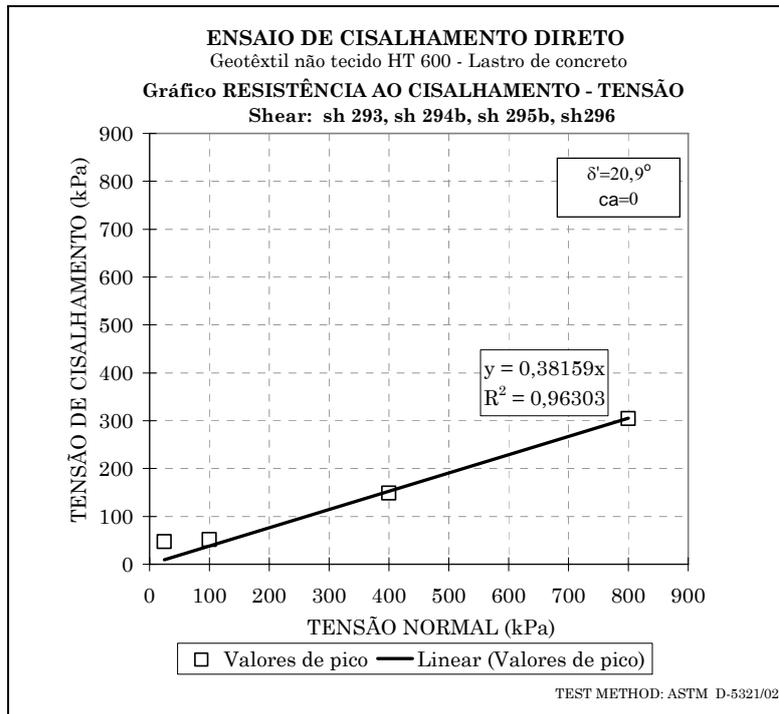


Figura 6.42 - Envoltória de resistência: geotêxtil-concreto.

A interface geotêxtil-concreto (Figura 6.42) também apresentou ângulo de atrito da ordem de 21°. A Tabela 6.14 apresenta um resumo dos resultados obtidos considerando as envoltórias que apresentaram o maior ângulo de atrito.

Tabela 6.14 – Resultados dos ensaios de cisalhamento entre interfaces.

Tipo de material	ϕ ou δ' (°)
Areia padrão - areia padrão	35
Geomembrana - areia padrão	24,6
Geotêxtil não-tecido agulhado - areia padrão	24,7
Geotêxtil não-tecido agulhado – geomembrana (lado liso)	21,7
Geotêxtil não-tecido agulhado – geomembrana (lado rugoso)	21,6
Concreto pré-fabricado – geomembrana (lado rugoso)	26,1
Concreto pré-fabricado – geotêxtil não tecido agulhado	20,9

De uma maneira geral, os valores de ângulos de atrito obtidos nos ensaios encontram-se coerentes com os valores publicados na literatura para materiais com características similares quando as tensões máximas de cisalhamento são consideradas para determinação das envoltórias de resistência. Assim como os valores disponibilizados na literatura, os valores servem como referência para a análise de outros ensaios de resistência entre interfaces, realizados tanto para fins de investigação científica ou visando à obtenção de parâmetros de projeto. Ensaio para determinação do atrito entre interfaces, devem ser realizados com os materiais que serão aplicados na obra, procurando simular em laboratório as condições de campo.

Destaca-se ainda que os ensaios de cisalhamento direto não representam com exatidão a condição de solitação mais crítica, encontrada no final da construção, onde as tensões normais sobre a geomembrana são relativamente baixas, da ordem de no máximo 10 kPa. Como a envoltória pode ser curva para baixas tensões normais, os valores de resistência seriam distintos aos determinados no ensaio de cisalhamento direto. Recomenda-se, portanto, que ensaios de rampa sejam conduzidos para a avaliação da resistência de interfaces entre os materiais que constituem um sistema de impermeabilização de face.

6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Verificou-se que a geomembrana de PVC-P de 2 mm, na formulação estabelecida, apresentou valores superiores aos admissíveis pelas normas com relação às propriedades índices. Os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras degradadas artificialmente apresentados e

discutidos nesse capítulo serão comparados com os resultados das amostras de geomembranas exumadas de barragens e reservatórios italianos, mostrados no Capítulo 7. A aplicação do modelo de Arrhenius para a previsão do tempo de vida de geomembranas de PVC-P será feita empregando-se algumas das propriedades avaliadas durante o processo de envelhecimento e os resultados verificados pelos dados obtidos para as amostras exumadas.

Análise Estatística dos Dados das Amostras Exumadas

7.1 INTRODUÇÃO

A geomembrana aplicada como barreira de fluxo em barragens e reservatórios, como dito anteriormente, tem a função básica de garantir a estanqueidade da estrutura. Para tanto, é fabricada com uma formulação adequada que possibilite resistir o máximo período de tempo às condições ambientais do local onde será instalada. Apesar disso, em barragens, canais e reservatórios, é usual que a geomembrana seja protegida, já que pode, com frequência, ser danificada por animais silvestres ou vandalismo. Nessas condições, seu desempenho é garantido por mais tempo e o monitoramento do seu aspecto e condições em campo pode ser mais esporádico. Alguns projetos optam, no entanto, por deixar a geomembrana exposta ao ambiente, sob a ação de condições ambientais severas, tais como sob a ação de raios ultravioletas, temperaturas elevadas, gelo-degelo e de processos de secagem-molhagem na zona de flutuação do nível d'água.

Nessas condições, o conhecimento das características e do desempenho da geomembrana aplicada em barragens e reservatórios se torna ainda mais importante. Os materiais selecionados para aplicação nessas estruturas devem cumprir sua função durante o máximo de tempo de vida da obra, devendo ser substituídos quando a variação de certa propriedade comprometer a função da geomembrana, que é a de atuar como barreira impermeável na estrutura. A definição do momento certo de intervir e quais propriedades devem ser avaliadas, são ainda discutidas por acadêmicos e

projetistas. Vários pesquisadores e especialistas na área de geossintéticos têm estudado a questão da durabilidade, mas esbarram no problema crucial que é a determinação do tempo de vida das membranas poliméricas. Os estudos de durabilidade de materiais, de maneira geral, são complexos devido ao grande número de variáveis envolvidas, por requerem longos períodos de ensaios laboratoriais e/ou pela dificuldade de obtenção de amostras de campo. No Brasil, os estudos de Matheus (2002), Lodi (2003) e Nascimento (2002) tratam da durabilidade de geomembranas poliméricas e são referências para pesquisas nessa área.

A maioria das grandes barragens é projetada para operar por mais de cem anos, sem grandes intervenções. Algumas barragens de concreto ou de enrocamento com face de concreto, após determinado tempo de operação, podem apresentar problemas de fluxo excessivo pelo maciço, causados por fatores tais como a degradação do concreto ou o aparecimento de trincas e fissuras na laje. Na recuperação destas obras a geomembrana se apresenta como uma boa alternativa, tendo sido utilizada em barragens, reservatórios e canais na Europa e nos Estados Unidos.

A Itália, pioneira na aplicação da técnica de utilização de geomembranas em barragens, tem monitorado as geomembranas de PVC aplicadas em suas barragens e reservatórios por meio de ensaios laboratoriais em amostras exumadas. Barragem neste estudo é definida como uma estrutura única, localizada no leito de um rio, enquanto que os reservatórios são estruturas escavadas no terreno para armazenamento de água. O estudo estatístico dos resultados dos ensaios executados nas geomembranas de PVC extraídas dessas obras, apresentado neste capítulo, procura identificar quais são as principais mudanças que ocorrem no produto devido à degradação e com que intensidade as propriedades se alteram com o passar do tempo. Esse conjunto de resultados aqui disponibilizados pode servir para a formação de um banco de dados sobre geomembranas de PVC-P e, complementado com mais informações, ser utilizado para futuras previsões do tempo de vida útil desse material.

O modelo de Arrhenius, indicado para a previsão do tempo de vida útil, é apresentado ao final do capítulo como um exemplo, valendo-se de extrapolações dos resultados, já que um valor limite não foi alcançado para todas as temperaturas de incubação. Os resultados encontrados por meio do modelo são checados com os resultados das amostras exumadas.

7.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

7.2.1 Considerações iniciais

Os dados obtidos para a presente análise estatística foram fornecidos pelo *Laboratori di Geosintetici e Materiali Speciali* do CESI SpA, que assumiu a responsabilidade de monitoramento do comportamento das geomembranas aplicadas nessas obras a partir de 1999, quando da incorporação de parte da Enel (a Agência Nacional de Energia Elétrica da Itália) ao CESI. Até então, o programa de ensaios iniciado em 1995 nas amostras extraídas das barragens e reservatórios de propriedade do grupo *Enel* eram conduzidos pela antiga *Enel Hydro – Polo Idraulico e Strutturale (Núcleo Terre, Rocce e Tecnologie Costruttive)*, atendendo à solicitação da *Enel Divisione Produzione*.

7.2.2 Características das obras consideradas e dos geossintéticos aplicados

O programa de ensaios elaborado pela *Enel Hydro*, que iniciou a pesquisa, previu a extração de amostras de geomembranas de PVC em onze barragens e em cinco reservatórios italianos. A relação das estruturas, enumerada em ordem cronológica de instalação do *liner*, bem como as características dos geossintéticos aplicados se encontram na Tabela 7.1. Os dados referentes ao ano de instalação e extração do geocomposto (geomembrana + geotêxtil), aos tempos de instalação e local de coleta das amostras exumadas das barragens e reservatórios se encontram nas Tabelas 7.2 e 7.3, respectivamente.

A geomembrana não foi ensaiada em seu estado virgem em cinco das onze aplicações em barragens e para nenhuma das aplicações nos reservatórios. Nas barragens em que o geossintético foi aplicado mais recentemente houve uma preocupação em se caracterizar o produto virgem antes de sua aplicação na obra, visando à obtenção de uma base de dados de referência para a avaliação da durabilidade da geomembrana exposta nestas obras.

Tabela 7.1 – Relação das barragens e reservatórios e características do geocomposto instalado.

	Estrutura	Província	Tipo	Inclinação do paramento	Término da construção	Nível d'água (m)	Altura da barragem (m)	Superfície revestida (m ²)	Ano de instalação	Características do Geocomposto		
										Fabricante	Espessura da GM (mm)	Espessura do GT (mm)
Barragem	Lago Miller	BS	GA	V	1926	2170	11,0	1500	1976	Sibelon C	2,00	--
	Lago Nero	BG	GC	V	1929	2023,8	45,5	4000	1980/1981	Sibelon CNT 2800	2,00	1,5
	Piano Barbellino	BG	GC	V	1931	1868,5	69,0	6000	1987	Sibelon CNT 2800	2,00	1,5
	Cignana	AO	GA	V	1928	2169,5	58,3	8150	1989	Sibelon CNT 2800	2,50	1,9
	Pian Sapeio	GE	AC	V	1926	964	17,5	2700	1990	Sibelon CNT 2800	2,00	1,8
	Pantano d'Avio	BS	GVI	0,5H:1V	1956	2378	63,0	15000	1992-1994	Sibelon CNT 2800	2,00	1,5
	Zolezzi	GE	AC	V	1923	352	22,0	500	1992	Geodam SA 25/400	2,50	2,7
	Alpe Gera	SO	GC	V	1964	2125	174,0	11400	1993-1995	Sibelon CNT 3000	2,00	1,6
	Lago Baitone	BS	GA	V	1930	2281,5	37,0	2100	1994	Sibelon CNT 2800	2,00	1,5
	Camposecco	VB	GA	V	1930	2334,7	35,2	4800	1994	Sibelon CNT 3750	2,50	1,9
	Laghi Gemelli	BG	GC	V	1932	1953	34,5	2460	1997	Flagon CSL	2,00	2,3
Reservatório	Ceresole Reale	TO	GC	0,04	1930	ni	57	ni	1992	Sibelon CNT 3750	ni	2,50
	Pian del Gorghiglio	CO	TFC	1H:1V	1944	649	10	34000	1979	Sibelon CNT 2200	1,2	2,00
	Vestreno	LC	GAC	V	ni	675	7	ni	1982	Sibelon CNT 2200	1,2	2,00
	Lanzada	SO	EFC	1,25H:1V	ni	966	8	ni	1983	Sibelon CNT 2800	1,5	2,00
	Pioda	SO	EFC	0,83	1950	729	13	5400	1985	Sibelon CNT 2800	1,5	2,00

Notas: GA (Gravidade em alvenaria); GC (Gravidade em concreto); AC (Arco em concreto); GVI (Gravidade com vãos internos); TFC (Terra com face de concreto); GAC (Gravidade em alvenaria e concreto); EFC (Enrocamento com face de concreto); ni=não identificado.

Tabela 7.2 – Datas e local de extração das amostras de GC das barragens.

Barragem	Ano de instalação do GC	Data de extração de amostras	Tempo de instalação (anos)	Local de extração
Lago Miller	1976	1982	6	FE
		1985	9	FE
		1995	19	FE
		1995	19	FP
Lago Nero	1980-1981	1995	14	FE
		1997	16	FE
Piano Barbellino	1987	1995	8	FE
		1997	10	FE
Cignana	1989	1996	7	FE
		1999	10	FE
Pian Sapeio	1990	1996	6	FE
		2001	11	FE
Pantano d'Avio	1992 (ombreira direita)	1992	0	AR
		1995	3	FE
		1995	3	FP
		1996	4	FE
		1997	6	FE
	1993 (Arco 3-16)	1993	0	AR
		1996	3	IE
		1994	0	AR
	1994 (ombreira esquerda)	1996	2	FE
		1999	5	FE
Ceresole Reale	1992	1997	5	FE
		1997	5	MSE
		2003	10	FE
		2003	10	MSE
Zolezzi	1992	1992	0	AR
		1996	4	MSE
Alpe Gera	1993-1995	1993	0	AR
Lago Baitone	1994	1994	0	AR
		1998	4	FE
Camposecco	1994	1994	0	AR
		1996	2	FE
		1999	5	FE
Laghi Gemelli	1997	1997	0	AR
		2000	3	FE

Notas: GC= geocomposto; FE= amostra extraída da zona fora d'água – exposta; FP= amostra extraída da zona fora d'água – protegida; MSE= amostra retirada na zona de molhagem-secagem – exposta; IE= amostra retirada na zona imersa em água – exposta; AR= amostra de referência (virgem).

Tabela 7.3 – Datas e local de extração das amostras de GC dos reservatórios.

Reservatório	Ano de instalação do GC	Ano de extração de amostras	Tempo de instalação (anos)	Local de extração
Pian del Gorghiglio	1979	1995	16	IE
		1995	16	MSE
		1999	20	IE
		2001	22	MSE
		2001	22	IE (Leste)
		2001	22	MSE (Norte)
Vestreno	1982	1995	13	MSE
		1995	13	FE
		1999	17	MSE
Lanzada	1983	1995	12	MSE
		1995	12	FE
		1998	15	FE
Pioda	1985	1995	10	MSE
		1995	10	FE
		2009	14	MSE

Notas: GC= geocomposto; FE= amostra extraída da zona fora d'água – exposta; MSE= amostra retirada na zona de molhagem-secagem (flutuação do NA) – exposta; IE= amostra retirada na zona imersa em água – exposta.

7.2.3 Procedimento de coleta das amostras e ensaios realizados

O processo empregado na exumação das amostras de geomembranas nas barragens e reservatórios é simples, embora exija cuidados especiais na execução das soldas do novo material que substituirá a porção retirada. A Figura 7.1 mostra o procedimento de coleta de uma amostra de geocomposto (geomembrana de PVC-P + geotêxtil) na região acima do nível d'água na Barragem de Ceresole Reale. As Figuras 7.2 e 7.3 mostram as amostras exumadas dos taludes internos do Reservatório Pian del Gorghiglio, adotando-se o mesmo procedimento.

O procedimento mostrado na Figura 7.1 consiste em: a) cortar, com o auxílio de um estilete, uma porção do geocomposto na elevação prevista; b) lixar a superfície de geomembrana em torno ao vão remanescente e limpá-la com um pano seco; c) fazer a emenda utilizando um pedaço da mesma geomembrana, porém intacta.

Os geocompostos exumados das obras (Figura 7.1e), de dimensões aproximadas de 70 por 70 cm, são encaminhados ao laboratório e “descolados”, separando-se as duas partes distintas (geotêxtil e geomembrana). Ambos os materiais são acondicionados por um período mínimo de 24 h antes da realização dos ensaios em uma câmara à temperatura de $20 \pm 2^\circ \text{C}$ e umidade relativa de $65 \pm 5\%$.



Figura 7.1 – Procedimento de exumação de uma amostra de geocomposto na Barragem de Ceresole Reale: a) corte; b) lixamento da superfície a ser soldada; c) solda por termo-fusão; d) vista geral da emenda; e) amostra coletada.

As caracterizações das geomembranas dessas amostras exumadas foram feitas considerando ensaios físicos, químicos e mecânicos. A metodologia empregada na execução dos ensaios seguiu os procedimentos da UNI (*Ente Nazionale Italiano di Unificazione*), que é a associação italiana de normas técnicas e, em alguns casos, da ISO (*International Organization for Standardization*).

Os ensaios conduzidos na geomembrana consistiram na determinação da composição quantitativa da mistura (análise TGA), conteúdo de plastificante, espessura, densidade, dureza, flexibilidade a baixas temperaturas, estabilidade dimensional ao calor, permeabilidade e análise das características de resistência e deformabilidade por meio de ensaios de tração uniaxial. Os ensaios conduzidos no geotêxtil não fazem parte do escopo dessa pesquisa e não são aqui apresentados.

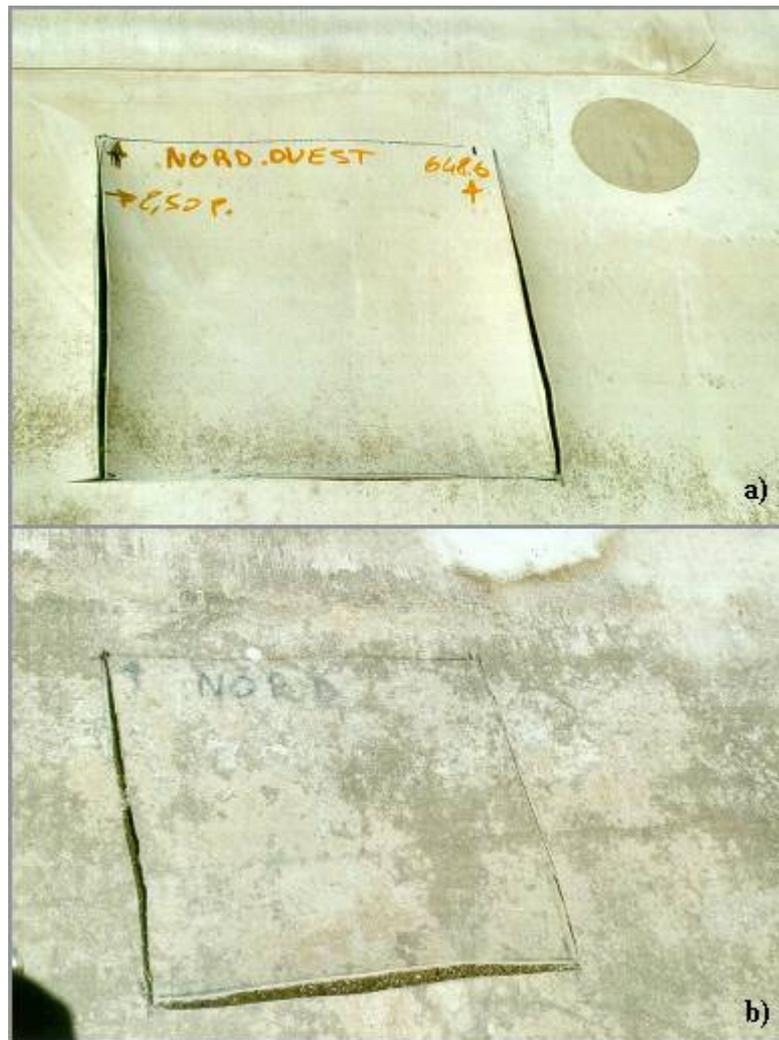


Figura 7.2 – Amostras de geomembrana exumadas dos taludes do Reservatório Pian Del Gorghiglio na zona de flutuação do NA (MSE) - El. 648,6 m: a) do talude noroeste; b) talude norte.



Figura 7.3 – Amostras de geomembrana exumadas no talude leste do Reservatório Pian Del Gorghiglio: a) zona de flutuação do nível d'água El. 648,6 m (MSE); b) zona submersa El. 645 m.

As Tabelas 7.4 e 7.5 apresentam os resultados dos ensaios conduzidos nas geomembranas exumadas das barragens e reservatórios, respectivamente, selecionados para a análise estatística. A descrição detalhada dos procedimentos empregados na realização dos ensaios é a apresentada no Capítulo 5.

Tabela 7.4 – Resultados dos ensaios conduzidos nas GM das barragens selecionados para a análise estatística.

Barragem (ano de instalação do GC)	Tempo de instalação (anos)/ Local extração	Conteúdo de plastificante (%)	Dureza (adim.)	Flexibilidade em baixas temperaturas (°)	Deform. na ruptura L (%)	Deform. na ruptura T (%)	E _{sec} L (MPa)	E _{sec} T (MPa)	Permeabilidade ao vapor d'água (g/(m ² .dia))	Permeabilidade (m/s) (.10 ⁻¹³)
Miller (1976)	6 (FE)	ne	82	-25	235	242	7,7	5,8	ne	ne
	9 (FE)	ne	86	-25	258	284	8,1	5,4	ne	ne
	19 (FP)	30,4	83	-40	256	298	9,0	5,6	1,22	1,2
	19 (FE)	27,9	89	-35	203	207	10,9	7,7	1,26	1,1
Lago Nero (1981)	14 (FE)	33,0	76	-40	231	240	6,1	5,6	1,65	1,5
	16 (FE)	32,1	75	-40	231	242	5,5	5,3	1,80	1,6
Piano Barbellino (1987)	8 (FE)	32,5	74	-30	229	237	6,4	5,9	1,43	1,5
	10 (FE)	30,4	73	-25	230	232	6,3	6,0	1,32	1,3
Cignana (1989)	7 (FE)	31,9	76	-35	222	257	6,6	5,5	1,18	1,5
	10 (FE)	33,9	71	-35	221	256	7,1	5,4	1,42	1,8
Pian Sapeio (1990)	6 (FE)	30,1	78	-35	219	242	6,0	5,7	1,42	1,5
	11 (FE)	28,6	75	-25	205	236	6,2	5,7	1,64	1,8
Pantano d'Avio	<i>Ombreira direita (1992)</i>									
	0 (AR)	29,4	84	-30	215	228	6,6	6,0	1,51	1,3
	3 (FE)	28,4	82	-10	194	220	7,3	6,5	1,09	2,6
	3 (FP)	29,5	82	-30	209	220	6,7	6,0	1,18	2,6
	4 (FE)	29,2	79	-15	206	221	7,1	7,1	1,06	1,2
	6 (FE)	29,0	77	-10	192	213	7,1	6,5	1,22	1,3
	7 (FE)	29,3	75	-5	196	197	7,4	7,0	1,25	1,3
	<i>Arco 3 - 16 (1993)</i>									
	0 (AR)	29,4	84	-30	215	228	6,6	6,0	1,51	1,3
	3 (IE)	31,0	78	-30	210	208	6,9	6,7	1,53	1,6
	<i>Ombreira esquerda e coroamento (1994)</i>									
	0 (AR)	29,4	84	-30	215	228	6,6	6,0	1,51	1,3
	2 (FE)	30,0	78	-15	208	229	7,0	6,6	1,23	1,1
5 (FE)	28,6	74	-7	205	212	7,0	6,8	1,37	1,4	

Tabela 7.4 (continuação).

Barragem (ano de instalação do GC)	Tempo de instalação (anos)/ Local extração	Conteúdo de plastificante (%)	Dureza (adim.)	Flexibilidade em baixas temperaturas (°)	Deform. na ruptura L (%)	Deform. na ruptura T (%)	E _{sec} L (MPa)	E _{sec} T (MPa)	Permeabilidade ao vapor d'água (g/(m ² .dia))	Permeabilidade (m/s) (.10 ⁻¹³)
Ceresole Reale (1997)	5 (FE)	28,5	78	ne	265	284	6,00	5,67	1,050	1,2
	5 (MSE)	28,5	78	ne	312	330	5,67	5,00	1,200	1,6
	10 (FE)	27,2	78	ne	232	251	6,98	6,25	-	96
	10 (MSE)	25,9	80	ne	230	260	6,57	5,62	-	1,2
Zolezzi (1992)	0 (AR)	34,9	74	-40	129	107	6,90	8,22	1,787	2,4
	4 (MSE)	36,2	68	-30	187	162	3,53	3,89	3,574	4,68
Alpe Gera (1993-1995)	0 (AR)	31,7	75	-40	206	243	6,46	5,97	1,652	1,8
Lago Baitone (1994)	0 (AR)	31,9	79	-40	226	264	5,84	5,15	1,512	1,6
	4 (FE)	29,6	80	ne	214	226	6,82	6,33	1,548	1,7
Camposecco (1994)	0 (AR)	33,4	74	-35	245	264	5,55	5,34	1,126	1,4
	2 (FE)	33,5	75	-25	244	272	5,82	5,48	0,982	1,3
	5 (FE)	31,1	70	-25	269	247	5,50	5,87	1,157	1,5
Laghi Gemelli (1997)	0 (AR)	29,9	83	-40	237	245	6,62	6,00	1,162	1,3
	3 (FE)	28,4	85	-40	255	250	6,55	6,12	1,622	1,8

Notas: ne= não executado; FE= amostra extraída da zona fora d'água – exposta; FP= amostra extraída da zona fora d'água – protegida; MSE= amostra retirada na zona de molhagem-secagem (flutuação do NA) – exposta; IE= amostra retirada na zona imersa em água – exposta; AR= amostra de referência (virgem).

Tabela 7.5 – Resultados dos ensaios conduzidos nas GM dos reservatórios selecionados para a análise estatística.

Reservatório (ano de instalação do GC)	Tempo de instalação (anos)/ Propriedade	Conteúdo de plastificante (%)	Dureza (adim.)	Flexibilidade em baixas temperaturas (°)	Deform. na ruptura L (%)	Deform. na ruptura T (%)	E _{sec} L (MPa)	E _{sec} T (MPa)	Permeabilidade ao vapor d'água (g/(m ² .dia))	Permeabilidade (m/s) (.10 ⁻¹³)
Pian del Gorghiglio (1979)	16 (IE)	27,5	81	-35	216	222	6,85	6,71	1,710	1,7
	16 (MSE)	20,0	89	-29	192	181	9,11	9,06	1,402	1,3
	20 (IE)	26,6	83	-25	210	212	7,52	7,22	2,112	1,7
	22 (IE)	25,0	83	-35	201	203	8,31	7,64	ne	ne
	22 (Leste - MSE)	21,4	ne	-20	183	179	10,02	9,26	ne	ne
	22 (Norte - MSE)	22,6	ne	-13	200	196	8,93	8,48	ne	ne
	22 (Noroste - MSE)	25,4	ne	-15	198	205	8,32	7,30	ne	ne
Vestreno (1982)	13 (MSE)	24,2	85	-29	148	155	12,91	12,58	1,143	1,2
	13 (FE)	23,2	78	-31	162	166	10,25	9,76	0,887	89,7
	17 (MSE)	19,9	92	-20	163	168	12,02	11,96	ne	ne
Lanzada (1983)	12 (MSE)	21,1	83	-12	163	157	9,51	10,64	2,044	2,1
	12 (FE)	32,3	73	-29	159	203	7,36	5,62	1,202	1,2
	15 (FE)	28,7	81	ne	182	200	6,92	6,45	1,467	1,4
Pioda (1985)	10 (MSE)	20,7	83	-25	166	170	9,94	9,82	1,278	1,3
	10 (FE)	27,6	79	-29	211	196	6,92	7,91	1,143	1,2
	14 (MSE)	<u>27,9 (ND)</u> 24,5 (AD)	81	-15	211	188	7,01	8,14	1,671	1,6

Nota: ne= não executado; ND= não deteriorada; AD=amostra deteriorada.

7.3 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS

Os dados obtidos dos ensaios conduzidos nas amostras de geomembrana exumadas nas diversas barragens e reservatórios foram analisados estatisticamente empregando a metodologia do Teste de Hipóteses. Trata-se de uma inferência estatística, que oferece uma abordagem confirmatória para a análise de dados, baseada em informações sobre a amostra. A metodologia foi desenvolvida de forma a tornar possível que se façam inferências em relação a um determinado parâmetro da população por meio da análise das diferenças entre duas amostras de dados numéricos, extraídas de duas populações. Levine et al. (2002) apresenta em detalhes a metodologia do Teste t de Variância Agrupada para Diferenças entre Duas Médias Aritméticas, empregada na análise estatística de dados amostrais.

7.3.1 As Hipóteses Nula e Alternativa

O teste de hipótese geralmente tem início com base em alguma teoria, declaração ou afirmativa, em relação a um determinado parâmetro de duas populações. A hipótese de que não existe nenhuma diferença entre as médias aritméticas de duas populações independentes é chamada de hipótese nula ($H_0: \mu_1 = \mu_2$) e é sempre aquela que corresponde ao *status quo* (Levine et al., 2002). A hipótese alternativa diz que as médias aritméticas das populações não são iguais ($H_1: \mu_1 \neq \mu_2$).

No exemplo do teor de plastificante, a hipótese nula é a de que o percentual de plastificante na amostra envelhecida corresponda ao valor de referência, ou seja, o da amostra virgem. Se a média populacional da geomembrana exumada após 20 anos de exposição for igual a da geomembrana virgem ($\mu_1 = \mu_2$), não há rejeição da hipótese nula. No entanto se os resultados observados nas amostras exumadas indicarem que a hipótese nula é falsa ($\mu_1 \neq \mu_2$), a hipótese alternativa (H_1) deve ser considerada como verdadeira. A decisão é feita a partir do cálculo da estatística do teste t (t_{stat}) e da variância agrupada (S_p^2), seguindo uma distribuição t , com $n_1 + n_2 - 2$ graus de liberdade:

$$t_{stat} = \frac{(\bar{X}_1 - \bar{X}_2) - (\mu_1 - \mu_2)}{\sqrt{S_p^2 \cdot \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)}} \quad 7.1$$

$$S_p^2 = \frac{(n_1 - 1) \cdot S_1^2 + (n_2 - 1) \cdot S_2^2}{(n_1 - 1) + (n_2 - 1)}$$

Onde:

S_p^2 = variância agrupada;

\bar{X}_1 = média aritmética da amostra extraída da População 1;

\bar{X}_2 = média aritmética da amostra extraída da População 2;

S_1^2 = variância da amostra extraída da População 1;

S_2^2 = variância da amostra extraída da População 2;

n_1 = tamanho da amostra extraída da População 1;

n_2 = tamanho da amostra extraída da População 2;

Para um determinado nível de significância, α (geralmente adotado igual a 5%), em um teste bicaudal, a hipótese nula é rejeitada caso a estatística do teste t (t_{stat}) calculada seja maior do que o valor crítico da cauda superior da distribuição t , ou caso o t_{stat} seja menor do que o valor crítico da cauda inferior da distribuição t (Levine et al., 2002). A Figura 7.4 apresenta as regiões de rejeição e não-rejeição em um teste t bicaudal. Se o teste for unicaudal, a região de rejeição corresponderá a α , em uma das caudas.

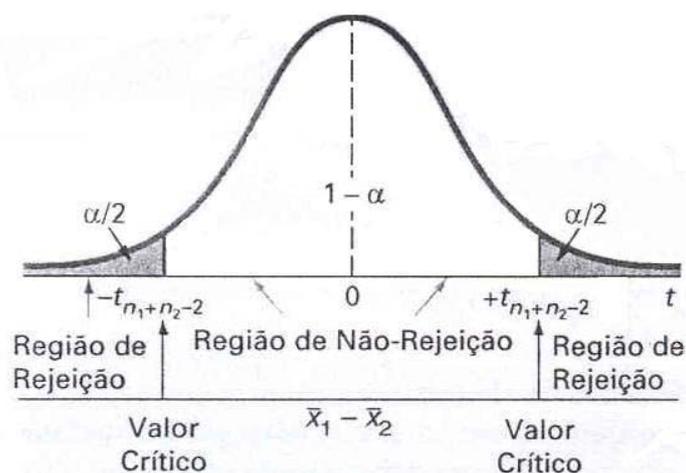


Figura 7.4 – Regiões de rejeição e de não-rejeição para os testes t para diferenças entre as médias aritméticas num teste bicaudal (Levine et al., 2002).

7.3.2 Risco na Tomada de Decisão

Existem duas decisões possíveis no teste de hipóteses: não rejeitar H_0 ou rejeitar H_0 . Dependendo da decisão estatística tomada, um erro pode ocorrer, com certa probabilidade. A Tabela 7.6 mostra as conseqüências da tomada de decisão em uma análise estatística.

Tabela 7.6 – Conseqüências da tomada de decisão.

Decisão estatística	H ₀ verdadeiro	H ₀ falso
Não rejeitar H ₀	Decisão correta	Erro do Tipo II
	Confiança= 1- α	P(Erro do Tipo II)= β
Rejeitar H ₀	Erro tipo I	Decisão correta
	P(Erro tipo I)= α	Eficácia=1- β

Adotando o exemplo da variação da quantidade de plastificante nas amostras de geomembrana, as hipóteses nula e alternativa corresponderiam a: H₀: não houve perda de plastificante; H₁: houve perda de plastificante. Se o teste indicar a não rejeição de H₀ e, realmente a hipótese nula (H₀) for verdadeira, a decisão estará correta com certo nível de confiança, correspondente a (1- α), ou seja, para α normalmente adotado de 5%, a confiabilidade da decisão seria 95%. Em caso contrário, se H₀ for rejeitada estatisticamente, sendo de fato verdadeira, pode-se incorrer no erro tipo I, cuja probabilidade de ocorrência é igual a α . Nesse caso o erro é afirmar que houve perda, quando na realidade não houve. Mas se H₀ (hipótese nula) for rejeitada quando de fato H₀ for falsa, a decisão estaria correta com uma eficácia de teste estatístico correspondente a (1- β).

7.4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Três gráficos foram plotados para avaliação cada propriedade: o primeiro correspondendo a uma análise conjunta de todos os dados, obtidos das amostras exumadas das barragens e dos reservatórios; o segundo considerando os dados extraídos das amostras coletadas nas onze barragens e o terceiro referente às amostras exumadas dos taludes internos dos quatro reservatórios em estudo. Os dados plotados em conjunto (barragens + reservatórios), apesar da grande dispersão, são importantes para demonstrar se há uma tendência geral de redução ou aumento de determinada propriedade. Nas análises individuais das amostras extraídas das barragens e dos reservatórios, buscou-se o estabelecimento de um modelo de ajuste dos dados.

Nos reservatórios, na maioria dos casos, as amostras foram exumadas em três posições distintas: acima do nível d'água (FE), na região de flutuação do nível d'água, também chamada zona de secagem e molhagem (MSE) ou abaixo do nível d'água, isto é, imersas (IE). A sigla "E" adotada indica que as amostras se encontravam expostas, sem proteção mecânica. O valor de referência considerado

na apreciação do comportamento das geomembranas instaladas nos reservatórios foi adotado igual à média das determinações do conteúdo de plastificante nas amostras virgens das barragens de Pantano d'Avio, Alpe Gera e Lago Baitone. Apesar da geomembrana dessas estruturas apresentarem uma espessura maior (2 mm), o tipo de geomembrana (Sibelon CNT 2800) e o fabricante são os mesmos da maioria daquelas empregadas nos reservatórios.

Os testes de hipótese, mencionados no item anterior, foram utilizados para confirmar se houve ou não variação significativa de determinada propriedade após determinado período de tempo. As planilhas com os testes de hipótese realizados (Teste t de Variância Agrupada para Diferenças entre Duas Médias Aritméticas), utilizando as funções e os procedimentos disponibilizados pelo programa Excel são apresentadas no Apêndice A. Os resultados são discutidos abaixo juntamente com a análise de cada propriedade apresentada. Os dados analisados, referentes às amostras obtidas das barragens e dos reservatórios, foram agrupados em cinco grupos: 0, 5-6, 10-11, 15-17, 20-22. De cada grupo foram determinados a média aritmética e o desvio padrão. Os testes foram realizados para um $\alpha=5\%$ (correspondentes a uma confiabilidade de 95%) e efetuados entre o primeiro grupo (o das amostras virgens) e os demais.

Os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras exumadas são apresentados e discutidos nos dois subitens a seguir. No Item 7.4.1 são apresentadas as propriedades: conteúdo de plastificantes, dureza Shore A, flexibilidade a baixas temperaturas e permeabilidade. As características de resistência e deformabilidade da geomembrana são apresentadas no Item 7.4.2, onde são avaliados a tensão, a deformação e o módulo secante na ruptura, tanto para as amostras extraídas no sentido transversal como no longitudinal de produção.

7.4.1 Conteúdo de plastificantes, Dureza Shore A, Flexibilidade e Permeabilidade

A Figura 7.5 mostra a variação do conteúdo de plastificante avaliada durante 22 anos de exposição da geomembrana na face de montante em doze barragens e cinco reservatórios italianos.

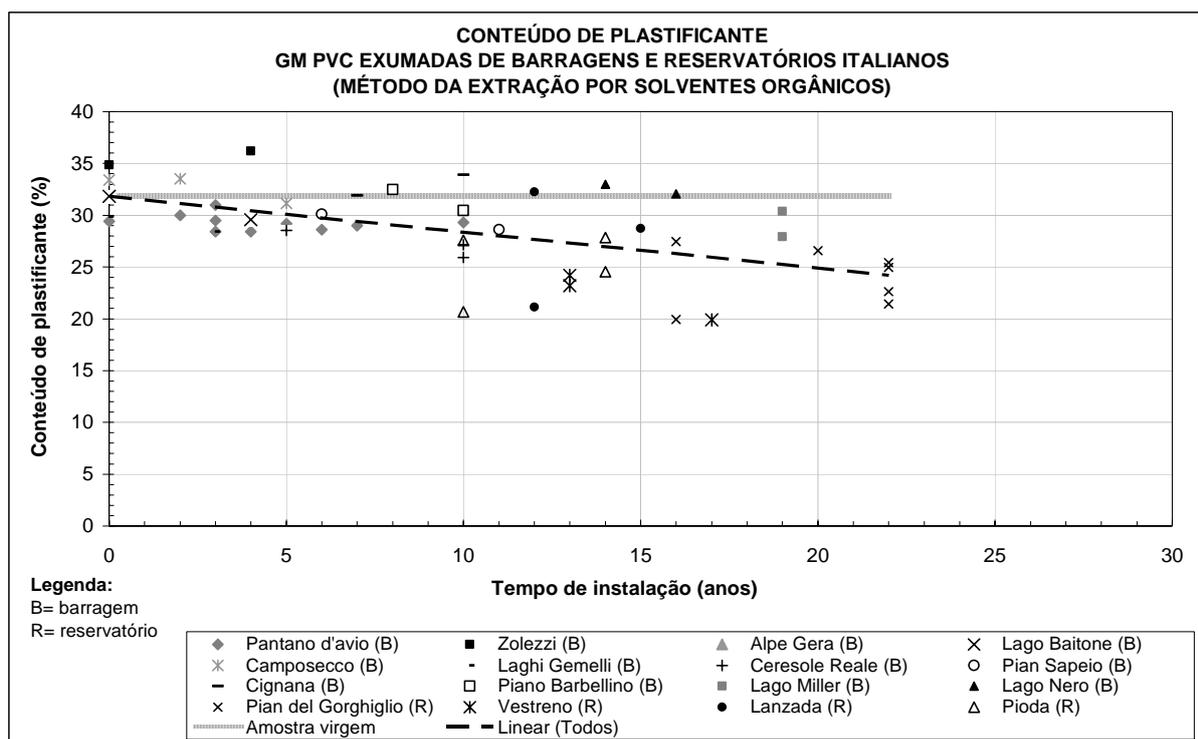


Figura 7.5 – Variação do conteúdo de plastificante nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

No gráfico da Figura 7.5 a linha horizontal representa o valor da amostra de geomembrana virgem e corresponde à média aritmética dos dados obtidos para seis das barragens enumeradas na Tabela 7.4. Nota-se uma grande dispersão nos resultados do ensaio de determinação do conteúdo de plastificante nesse gráfico. De um modo geral, isso será observado para todas as propriedades aqui analisadas, pois as amostras coletadas correspondem a obras diversas, que estiveram sob a ação de condições específicas dependentes da sua posição geográfica, inclinação do talude onde foram expostas, características físico-químicas da água etc. Além disso, como pode ser observado na Tabela 7.1, todas as geomembranas avaliadas são de PVC-P, mas sua composição e espessura inicial variam para cada estrutura, assim como seus fabricantes.

A linha tracejada indica a tendência de redução do conteúdo de plastificante com o tempo, provocada pela migração do plastificante. Observando-se uma amostra de geomembrana exumada, percebe-se a olho nu uma deterioração superficial devido à exposição, indicando que a geomembrana não se degrada de modo uniforme ao longo de sua espessura. Por isso, a recomendação de aumento da espessura quando a geomembrana for instalada em regiões de grande incidência de raios ultravioletas e temperaturas elevadas.

Os testes de hipótese detectaram com 95% de confiabilidade que houve realmente perda de plastificante na composição da geomembrana de PVC, já a partir dos cinco anos de exposição (Item A.1). A precisão da razão de perda de plastificante só poderá ser determinada com a complementação do banco de dados e o conseqüente estabelecimento de um bom modelo de ajuste.

A Figura 7.6 apresenta os valores do conteúdo de plastificante determinados ao longo dos 19 anos de monitoramento das onze barragens italianas.

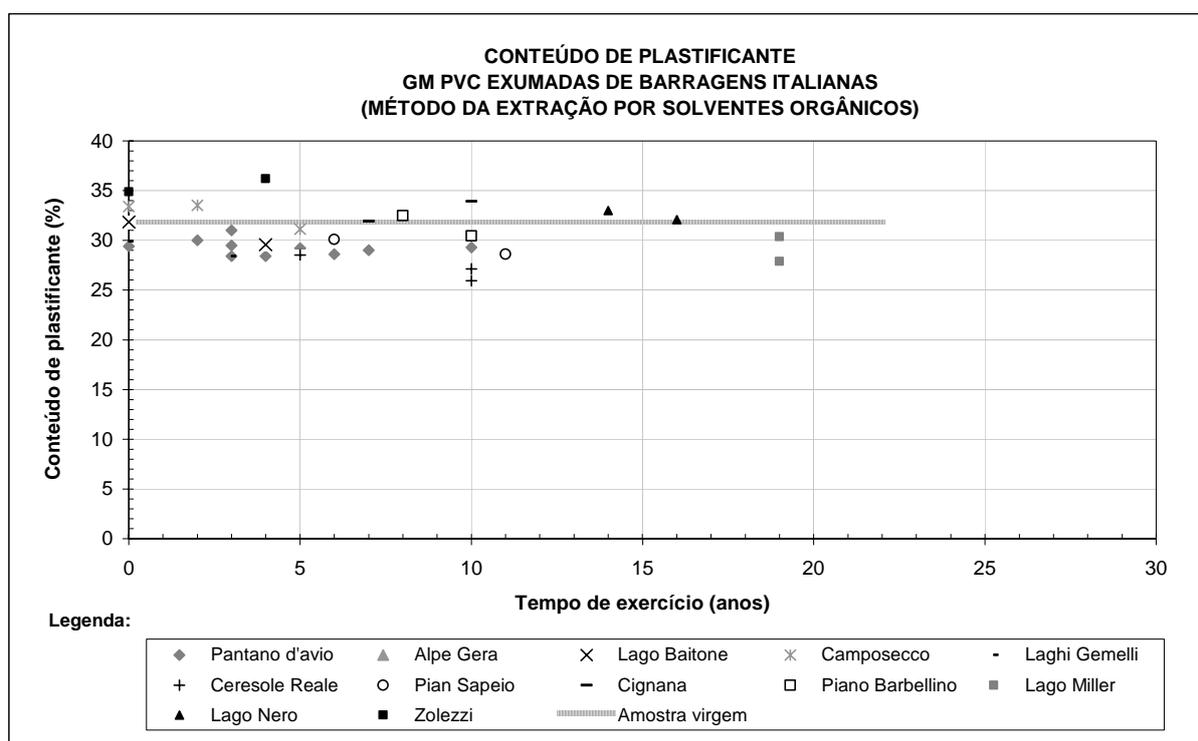


Figura 7.6 - Variação do conteúdo de plastificante nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação.

Os dados das amostras exumadas das barragens, plotados na Figura 7.6, indicam que não há tendência de variação do conteúdo de plastificante com o tempo. Uma tentativa de inclusão de uma reta de ajuste resultou em um valor de R^2 muito baixo, quase tendendo a zero, sugerindo que nesse caso não há uma dependência entre as variáveis, pelo menos para o tempo estudado. O fato de os paramentos de montante destas barragens serem praticamente verticais implica em uma exposição menor da geomembrana aos raios ultravioletas e por conseqüência, uma menor degradação. Os valores de Pântano d'Avio já se encontravam abaixo da média (indicada pela linha pontilhada) para a

amostra virgem e continuaram apresentando resultados praticamente constantes com o passar dos anos. A geomembrana aplicada na barragem de Zolezzi, cujos pontos se encontram acima da linha de referência, possui características diferentes das demais, como relatado no Capítulo 4, justificando sua posição mais dispersa em relação aos demais pontos. Em Lago Miller, os ensaios de determinação do conteúdo de plastificantes só foram feitos com as amostras exumadas aos 19 anos e os valores não apresentaram grandes variações com relação ao valor considerado como referência.

Na Figura 7.7 os dados foram agrupados em duas categorias: amostras FE (acima do NA, expostas) e MSE (na zona de molhagem e secagem, expostas). A linha azul tracejada mostra a tendência de comportamento das amostras FE e a linha vermelha, das amostras MSE. A linha preta representa a tendência de todos os pontos do gráfico.

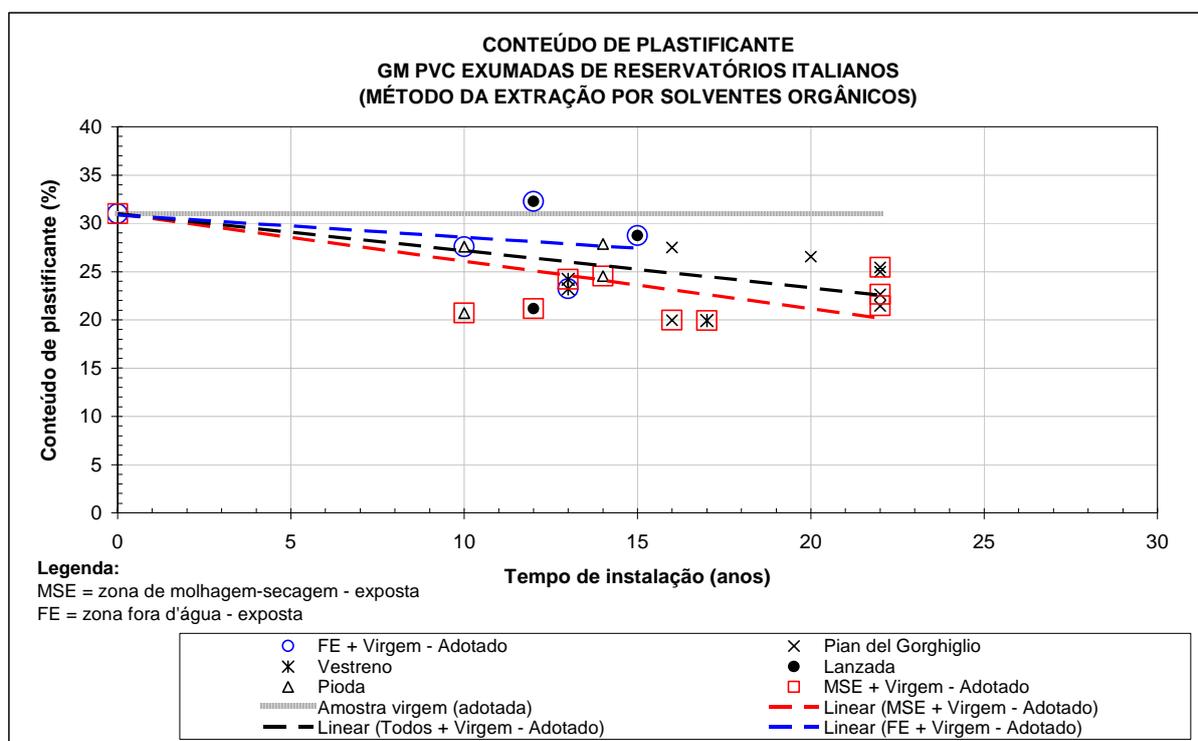


Figura 7.7 - Variação do conteúdo de plastificante nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação.

Nos reservatórios (Figura 7.7), observa-se que o efeito de redução do conteúdo de plastificante é mais acentuado, provavelmente devido a maior exposição da geomembrana (inclinação mais abatida dos taludes) à radiação ultravioleta e ao calor. O número de dados é bastante pequeno e insuficiente para se estabelecer uma boa correlação entre o conteúdo de plastificante e o tempo de exposição. No

entanto, percebe-se uma tendência de redução desse componente com o passar dos anos. Também é esperado que na zona de flutuação do nível d'água (amostras MSE) haja uma queda maior desse constituinte devido à lixiviação provocada pelo ciclo de molhagem e secagem constante.

Na Figura 7.8 pode ser observado os valores de dureza determinados para as onze barragens e os cinco reservatórios em um mesmo gráfico.

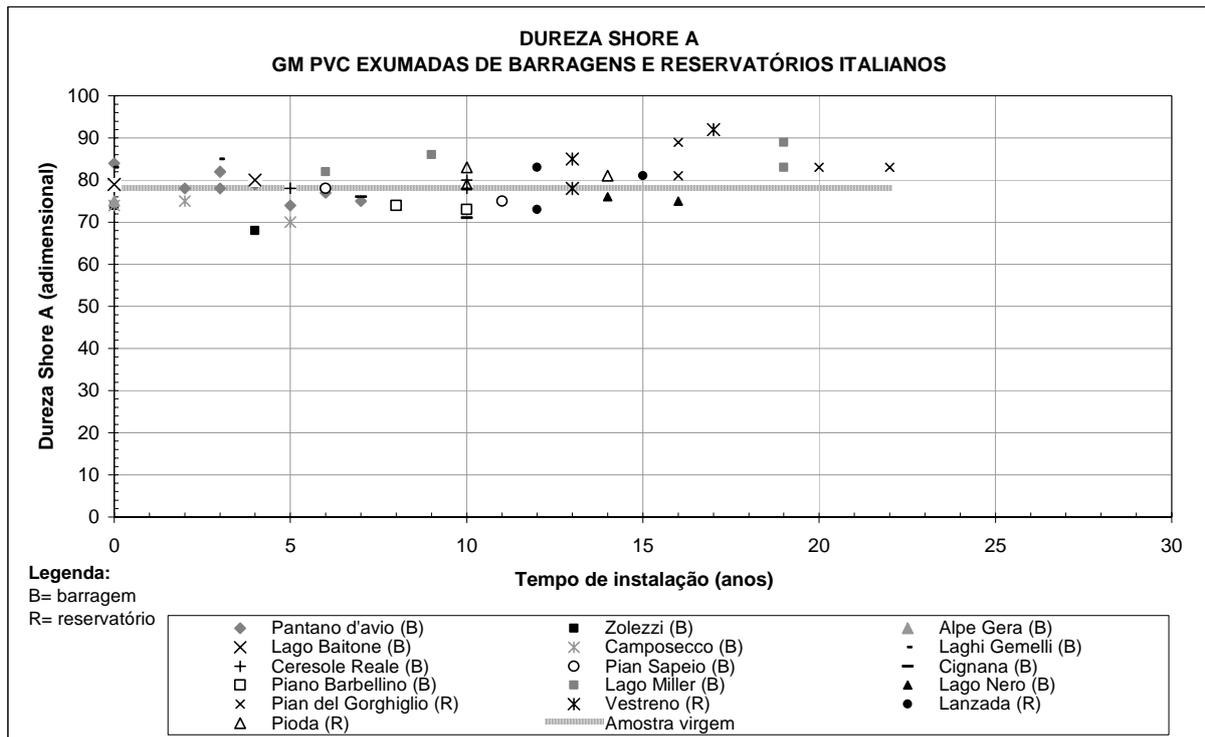


Figura 7.8 - Variação da Dureza Shore A nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

A dureza foi uma propriedade das geomembranas (Figura 7.8) que se manteve praticamente constante com o tempo até o período de 17 anos. Os testes de hipótese reforçam essa afirmação, indicando aumento na dureza (Item A.2) após esse período quando comparados dados das amostras virgens com aquelas exumadas com 19 e 22 anos de instalação. Nota-se, porém, no gráfico da Figura 7.8, que esse aumento é quase imperceptível e que somente uma próxima campanha de ensaios poderá assegurar com maior confiabilidade com quanto tempo e condições essa propriedade se altera. Comportamento similar foi observado quando analisados somente os dados das amostras exumadas das barragens (Figura 7.9), indicando praticamente nenhuma alteração na dureza até 19 anos de exposição.

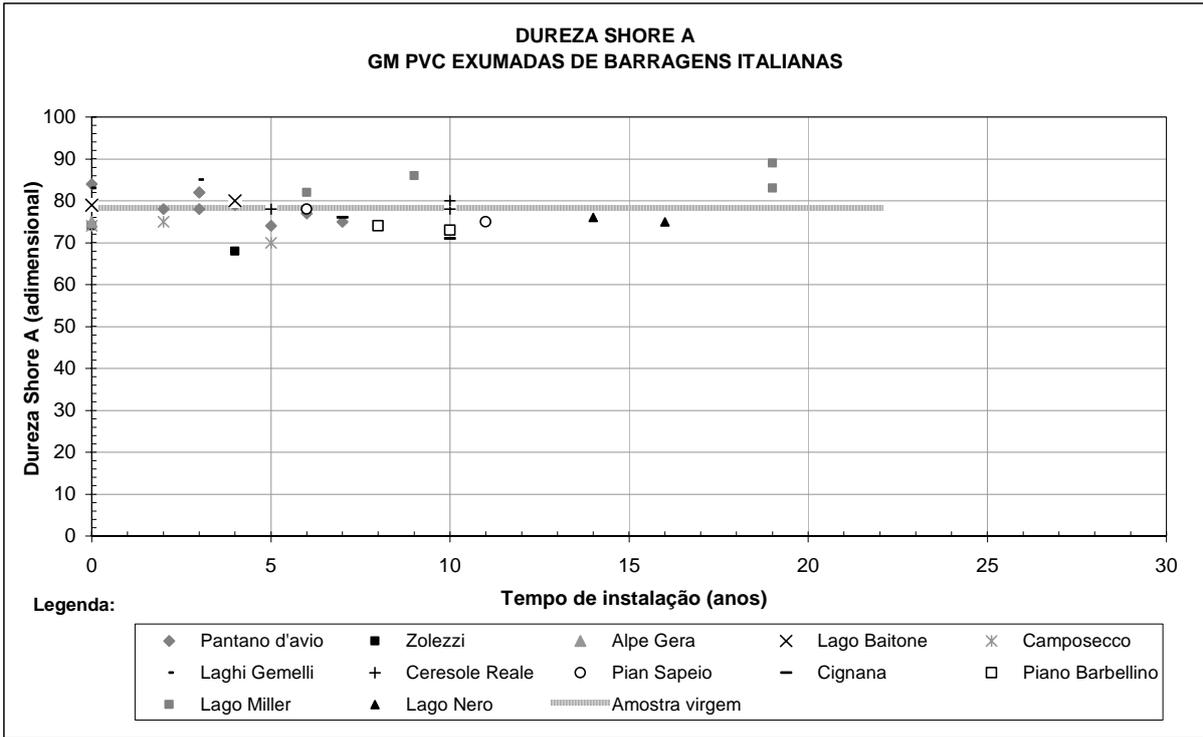


Figura 7.9 - Variação da Dureza Shore A nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação.

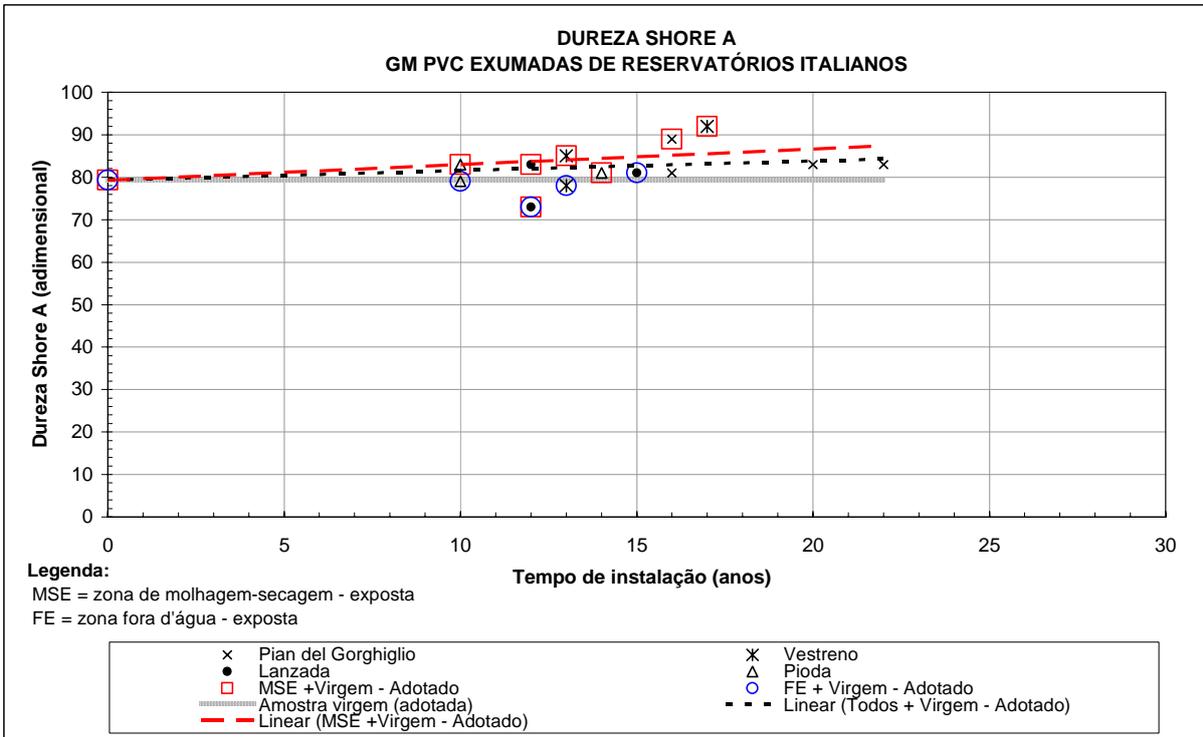


Figura 7.10 - Variação da Dureza Shore A nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação.

Com relação aos reservatórios, uma pequena tendência de aumento foi notada, principalmente para as amostras extraídas da zona de flutuação do nível d'água, conforme demonstrado na Figura 7.10. Como a perda de plastificante causa um enrijecimento da geomembrana, era esperado que uma tendência de aumento da dureza estivesse associada à redução desse componente. Nas amostras extraídas na zona acima do nível d'água (FE) não foi notada uma tendência coerente (aumento de dureza), não sendo, portanto, indicada na Figura 7.10.

A variação em função do tempo da temperatura de ruptura ou fissuração para as amostras extraídas das barragens e reservatórios, determinada no ensaio de flexibilidade a baixas temperaturas, é apresentada na Figura 7.11.

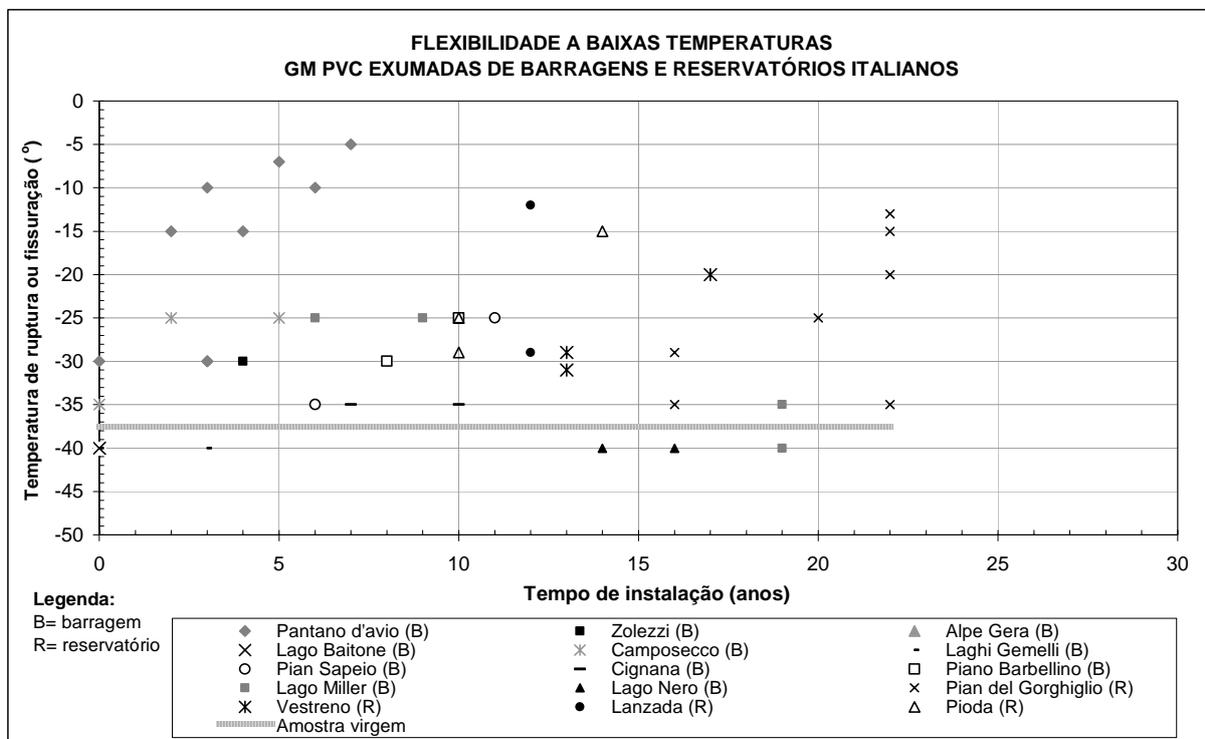


Figura 7.11 - Variação da flexibilidade nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

Os dados resultantes do ensaio de flexibilidade a baixas temperaturas são bastante dispersos, como pode ser visto na Figura 7.11. Não faz sentido verificar uma dependência da temperatura de ruptura ou fissuração em relação ao tempo de exposição quando todos os dados são plotados num mesmo gráfico.

Na Figura 7.12 os dados das barragens foram colocados em um gráfico, onde uma única tendência foi observada para os valores da temperatura de fissuração em Pântano d'Avio. Os dados das onze barragens (Figura 7.12) indicaram que a temperatura de ruptura ou fissuração se manteve praticamente constante, com a exceção da Barragem de Pantano d'Avio, onde a velocidade na perda da flexibilidade foi bastante elevada.

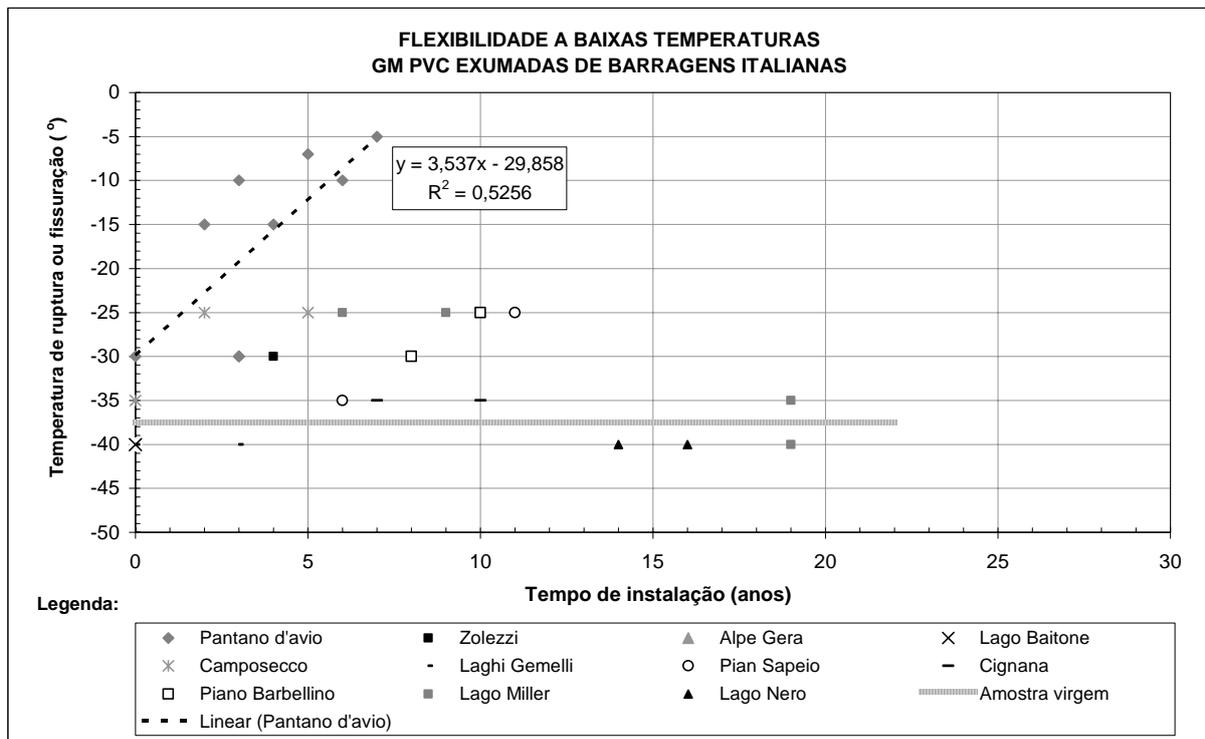


Figura 7.12 - Variação da flexibilidade nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação.

Assim como para as demais propriedades analisadas, o gráfico da Figura 7.13 mostra linhas de tendência considerando todos os pontos, independente da posição onde foram coletados (linha tracejada preta), os das amostras exumadas na zona acima do NA e na zona de flutuação do NA.

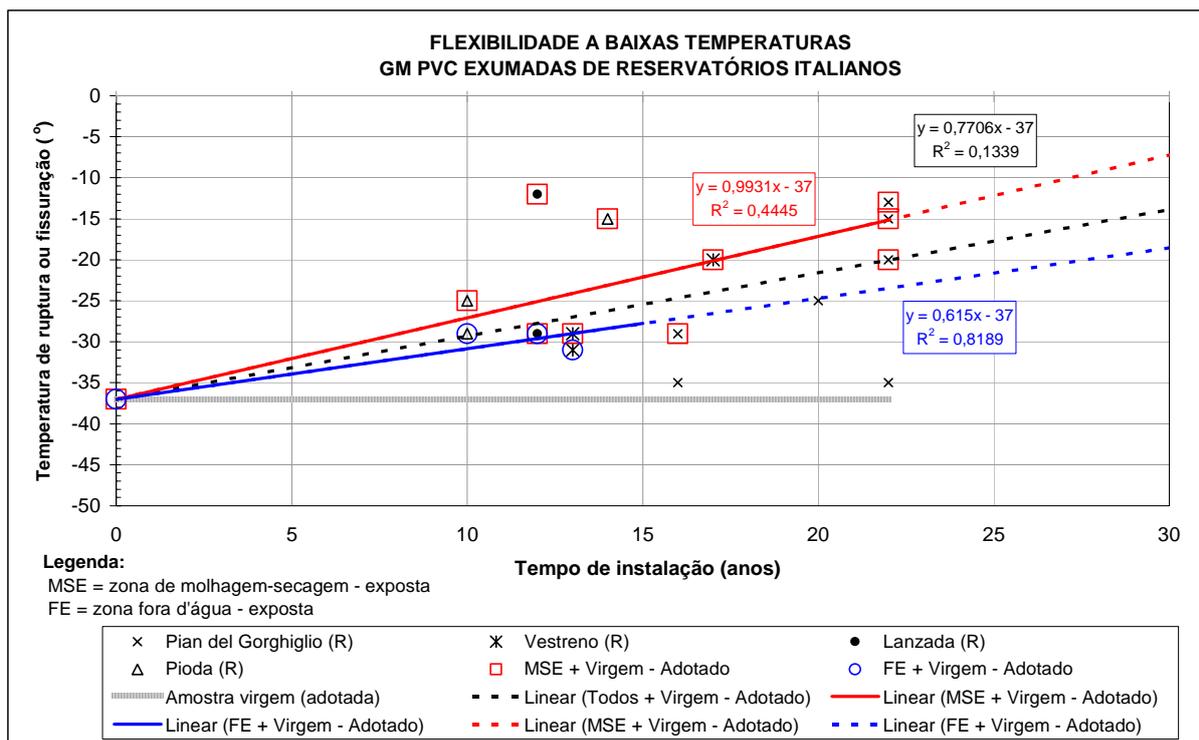


Figura 7.13 - Variação da flexibilidade nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação.

As amostras que ficaram expostas nos taludes dos reservatórios (Figura 7.13) apresentaram uma considerável tendência de aumento da temperatura de ruptura ou fissuração. Um bom ajuste linear foi inclusive obtido para os dados das amostras exumadas acima do NA. A correlação entre as a temperatura de fissuração e o tempo de exposição para as amostras MSE foi razoável. Existe também uma lógica em se ter uma queda maior de flexibilidade (aumento da temperatura de fissuração) para as amostras coletadas na zona de flutuação do NA, devido à redução da quantidade de plastificante.

A permeabilidade também foi avaliada ao longo dos 22 anos de exposição das geomembranas nas barragens e reservatórios italianos. A Figura 7.14 apresenta os valores dessa propriedade em função do tempo.

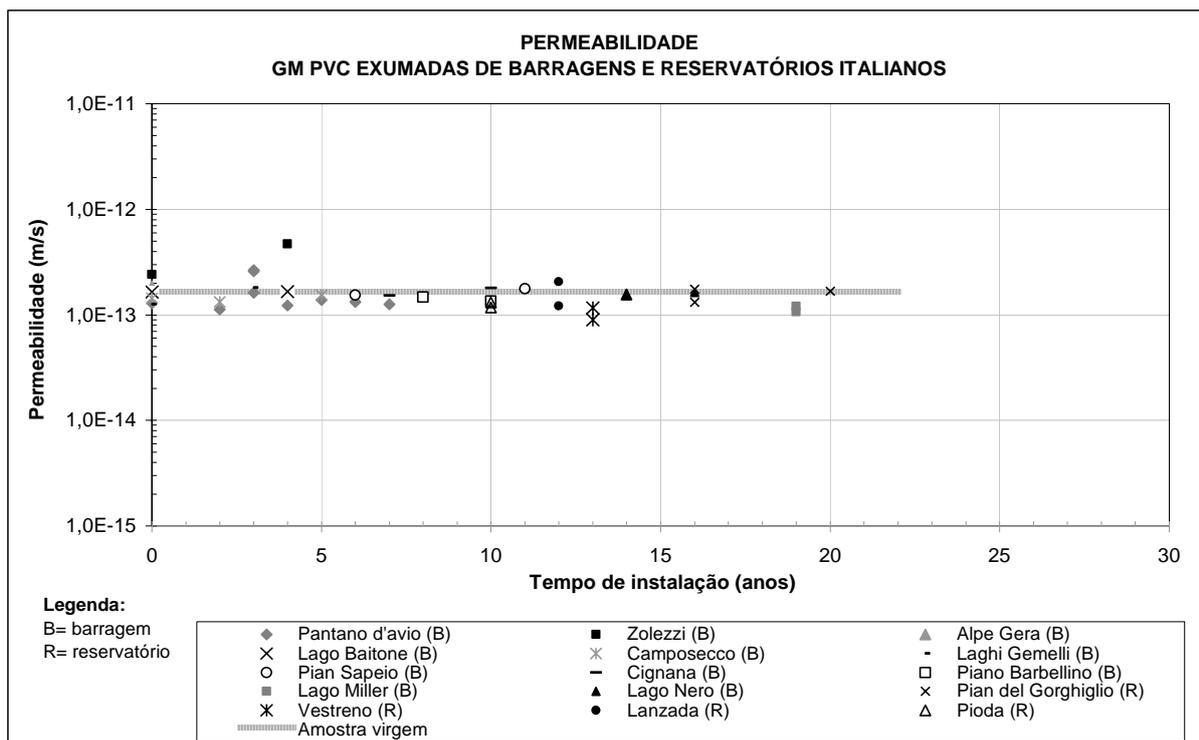


Figura 7.14 - Variação da permeabilidade nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

No gráfico da Figura 7.14 observa-se que a permeabilidade, tanto nas amostras de geomembrana exumadas das barragens e dos reservatórios, manteve-se constante até o período de 22 anos em que foram monitoradas. Esse é um resultado bastante positivo, no sentido de que uma das principais propriedades da geomembrana é a de garantir a estanqueidade da estrutura. O bom comportamento da geomembrana quanto a esse aspecto reforça a idéia de que os cuidados para garantir a impermeabilidade devem se concentrar no sentido de evitar que a geomembrana sofra danos mecânicos como perfurações e rasgos, que comprometeriam sua função de barreira hidráulica.

7.4.2 Características de resistência e deformabilidade

Neste item são apresentados os valores de tensão, deformação e módulo secante na ruptura, obtidos dos ensaios de tração uniaxial realizados nas amostras exumadas em diferentes tempos de serviço das estruturas (barragens e reservatórios). Nas figuras mostradas a seguir são mostrados os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras extraídas no sentido longitudinal (L) e transversal (T) de produção. A análise dos ensaios de tração foi feita seguindo a mesma metodologia adotada anteriormente para as demais propriedades, ou seja, os dados foram primeiramente examinados em

conjunto (barragens e reservatórios) e posteriormente divididos em dois grupos distintos: dados das geomembranas exumadas das barragens e dados das geomembranas exumadas dos reservatórios. Nos reservatórios, o local de extração da amostra (FE, MSE ou IE) também foi levado em conta na apreciação dos resultados.

Os testes de hipótese ofereceram uma confirmação se houve ou não alteração das propriedades, indicando degradação das amostras no decorrer do tempo de serviço (Item A.3). Em função do tamanho das amostras das barragens e reservatórios, os testes foram realizados somente para os dados agrupados (barragens + reservatórios), considerando os intervalos de tempo mencionados anteriormente.

7.4.2.1 Tensão de ruptura

As Figuras 7.15, 7.16 e 7.17 apresentam a variação da tensão de ruptura ao longo dos anos considerando os dados das barragens e reservatórios, somente barragens e somente reservatórios, respectivamente. Em alguns gráficos, foi plotada uma linha de tendência desconsiderando a Barragem de Zolezzi, em função de a geomembrana aplicada nesta estrutura ter apresentado valores de deformação, tensão e módulos bem distintos dos determinados para as demais estruturas.

O teste de hipótese ofereceu uma abordagem confirmatória na análise dos dados, indicando se a tensão de ruptura se altera no decorrer do tempo devido à exposição da geomembrana à radiação ultravioleta e ao calor, agentes que causam maior alteração nas propriedades das geomembranas poliméricas expostas em barragens e obras hidráulicas em geral. Como as amostras transversais apresentaram uma variação pouco menor que as longitudinais ao longo do tempo de exposição, essas foram tomadas para verificação. Se detectada alteração nas amostras transversais, pode-se afirmar que a tensão de ruptura das amostras longitudinais também tenha se modificado.

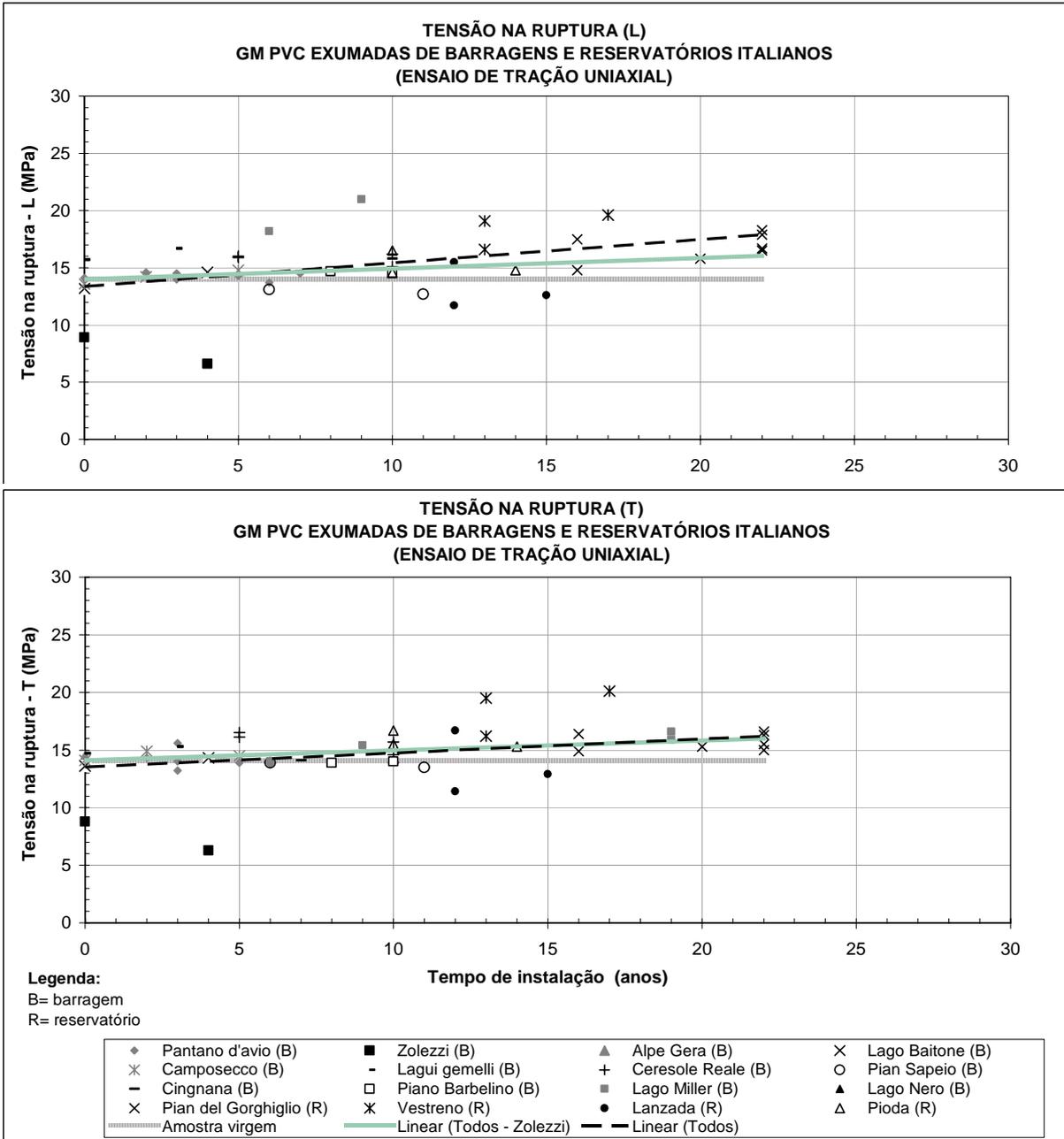


Figura 7.15 – Variação da Tensão de Ruptura nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

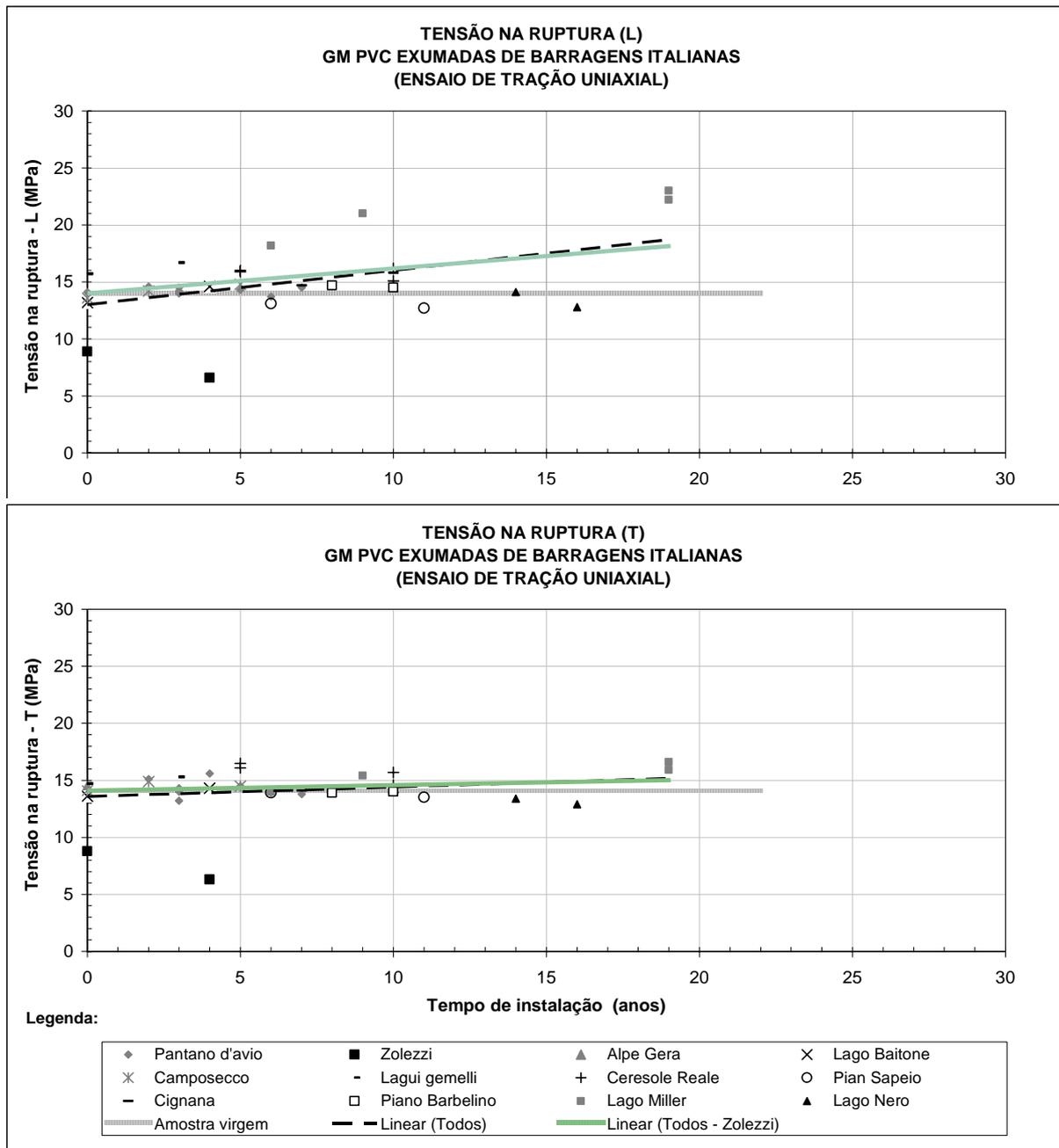


Figura 7.16 - Variação da Tensão de Ruptura nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação.

De maneira geral, os resultados apresentados nos gráficos nas Figuras 7.15 e 7.16 estão coerentes com o esperado. Observa-se um aumento na tensão de ruptura, mais acentuado para as amostras ensaiadas no sentido longitudinal. As geomembranas instaladas nessas obras possuem espessuras variáveis, nas barragens variando entre 2,0 e 2,5 mm e nos reservatórios entre 1,2 e 1,5 milímetros. Como a tensão é a razão entre a força de tração e a área, as amostras podem ser comparadas independentes da espessura. Nos gráficos a linha pontilhada verde mostra a tendência de todos os

dados desconsiderando os da barragem de Zolezzi, cuja geomembrana apresentou características particulares em sua fabricação. Como os pontos obtidos em Zolezzi são bem inferiores aos demais, a linha de tendência de todos os pontos, representada pela linha tracejada preta, mostra uma maior velocidade no aumento da tensão, notada com mais evidência nas amostras L. Acredita-se, entretanto, que o aumento na tensão se dê como representado pela linha pontilhada verde.

Os testes de hipótese que auxiliaram na análise dos dados das amostras exumadas das barragens e reservatórios indicaram aumento na tensão de ruptura após um período de exposição da geomembrana superior a 20 anos (Item A.3.1). É claro que este aumento é gradativo, mas estatisticamente falando, a afirmação de que existe uma diferença entre a média das amostras exumadas e a média das amostras virgens só pode ser feita após esse período. Antes disso, não se pode garantir, por meio dos testes de hipótese, com 95% de confiabilidade, que houve alteração na tensão de ruptura. Como os dados foram analisados em conjunto, é provável que o resultado do teste t indicando acréscimo na tensão de ruptura tenha sido devido aos valores determinados nas amostras exumadas dos reservatórios, já que não foi detectada uma tendência de variação na tensão de ruptura para as amostras transversais exumadas das barragens.

Na Figura 7.17 são mostrados os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras dos reservatórios exclusivamente. A linha tracejada em preto indica uma tendência de comportamento geral das amostras, independente da posição onde essas foram extraídas na barragem (fora d'água, imersas ou na zona de flutuação do NA). As amostras que ficaram expostas, fora d'água (FE) não apresentaram variação na tensão de ruptura, que se manteve constante e equivalente ao valor da amostra virgem ao longo dos anos. A tendência de maior aumento na tensão foi identificada para as amostras coletadas na zona flutuação do nível d'água (MSE). Nota-se ainda que a alteração na tensão de ruptura é mais acentuada nas amostras longitudinais.

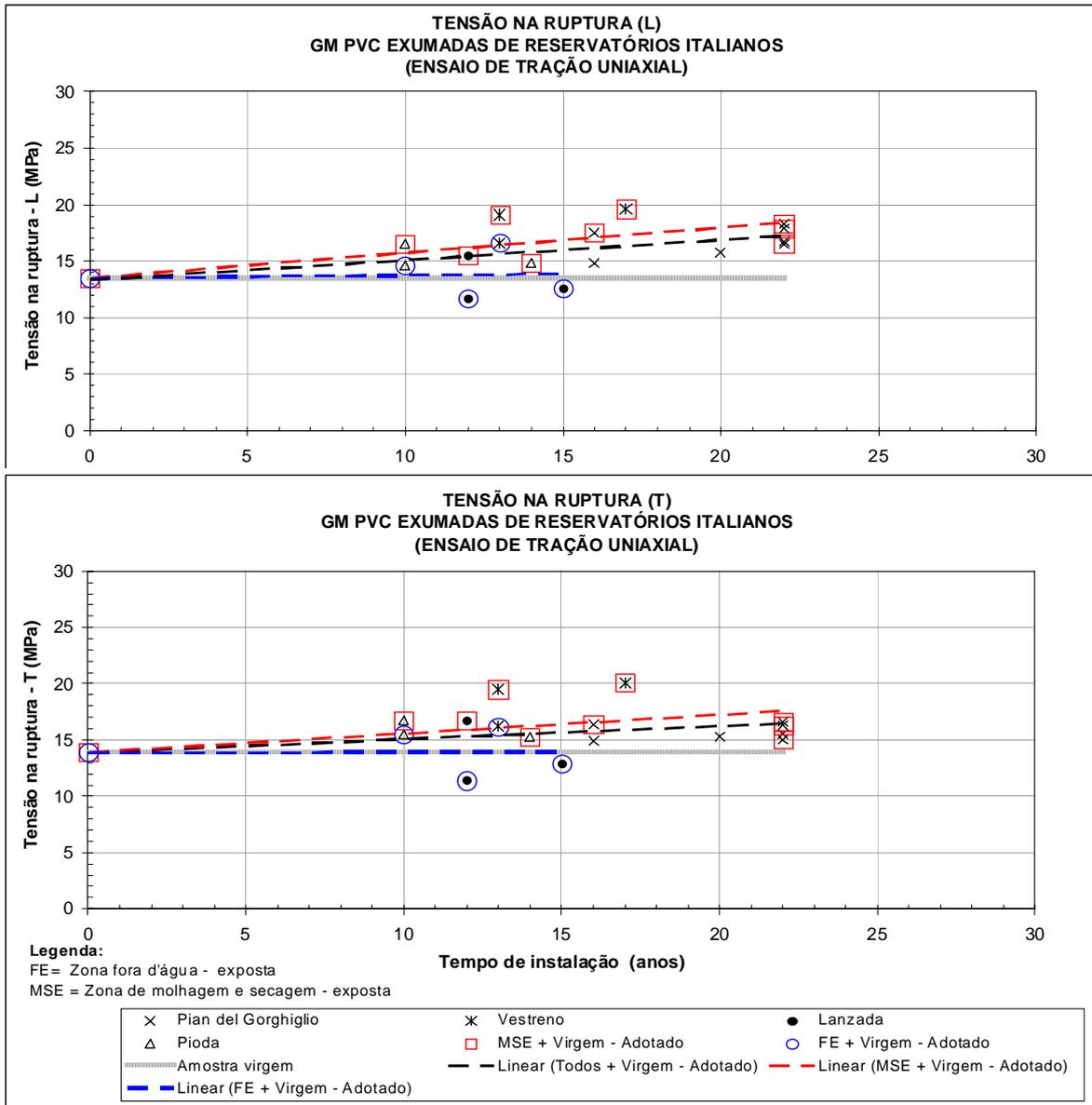


Figura 7.17 - Variação da Tensão de Ruptura nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação.

7.4.2.2 Deformação de Ruptura

As Figuras 7.18, 7.19 e 7.20 apresentam a variação da deformação de ruptura ao longo dos anos considerando os dados das barragens e reservatórios, somente barragens e somente reservatórios, respectivamente.

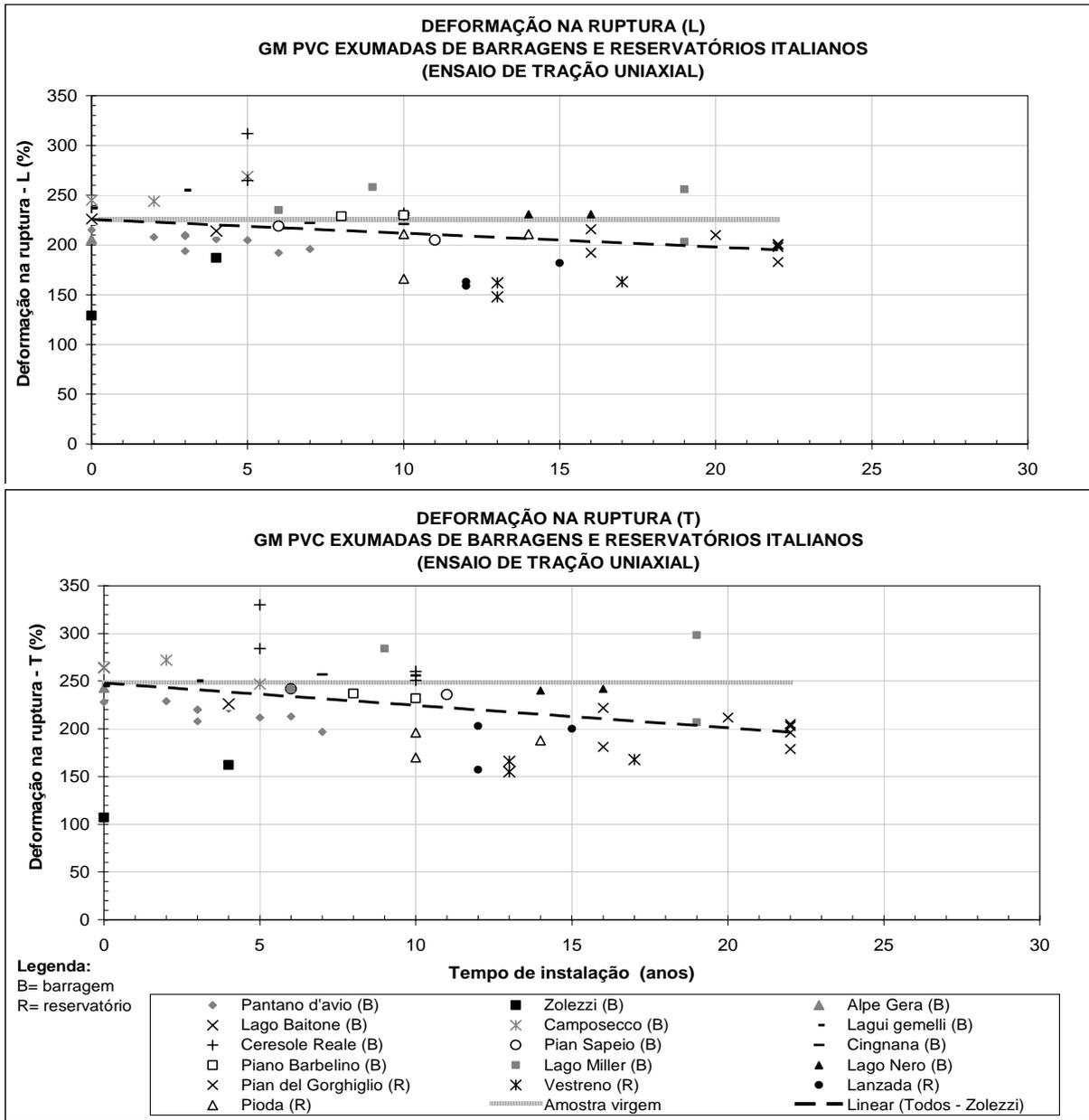


Figura 7.18 - Variação da Deformação de Ruptura nas amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

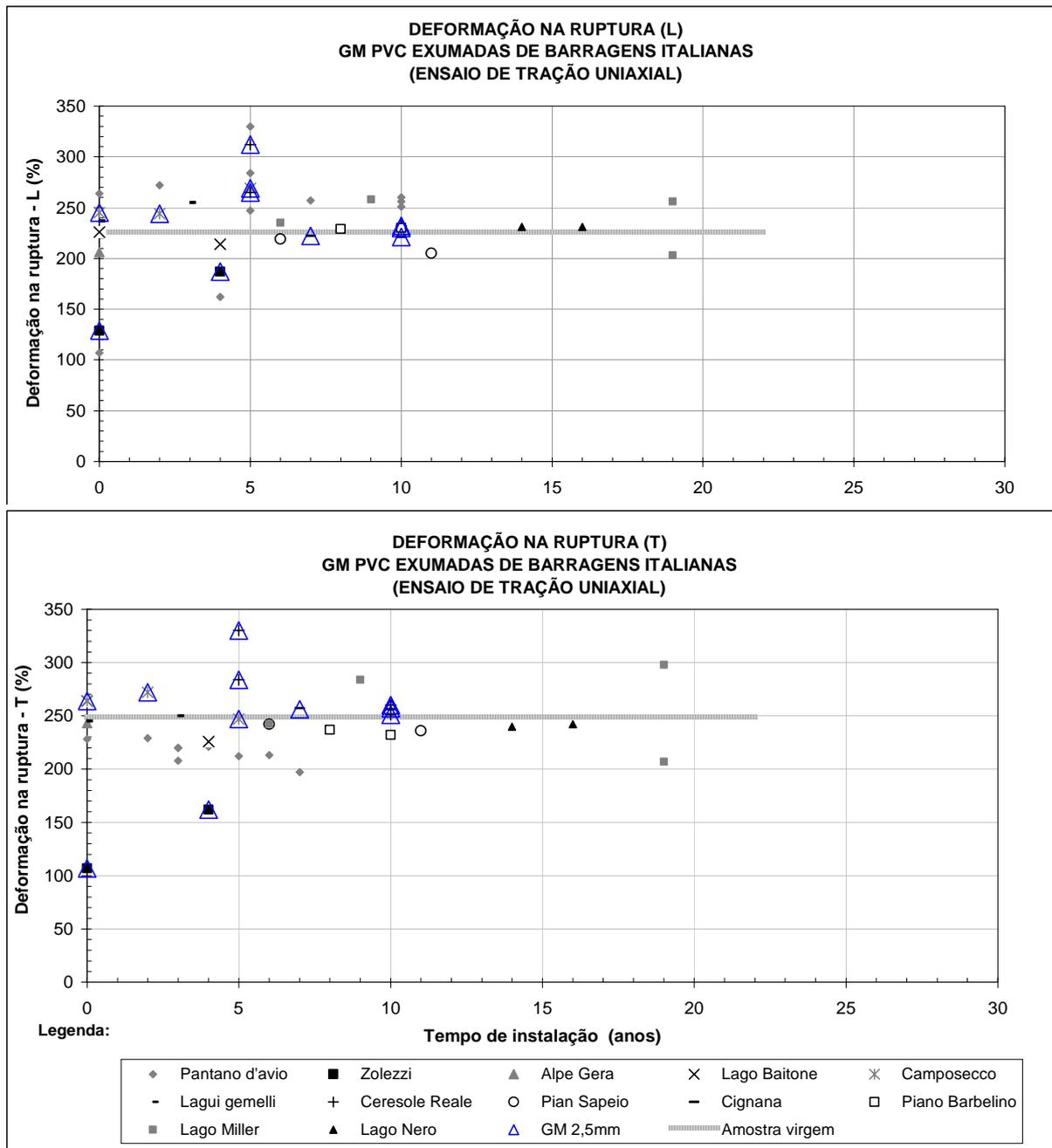


Figura 7.19 - Variação da Deformação na Ruptura nas amostras exumadas de barragens em função do tempo de instalação.

Com relação à variação na deformação de ruptura, mostrada na Figura 7.18, os dados obtidos de todas as estruturas apontam uma queda na propriedade, causada pelo enrijecimento provocado pela degradação. A tentativa de ajustar os dados a um modelo matemático (regressão linear), entretanto, apresentou valor de R^2 muito baixo. Entretanto, é importante frisar que a degradação causa, sem dúvida, uma redução na capacidade da geomembrana de se deformar, mas a intensidade e a

velocidade que esta queda ocorre só poderão ser quantificadas quando mais dados forem inseridos no modelo.

Nos testes de hipótese conduzidos na análise dos dados de deformação de ruptura, obtidos das amostras das barragens e reservatórios, a redução na deformação de ruptura ocorre após um período de exposição da geomembrana superior a 15 anos, com eficácia de 99,97%. Assim como para a tensão, essa diminuição é gradativa. A afirmação de que existe uma diferença estatística entre a média das amostras exumadas e a média das amostras virgens, no entanto, só pode ser feita após esse período. Até o período de 10 anos, não se pode garantir, por meio dos testes de hipótese, com 95% de confiabilidade, que houve alteração na deformação de ruptura.

Considerando a análise das amostras exumadas das barragens isoladamente (Figura 7.19), nota-se que os pontos estão bastante dispersos em torno da média amostral de referência (amostra virgem) e que nenhuma tendência de redução é observada, apesar do aumento na tensão obtido, apresentado anteriormente na Figura 7.16.

Os efeitos da degradação nas geomembranas instaladas nos reservatórios são mais evidentes que aqueles observados nas barragens. Percebe-se pela Figura 7.20 uma diminuição apreciável na deformação de ruptura, com pequena diferença entre as amostras FE e MSE tracionadas transversalmente. A velocidade de redução na deformação também é maior para as amostras transversais que para as longitudinais, no caso dos reservatórios.

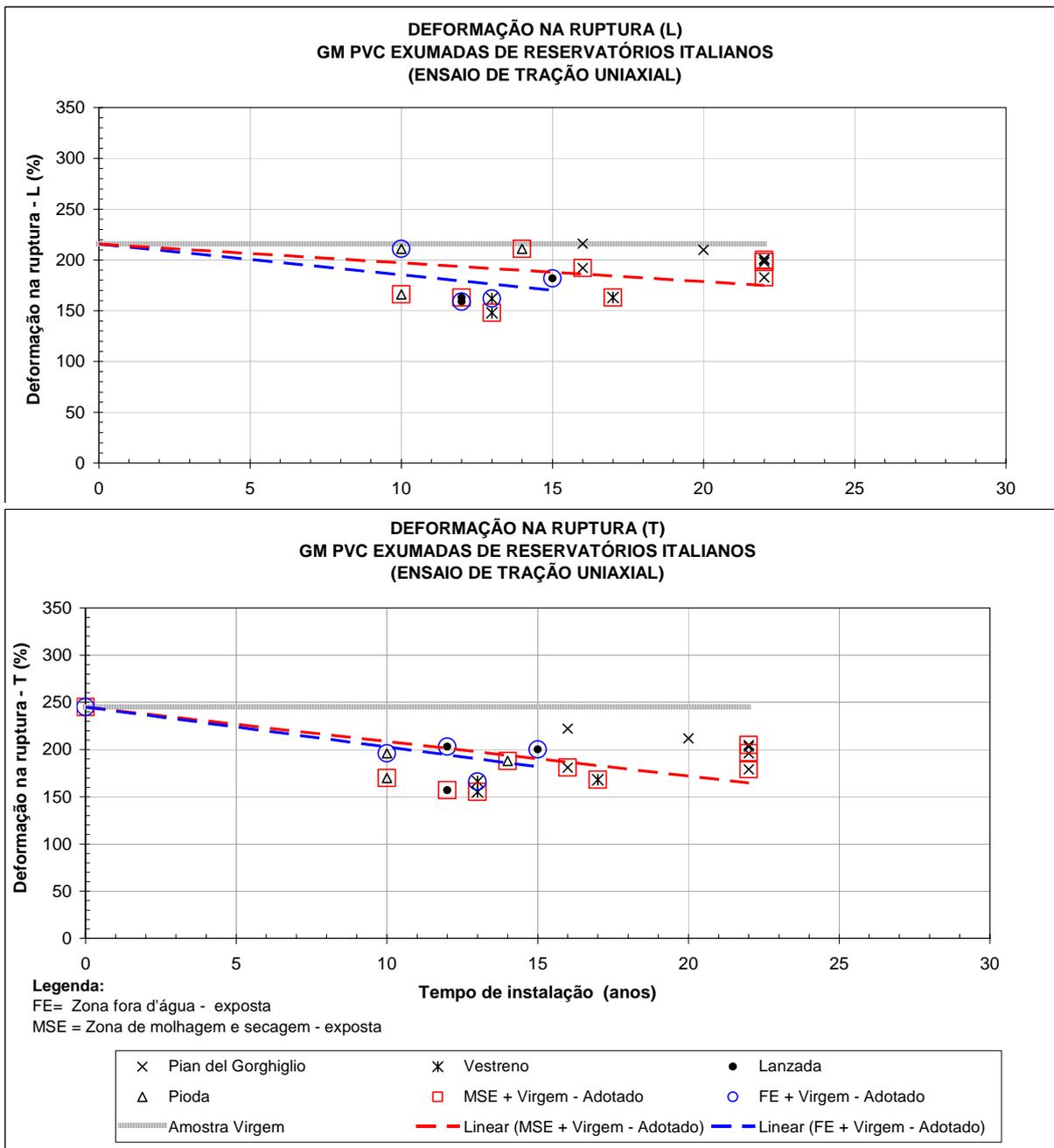


Figura 7.20 - Variação da Deformação na Ruptura nas amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação.

7.4.2.3 Módulo Secante de Ruptura

As Figuras 7.21, 7.22 e 7.23 apresentam a variação do módulo secante de ruptura ao longo dos anos considerando os dados das barragens e reservatórios, somente barragens e somente reservatórios, respectivamente.

A confirmação se houve ou não alteração do módulo secante de ruptura no decorrer do tempo de exposição da geomembrana foi alcançada pelos testes de hipóteses. Como as amostras transversais apresentaram uma variação menor que as longitudinais ao longo do tempo de exposição, essas foram tomadas para verificação. Caso seja detectada alteração nas amostras transversais, pode-se afirmar que as amostras longitudinais também tiveram o módulo secante de ruptura modificado.

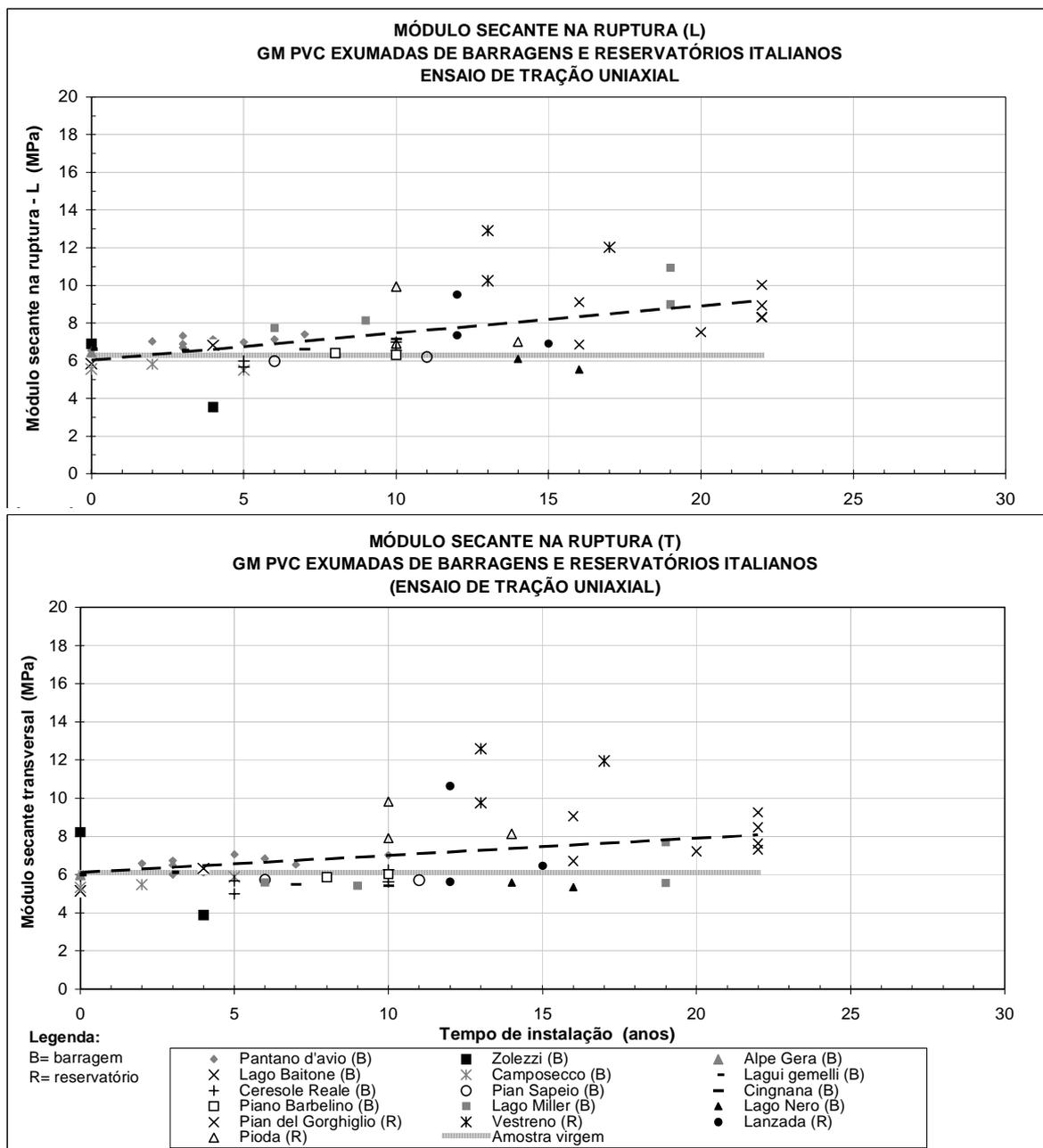


Figura 7.21 - Variação do Módulo Secante na Ruptura das amostras exumadas das barragens e reservatórios em função do tempo de instalação.

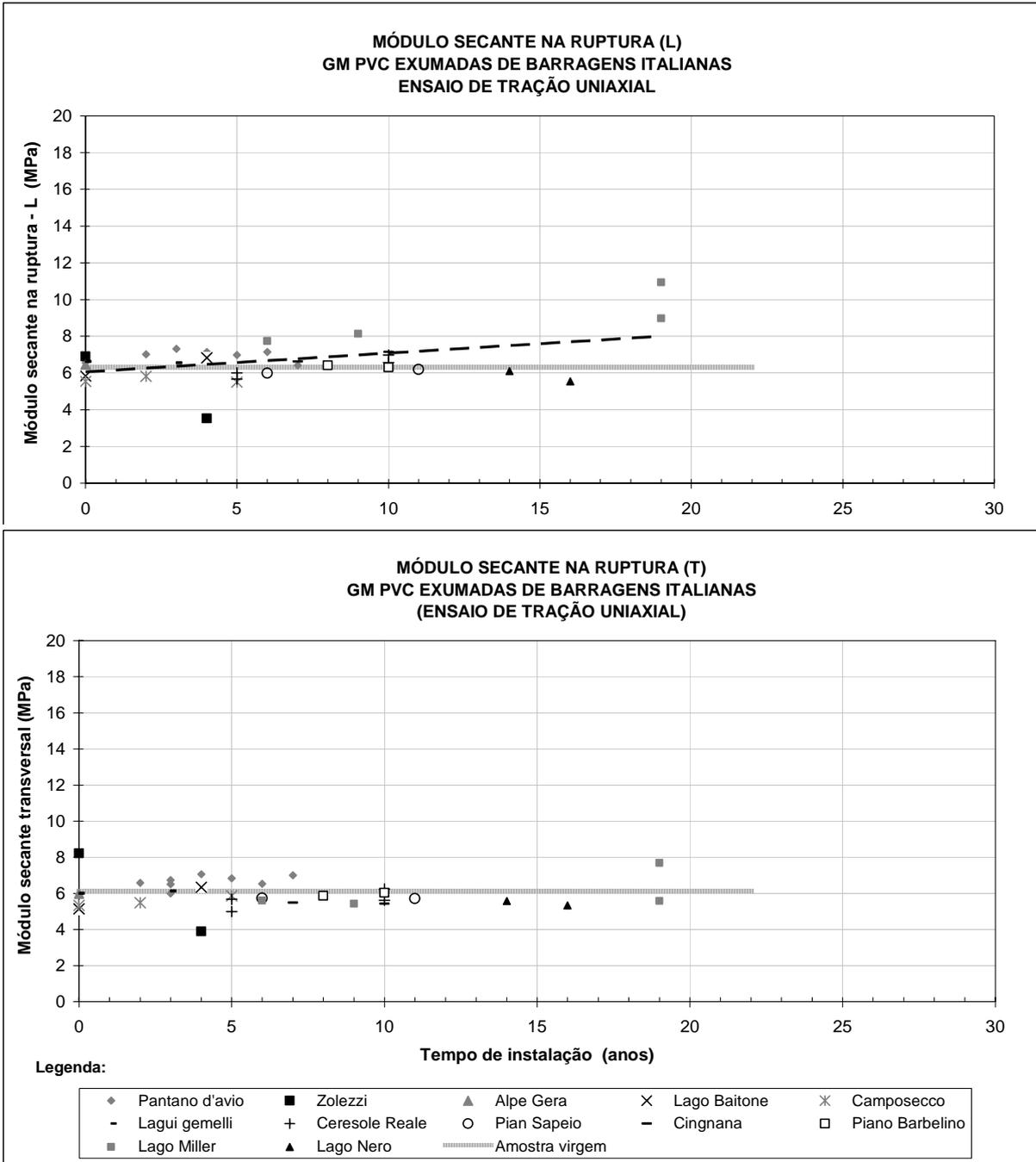


Figura 7.22 - Variação do Módulo Secante na Ruptura nas amostras exumadas das barragens em função do tempo de instalação.

O módulo secante de ruptura, determinado pela razão entre a tensão e a deformação de ruptura, tende a aumentar em função da degradação da geomembrana, que se torna menos deformável em função da perda de plastificante. Na análise de todos os dados, plotados na Figura 7.21, apesar da grande dispersão dos resultados, nota-se essa tendência de aumento neste módulo.

Os testes de hipótese realizados para a verificação se houve aumento no módulo secante de ruptura, mostraram que essa afirmação só pode ser feita, com eficácia de 99,99%, após um período de exposição da geomembrana superior a 20 anos. Destaca-se novamente que, assim como na tensão de ruptura, esse aumento é gradativo. Como os dados foram analisados em conjunto, é provável que o resultado do teste t indicando aumento no módulo, tenha sido devido aos valores determinados nas amostras exumadas dos reservatórios, já que não foi detectada uma tendência de variação no módulo secante de ruptura para as amostras transversais exumadas das barragens.

Quando se observa os dados isoladamente, as geomembranas instaladas nas barragens praticamente não apresentam mudança no módulo ao longo dos anos (Figura 7.22). A tendência de aumento para as amostras L, indicada pela linha tracejada em preto, pode ser advinda apenas de uma dispersão maior nos dados da barragem do Lago Miller, já que nas demais estruturas, os valores se encontram em torno da média de referência (amostra virgem).

A mudança que pode ser observada nos módulos secantes encontrados para as amostras exumadas dos reservatórios, apresentada na Figura 7.23, chega a ser de quase 70% para aquelas coletadas na zona de flutuação do nível d'água (MSE). Também é notável que o aumento no módulo para as geomembranas expostas nos reservatórios é mais acentuado, provavelmente em virtude da maior exposição proporcionada por taludes mais suaves. Nas barragens, a instalação da geomembrana foi feita em faces verticais ou muito íngremes, evitando períodos de insolação muito prolongados.

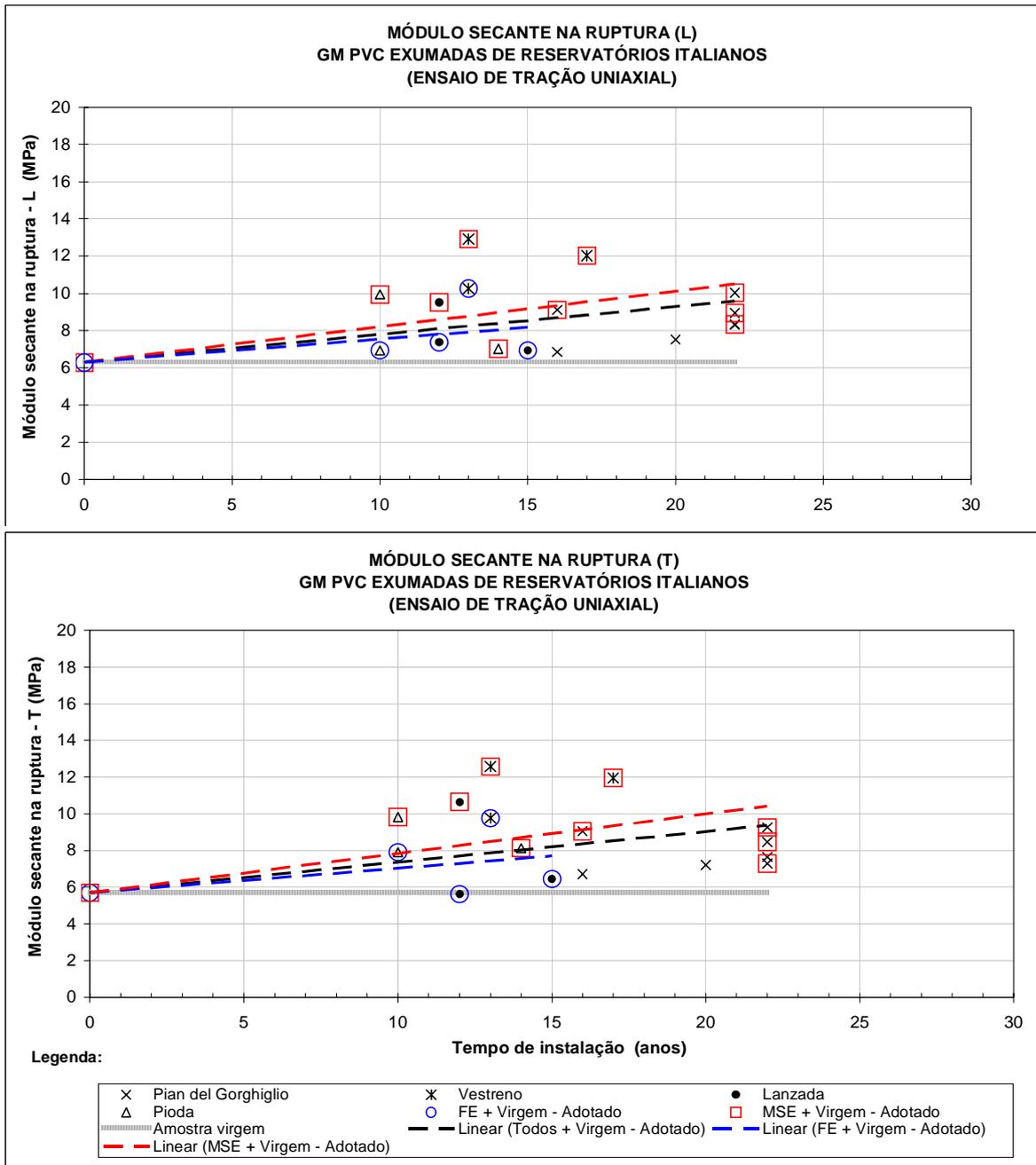


Figura 7.23 - Variação do Módulo Secante na Ruptura das amostras exumadas dos reservatórios em função do tempo de instalação.

O efeito contínuo de molhagem e secagem na geomembrana causa uma lixiviação do plastificante, ocasionando um aumento na velocidade de degradação representada pelo acréscimo no módulo secante de ruptura. Com relação ao módulo secante, de modo geral, para as geomembranas instaladas nos reservatórios, não se nota uma grande variação de comportamento entre os dados das amostras transversais e longitudinais.

A Tabela 7.7 apresenta um resumo do que foi observado nas propriedades analisadas ao longo dos anos, se houve ou não tendência de aumento ou redução devido à degradação e se essa hipótese foi confirmada pelos testes estatísticos.

Tabela 7.7 – Tabela resumo: variação das propriedades das geomembranas de PVC-P exumadas das barragens e reservatórios

Propriedade	Comportamento ao longo do tempo		
	Barragens e Reservatórios	Barragens	Reservatórios
Conteúdo de plastificante	Redução discreta a partir de 5 anos de exposição, comprovada pelo TH. Significativa após 20 anos.	Não houve alteração	Tendência de redução significativa para todas as amostras, principalmente para MSE
Dureza Shore A	Alteração discreta, comprovada pelo TH após 20 anos.	Não houve alteração	Tendência de aumento moderado, apenas para amostras MSE
Temperatura de ruptura ou fissuração (Flexibilidade a baixas temperaturas)	Não houve alteração	Não houve alteração, com exceção para Pantano d'Avio, onde houve aumento significativo.	Tendência de aumento significativo para todas as amostras, principalmente para MSE
Permeabilidade	Não houve alteração	Não houve alteração	Não houve alteração
Tensão de ruptura	Aumento discreto a partir de 20 anos para L e T, comprovada pelo TH	Tendência de aumento, discreto somente para L	Tendência de aumento moderado para amostras MSE (L e T)
Deformação de ruptura	Redução moderada a partir de 15 anos para L e T, comprovada pelo TH	Não houve alteração	Tendência de redução significativa para L e T.
Módulo secante de ruptura	Aumento significativo a partir de 20 anos para L e T, comprovada pelo TH	Tendência de aumento discreto, somente para L	Tendência de aumento significativo para L e T, principalmente para MSE

Nota: TH= teste de hipótese t; MSE= amostra exumada na zona de molhagem e secagem; FE= amostra exumada na zona fora d'água (exposta).

7.5 MODELO DE ARRHENIUS

No Capítulo 6 foram apresentados os ensaios realizados nas amostras degradadas artificialmente pela ação da temperatura. As propriedades foram testadas em intervalos de tempo admitindo uma escala logarítmica (1, 2, 4, 8, 16, 32, 64 semanas) para três temperaturas de incubação (65, 80 e 95° C). As análises mostraram que as propriedades que mais apresentaram variação (perda ou aumento da propriedade com o tempo) no envelhecimento artificial foram: o teor de plastificante e os parâmetros tensão-deformação. Ressalta-se que isso também foi confirmado pelos dados obtidos das amostras exumadas das barragens e reservatórios.

Como a aplicação do Modelo de Arrhenius necessita que um valor limite (o mínimo admissível para que a geomembrana desempenhe sua função com segurança) seja fixado e alcançado para as três temperaturas, foram selecionados o conteúdo de plastificante e a deformação de ruptura para testar a

aplicabilidade do modelo. A propriedade ou os valores de determinados componentes da geomembrana (por ex. plastificante) são plotados versus o tempo em uma escala logarítmica e o tempo em que cada amostra de geomembrana atinge o valor limite é determinado para cada temperatura de incubação.

No caso do conteúdo de plastificante, adotou-se como admissível uma razão de perda de 20%, o que corresponde a aproximadamente um percentual residual de 27% de plastificante, considerando que a amostra intacta continha cerca de 31% desse constituinte. Quanto à deformação, o valor limite fixado foi equivalente a uma redução de 50% na propriedade. A Figura 7.24 mostra o procedimento de determinação dos tempos (t_1 , t_2 e t_3) para cada temperatura de incubação considerando a razão de perda de plastificante ($P_L=20\%$) das amostras degradadas. A variação da deformação de ruptura é apresentada na Figura 7.25. As Tabelas 7.8 e 7.9 mostram os dados de entrada (em negrito) para o Gráfico de Arrhenius e os tempos de vida extrapolados para temperaturas de serviço em regiões de clima quente, variando entre 30 e 45° C. As Figuras 7.26 e 7.27 apresentam os gráficos de Arrhenius para a razão de perda ($P_L=20\%$) de plastificante e redução de 50% da deformação de ruptura, respectivamente.

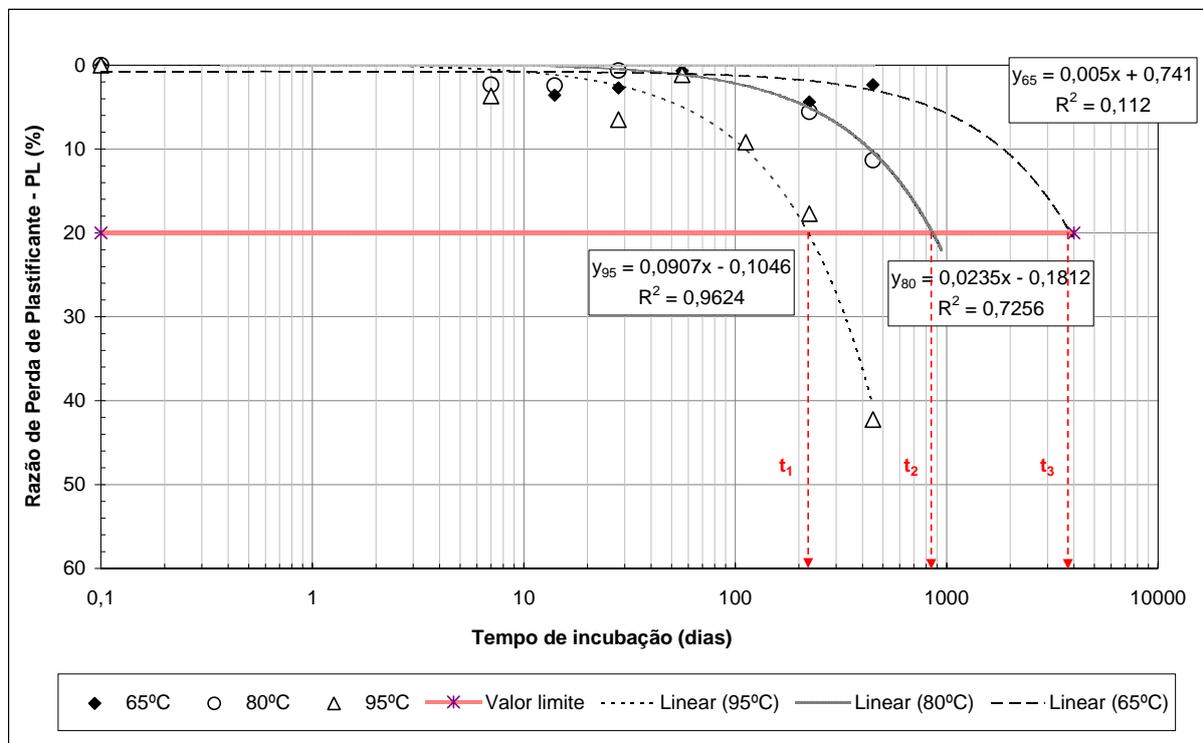


Figura 7.24– Razão da perda de plastificante versus tempo de incubação.

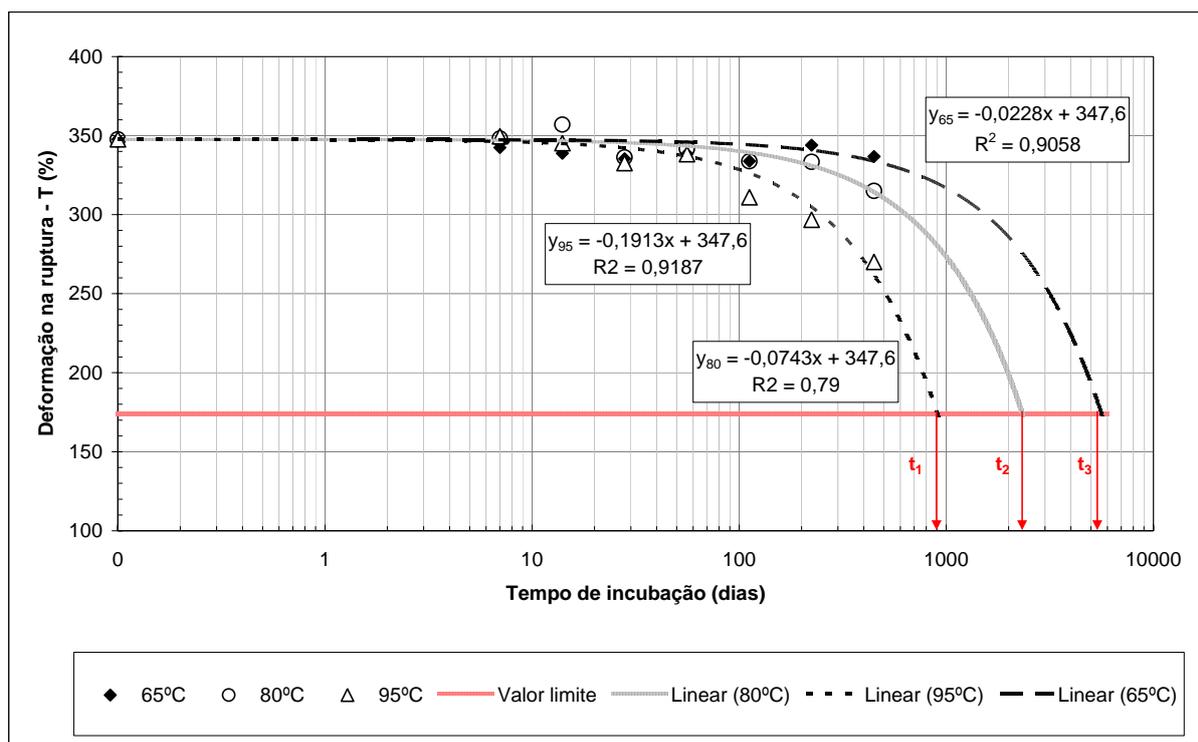


Figura 7.25 – Variação da deformação versus tempo de incubação.

Tabela 7.8 – Dados obtidos pelo Modelo de Arrhenius considerando como valor limite a razão de perda de plastificante, P_L igual 20%.

Condição	TEMPERATURA			TEMPO			
	°C	°K	1/T (1/°K)	Dias	Horas	Anos	1/ t - $P_L=20\%$ (h ⁻¹)
Incubação (laboratório)	95	368,15	0,0027	$t_1=222$	5328	0,6	1,9E-04
	80	353,15	0,0028	$t_2=859$	20616	2,4	4,9E-05
	65	338,15	0,0030	$t_3=3852$	92448	10,6	1,1E-05
Extrapolação (temperatura de serviço)	45	318,15	0,0031	34077	817837	93,4	1,2E-06
	40	313,15	0,0032	61712	1481081	169,1	6,8E-07
	35	308,15	0,0032	113933	2734393	312,1	3,7E-07
	30	303,15	0,0033	214642	5151419	588,1	1,9E-07

Tabela 7.9 - Dados obtidos pelo Modelo de Arrhenius considerando como valor limite uma perda de 50% na deformação de ruptura.

Condição	TEMPERATURA			TEMPO			
	°C	°K	1/T (1/°K)	Dias	Horas	Anos	1/ t - P _L =20% (h ⁻¹)
Incubação (laboratório)	95	368,15	0,0027	t₁=907	21768	2,5	4,7549E-05
	80	353,15	0,0028	t₂=2336	56064	6,4	1,7172E-05
	65	338,15	0,0030	t₃=7614	182736	20,9	5,6657E-06
Extrapolação (temperatura de serviço)	45	318,15	0,0031	37954	910897	104,0	1,0978E-06
	40	313,15	0,0032	59110	1418649	161,9	7,049E-07
	35	308,15	0,0032	93393	2241425	255,9	4,4614E-07
	30	303,15	0,0033	149801	3595229	410,4	2,7815E-07

Para se chegar aos valores limites estabelecidos, tanto para o plastificante quanto para a deformação de ruptura, foi necessária a extrapolação das regressões (Figuras 7.24 e 7.25). Nota-se que a razão de perda de plastificante, mostrada na Figura 7.24, só foi obtida para a temperatura de 95° C. Para as temperaturas de 65 e 80° C, o tempo de incubação deveria se estender até que fosse atingido o valor limite. Observa-se pela Tabela 7.8, no entanto, que esse valor somente seria alcançado após um período de incubação superior a dois anos para a temperatura de 80° C e superior a dez para a temperatura de 65° C. Isso seria praticamente impossível, já que o custo de três estufas elétricas operando por um período tão prolongado inviabilizaria a pesquisa. As alternativas possíveis são a de extrapolar os dados obtidos ou utilizar temperaturas de incubação mais elevadas, de modo a acelerar os processos de degradação.

Ressalta-se que este é o primeiro estudo em que todo um programa de laboratório foi elaborado especificamente para aplicação do Modelo de Arrhenius para previsão do tempo de vida de geomembranas de PVC-P. As temperaturas e os intervalos de tempo para coleta das amostras foram definidos com base em recomendações da literatura e em normas técnicas, mas não foram encontrados dados laboratoriais que pudessem dar maior suporte nessa escolha.

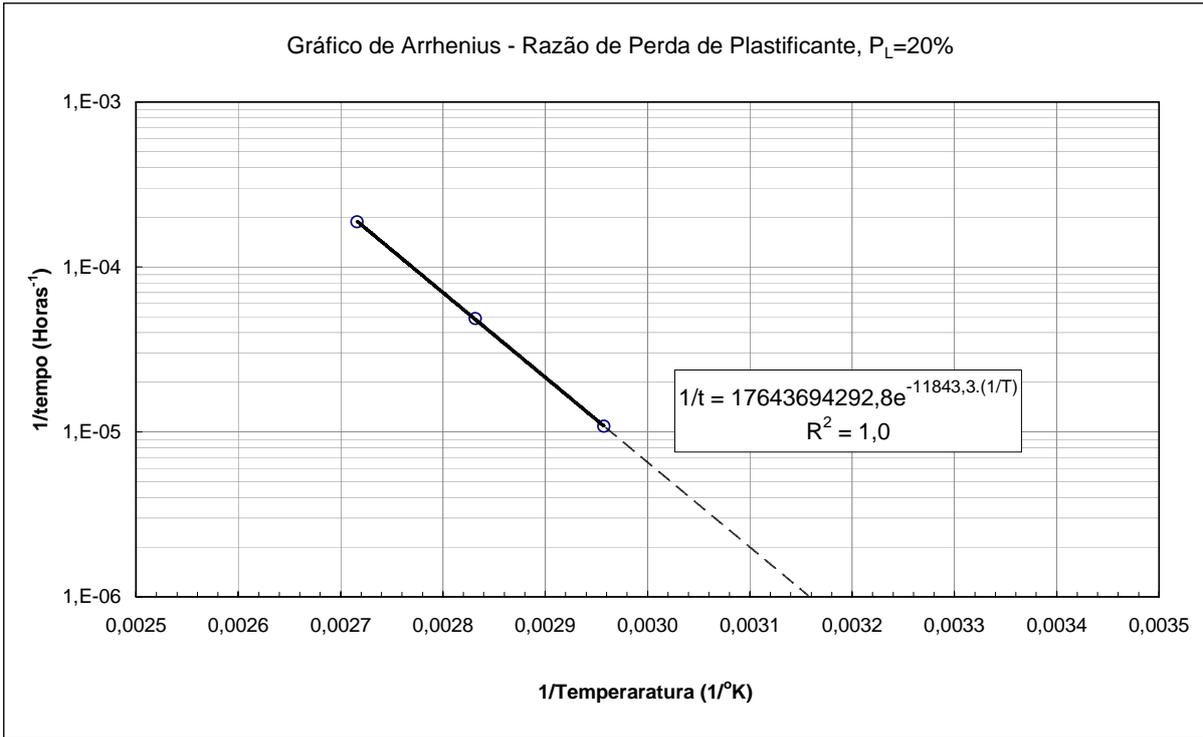


Figura 7.26 – Gráfico de Arrhenius para razão de perda de plastificante, $P_L=20\%$.

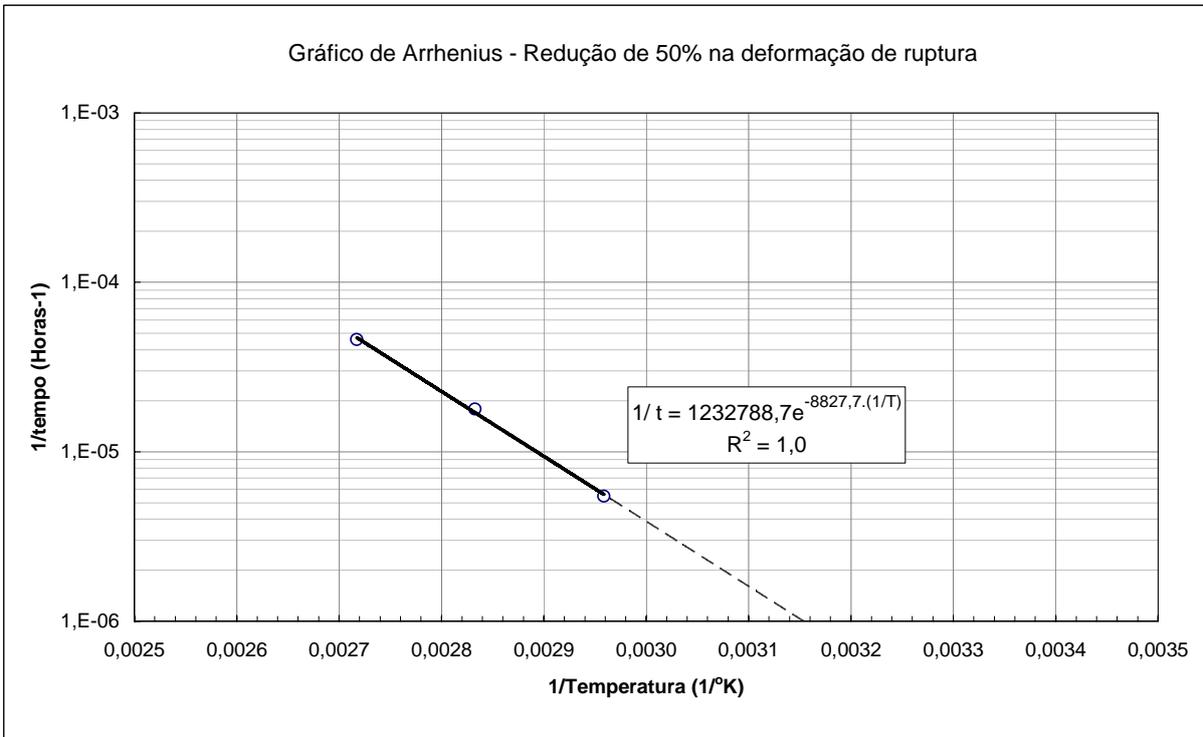


Figura 7.27 - Gráfico de Arrhenius para redução de 50% da deformação de ruptura

Assim sendo, os gráficos apresentados admitem que existe uma linearidade na queda do conteúdo de plastificante (escala log) e na deformação de ruptura a fim de alcançar valores limites para aplicação do modelo. É importante, portanto, que tal comportamento seja checado por meio de novos programas de envelhecimento artificial em estufa, preferencialmente adotando temperaturas mais elevadas que as escolhidas no presente estudo.

Com relação aos tempos de vida útil determinados pelo modelo de Arrhenius, observa-se pelos dados das amostras exumadas das barragens que uma razão de perda de plastificante equivalente a 20% é alcançada em um tempo muito inferior aos obtidos no modelo, mesmo tomando a situação mais crítica provável, que é para a temperatura de 45° C. Na Figura 7.6 não foi plotada uma linha de tendência devido à grande dispersão dos resultados e pelo fato do teste de hipótese não ter confirmado uma queda na quantidade de plastificante. No entanto, se considerada a tendência linear de redução que existe, o tempo para que houvesse uma razão de perda de plastificante de 20% seria em torno de 50 anos. Já considerando isoladamente os valores determinados para a Barragem de Lago Miller, por exemplo, essa perda seria atingida em 26 anos, aproximadamente.

Entretanto, embora a perda de plastificante determinada nas amostras exumadas seja significativa, não são notáveis grandes variações nas demais propriedades de interesse para sua aplicação em obras hidráulicas, tais como deformação, módulo e tensão de ruptura, flexibilidade etc. É recomendável que cada propriedade indicativa de desempenho da geomembrana seja avaliada isoladamente, independente do teor de plastificante contido na amostra.

É fato que o modelo não se baseia em condições similares às encontradas em campo, onde uma série de variáveis pode estar envolvida no processo de degradação da geomembrana. A exposição aos raios ultravioletas, os ciclos de umedecimento e secagem e reações químicas com substâncias contidas no ar ou na água do reservatório não são simuladas durante o envelhecimento em estufa. As únicas variáveis consideradas no modelo são a temperatura e o tempo. O método parte do princípio de que as reações químicas são aceleradas com o aumento da temperatura e que, desde que a razão de reação seja a mesma, os valores podem ser extrapolados para as temperaturas de serviço. Tendo em vista que a degradação é condicionada por diversos fatores, pode-se tentar estabelecer uma correção do modelo para que seja determinada a vida útil de geomembranas expostas em barragens.

7.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Algumas conclusões puderam ser extraídas na análise dos resultados das amostras exumadas dos reservatórios e barragens:

- Para todas as propriedades, as perdas ou aumentos verificados foram maiores nos reservatórios, onde a GM se encontra mais exposta devido à inclinação dos taludes. Nas barragens, as GM são instaladas nas faces, a maioria delas verticais ou com pequena inclinação e estão menos sujeitas à ação dos raios ultravioletas e à própria exposição solar;
- As amostras exumadas da zona de flutuação do nível d'água indicam que o processo de degradação é mais acelerado devido aos ciclos de umedecimento e secagem;
- Os dados obtidos para os reservatórios são mais representativos das condições que se têm em barragens de enrocamento onde os taludes possuem inclinação da ordem de 1V:1,3H. Esses resultados representariam a condição crítica, em que a geomembrana fica exposta, sem qualquer tipo de proteção;
- Recomenda-se que as temperaturas de incubação para aplicação do Modelo de Arrhenius sejam aumentadas numa faixa entre 5 e 15° C. Acredita-se que temperaturas iguais a 80, 90 e 100° C sejam adequadas para conduzir os estudos de vida útil em geomembranas de PVC-P. Se possível utilizar uma quarta temperatura, por exemplo, de 70° C;
- A escala de tempo deve ser logarítmica, mas ensaios em tempos inferiores a oito semanas são praticamente desnecessários, já que há uma oscilação nas propriedades nos dois meses iniciais, não indicativas de mudança na propriedade;
- Recomenda-se ainda que o tempo de incubação para a temperatura menor seja de no mínimo três anos.

Recomendações para Projeto e Instalação de Geomembranas em Barragens de Enrocamento

8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo tem por objetivo apresentar recomendações para estudos de projeto e instalação de geomembranas na face de montante de barragens de enrocamento. Visa orientar projetistas e engenheiros quanto aos aspectos de projeto a serem observados, ensaios a serem conduzidos em cada fase de projeto, instalação e monitoramento do sistema de revestimento.

Tais recomendações resultaram da compilação de dados de projeto e instalação de geomembranas em obras hidráulicas de uma maneira geral, encontrados na literatura técnica, e dos resultados e conclusões extraídas a partir do programa de ensaios conduzido na geomembrana de policloreto de vinila com plastificante (PVC-P) realizado durante esta pesquisa.

8.2 PROJETO DO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO DA FACE

Atualmente existe uma grande divergência no meio técnico com relação aos conceitos de projeto básico e projeto executivo para diversas obras geotécnicas. Desta forma, podem ocorrer casos em que projetos básicos são tomados como suficientes para o início da execução dos serviços e o desenvolvimento do projeto executivo acontecer concomitantemente à construção. Essa atitude, no

entanto, gera riscos, não somente do ponto de vista técnico como econômico. De uma maneira geral, o recomendável é que na fase de projeto básico sejam levantadas e avaliadas as possíveis concepções de projeto e ao final seja escolhida a alternativa mais viável técnica e economicamente. Nesta fase, o projeto é definido em termos de dimensões das estruturas e escolha dos materiais etc., ou seja, deve conter todas as informações necessárias para uma correta licitação da obra. Já na etapa de projeto executivo, deve ser feito um detalhamento para fins de execução do que foi concebido na etapa anterior, preferencialmente sem que haja alterações substanciais no projeto básico. O ideal é que o projeto executivo seja desenvolvido anteriormente à respectiva etapa de cronograma de construção da barragem.

O projeto do sistema de impermeabilização da face de montante de uma barragem de enrocamento, tendo em vista essas premissas, deve ser desenvolvido em duas etapas distintas: projeto básico e projeto executivo. A seguir é apresentada uma proposta quanto ao que deve ser considerado e definido em cada uma dessas fases durante a elaboração do projeto de um sistema de impermeabilização (*liner*) de barragens de enrocamento.

8.2.1 Projeto básico

A fase de projeto básico envolve estudos sobre a concepção do sistema de impermeabilização da face de montante. As recomendações apresentadas partem do pressuposto que a opção pela utilização de geomembrana na face de montante da barragem já foi definida como viável na fase anterior de projeto (estudos de viabilidade). Portanto, os estudos dessa fase devem considerar as seguintes condicionantes:

- Condições climáticas locais (ventos, chuvas, temperatura);
- Aspectos gerais sobre a obra, tais como localização, materiais naturais disponíveis;
- Solicitações mecânicas e químicas (características do líquido a ser armazenado, deformabilidade do maciço de enrocamento, características e propriedades da camada de suporte e cobertura);
- Etapas e prazos construtivos do maciço;
- Aspectos geométricos da face (área a ser revestida, inclinação do talude e morfologia do vale).

Após a análise de todos esses dados, recomenda-se que nessa etapa de projeto seja escolhido o tipo de geomembrana ou geocomposto a ser utilizado no liner (PVC-P, HDPE, CSPE etc.), bem como especificados os demais geossintéticos que farão parte do sistema. O critério de seleção deve se apoiar em resultados de ensaios índices, tais como os de tração uniaxial, resistência ao rasgo e

ao puncionamento etc., realizados em amostras de geomembranas candidatas. As geomembranas de PVC-P, como discutido ao longo do texto, apresentam um bom desempenho em obras hidráulicas, respaldado pelas diversas aplicações em todo o mundo, principalmente na Europa (Cazzuffi, 1987, 1995, 1997, 1998 e 1999; Scuro et al., 1996 e 2002; e Sembenelli et al, 1998).

Definido o tipo de geomembrana (ou geocomposto), um programa de ensaios de laboratório deve ser elaborado e conduzido em uma amostra piloto para determinação de parâmetros de projeto e definição de critérios. É importante que nessa fase se estabeleça valores mínimos requeridos para as propriedades índices e de desempenho dos geossintéticos.

A opção por proteger ou não a geomembrana e o material a ser utilizado para tal finalidade deve ser feita na fase de projeto básico. Além disso, é importante que sejam localizadas as interferências (conexão com estruturas de concreto ou tubulações) e ter um levantamento preliminar das quantidades de materiais e custos para instalação do *liner*.

8.2.2 Projeto executivo

Na etapa de projeto executivo todo o sistema concebido na etapa anterior deve ser detalhado:

- Ancoragem na crista e pé;
- Ancoragem ao longo da junta perimetral;
- Disposição da geomembrana e emendas;
- Camada de apoio e de proteção;
- Fixação da geomembrana (ou geocomposto) e a conexões com estruturas de concreto ou tubulações.

Sugere-se que o projeto inclua também a elaboração de documentos, tais como:

- Plano para controle de recebimento do material na obra;
- Plano de instalação (modulação e seqüência executiva);
- Instruções para instalação e execução das emendas;
- Plano para controle de qualidade assegurada de instalação, indicando os ensaios destrutivos e não-destrutivos a serem efetuados, bem como a freqüência de realização de cada ensaio;
- Plano de monitoramento para controle das propriedades da geomembrana;
- Levantamento de quantidades e custos;

➤ *As built* da instalação do sistema de impermeabilização de face (camada de suporte, geomembrana e camada de proteção).

A Tabela 8.1 apresenta uma relação de ensaios que devem ser realizados para verificação das propriedades índices de geomembranas de PVC-P e a Tabela 8.2 relaciona ensaios de desempenho que podem ou não ser requeridos, segundo as características de cada obra. Recomenda-se que esses ensaios sejam realizados na fase de projeto básico e, alguns dos ensaios índices durante o controle de recebimento e instalação na etapa de projeto executivo. Em cada tabela é referenciado o item no texto que descreve os procedimentos ou referencia outros trabalhos a respeito dos ensaios propostos para avaliação das propriedades das geomembranas de PVC-P, visando sua aplicação em barragens.

Tabela 8.1 – Ensaios índices recomendados para caracterização de geomembranas visando a aplicação em Barragens de Enrocamento com Face de Geomembrana (BEFG).

Ensaio ⁽¹⁾	Parâmetro obtido	Referências no texto (Item)
Determinação da gramatura	Gramatura	5.4.1
Determinação da espessura nominal	Espessura	5.4.2
Determinação da dureza Shore A	Dureza	5.4.3
Determinação da densidade	Densidade	5.4.4
Tração uniaxial	Deformação de ruptura Tensão de ruptura	5.4.5
Extração de plastificantes	Conteúdo de plastificante	5.4.7
Flexibilidade a baixas temperaturas ⁽²⁾	Temperatura de fissuração ou quebra	5.4.8
Resistência ao rasgo	Resistência ao rasgo	5.5.1
Determinação da estabilidade dimensional ao calor	Variação da dimensão longitudinal e transversal	5.5.2
Resistência ao puncionamento estático	Força de perfuração	5.5.4
Resistência ao puncionamento dinâmico	Perda de impermeabilidade	5.5.5
Determinação da razão de transmissão de vapor d'água (WVT)	Permeabilidade	5.5.6

Nota: 1 - Ensaios recomendados para geomembrana de PVC-P; 2 – Dispensável em regiões de clima tropical.

Tabela 8.2 – Ensaio de desempenho recomendados para obtenção de parâmetros de projeto de BEFG.

Ensaio	Parâmetro obtido	Referências no texto (Item)
Resistência ao estouro	Deformação e tensão de ruptura	5.5.3
Resistência ao puncionamento de grande escala	Resistência ao puncionamento, análise visual de danos mecânicos	3.4.5
Cisalhamento direto de grande escala	Atrito entre interfaces	5.5.7
Ensaio de descolamento nas emendas	Resistência ao descolamento	4.4.4
Ensaio de resistência ao cisalhamento nas emendas	Resistência ao cisalhamento	4.4.4

8.2.3 Aspectos principais de projeto

Com relação aos aspectos de projeto de um sistema de impermeabilização da face de montante de uma barragem de enrocamento, alguns itens merecem especial atenção, tais como o dimensionamento da transição para apoio da geomembrana e dos sistemas de ancoragem, a colocação da geomembrana (ou geocomposto) e a verificação de estabilidade da camada de proteção.

É importante que o projetista do *liner* se preocupe não só com as especificações da geomembrana, mas do sistema como um todo, constituído por camada de base, suporte, geomembrana e camada de proteção, como ilustrado na Figura 8.1, para que seja assegurado o bom desempenho da estrutura.

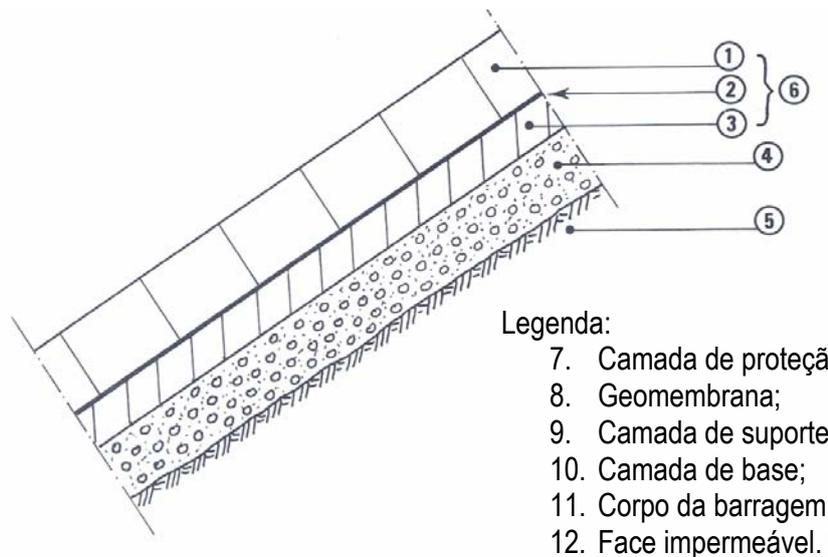


Figura 8.1 – Sistema típico de impermeabilização de uma face de montante de barragens de enrocamento (Icold, 1991).

➤ **Transição entre a superfície de apoio da geomembrana e o enrocamento (Camadas 3 e 4 da Fig. 8.1)**

A camada de suporte e a camada de base devem ser dimensionadas para fazer a transição entre o material de enrocamento e a face impermeável de geomembrana. O Item 4.3 descreve as recomendações da ICOLD quanto à granulometria e espessura de cada camada de transição. Ressalta-se, entretanto, que os valores apresentados nesse item devem ser averiguados para cada caso. A granulometria da primeira camada de enrocamento fino depositada sobre a superfície do maciço de enrocamento deve ser estabelecida para atender aos critérios clássicos de retenção (proteção contra carreamento), assim como as granulometrias das camadas subseqüentes.

Se for empregado um geotêxtil para substituir a camada de material mais fino (camada 3 da Figura 8.1), recomenda-se utilizar um geotêxtil do tipo não-tecido agulhado com gramatura não inferior a 500 g/m². No caso de se adotar uma camada de suporte, admite-se que o geotêxtil solidarizado à membrana possua gramaturas inferiores. Vale observar que estas camadas não têm a finalidade de aumentar a rigidez na região próxima ao sistema de impermeabilização da face, como nas barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC), mas apenas de garantir um berço de assentamento para a geomembrana (ou geocomposto).

➤ **Geomembrana (ou geocomposto)**

Quanto à escolha do tipo de geomembrana, o projetista tem opções de produtos fabricados com diferentes tipos de polímero-base (PVC, PE, etc). No entanto, pelas características de flexibilidade, deformabilidade, estabilidade dimensional e durabilidade compatível com a vida útil de barragens, as geomembranas de PVC-P têm sido as mais escolhidas para barragens, principalmente aquelas de grande altura.

Além da composição química apropriada a sua condição em campo (exposta ou protegida, contato com fluidos etc.), a geomembrana deverá possuir uma espessura mínima que garanta resistência compatível às solicitações, tais como rasgos, puncionamento e tração, por exemplo. Recomenda-se para tanto que em aplicações de barragens seja adotada uma espessura não inferior a 2 mm para a geomembrana. A opção pela utilização de um geocomposto, em que o geotêxtil seja considerado pelo menos na face da geomembrana em contato com a camada de suporte ou base, também deve ser considerada.

A colocação da geomembrana é feita após a conclusão do maciço de enrocamento e regularização da superfície de apoio da geomembrana. O método clássico consiste em dispor a geomembrana a partir da crista da barragem, já prevendo o trespasse dos painéis para as emendas. No caso da execução de emendas duplas, testes para verificação da estanqueidade devem ser realizados, como descritos mais adiante. Preferivelmente em barragens, mesmo as de grande altura, deve-se evitar emendas transversais na face. Cada bobina deve ser encomendada de fábrica com comprimento compatível com a posição que irá ocupar na face, suficiente para ser estendida desde a crista até a ancoragem de pé da barragem.

➤ **Sistema de ancoragem de pé e crista**

Os critérios de dimensionamento para a ancoragem na crista são descritos no Item 4.4.2.1. Diversos tipos podem ser adotados, conforme as dimensões da barragem e as condições geotécnicas locais. Recomenda-se que nas barragens de enrocamento seja adotada a ancoragem em trincheiras, de taludes internos inclinados, como foi feito para a Barragem de Bovilla (Figura 4.22 e 4.23).

Com relação à ancoragem de pé, as opções possíveis são: ancoragem em trincheira ou em um cut-off de concreto. Como as barragens de enrocamento apresentam deformações consideráveis na

face, é aconselhável que a geomembrana seja fixada de modo a permitir o seu alongamento na região próxima ao plinto. A Figura 4.30 apresenta o detalhe da ancoragem de pé projetada para a Barragem de Bovilla, exemplo que pode ser seguido para outras barragens.

➤ **Camada de proteção (opcional)**

As opções disponíveis hoje para a camada de proteção da face são: concreto projetado ancorado à crista, placas de concreto, rip-rap ou coberturas em solo, como descrito no Item 4.5 do Capítulo 4. O concreto projetado é uma alternativa cara, e as coberturas em solo exigiriam taludes muito abatidos. As proteções em rip-rap devem prever uma transição entre o *liner* e esse material. Portanto, a recomendação para barragens de enrocamento são as placas de concreto, que podem ser pré-moldadas ou moldadas *in loco*.

O projeto, no entanto, deve avaliar a real necessidade de proteger a geomembrana. Se a geomembrana for deixada completamente exposta à água e ao ambiente, as desvantagens são a degradação devido à ação, principalmente, da radiação ultra-violeta e do vandalismo. Em contrapartida, diversos benefícios em ter a geomembrana exposta podem ser enumerados, tais como: rapidez e facilidade na execução do *liner*, custo global mais baixo, possibilidade de localizar danos com exatidão e reparos efetivos com custo competitivo, mesmo de forma submersa.

Destaca-se que a região mais sujeita à degradação é aquela onde há flutuação do nível d'água e acima deste, onde a geomembrana fica completamente exposta. Acredita-se que as geomembranas fabricadas para aplicações em barragens duram em média 50 anos estando expostas e mais de 150 anos submersas. Uma alternativa a ser mais bem avaliada seria proteger a geomembrana somente na área mais crítica, ou seja, da crista até o NA mínimo (*minimorum*) do reservatório. Tecnologias novas devem ser propostas para tal finalidade, empregando materiais leves e de baixo custo. Uma proposta seria utilizar nessa região uma geomembrana de sacrifício, soldada à subjacente, que seria trocada quando houvesse necessidade, segundo o seu tempo de vida ou danos mecânicos sofridos.

8.3 CONTROLE DURANTE A INSTALAÇÃO

A qualidade de execução do sistema de impermeabilização da face deve ser garantida por procedimentos de controle no recebimento do material na obra, cuidados na armazenagem das bobinas e pelo controle de qualidade durante a instalação da geomembrana.

8.3.1 Controle de recebimento

Quando do recebimento do material na obra, recomenda-se que seja feita uma lista de verificação (*check-list*), contendo os seguintes itens:

- Certificado do controle de qualidade de fabricação que acompanha cada lote de geomembrana, que comprove que o produto recebido atende às especificações requeridas no projeto;
- Identificação de cada bobina, conforme a modulação estabelecida em projeto, seguindo as recomendações da NBR 12592 (ABNT, 2002);
- Inspeção visual de cada bobina, verificando se há furos, rasgos etc.;
- Amostragem e execução de ensaios índices para certificação da qualidade do material recebido, incluindo no mínimo os seguintes ensaios como o controle de recebimento: determinação da densidade, espessura, resistência ao puncionamento, ao rasgo e à tração e, para as geomembranas de PVC-P, o teor de plastificante.

8.3.2 Armazenamento

As bobinas deverão ser colocadas sobre uma superfície plana, lisa e limpa, isenta de pedras ou qualquer outro material pontiagudo. Pode-se utilizar estratos de madeira ou colchões de areia para essa finalidade. O estoque preferencialmente deve estar localizado o mais próximo possível do local onde a geomembrana será instalada, de modo a minimizar o transporte das bobinas dentro da área da obra. Tal local deve ser protegido do impacto de veículos em circulação na obra, ou quaisquer outros eventos que possam gerar danos em potencial às geomembranas.

8.3.3 Garantia da Qualidade de Construção (CQA)

O Controle de Qualidade de construção (do inglês, *Construction Quality Assurance - CQA*) tem por objetivo verificar se a instalação da geomembrana foi executada de acordo com as normas pertinentes e obedecendo as especificações e detalhes de projeto executivo. Tal controle inclui o acompanhamento e inspeção dos seguintes serviços:

- Regularização da camada de suporte;

- Disposição da geomembrana (ou geocomposto) no talude;
- Execução da emendas;
- Ancoragem da geomembrana (ou geocomposto);
- Fixação da geomembrana (ou geocomposto);
- Execução da camada de proteção.

Dentre os itens acima, um que merece atenção especial é a verificação da estanqueidade das emendas, por meio de ensaios não destrutivos, conduzidos simultaneamente com os serviços de solda. O ensaio não-destrutivo usualmente empregado para testar emendas realizadas por termo-fusão é o de pressão de ar, que consiste em injetar pressão no canal formado pela solda dupla, após vedação dos extremos da solda. O resultado obtido é a verificação se há perda ou não de pressão e se esta excedeu o valor limite, prescrito em função do tipo de geomembrana e espessura. Os ensaios destrutivos são os de resistência ao cisalhamento e ao descolamento nas emendas, descritos no Item 4.4.4.

8.4 PROGRAMA DE MONITORAMENTO

O programa de monitoramento proposto objetiva principalmente avaliar as condições da geomembrana (aspectos físicos e químicos) durante o tempo de vida estimado para a estrutura. Destaca-se que o monitoramento do sistema de impermeabilização será de grande importância para a avaliação de desempenho desse sistema nas barragens de enrocamento brasileiras, levando ao aperfeiçoamento dos aspectos de projeto e construção para obras futuras.

A situação mais crítica é a geomembrana exposta, submetida à ação de raios ultravioletas, ao calor e ao contato direto com a água (ou outro tipo de fluido) armazenada no reservatório. Obviamente, quando se adota essa alternativa, a probabilidade de danos físicos deve ter sido descartada durante a elaboração do projeto.

Considerando a geomembrana exposta, devem ser previstas, na fase de projeto executivo, a amostragem de geomembranas acima do nível d'água máximo de operação e na zona de flutuação do NA. Sugere-se que a exumação das amostras seja feita em um intervalo de tempo menor nos primeiros anos (por exemplo a cada 2 anos, nos primeiros 10 anos) para verificar se há uma tendência de redução das propriedades da geomembrana. Após os dez anos de instalação o prazo entre uma amostragem e outra pode ser estendido para quatro anos. Baseando-se no estudo

conduzido em amostras exumadas das barragens italianas (Capítulo 7), não há necessidade em amostrar geomembranas na área em que esta se encontra submersa. Entretanto, se o sistema de impermeabilização não for provido de um dispositivo para detecção de vazamentos, recomenda-se que sejam realizadas inspeções periódicas a fim de verificar visualmente as condições da geomembrana abaixo do NA. O tamanho da amostra deve ser definido em função da campanha de ensaios programada.

Sugere-se a construção de “pilares testemunhos” construídos dentro da área do reservatório nas proximidades da face para a instalação de amostras de geomembranas a serem retiradas nas datas previstas pelo programa de monitoramento, evitando a exumação da geomembrana da própria face, o que poderia vir a comprometer a estanqueidade do sistema.

Recomenda-se que no período de instalação da geomembrana, seja feita uma campanha de ensaios em amostras virgens, extraídas aleatoriamente de diferentes bobinas. Em virtude da importância na determinação das propriedades da geomembrana intacta, recomenda-se que sejam coletadas no mínimo três amostras (uma em cada bobina) e que cada ensaio seja repetido no mínimo duas vezes para cada amostra. Se os ensaios apresentarem desvios padrão maiores que os admitidos nas normas, os ensaios deverão ser repetidos em amostras coletadas de outras bobinas.

O material a ser utilizado na reposição das amostras exumadas deve ser o mesmo da época de instalação, portanto, quando do levantamento da quantidade de geomembrana, é preciso prever uma quantidade adicional de material, a ser estocado em condições apropriadas para essa finalidade, assim como para o caso de eventuais reparos no *liner* ocasionados por danos físicos. Nesse caso o armazenamento deve incluir também a proteção aos agentes atmosféricos (raios ultravioletas, vento, chuva, granizo etc.).

Com relação ao controle de vazões pela face, recomenda-se a instalação de um canal coletor, logo a jusante da junta perimetral da barragem, para captar eventuais infiltrações através da geomembrana. O fluxo deve ser direcionado para um canal central transversal, na seção mais alta da barragem, ou seja, na linha de talvegue, que conduz a água captada para jusante, onde é instalado um dispositivo de medição de vazão (tipo calha Marshall).

Existem também métodos para detecção de vazamentos pela geomembrana, que se baseiam nos princípios de condutividade elétrica (Sistema Sensor) ou transmissões por cabos de fibra ótica. No primeiro sistema, o geocomposto é constituído por uma geomembrana e geotêxtil instrumentado por uma tela metálica condutiva, que em presença de água, acusa o local do dano e transmite a informação a uma central de monitoramento. O sistema de detecção por cabos de fibra ótica foi desenvolvido na Universidade de Munique (TUV), na Alemanha, e consiste em instalar, atrás da geomembrana, cabos de fibra ótica que se interceptados por água, transmitem a informação a uma central. Esse último já foi instalado em muitas barragens e canais com resultados satisfatórios e ainda apresentam menor custo de investimento comparado ao Sistema Sensor.

Outro quesito importante no comportamento de barragens é a deformabilidade de materiais, o que normalmente é acompanhado de instrumentação própria. No caso de geomembranas, esta deformabilidade pode atingir valores bastante elevados e as técnicas usuais de monitoramento não se aplicam. Sugere-se o desenvolvimento de uma tecnologia própria para acompanhar o campo de deslocamentos da geomembrana e, com resultados futuros, calibrar ou entender melhor o comportamento das BEFG, o que levaria certamente ao aperfeiçoamento dos critérios de projeto.

Conclusões

9.1 CONCLUSÕES GERAIS

A ampla revisão bibliográfica, seguida pelas consultas a projetistas, fabricantes e instaladores de geomembranas, somada aos resultados dos ensaios conduzidos tanto em amostras intactas quanto exumadas possibilitou que, ao final deste estudo, algumas recomendações pudessem ser apresentadas de modo a orientar a elaboração de futuros projetos de Barragens de Enrocamento com Face de Geomembrana (BEFG). A campanha de ensaios realizados demonstrou que a geomembrana de PVC-P é apropriada para aplicação em barragens de enrocamento, inclusive as de grande altura, devido a sua elevada deformabilidade, mesmo após degradação.

Com base nessas considerações, pode-se afirmar que a utilização de geomembranas como barreira impermeável em barragens de enrocamento é uma alternativa tecnicamente viável. Um levantamento preliminar com relação a custos, demonstrou que também economicamente o *liner* em geomembrana é competitivo com relação às faces de concreto, usualmente empregadas em barragens de enrocamento. Assim, recomenda-se que o sistema de impermeabilização com geomembranas seja incorporado como opção técnica e economicamente viável nas faces de montante de barragens de enrocamento.

As conclusões mais específicas sobre o estudo são apresentadas a seguir, divididas em dois subitens, quais sejam: conclusões sobre os ensaios laboratoriais nas amostras intactas e conclusões sobre os estudos de durabilidade, onde são colocadas tanto as observações referentes

ao programa de envelhecimento desenvolvido em laboratório, quanto à análise dos resultados das amostras exumadas.

9.2 CONCLUSÕES SOBRE OS ENSAIOS LABORATORIAIS NAS AMOSTRAS INTACTAS

Os ensaios índices conduzidos na geomembrana de PVC-P ensaiada apresentaram resultados satisfatórios, com valores superiores àqueles admitidos nas normas pertinentes. Portanto, geomembranas de PVC-P com características similares poderiam ser empregadas na impermeabilização de barragens, preferencialmente solidarizadas a um geotêxtil não-tecido. A resistência ao puncionamento estático determinado na amostra virgem, foi relativamente elevada, estando compreendida na faixa de valores determinados para geomembranas solidarizadas à geotêxteis. A permeabilidade da geomembrana é muito baixa (na faixa de 10^{-13} m/s), inferior à recomendada pela literatura. A resistência ao rasgo da geomembrana de 2 mm foi superior a admissível pela norma italiana. Com relação às características de deformabilidade e resistência, os ensaios conduzidos nas amostras virgens à temperatura ambiente, apresentaram valores superiores aos requeridos por norma.

Os ensaios de tração conduzidos em diferentes temperaturas mostraram a grande deformabilidade desses materiais, mesmo a baixas temperaturas. Percebe-se um aumento da rigidez (módulo de deformabilidade secante) com a redução da temperatura de ensaio, mas com deformações na ruptura ainda elevadas (> 100 %) para temperaturas em torno dos 40° C negativos. A elevadas temperaturas (> 60° C), o PVC-P comporta-se quase que como um líquido, embora ainda no estado sólido, tendendo ao escoamento a baixas tensões de tração. Os ensaios conduzidos em diferentes temperaturas fornecem aos projetistas um conjunto de informações sobre a geomembrana de PVC – P em função da temperatura, como curvas tensão deformação, incluindo valores do módulo tangente inicial, tensão e deformação de ruptura.

9.3 CONCLUSÕES SOBRE OS ESTUDOS DE DURABILIDADE

O envelhecimento artificial de geomembranas de PVC-P, realizado por meio da exposição do material a elevadas temperaturas de incubação, causa mudanças em algumas propriedades do material. Observa-se que as propriedades que sofreram variação ocasionada pelo aumento da temperatura, durante o período de 64 semanas, também se alteraram em campo, devido à exposição ao ambiente.

A gramatura e a espessura praticamente não se alteram com a degradação induzida. No entanto, nas 64 semanas em que as amostras ficaram incubadas foram notáveis as alterações na dureza, densidade e conteúdo de plastificante, principalmente para as amostras incubadas à temperatura de 95° C. As temperaturas de 65 e 80° C, não provocaram variação significativa nessas propriedades no período considerado. Nesse caso, um tempo maior de incubação seria necessário para induzir a degradação. Destaca-se que o aumento da dureza e da densidade, bem como a diminuição da flexibilidade são indicativos de perda de plastificante no material. Essa relação pôde ser verificada tanto nos ensaios conduzidos nas amostras envelhecidas artificialmente, quanto nas exumadas. Observou-se também que o envelhecimento do polímero faz com que a geomembrana tenda a passar de um comportamento dúctil para frágil. Os ensaios de tração indicaram que, com o envelhecimento, a deformação diminui e a tensão e o módulo de deformabilidade aumentam.

Nos estudos das amostras exumadas, verificou-se que, para todas as propriedades, a variação nas propriedades foi mais evidente nas geomembranas obtidas dos taludes dos reservatórios, onde a exposição é maior devido à inclinação mais suave dos taludes. Nas barragens, as geomembranas foram instaladas em faces verticais ou com pequena inclinação e estavam menos sujeitas à ação dos raios ultravioletas e à própria exposição solar. Ressalta-se que os dados obtidos para os reservatórios são mais representativos das condições que se têm em barragens de enrocamento onde os taludes possuem inclinação da ordem de 1V:1,3H. No entanto, esses resultados representariam uma condição crítica, da geomembrana completamente exposta. A recomendação deixada é a de proteção da geomembrana pelo menos na zona de flutuação do NA e acima deste.

A análise dos resultados dos ensaios conduzidos nas amostras exumadas, obtidas na zona de flutuação do nível d'água, indicam que o processo de degradação é acelerado pelos ciclos de umedecimento e secagem. Tal comportamento foi observado para a maioria das propriedades, com exceção para a permeabilidade, que não se alterou em 22 anos de exposição.

Recomenda-se que as temperaturas de incubação para aplicação do Modelo de Arrhenius sejam aumentadas numa faixa entre 5 e 15° C. Acredita-se que temperaturas iguais a 80, 90 e 100° C sejam adequadas para conduzir os estudos de vida útil em geomembranas de PVC-P. Se possível utilizar uma quarta temperatura, por exemplo, de 70° C. A escala de tempo deve ser logarítmica, mas ensaios em tempos inferiores a oito semanas são praticamente desnecessários, já que há uma grande oscilação nas propriedades nos dois meses iniciais, não indicativas de mudança na

propriedade. Recomenda-se ainda que o tempo de incubação para a menor temperatura seja de no mínimo três anos.

Apesar de serem notáveis as alterações em certas propriedades da geomembrana, observada por meio do envelhecimento artificial e pelos resultados obtidos nas amostras exumadas, os valores determinados indicam que as características da geomembrana são ainda superiores aos requeridos para aplicação em barragens. Acredita-se que a vida útil de geomembranas seja superior a 50 anos quando essa estiver completamente exposta, podendo ultrapassar o período de 100 anos na região submersa.

9.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O estudo da aplicação de geomembranas na impermeabilização das faces de montante de barragens de enrocamento envolve uma série de aspectos isolados que necessitam uma investigação mais aprofundada. A seguir são enumeradas algumas sugestões de pesquisas que poderiam complementar o presente trabalho e contribuir para o aprimoramento do projeto de uma BEFG:

- Verificação da adequabilidade de outros tipos de geomembranas na impermeabilização da face de montante;
- Estudos de alternativas de baixo custo para proteção da geomembrana acima do NA min (*Minimorum*);
- Ensaios de rampa considerando as interfaces entre os possíveis materiais que constituem o sistema de impermeabilização, admitindo inclusive o uso de novos materiais;
- Simulações numéricas a fim de quantificar o nível de deformações na geomembrana devido às deformações do maciço de enrocamento, mesmo sob condições de fundação desfavoráveis (material com baixo módulo de deformabilidade);
- Análises numéricas tridimensionais para a avaliação dos pontos críticos de tração quando a barragem for implantada em vales muito encaixados;
- Avaliação da estabilidade da face, por meio de simulações numéricas, incluindo a inserção de elementos de interface nas referidas análises para verificação da estabilidade entre a camada de suporte – geotêxtil, geomembrana – geotêxtil, geotêxtil - camada de proteção.

Referências Bibliográficas

- ABNT (2000a). Geossintéticos – Terminologia: NBR 12553. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 pp.
- ABNT (2000b). Geossintéticos – Determinação da massa por unidade de área: NBR 12568. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 pp.
- ABNT (2002). Geossintéticos – Identificação para fornecimento: NBR 125922 (Projeto de Revisão). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (2005). Geossintéticos – Determinação da espessura nominal de geomembranas termoplásticas lisas: NBR 15227 Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 pp.
- AKBER, S.Z., DASCAL, O., ROLLIN, A.L., LAFLEUR, J.(1984). Design of dam using geomembrane – geotextile sandwich, Robertson Lake Project, Lower Northshore – Quebec. International Conference on Geomembranes, Denver, USA, pp. 115-120.
- ALONSO, E., DEGOUTTE, G., GIRARD, H. (1990). Results of seventeen years of using geomembranes in dams and basins. 4th International Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 1, Rotterdam, pp. 437-442.
- ANDRIOLO, F.R. (1995). Mantas de PVC – Opção para impermeabilização de barragens. Geossintéticos'95, São Paulo, pp. 295-305.
- ANEEL (2006). (<http://www.aneel.gov.br>).
- ASTM (1991). Standard test method for tensile properties of plastics: ASTM D638. Annual book of ASTM Standards, Vol. 08.01, pp.174-182.
- ASTM (1995). Standard test method for Evaluation of Stress Cracking Resistance of Polyolefin Geomembranes using Notched Constant Tensile Load Test: ASTM D5397, 5p.
- ASTM (2000). Standard Test Methods for Water Vapor Trasmision of Materials: ASTM E96.
- ASTM (2001). Standard test method for measuring the nominal thickness of geosynthetics: ASTM D5199. Annual Book os ASTM Standards, Vol. 04.13, pp. 109-112.
- ASTM (2002a). Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method: ASTM D5321. Annual Book os ASTM Standards, Vol. 04.13, pp. 123-129.
- ASTM (2002b). Standard terminology for geosynthetics: ASTM D4439, 5p.

- BENNETON, J.P. (1994). PVC-P Geomembranes behavior in a ten-year water laboratory immersion test. Fifth International Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 3 , Singapore, pp. 1105-1108.
- BRIANCON, L., GIRARD, H., POULAIN, D., MAZEAU, N. (2000). Design of anchoring at the top of slopes for geomembranes lining systems. EuroGeo 2000, Vol. 2, Bolonha, Italia, pp. 645-650.
- BUDIMAN, J. (1994). Effects of temperature on physical behaviour of geomembranes. Fifth International Conference. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 3, Singapore, pp. 1093-1096.
- BUENO, B.S. (2003). Propriedades, especificações e ensaios. IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Porto Alegre, Brasil, pp. 163-176.
- CATÁLOGO CARPI (S/D). Embankment Dams – Waterproofing of the Upstream Face. Carpi Group, Catálogo Comercial, Itália.
- CAZZUFFI, D. (1987). The use of geomembranes in Italian dams. Water Power and Dam Construction, Vol. 39, No. 3, pp. 17-21.
- CAZZUFFI, D. & SEMBENELLI, P. (1994). A geocomposite-adhesive system for rehabilitating an upstream dam face. Fifth International Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol.2, Singapore, pp. 625-634.
- CAZZUFFI, D. (1995). Geosynthetics in dams. Geossintéticos'95, São Paulo, SP, pp. 31-48.
- CAZZUFFI, D. (1997). Behavior versus time of geomembranes in dams on the Alps. L'ingegnere, 70-73.
- CAZZUFFI, D. (1998). Long term performance of exposed geomembranes on dams in Italian Alps. Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol. 2, Atlanta, pp. 1107-1110.
- CAZZUFFI, D. (1999). Behavior of the geomembrane applied in 1959 on Contrada Sabetta dam. Proceedings of International Symposium Géotextiles - Géomembranes - Produits apparentés Rencontres 99", Vol. 1, Bordeaux, pp. 305-310.
- CBDB (2004). Barragens de Enrocamento com Face de Concreto: Avaliação, Projeto e Experiência Brasileira. Comitê Brasileiro de Barragens, Tradução de Hamilton G. de Oliveira, São Paulo, SP, 86p.
- CEN (1996a). Métodos de Ensaio de Cimentos: DIN EN 196-1.
- CEN (1996b). Geotextiles and geotextile-related products – static puncture test (CBR-Test): EN ISO 12236.
- CEN (1997a). Geotessili e prodotti affini – Determinazione della massa areica: EN 965 (In Italian). Brussels, 6p.
- CEN (1997b). Plastics – Thermogravimetry (TG) of polymers – General principles: EN ISO 11358. Brussels, 10p.
- CEN (2000a). Flexible sheets for waterproofing – Determination of dimensional stability – Part 2: Plastic and rubber sheets for roof waterproofing. prEN 1107-2. Brussels, 5p.
- CEN (2000b). Geosynthetics – Determination of the friction characteristics – Part 1: Direct shear test. prEN ISO 12957-1, Brussels, 11p.
- CEN (2001). Geosynthetics – Determination of burst strength. prEN 14151. Brussels, 9p.

- CEN (2003). Geosynthetics barriers – Characteristics required for use in the construction of reservoirs and dams. prEN 13361. Brussels, 31p.
- CMB (2000). Barragens e Desenvolvimento: Um Novo Modelo para Tomada de Decisões – Um Sumário. Comissão Mundial de Barragens. Tradução de Carlos Afonso Malferrari, disponível em <<http://www.dams.org>>, 48p.
- COOKE, J.B. (1984). Progress in Rockfill Dams. 18th Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering Division, 110 (10), pp. 369-386.
- DIAS, A. C. (2001). Caracterização Mecânica de Enrocamentos através de Ensaios de Grande Escala Visando Barragens com Face de Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-081A/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília,DF, 114 pp.
- DIN (1986). Plastic roofing felt and waterproofing sheet – Testing (Impact Strength): DIN 16726.
- ELTON, D.J., PEGGS, I. (2002). Geomembrane research needs. Geosynthetics International, Vol. 9, No. 3, pp. 283-300.
- FALCÃO, P. R. F. (2003). Aplicação de Misturas Betuminosas em Barragens de Terra e Enrocamento. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 106 pp.
- FAYOUX, D., VAN DER SYPE, D. (2000). Durability of PVC-P geomembranes. assessment after very long UV exposure, Eurogeo'2000, Vol. 2, Bologna, pp. 651-656.
- FAYOUX, D., LOUDIERE, D. (1984). The behaviour of geomembranes in relation to the soil. International Conference on Geomembranes, Denver, USA, pp. 175-180.
- FELDMAN, D. (1989). Polymeric Building Materials. Elsevier, New York and London, 575p.
- FROBEL, R.K. (1997). Geomembranes in surface barriers. Barrier Technologies for Environmental Management: Summary of a Workshop, National Research Council, National Academy Press, Washington D.C., USA, pp 89-96.
- FRUTUOSO, A. (2003). Comportamento de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Sujeitas a Diferentes Condições de Fundação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-100/2003, Depto. de Eng. Civil e Ambiental, UnB, Brasília,DF, 194p.
- GAIOTO, N. (1997). A Evolução das Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. Departamento de Geotecnia, EESC, USP, São Paulo,SP, 34p.
- GIROUD, J. P. (1982). Design of geotextiles associated with geomembranes. Proceedings of the Second International Conference on Geotextile, Vol. 1, Las Vegas, USA, pp. 37-42.
- GIROUD, J.P. (1984a). Impermeability: The myth and a rational approach. International Conference on Geomembranes, Denver, :USA, pp. 157-162.
- GIROUD, J.P. (1984b). Analysis of stress and elongation in geomembranes. International Conference on Geomembranes, Denver, USA, pp. 481-486.
- GIROUD, J.P. & AH-LINE, C. (1984). Design of earth and concrete covers for geomembranes. International Conference on Geomembranes, Denver, USA, pp. 487-492.
- GIROUD, J. P. (1992). Biaxial tensile state of stress in geosynthetics. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 11, nº 3, England, pp. 319-325.
- GIROUD, J. P. & TISINGER, L.G (1993). The influence of plasticizers on the performance of PVC Geomembranes. Geosynthetic Liner Systems: Innovations, Concerns and Designs, GRI Conference Series, IFAI, pp. 169-196.

- GIROUD, J.P. (1994). Quantification of geosynthetic behavior. Fifth International Conf. on geotextiles, geomembranes and related products, Special Lecture & Keynote Lectures, Singapore, 27p.
- GIROUD, J.P. & SODERMAN, K.L. (1995a). Design of structures connected to geomembranes. *Geosynthetics Internacional*, Vol. 2, Nº 2. pp. 379-428.
- GIROUD, J.P. & SODERMAN, K.L. (1995b). Comparison of geomembranes subjected to differential settlement. *Geosynthetics Internacional*, Vol. 2, Nº 6. pp. 953-969.
- GIROUD, J. P. & TISINGER, L.G (1995). Relationship between PVC geomembrane density and plasticizer content. *Geosynthetics Internacional*, Vol. 2, Nº 3, pp. 567-586.
- GODDE, D. & DROSTE, M. (2001). CFRD Mohale, Lesotho – Some aspects of face slab construction. *ICOLD - 69th Annual Meeting*, Vol.1, Dresden, Alemanha, pp. 99-118.
- GOLZÈ, A.R.(1977). *Handbook of Dam Engineering*. Van Nostrand, NY, USA; 793p.
- GOURC, J.P., LECLERCQ, B., BENNETON, J.P., DRUON, M., PUIG, J., DELORME, F. (1986). Traction sur geomembrane: contribution a la defition d'un essai standardise unique. *Third International Conference on Geotextiles*, Vol 3, Viena, pp. 945-950.
- HALSE, Y.H., WIERTZ, J., RIGO, J-M. (1991). Chemical identification methods used to characterize polymeric geomembranes. *Geomembranes – Identification and Performance Testing*. RILEM – Report of Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes, A. Rollin & J.M. Rigo (eds), pp. 316-336.m
- ICOLD (1991), *Watertight Geomembranes for Dams, State of the art*. Bulletin 78 of the International Commission on Large Dams, Paris, 140p.
- IGSBR GM 01 (2003). *Instalação de Geomembranas Termoplásticas em Obras Geotécnicas e de Saneamento Ambiental – Recomendações para Projeto*. IGSBrasil – Associação Brasileira de Geossintéticos, 23p.
- INGOLD, T.S. (1991). Friction Testing. *Geomembranes – Identification and Performance Testing*. RILEM – Report of Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes, A. Rollin & J.M. Rigo (eds), pp 176-218.
- INGOLD, T.S. (1994). *The Geotextiles and Geomembranes Manual*. Elsevier Advanced Technology, UK, 610p.
- ISO (1976). *Standard atmospheres for conditioning and/or testing – Specifications: ISO 554*. Geneva, 1p.
- ISO (1985). *Plastics and ebonite – Determination of indentation hardness by means of a durometer (Shore Hardness): ISO 868*. Geneva, 3p.
- ISO (1987). *Plastics – Method for determination the density and relative of non-cellular plastics: ISO 1183*. Geneva, 8p.
- ISO (1992). *Plastics – Determination of matter extractable by organic solvents: ISO 6427*. Geneva, 9p.
- ISO (1993a). *Plastics – Determination of time-temperature limits after prolonged exposure to heat: ISO 2578*. Geneva, 14p.
- ISO (1993b). *Plastics – Determination of tensile properties: ISO 527-1/2*. Switzerland, 14pp.
- ISO (1994). *Rubber, vulcanized or thermoplastic – Determination of tear strength: ISO 34-1*. Geneva, 11p.

- ISO (1997). Rubber, vulcanized or thermoplastic – Estimation of life-time and maximum temperature of use from an Arrhenius plot: ISO 11346. Geneva, 5p.
- ISO (1998). Rubber, vulcanized or thermoplastic – Accelerated ageing and heat resistance tests: ISO 188. Geneva, 9p.
- JACINTHO, E. C. (2005). Estudo do Comportamento de Misturas Solo-emulsão para Uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.Dm-132-05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.
- KOERNER, R.M., LORD, A.E Jr, HSUAN, Y.H. (1992). Arrhenius modeling to predict geosynthetic degradation. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 11, No. 2, pp. 151-183.
- KOERNER, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics*. Prentice-Hall Inc., 4th Ed., New Jersey, 761p.
- LAFLEUR, J., AKBER, S.Z., HAMMAMJI, Y., MARCOTTE, M. (1985). Tensile strength of bonded geotextile-geomembrane and composites. *Second Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes*, Alberta, Canada, pp 291-224.
- LAWERS, D.C. (1993). Identification and behavior of PVC geomembrane components. *GRI Conference Series*, IFAI, Philadelphia, USA, pp. 71-81.
- LEVINE, D.M., STEPHAN, D., KREHBIEL, T.C., BERENSON, M.L. (2005). *Estatística – Teoria e Aplicações Usando o Microsoft® Excel*. Tradução de Eduardo Benedito Curtolo e Teresa Cristina Padilha de Souza, LTC-Editora, Rio de Janeiro,RJ, 819p.
- LODI, P.C. (2003). Aspectos de Degradação de Geomembranas Poliméricas de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) e Poli Cloreto de Vinila (PVC). Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, SP, 284p.
- MAIA, P.C.A. (2001). Avaliação do Comportamento Geomecânico de Alterabilidade de Enrocamentos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, RJ, 351p.
- MAISONNEUVE, C.; PIERSON, P.; DUQUENNOI, C.; MORIN, A. (1998). Assessing the long-term behavior of geomembranes in multi-factor environments. *Sixth International Conf. on Geosynthetics*, Vol. 1, Atlanta, pp. 355-358.
- MATHEUS, E. (2002). Efeitos de Envelhecimento Acelerado e do Dano Mecânico Induzido no Desempenho e Durabilidade de Alguns Geossintéticos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- MARQUES FILHO, P.L. (1990). Monitoramento e análise de comportamento de barragens de enrocamento com face de concreto. *Simpósio de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto*, UHE Segredo, PR, pp. 105-145.
- MONARI, F. (1984). Waterproof covering for the Lago Nero Dam. *International Conference on Geomembranes*, Vol. 1, Denver, USA, pp. 105-110.
- NASCIMENTO, M. T. (2002). Avaliação de Dano Mecânico em Geossintéticos em Obras de Disposição de Resíduos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- PALMEIRA, E.M., LIMA JR, N.M., VIANA, H.N., MELLO, L.G.R. (2004). Large scale ramp tests for the study of soil geosynthetic interaction in slopes of waste disposal areas. *3th European Geosynthetics Conference*, Munique, Alemanha, pp. 575-580.

- PEIXOTO, M., SABOYA JR., F., KARAM, V.J. (1999). Análise de movimentações diferenciais entre a face e o maciço em barragens de enrocamento. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, pp. 119-128.
- RIGO, J.M. & CAZZUFFI, D. A. (1991). Test Standard and their Classification. Geomembranes – Identification and Performance Testing. RILEM – Report of Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes, A. Rollin & J.M. Rigo (eds), pp 22-58.
- ROLLIN, A.L., LAFLEUR, J., MARCOTTE, M.; DASCAL, O., AKBER, Z. (1984). Selection criteria for the use of geomembranes in dams and dykes in northern climate. International Conference on Geomembranes, Denver, pp. 493-499.
- ROLLIN, A. & RIGO, J.M. (1991). RILEM. Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes. Geomembranes – Identification and Performance Testing.
- SABOYA JÚNIOR, F. A. (1993). Análise de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante a Construção e Primeiro Enchimento. Tese de Doutorado, PUC-RIO, Rio de Janeiro, RJ, 251p.
- SALMAN, A., ELIAS, V., JURAN, I., LU, S., PEARCE, E. (1997). Durability of geosynthetics based on accelerated laboratory testing. Geosynthetics'97, Vol. 1, Long Beach, pp. 217-234.
- SCHMIDT, R. K., YOUNG, C., HEWITT, J. (1984). Long term field performance of geomembranes – Fifteen years' experience. International Conference on Geomembranes, Denver, Vol. 2, pp. 307-310.
- SCUERO, A.M & VASCHETTI, G.L.(1996). Geomembranes for masonry and concrete dams: state of the art report. Geosynthetics: Applications, Design and Construction, De Groot, Den Hoedt & Termaat (Eds.), Rotterdam, pp. 889-896.
- SCUERO, A.M. (1997). Design, construction and performance of geomembranes facings on embankment dams. 17th USCOLD Annual Meeting and Lecture Proceedings, San Diego, pp. 213-232.
- SCUERO, A.M & VASCHETTI, G.L.(1997). Dams, canals and tunnels lining. Geosynthetics Asia'97, VARMA, C.V.J; VENKATAPPA RAO, G.; RAO, A.R.G. (Eds.), India, pp. A.75-A.83.
- SCUERO, A.M., VASCHETTI, G., GONTIJO, M.C. (1999). Utilização de geomembrana sintética como face impermeável de uma barragem de enrocamento: o caso da barragem de Bovilla na Albânia. II Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, Florianópolis, pp. 317-325.
- SCUERO, A.M. & VASCHETTI, G.L. (2002). Repair at Winscar bituminous concrete facing rockfill dam. 7th ICG, Vol. 3, Nice, pp. 987-990.
- SEMBENELLI, P. & FAGIOLO, M. (1974). Aguada Blanca Rockfill dam with metal facing. Journal of the Geotechnical Engineering Division, n. L0270, pp. 31-51.
- SEMBENELLI, P. (1995). Desenhos de Projeto Executivo – Barragem de Bovilla. Piero Sembenelli Consultants.
- SEMBENELLI, P., SEMBENELLI, G., SCUERO, A. (1998). Geosynthetic System for the Facing of Bovilla Dam. Sixth International Conference on Geosynthetics, Rowe, R.K (ed.), Atlanta, pp. 1099-1106.
- SHELTON, W.S & BRIGHT, D.G. (1993). Using the Arrhenius equation and rate expressions to predict the long-term behavior of geosynthetics polymers. Geosynthetics'93, vol. 2, Vancouver, pp. 789-802.

- SODERMAN, K.L. & GIROUD, J. P. (1995). Relationships Between Uniaxial and Biaxial Stresses and Strains in Geosynthetics. *Geosynthetics International*, Vol. 2, N° 2, pp. 495-504.
- TAO, T.K., TANG, R.N., ZHU, H.S. (1994). Engineering characteristics and application of geomembrane composite. Fifth international Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapura, pp. 595-600.
- UNI (1972). Prove sulle materie plastiche – Determinazione della massa volumica delle materie plastiche non alveolari: UNI 7092 (In Italian). Milão, 7 pp.
- UNI (1974). Prove su elastomeri e materie plastiche – Determinazione della durezza shore A e D: UNI 4916 (In Italian). Milão, 4 pp.
- UNI (1984). Membrane per impermeabilizzazione – Determinazione della flessibilità a freddo: UNI 8202/15 (In Italian). Milão, 2 pp.
- UNI (1985). Elastomeri – Prove su crudi e vulcanizzati. Analisi quantitativa. Metodo termogravimetrico: UNI 8698 (In Italian). Milão, 4 pp.
- UNI (1988a). Membrane per impermeabilizzazione – Determinazione della resistenza al punzonamento dinamico. UNI 8202/12 (In Italian). Milão, 3 pp.
- UNI (1988b). Membrane per impermeabilizzazione – Determinazione della permeabilità al vapore d'acqua: UNI 8202/23 (In Italian). Milão, 4 pp.
- UNI (1988c). Membrane per impermeabilizzazione – Determinazione della resistenza a trazione: UNI 8202/8 (In Italian). Milão, 3 pp.
- UNI (1989). Membrane per impermeabilizzazione – Determinazione dello spessore: UNI 8202/6 (In Italian). Milão, 5 pp.
- UNI (1998). Polymeric water proof sheets – Flexible plastomeric sheets without reinforcement – Characteristics and acceptance limits: UNI 8898/4 (In Italian). Milão, 7 pp.
- VEIGA PINTO, A.A. (1983). Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento. Tese para Especialista de Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNCE), Lisboa, 157p.
- VEIGA PINTO, A.A. (1984). Considerações sobre barragens de enrocamento com cortina de impermeabilização a montante. *Geotecnia*, N° 40, Lisboa, pp. 43-53.
- VIDAL, I.G. (1999). O controle de qualidade na instalação de geomembrana de PEAD na proteção ambiental. *Geossintéticos'99*, Rio de Janeiro, RJ, pp. 329-336.
- WEISS, W. & BATEREAU, C. (1997). Technical Note – A note on planar shear between geosynthetics and construction materials. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 5, N° 1, pp. 63-67.

Apêndice

A Testes de Hipóteses

A.1 VARIAÇÃO NO CONTEÚDO DE PLASTIFICANTE DA GEOMEMBRANA COM O ENVELHECIMENTO

Tabela A.1 – Dados de entrada: Conteúdo de Plastificante

Teste de Hipótese - Conteúdo de plastificante (Barragens e Reservatórios)					
Tempo (anos)	0	5-6	10-11	15-17	20-22
Conteúdo de plastificante (%)	29,40	28,60	30,45	28,72	26,56
	34,88	31,14	33,91	32,08	24,96
	31,70	28,48	20,68	27,47	21,43
	31,85	28,52	27,57	19,96	22,63
	33,41	30,09	27,15	19,92	25,43
	29,88	29,00	25,94		
			28,62		
Média (%)	31,85	29,31	27,76	25,63	24,20
Desvio	2,07	1,08	4,08	5,46	2,11
Variância	4,30	1,17	16,61	29,82	4,45

Nota: H₀: Não ocorreu perda de plastificante; H₁: Ocorreu perda de plastificante.

Tabela A.2 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Conteúdo de Plastificante

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 5-6 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	31,85	29,31
Variância	4,30	1,17
Observações	6	6
Variância agrupada	2,73	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	2,67	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,012	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,024	
t crítico bi-caudal	2,23	
tstat= 2,67 > tcrit= 1,81: se rejeita H_0 , ou seja, ocorreu perda de plastificante.		
Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1- β)= 98,8% (unicaudal).		

Tabela A.3 – Teste t entre 0 e 10 anos: Conteúdo de Plastificante

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 10 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	31,85	27,76
Variância	4,30	16,61
Observações	6	7
Variância agrupada	11,01	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	11	
Stat t	2,22	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,024	
t crítico uni-caudal	1,79	
P(T<=t) bi-caudal	0,049	
t crítico bi-caudal	2,20	
tstat= 2,22 > tcrit= 1,79: se rejeita H_0 , ou seja, ocorreu perda de plastificante.		
Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1- β)= 97,6% (unicaudal).		

Tabela A.4 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Conteúdo de Plastificante

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 15-17 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	31,85	25,63
Variância	4,30	29,82
Observações	6	5
Variância agrupada	15,64	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	9	
Stat t	2,59	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,014	
t crítico uni-caudal	1,83	
P(T<=t) bi-caudal	0,029	
t crítico bi-caudal	2,26	
tstat= 2,6 > tcrit= 1,83: se rejeita H_0 , ou seja, ocorreu perda de plastificante.		
Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1- β)= 98,5% (unicaudal).		

Tabela A.5 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Conteúdo de Plastificante

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 20-22 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	31,85	24,20
Variância	4,30	4,45
Observações	6	5
Variância agrupada	4,37	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	9	
Stat t	6,04	
P(T<=t) uni-caudal (β)	9,58E-05	
t crítico uni-caudal	1,83	
P(T<=t) bi-caudal	0,00019	
t crítico bi-caudal	2,26	
tstat= 6,04 > tcrit= 1,83: se rejeita H_0 , ou seja, ocorreu perda de plastificante.		
Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1- β)= 99,9% (unicaudal).		

A.2 VARIAÇÃO NA DUREZA SHORE A DA GEOMEMBRANA COM O ENVELHECIMENTO

Tabela A.6 – Dados de entrada: Dureza Shore A

Teste de Hipóteses – Dureza Shore A (Barragens e Reservatórios)					
Tempo (anos)	0	5-6	10-11	15-17	19-22
Dureza Shore A	84	74	73	81	83
	74	70	71	75	89
	75	78	83	81	83
	79	78	79	89	83
	74	78	78	92	
	83	77	80		
		82	75		
Média	78,2	76,7	77	83,6	84,5
Desvio	4,5	3,8	4,2	6,8	3,0
Variância	20,6	14,2	17,7	46,8	9,0

Nota: H_0 : Não ocorreu aumento na Dureza; H_1 : Ocorreu aumento na Dureza.

Tabela A.7 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Dureza Shore A

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 5-6 anos)		
	Variável 1	Variável 2
Média	78,17	76,71
Variância	20,57	14,24
Observações	6	7
Variância agrupada	17,11	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	11	
Stat t	0,63	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,270	
t crítico uni-caudal	1,79	
P(T<=t) bi-caudal	0,541	
t crítico bi-caudal	2,20	

tstat=0,63 < tcrit=1,79: não se rejeita H_0 , ou seja, não ocorreu aumento na dureza. Decisão correta: Confiança $(1-\alpha)= 95\%$ (unicaudal).

Tabela A.8 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Dureza Shore A

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 10-11 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	78,17	77
Variância	20,57	17,67
Observações	6	7
Variância agrupada	18,98	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	11	
Stat t	0,48	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,320	
t crítico uni-caudal	1,79	
P(T<=t) bi-caudal	0,64	
t crítico bi-caudal	2,20	
tstat=0,48 < tcrit=1,79: não se rejeita H_0 , ou seja, não ocorreu aumento na dureza. Decisão correta: Confiança $(1-\alpha)=95\%$ (unicaudal).		

Tabela A.9 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Dureza Shore A

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 15-17 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	78,17	83,6
Variância	20,57	46,8
Observações	6	5
Variância agrupada	32,22	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	9	
Stat t	-1,58	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,074	
t crítico uni-caudal	1,83	
P(T<=t) bi-caudal	0,148	
t crítico bi-caudal	2,26	
tstat=1,58 < tcrit=1,83: não se rejeita H_0 , ou seja, não ocorreu aumento na dureza. Decisão correta: Confiança $(1-\alpha)=95\%$ (unicaudal).		

Tabela A.10 – Teste t entre 0 e 19-22 anos: Dureza Shore A

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 19-22 anos)		
	Variável 1	Variável 2
Média	78,17	84,5
Variância	20,57	9
Observações	6	4
Variância agrupada	16,23	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	-2,43	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,020	
t crítico uni-caudal	1,86	
P(T<=t) bi-caudal	0,041	
t crítico bi-caudal	2,306	
tstat=2,43 > tcrit=1,86: se rejeita H_0 , ou seja, ocorreu aumento na dureza.		
Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1- β)= 99,9% (unicaudal).		

A.3 VARIAÇÃO NA RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DA GEOMEMBRANA COM O ENVELHECIMENTO

A.3.1 Variação na tensão de ruptura

Tabela A.11 – Dados de entrada: Tensão de ruptura

Testes de Hipótese – Tensão de ruptura (Barragens e Reservatórios)					
Tempo (anos)	0	5-6	10-11	15-17	20-22
Tensão de ruptura (Mpa)	14,1	14,3	14,5	12,6	15,8
	13,3	14,8	15,8	12,8	16,7
	13,2	15,9	16,5	14,8	18,3
	13,6	16,0	14,6	17,5	17,9
	15,7	13,1	16,2	19,6	16,5
		13,7	15,1		
		18,2	12,7		
Média (%)	13,98	15,14	15,06	15,46	17,04
Desvio	1,02	1,72	1,29	3,04	1,03
Variância	1,05	2,96	1,67	9,25	1,07

Nota: H_0 : Não ocorreu aumento na tensão de ruptura; H_1 : Ocorreu aumento na tensão de ruptura.

Tabela A.12 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Tensão de ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 5-6 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	13,98	15,14
Variância	1,047	2,96
Observações	5	7
Variância agrupada	2,19	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	-1,34	
P(T<=t) uni-caudal	0,105	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,209	
t crítico bi-caudal	2,23	
tstat= 1,34 < tcrit= 1,81: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu aumento na tensão de ruptura. Decisão correta: Confiança (1-α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.13 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Tensão de ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 10-11 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	13,98	15,06
Variância	1,047	1,67
Observações	5	7
Variância agrupada	1,42	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	-1,54	
P(T<=t) uni-caudal	0,077	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,154	
t crítico bi-caudal	2,23	
tstat= 1,54 < tcrit= 1,81: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu aumento na tensão de ruptura. Decisão correta: Confiança (1-α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.14 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Tensão de ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 15-17 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	13,98	15,46
Variância	1,047	9,25
Observações	5	5
Variância agrupada	5,1475	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	-1,03	
P(T<=t) uni-caudal	0,166	
t crítico uni-caudal	1,86	
P(T<=t) bi-caudal	0,332	
t crítico bi-caudal	2,31	
tstat= 1,03 < tcrit= 1,86: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu aumento na tensão de ruptura. Decisão correta: Confiança (1-α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.15 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Tensão de ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 20-22 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	13,98	17,04
Variância	1,05	1,07
Observações	5	5
Variância agrupada	1,0575	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	-4,70	
P(T<=t) uni-caudal	0,00076	
t crítico uni-caudal	1,86	
P(T<=t) bi-caudal	0,00153	
t crítico bi-caudal	2,31	
tstat= 4,7 > tcrit= 1,86: se rejeita H ₀ , ou seja, ocorreu aumento na tensão de ruptura. Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1-β)= 99,99% (unicaudal).		

A.3.2 Variação na deformação de ruptura

Tabela A.16 – Dados de entrada: Deformação na ruptura

Testes de Hipótese – Deformação na ruptura - L (Barragens e Reservatórios)					
Tempo (anos)	0	5-6	10-11	15-17	20-22
Deformação na ruptura (%)	215	205	230	182	210
	206	269	221	231	201
	226	265	166	216	183
	245	312	211	192	200
	237	219	232	163	198
		192	230		
		235	205		
Média (%)	225,8	242,4	213,6	196,8	198,4
Desvio	15,8	42,0	23,4	27,0	9,8
Variância	250,7	1767,3	546,3	730,7	95,3

Nota: Hipótese H_0 : Não ocorreu redução na deformação de ruptura; H_1 : Ocorreu redução na deformação de ruptura; L= amostra extraída no sentido longitudinal da bobina.

Tabela A.17 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Deformação na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 5-6 anos)		
	Variável 1	Variável 2
Média	225,8	242,43
Variância	250,7	1767,28
Observações	5	7
Variância agrupada	1160,65	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	-0,83	
P(T<=t) uni-caudal	0,212	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,423	
t crítico bi-caudal	2,23	

tstat= 0,83 < tcrit= 1,81: não se rejeita H_0 , ou seja, não ocorreu redução na deformação de ruptura. Decisão correta: Confiança $(1-\alpha)= 95\%$ (unicaudal).

Tabela A.18 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Deformação na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 10-11 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	225,8	213,57
Variância	250,7	546,29
Observações	5	7
Variância agrupada	428,05	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	1,01	
P(T<=t) uni-caudal	0,168	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,336	
t crítico bi-caudal	2,23	
tstat= 1,01 < tcrit= 1,81: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu redução na deformação de ruptura. Decisão correta: Confiança (1- α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.19 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Deformação na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 15-17 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	225,8	196,8
Variância	250,7	730,7
Observações	5	5
Variância agrupada	490,7	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	2,07	
P(T<=t) uni-caudal (β)	0,036	
t crítico uni-caudal	1,86	
P(T<=t) bi-caudal	0,072	
t crítico bi-caudal	2,31	
tstat= 2,07 > tcrit= 1,86: se rejeita H ₀ , ou seja, ocorreu redução na deformação de ruptura. Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1- β)= 99,97% (unicaudal).		

Tabela A.20 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Deformação na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 20-22 anos)		
	Variável 1	Variável 2
Média	225,8	198,4
Variância	250,7	95,3
Observações	5	5
Variância agrupada	173	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	3,29	
P(T<=t) uni-caudal	0,0054	
t crítico uni-caudal	1,86	
P(T<=t) bi-caudal	0,0109	
t crítico bi-caudal	2,30	

tstat= 3,3 > tcrit= 1,86: se rejeita H₀, ou seja, ocorreu redução na deformação de ruptura. Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1-β)= 99,99% (unicaudal).

A.3.3 Variação no módulo secante de ruptura

Tabela A.21 – Dados de entrada: Módulo secante na ruptura

Testes de Hipótese – Módulo secante na ruptura - T (Barragens e Reservatórios)					
Tempo (anos)	0	5-6	10-11	15-17	20-22
Módulo secante de ruptura (Mpa)	5,96	6,84	6,03	6,45	7,22
	5,97	5,87	5,43	5,33	7,64
	5,15	5,67	9,82	6,71	9,26
	5,34	5,00	7,91	9,06	8,48
	6,00	5,74	6,25	11,96	7,30
		6,53	5,62		
		5,59	5,72		
Média	5,68	5,89	6,68	7,90	7,98
Desvio	0,41	0,61	1,61	2,64	0,87
Variância	0,17	0,38	2,60	6,99	0,76

Nota: Hipótese H₀: Não ocorreu aumento no módulo; H₁: Ocorreu aumento no módulo; T= amostra extraída no sentido transversal da bobina.

Tabela A.22 – Teste t entre 0 e 5-6 anos: Módulo secante na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 5-6 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	5,68	5,89
Variância	0,16	0,38
Observações	5	7
Variância agrupada	0,29	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	-0,65	
P(T<=t) uni-caudal	0,264	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,527	
t crítico bi-caudal	2,23	
tstat= 0,65 < tcrit= 1,81: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu aumento no módulo secante de ruptura. Decisão correta: Confiança (1-α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.23 – Teste t entre 0 e 10-11 anos: Módulo secante na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 10-11 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	5,68	6,68
Variância	0,16	2,60
Observações	5	7
Variância agrupada	1,62	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	10	
Stat t	-1,34	
P(T<=t) uni-caudal	0,105	
t crítico uni-caudal	1,81	
P(T<=t) bi-caudal	0,210	
t crítico bi-caudal	2,23	
tstat=1,34 < tcrit= 1,81: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu aumento no módulo secante de ruptura. Decisão correta: Confiança (1-α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.24 – Teste t entre 0 e 15-17 anos: Módulo secante na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 15-17 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	5,68	7,90
Variância	0,16	6,99
Observações	5	5
Variância agrupada	3,58	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	-1,854	
P(T<=t) uni-caudal	0,0504	
t crítico uni-caudal	1,859	
P(T<=t) bi-caudal	0,1008	
t crítico bi-caudal	2,31	
tstat= 1,854 < tcrit= 1,859: não se rejeita H ₀ , ou seja, não ocorreu aumento no módulo secante de ruptura. Decisão correta: Confiança (1-α)= 95% (unicaudal).		

Tabela A.25 – Teste t entre 0 e 20-22 anos: Módulo secante na ruptura

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
Alfa=5% (Comparação entre 0 e 20-22 anos)		
	<i>Variável 1</i>	<i>Variável 2</i>
Média	5,68	7,98
Variância	0,16	0,76
Observações	5	5
Variância agrupada	0,46	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	8	
Stat t	-5,33	
P(T<=t) uni-caudal	0,000349	
t crítico uni-caudal	1,86	
P(T<=t) bi-caudal	0,000698	
t crítico bi-caudal	2,31	
tstat= 5,33 > tcrit= 1,86: se rejeita H ₀ , ou seja, ocorreu aumento no módulo de ruptura. Decisão correta: Eficácia do teste estatístico (1-β)= 99,9% (unicaudal).		