

ANÁLISE DE DEPÓSITOS CIRCULARES EM BETÃO DE GRANDES DIMENSÕES

PEDRO FILIPE COUTO ALBUQUERQUE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

Co-Orientador: Engenheiro José Carlos Basto Lino

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu Pai

O que adquire sabedoria é amigo de si mesmo

Salomão

AGRADECIMENTOS

É com grande estima e sinceridade que manifesto a minha gratidão a todos aqueles que me apoiaram e contribuíram de alguma forma para a elaboração do presente trabalho. De um modo especial, agradeço:

- Ao Professor Joaquim Figueiras, pela disponibilidade na orientação deste trabalho e por todo o conhecimento transmitido, o qual serviu de grande base para a sua elaboração;
- Ao Engenheiro José Carlos Lino, co-orientador científico que desempenhou um papel fulcral ao longo do desenvolvimento desta dissertação, através da forma responsável e dedicada na sua revisão, bem como nos ensinamentos partilhados. Não poderia deixar de agradecer também a oportunidade que me proporcionou em realizar este trabalho no ambiente da empresa Newton C – Consultores de Engenharia, Lda. e por todos os meios colocados a meu dispor;
- A toda a equipa de colaboradores da empresa *Newton C – Consultores de Engenharia, Lda.*, pelo acolhimento que me deu durante a minha presença na empresa, mostrando-se sempre prestável e paciente para o esclarecimento de qualquer tipo de dúvidas. Desejo salientar os ensinamentos e esclarecimentos prestados pelos Engenheiros Nuno Inácio, Marta Loureiro, Luís Rodrigues e Pedro Taveira, os quais foram importantes para o desenvolvimento deste trabalho;
- Ao Engenheiro Jaime Gabriel Silva, por todo o conhecimento e experiência partilhados, nomeadamente no que respeita às principais avarias estruturais verificadas em depósitos circulares;
- A todos os meus amigos e colegas, pelo incentivo e apoio que me deram durante a realização deste trabalho;
- À minha namorada e melhor amiga, Rita Moura, por todo amor e carinho com que me apoiou em todo o tempo, por todas as palavras de incentivo e encorajamento, claramente foi um grande suporte para este trabalho. Agradeço também aos seus pais, Vitor Moura e Isabel Lopes, pelo afecto e hospitalidade com que sempre me trataram durante este período.
- Ao meu irmão Daniel Albuquerque, pela amizade, afecto e por toda a experiência de vida que me tem transmitido;
- Aos meus pais, Inocêncio Albuquerque e Maria da Conceição Couto, pelo amor e disciplina com que me educaram, e por terem feito de tudo para que pudesse alcançar os meus objectivos, confiando nas minhas capacidades. Agradeço de coração todos os conselhos que me deram, todo o incentivo e compreensão com que me apoiaram no decorrer deste trabalho.

A todos, muito obrigado.

RESUMO

A presente dissertação tem como principal objectivo o estudo do comportamento estrutural de depósitos circulares de grandes dimensões em betão sob o efeito de acções directas e indirectas de natureza estática, bem como das implicações no projecto e dimensionamento deste tipo de órgãos de acordo com os novos eurocódigos estruturais. É abordada também a temática das patologias, fazendo uma avaliação das principais causas que estão na origem de avarias que se manifestam nestas estruturas.

Este estudo envolveu uma sistematização dos principais aspectos regulamentares a ter em conta no dimensionamento de estruturas de retenção de líquidos, nomeadamente no que se refere à quantificação das acções a que estes órgãos se encontram sujeitos, às verificações a efectuar tendo em consideração os aspectos relacionados com a segurança estrutural (estado limite último e estado limite de utilização) e atendendo às recomendações estabelecidas pelos Eurocódigos 1 e 2.

Relativamente às avarias estruturais em depósitos de geometria circular, foi realizado um levantamento dos principais problemas que têm sido registados. Procurou-se identificar as suas origens de modo a contribuir para as boas práticas quer em projecto, quer na construção destas estruturas.

A principal abordagem do presente trabalho centra-se na análise estrutural de um depósito circular semi-enterrado que pertence a uma Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) do distrito do Porto. Esta análise foi feita para a actuação das acções directas regulamentares, considerando também o efeito das acções indirectas e das suas implicações com o faseamento construtivo, nomeadamente a retracção.

Quanto às metodologias de análise estrutural, foram apresentadas duas metodologias distintas: uma baseada numa análise numérica através do método dos elementos finitos, recorrendo ao programa comercial de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis*, e outra numa análise simplificada através de um modelo plano constituído por elementos de barra, recorrendo ao programa de cálculo automático baseado em pórticos planos, *PAC-Pórticos*. Para facilitar o trabalho de introdução de dados para este último programa, foi desenvolvida uma aplicação informática através da linguagem de programação *Visual Basic 2010*, a qual procede à definição automática do modelo simplificado (geometria e cargas associadas às acções).

Por último, foi realizado o dimensionamento estrutural dos elementos que constituem o depósito circular alvo de estudo neste trabalho, nomeadamente da laje de fundo, da parede e da cobertura. No dimensionamento da parede, estudaram-se duas soluções estruturais distintas: uma que consiste numa solução de parede de betão armado e outra na aplicação de pré-esforço circunferencial.

PALAVRAS-CHAVE: Análise estrutural, Betão armado e pré-esforçado, Depósitos Circulares, Método dos Elementos Finitos, Programas de Cálculo Automático de Estruturas

ABSTRACT

The present thesis aims to study the structural behaviour of large circular concrete storage tanks, caused by the effect of direct and indirect static nature actions, as well as implications in the design of this kind of structures according to the structural eurocodes. The issue of pathologies is also approached by making an assessment of the main causes that lie at the base of the mechanical problems manifested in these structures.

This study involves a systematization of the main official code aspects concerning the design of liquid retaining structures, namely those related to the quantification of tanks structural actions, verifications related to structural safety (ultimate limit states and serviceability limit states), taking into account the recommendations made in Eurocodes 1 and 2.

To study the main structural problems in circular storage tanks, a survey of the main damage situations that have been reported, identifying their origins in order to make a contribution for the good practice rules, both in the design and execution of these structures.

The main objective of the present thesis is the structural analysis of one semi-buried circular storage tank, part of a Wastewater Treatment Plant (WWTP) located in the district of Porto. This analysis is conducted for the mandatory direct loads, also considering the effect of indirect loads and their implication to the sequential stages of construction, namely shrinkage.

Referring to the methodologies for structural analysis, two different approaches are presented: one based on a numerical analysis by the Finite Element Method, using the commercial automatic calculation program *Autodesk Robot Structural Analysis*, and the other supported on a simplified analysis through a plane model constituted by bar elements, using a software for automatic calculation based in plane frames, *PAC-Pórticos*. The input in this last program, was enhanced with the development of a computer application based on *Visual Basic 2010*, which defines the simplified model automatically (geometry and loads).

Finally, the design of the storage tank structural elements is carried out including the bottom slab, the wall and the roof slab. In the design of the wall, two distinct solutions are analysed: one which consists in reinforced concrete wall and the other a concrete wall to which was applied circumferential prestress.

KEYWORDS: Structural Analysis, Reinforced and Prestressed Concrete, Circular Storage Tanks, Finite Element Method, Structural Automatic Calculation Software

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO	1
1.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	2
1.3. OBJECTIVOS E DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO	6

2. ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS AO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM BETÃO DESTINADAS AO ARMAZENAMENTO DE LÍQUIDOS	9
2.1. INTRODUÇÃO	9
2.2. DURABILIDADE E MATERIAIS	10
2.2.1. ASPECTOS GERAIS DE DURABILIDADE	10
2.2.2. BETÃO	13
2.2.3. ARMADURA DE REFORÇO	14
2.2.4. ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO	14
2.3. ACÇÕES E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	14
2.3.1. ACÇÕES PERMANENTES E SOBRECARGAS	16
2.3.2. IMPULSOS HIDROSTÁTICOS	17
2.3.3. IMPULSOS DE TERRAS	17
2.3.4. DEFORMAÇÕES IMPOSTAS	18
2.3.4.1. Retracção	18
2.3.4.2. Variações de temperatura	19
2.3.4.3. Assentamentos diferenciais	20
2.3.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	21
2.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	22
2.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	22
2.4.1.1. Esforço axial	22
2.4.1.2. Esforço transversal	23

2.4.1.3. Flexão	25
2.4.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	25
2.4.2.1. Fendilhação	26
2.4.2.2. Deformação	33
2.4.2.3. Flutuação	33

3. PATOLOGIAS

3.1. INTRODUÇÃO	35
3.2. PATOLOGIAS EM DEPÓSITOS CIRCULARES	36
3.3. PRINCIPAIS CAUSAS DE FISSURAÇÃO DO BETÃO.....	38
3.3.1. RETRACÇÃO DO BETÃO.....	39
3.3.2. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS.....	40
3.3.3. TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO	41
3.3.4. PROJECTO	43
3.4. RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS.....	44

4. ANÁLISE ESTRUTURAL DO DIGESTOR ANAERÓBIO DE UMA ETAR ATRAVÉS DE UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO <i>AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	49
4.3. DESCRIÇÃO DO DEPÓSITO	51
4.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	55
4.4.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	55
4.4.2. CARGAS	57
4.4.2.1. Peso próprio e restantes cargas permanentes	57
4.4.2.2. Produto armazenado	58
4.4.2.3. Terras e águas exteriores.....	58
4.4.2.4. Variação da temperatura	59
4.4.2.5. Sobrecargas	59
4.4.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	59
4.5. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	61
4.5.1. ACÇÕES DIRECTAS	62

4.5.1.1. Cargas permanentes.....	62
4.5.1.2. Impulsos hidrostáticos.....	67
4.5.1.3. Impulsos de terras.....	70
4.5.1.4. Sobrecargas.....	74
4.5.2. ACÇÕES INDIRECTAS.....	78
4.5.2.1. Variação de temperatura.....	78
4.5.2.2. Retracção devida ao faseamento construtivo.....	81

5. MODELO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO – ADAPTAÇÃO AO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO PAC-PÓRTICOS.....85

5.1. INTRODUÇÃO.....85

5.2. MODELO SIMPLIFICADO.....85

5.2.1. PRESSUPOSTOS DO MODELO SIMPLIFICADO.....86

5.2.1.1. Modelação da parede.....86

5.2.1.2. Modelação da laje de fundo e da laje de cobertura.....89

5.2.2. ACÇÕES.....91

5.2.2.1. Impulso hidrostático.....91

5.2.2.2. Impulso das terras.....92

5.2.2.3. Pré-esforço.....92

5.3. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO PAC-PÓRTICOS.....93

5.4. ADAPTAÇÃO DO MODELO SIMPLIFICADO AO PROGRAMA PAC-PÓRTICOS.....94

5.4.1. OBJECTIVOS.....94

5.4.2. ALGORITMOS.....94

5.4.2.1. Algoritmos de leitura.....95

5.4.2.2. Algoritmos de criação.....95

5.4.2.3. Algoritmos de atribuição.....98

5.4.3. FERRAMENTA INFORMÁTICA DE APOIO AO PROGRAMA PAC-PÓRTICOS.....98

5.4.3.1. Menu principal.....99

5.4.3.2. Menu geometria.....99

5.4.3.3. Menu propriedades dos materiais.....101

5.4.3.4. Menu acções.....102

5.5. COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS DA MODELAÇÃO COM ELEMENTOS FINITOS, COM MODELO SIMPLIFICADOS E COM MODELO TEÓRICO.....103

5.5.1. PAREDE SIMPLEMENTE APOIADA NA BASE	104
5.5.2. PAREDE ENCASTRADA NA BASE.....	105
5.5.3. CONTINUIDADE ENTRE A PAREDE E A LAJE DE FUNDO	107

6. CASO PRÁTICO – DIGESTOR ANAERÓBIO DE UMA ETAR

109

6.1. INTRODUÇÃO	109
------------------------------	-----

6.2. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	109
--	-----

6.3. VERIFICAÇÃO DA NÃO FLUTUAÇÃO DO DEPÓSITO	110
--	-----

6.4. ANÁLISE DE ESFORÇOS	111
---------------------------------------	-----

6.5. DIMENSIONAMENTO	113
-----------------------------------	-----

6.5.1. LAJE DE FUNDO	114
----------------------------	-----

6.5.1.1. Verificação ao estado limite último	114
--	-----

6.5.1.2. Verificação ao estado limite de utilização	117
---	-----

6.5.2. LAJE DE COBERTURA	120
--------------------------------	-----

6.5.2.1. Verificação ao estado limite último	120
--	-----

6.5.2.2. Verificação ao estado limite de utilização	123
---	-----

6.5.3. PAREDE EM BETÃO ARMADO	124
-------------------------------------	-----

6.5.3.1. Verificação ao estado limite último	124
--	-----

6.5.3.2. Verificação ao estado limite de utilização	127
---	-----

6.5.4. PAREDE EM BETÃO PRÉ-ESFORÇADO.....	132
---	-----

6.5.4.1. Armaduras de pré-esforço.....	132
--	-----

6.5.4.2. Verificação ao estado limite último	134
--	-----

6.5.4.3. Verificação ao estado limite de utilização	137
---	-----

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

141

7.1. CONCLUSÕES	141
------------------------------	-----

7.1.1. ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS AO PROJECTO DE DEPÓSITOS.....	142
--	-----

7.1.2. PATOLOGIAS	142
-------------------------	-----

7.1.3. ANÁLISE ESTRUTURAL	142
---------------------------------	-----

7.1.4. APLICABILIDADE DO MODELO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE DEPÓSITOS CIRCULARES ...	143
--	-----

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	144
--	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
----------------------------------	-----

ANEXOS	149
---------------------	------------

ANEXO A.1 – PSEUDO-CÓDIGO DOS ALGORITMOS DE ADAPTAÇÃO DO MODELO SIMPLIFICADO (MS) AO PROGRAMA <i>PAC-PÓRTICOS</i>	151
--	------------

ANEXO A.2 – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RESULTANTES DA ANÁLISE ESTRUTURAL DO MS ATRAVÉS DO <i>PAC-PÓRTICOS</i>	157
---	------------

ANEXO A.3 – EVOLUÇÃO DA RETRACÇÃO DO BETÃO DA PAREDE DO DA-1 NO PERÍODO DE UM ANO	187
--	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 – Depósito elevado situado na praça de Castilla, Madrid.....	4
Figura 1.2 – Vista aérea das infra-estruturas de uma ETAR	5
Figura 1.3 – Depósito pré-esforçado localizado no Terminal de Sines	6

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Efeitos da fendilhação na durabilidade (adaptado de Anchor (1992))	12
Figura 2.2 – Diagrama representativo do efeito de uma temperatura numa secção.....	20
Figura 2.3 – Distribuições de extensões admissíveis no estado limite último (adaptado de NP EN 1992-1-1 (2010)).....	25
Figura 2.4 – Valores recomendados pela EN 1992-3 (2005) para a abertura de fendas w_{k1}	28
Figura 2.5 – Parede de depósito restringida na base	30
Figura 2.6 – Diâmetro máximo dos varões para o controlo da fendilhação, em função da tensão nas armaduras (adaptado de EN 1992-3 (2005))	32
Figura 2.7 – Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação, em função da tensão nas armaduras (adaptado de EN 1992-3 (2005))	32
Figura 2.8 – Métodos para prevenir a flutuação (adaptado de Anchor (1992)): a) espessamento da laje de fundo do depósito; b) aumento do diâmetro da laje de fundo	32

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Permeabilidade do betão fendilhado: a) fendas que atravessam a espessura total da secção transversal; b) fendas que atravessam parte da espessura da secção transversal (adaptado de Camara (2009))	36
Figura 3.2 – Fendilhação na base da parede de um depósito circular devido às deformações impedidas pela laje de fundo: a) fissuras na face interior; b) fissura que atravessa a totalidade da espessura da parede.....	37
Figura 3.3 – Fendilhação da laje de fundo de um depósito circular	38
Figura 3.4 – Exemplo esquemático de fendilhação plástica na laje de fundo de um depósito	39
Figura 3.5 – Exemplo esquemático de fendilhação devida ao assentamento do betão fresco: a) fendilhação da laje de fundo de um depósito; b) fenda de assentamento ao longo de um varão	40
Figura 3.6 – Representação esquemática do solo de fundação de um depósito com elevado grau de heterogeneidade	41
Figura 3.7 – Exemplo de manchas de humidade localizadas em juntas de betonagem da parede de um depósito devido à fuga do líquido armazenado	42

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Exemplo dos métodos de criação automática da malha de elementos finitos do ROBOT: a) malha de elementos finitos criada pelo método de <i>Coons</i> ; b) malha de elementos finitos criada pelo método de <i>Delaunay</i>	50
Figura 4.2 – Vista aérea dos Digestores Anaeróbios em estudo.....	51
Figura 4.3 – Acesso à cobertura dos Digestores Anaeróbios.....	52
Figura 4.4 – Zona do DA-1 abaixo da cota da superfície do solo.....	53
Figura 4.5 – Geometria do DA-1: a) planta de fundo à cota +4m; b) corte A-A.....	54
Figura 4.6 – Identificação das espessuras da laje de fundo e parede do modelo do DA-1.....	56
Figura 4.7 – Malha de elementos finitos adoptada para o DA-1: a) cobertura; b) laje de fundo; c) parede exterior.....	57
Figura 4.8 – Modelos de cálculo associados às várias fases de betonagem do DA-1: a) modelo de cálculo relativo à 1ª fase; b) modelo de cálculo relativo à 3ª fase; c) modelo de cálculo relativo à 5ª fase; d) modelo de cálculo relativo à 7ª fase.....	60
Figura 4.9 – Convenção de esforços adoptada pelo programa ROBOT.....	61
Figura 4.10 – a) Cargas permanentes aplicadas ao DA-1; b) Deformação do DA-1 associada às cargas permanentes.....	62
Figura 4.11 – Esforços axiais no DA-1 devido às cargas permanentes: a) N_{xx} na laje de cobertura; b) N_{yy} na laje de cobertura; c) N_{xx} na laje de fundo; d) N_{yy} na laje de fundo; e) N_{xx} na parede; f) N_{yy} na parede.....	64
Figura 4.12 – Momentos flectores no DA-1 devido às cargas permanentes: a) M_{xx} na laje de cobertura; b) M_{yy} na laje de cobertura; c) M_{xx} na laje de fundo; d) M_{yy} na laje de fundo; e) M_{xx} na parede; f) M_{yy} na parede.....	65
Figura 4.13 – Esforços transversos no DA-1 devido às cargas permanentes: a) Q_{xx} na laje de cobertura; b) Q_{xx} na laje de fundo; c) Q_{yy} na parede.....	66
Figura 4.14 – a) Impulsos hidrostáticos interiores aplicados ao DA-1; b) Deformação do DA-1 associada aos impulsos hidrostáticos interiores.....	67
Figura 4.15 – Esforços axiais no DA-1 devido aos impulsos hidrostáticos interiores: a) N_{xx} na laje de fundo; b) N_{yy} na laje de fundo; c) N_{xx} na parede.....	68
Figura 4.16 – Momentos flectores no DA-1 devido aos impulsos hidrostáticos interiores: a) M_{xx} na laje de fundo; b) M_{yy} na laje de fundo; c) M_{xx} na parede; d) M_{yy} na parede.....	69
Figura 4.17 – Esforços transversos no DA-1 segundo a direcção Y devido aos impulsos hidrostáticos interiores.....	70
Figura 4.18 – a) Impulsos de terras e águas exteriores aplicados ao DA-1; b) Deformação do DA-1 associada aos impulsos de terras e águas exteriores.....	71
Figura 4.19 – Esforços axiais no DA-1 devido aos impulsos de terras e águas exteriores: a) N_{xx} na laje de fundo; b) N_{yy} na laje de fundo; c) N_{xx} na parede.....	72
Figura 4.20 – Momentos flectores no DA-1 segundo a direcção Y devido aos impulsos de terras e águas exteriores.....	73

Figura 4.21 – Esforços transversos no DA-1 segundo a direcção Y devido aos impulsos de terras e águas exteriores	73
Figura 4.22 – a) Sobrecarga aplicada na cobertura do DA-1; b) Deformação do DA-1 associada à sobrecarga na cobertura	74
Figura 4.23 – Esforços axiais no DA-1 devido à sobrecarga na cobertura: a) N_{xx} na laje de cobertura; b) N_{yy} na laje de cobertura; c) N_{xx} na parede.....	75
Figura 4.24 – Momentos flectores no DA-1 devido à sobrecarga na cobertura: a) M_{xx} na laje de cobertura; b) M_{yy} na laje de cobertura; c) M_{yy} na parede	76
Figura 4.25 – Esforços transversos no DA-1 devido à sobrecarga na cobertura: a) Q_{xx} na laje de cobertura; b) Q_{yy} na laje de cobertura.....	76
Figura 4.26 – Esforços no DA-1 devido à sobrecarga para impulso de terras: a) N_{xx} na parede; b) M_{yy} na parede; c) Q_{yy} na parede	77
Figura 4.27 – a) Variação de temperatura aplicada na laje de cobertura e na parede do DA-1; b) Deformação do DA-1 associada à variação da temperatura	78
Figura 4.28 – Esforços axiais no DA-1 devido à variação de temperatura: a) N_{xx} na laje de cobertura; b) N_{yy} na laje de cobertura; c) N_{xx} na laje de fundo; d) N_{yy} na laje de fundo; e) N_{xx} na parede	79
Figura 4.29 – Momentos flectores no DA-1 devido à variação de temperatura: a) M_{xx} na laje de fundo; b) M_{yy} na laje de fundo; c) M_{xx} na parede; d) M_{yy} na parede	80
Figura 4.30 – Esforços transversos no DA-1 segundo a direcção Y devido à variação de temperatura.....	81
Figura 4.31 – Esforços axiais nas paredes do DA-1 devido à retracção: a) 1ª fase de betonagem; b) 2ª fase de betonagem; c) 3ª fase de betonagem; d) 4ª fase de betonagem; e) 5ª fase de betonagem; f) 6ª fase de betonagem.....	82

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Exemplo de uma “fatia” do depósito considerada pelo MS	86
Figura 5.2 – Secção normal ao eixo longitudinal do depósito	87
Figura 5.3 – Secção transversal de um depósito circular e respectiva representação da parede em MS: a) parede de espessura variável; b) parede com troços de espessura constante.....	89
Figura 5.4 – Representação esquemática da laje de fundo de um depósito circular	90
Figura 5.5 – Casca cónica de revolução sujeita a um carregamento axissimétrico	90
Figura 5.6 – Exemplo de depósito sujeito ao impulso hidrostático	91
Figura 5.7 – Acção equivalente ao pré-esforço	92
Figura 5.8 – Menu de introdução de dados do programa <i>PAC-Pórticos</i>	93
Figura 5.9 – Indicação da posição do referencial cartesiano.....	95
Figura 5.10 – Interface gráfico do menu principal.....	99
Figura 5.11 – Menu geometria: a) depósitos com paredes de espessura variável; b) depósitos com troços de parede de espessura constante	100

Figura 5.12 – Menu propriedades dos materiais: a) separador do material “Concrete” (betão); b) separador do material “Steel” (aço); c) separador do material “Foundation parameters” (solo de fundação)	101
Figura 5.13 - Menu acções: a) separador da acção “Liquid” (Líquido armazenado); b) separador da acção “Earth” (Impulso de terras); c) separador da acção “Prestress” (Pré-esforço); d) separador da acção “Imposed Loads” (Sobrecargas)	102
Figura 5.14 – Comparação entre os esforços axiais de sentido circunferencial para o caso de parede simplesmente apoiada na base	104
Figura 5.15 – Comparação entre os momentos flectores para o caso de parede simplesmente apoiada na base	104
Figura 5.16 – Comparação entre os esforços transversos para o caso de parede simplesmente apoiada na base	105
Figura 5.17 – Comparação entre os esforços axiais de sentido circunferencial para o caso de parede encastrada na base	105
Figura 5.18 – Comparação entre os momentos flectores para o caso de parede encastrada na base	106
Figura 5.19 – Comparação entre os esforços transversos para o caso de parede encastrada na base	106
Figura 5.20 – Comparação entre os esforços axiais de sentido circunferencial para o caso de continuidade entre a parede e a laje de fundo	107
Figura 5.21 – Comparação entre os momentos flectores para o caso de continuidade entre a parede e a laje de fundo	107
Figura 5.22 – Comparação entre os esforços transversos para o caso de continuidade entre a parede e a laje de fundo	108

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 – MS do DA-1 modelado no programa PAC-Pórticos.....	110
Figura 6.2 – Evolução da retracção do betão da parede do DA-1 no período de um ano	131
Figura 6.3 – Diagrama do esforço axial verificado na parede do DA-1 referente à combinação de acções ELS-1	133

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

CAPÍTULO 1

Quadro 1.1 – Lista dos primeiros depósitos circulares de grandes dimensões (adaptado de Long (2004))	2
--	---

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Classes de exposição (adaptado de NP EN 206-1 (2007))	11
Quadro 2.2 – Valores de recobrimentos mínimos (mm) relativos a elementos de betão armado (adaptado de NP EN 1992-1-1 (2010))	13
Quadro 2.3 – Sobrecargas e respectivos coeficientes de combinação	17
Quadro 2.4 – Classificação do depósito quanto à estanquidade (adaptado de EN 1992-3 (2005))	27

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 – Períodos de cura mínimos para as classes de exposição da NP EN 206-1 (2007) diferentes de X0 e XC1 (Adaptado de NP ENV 13670-1 (2007))	46
---	----

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Parâmetros da fundação elástica considerada na modelação do DA-1	55
Quadro 4.2 – Parâmetros geotécnicos do solo de aterro circundante	58

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 – Representação gráfica da matriz de armazenamento de nós	96
Quadro 5.2 – Representação gráfica da matriz de armazenamento de barras	96
Quadro 5.3 – Representação gráfica da matriz de armazenamento de secções	97
Quadro 5.4 - Representação gráfica da matriz de armazenamento das condições de apoio	97
Quadro 5.5 – Características geométricas do depósito considerado como exemplo comparativo	103

CAPÍTULO 6

Quadro 6.1 – Armaduras radiais a dispor na laje de fundo do DA-1 resultantes da verificação ao estado limite último	116
Quadro 6.2 – Verificação da resistência ao esforço transversal das secções da laje de fundo do DA-1	117
Quadro 6.3 – Controlo de fendilhação nas secções da laje de fundo do DA-1 sujeitas a esforços de flexão	119

Quadro 6.4 – Controlo de fendilhação na secção da laje de fundo do DA-1 sujeita a esforços axiais de tracção	120
Quadro 6.5 – Armaduras verticais a dispor na parede do DA-1 resultantes da verificação ao estado limite último	126
Quadro 6.7 – Verificação da resistência ao esforço transversal das secções da parede do DA-1	127
Quadro 6.8 - Controlo de fendilhação nas secções da parede do DA-1 sujeitas a esforços de flexão	129
Quadro 6.9 - Controlo de fendilhação na secção situada a 1,80 m da base da parede do DA-1.....	130
Quadro 6.10 – Controlo de fendilhação para a parede do DA-1.....	132
Quadro 6.11 – Soluções de armaduras de pré-esforço a dispor na parede do DA-1.....	134
Quadro 6.12 – Armaduras passivas a dispor na parede do DA-1	136
Quadro 6.13 – Valores médios das tensões nas armaduras de pré-esforço a dispor na parede do DA-1.....	139

ABREVIATURAS

DA	Digestor Anaeróbio
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
MEF	Método dos Elementos Finitos
MS	Modelo Simplificado
RCP	Restantes Cargas Permanentes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SÍMBOLOS

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A	Área
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{ct}	Área de betão traccionada
A_s	Área da secção de armadura para betão armado
A_{sl}	Área da armadura de tracção
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
D	Diâmetro do depósito
E	Módulo de elasticidade
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_d	Valor de cálculo do efeito das acções
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
I'_w	Impulsão no fundo do depósito
$I_{Qterras}$	Impulso de terras devido à sobrecarga no aterro circundante do depósito
K	Rigidez das molas
K_a	Coeficiente de impulso activo
L_{Pass}	Vão do passadiço
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal actuante (tracção ou compressão)
N_θ	Esforço normal na direcção circunferencial

P	Valor representativo de uma acção de pré-esforço
ΔP	Variação da pressão hidrostática ao longo da fenda
P_{Dep_Vazio}	Peso próprio total do depósito vazio
P_{Laje_cob}	Peso próprio da laje de cobertura
P_{Laje_fundo}	Peso próprio da laje de fundo
P_{Parede}	Peso próprio da parede
$P_{Passadiço}$	Peso próprio do passadiço
$Q_{k,1}$	Valor característico da acção variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da acção variável acompanhante i
R	Graus de liberdade de um nó correspondentes a rotações
R_{ax}	Factor que define o grau de restrição
ΔT	Variação da temperatura
U	Graus de liberdade de um nó correspondentes a deslocamentos
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente de elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transversal
$V_{Rd,máx}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo para elementos com armadura de esforço transversal
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente para elementos com armadura de esforço transversal
X, Y, Z	Coordenadas cartesianas

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

b, b_w	Largura total da secção transversal
Δc_{dev}	Recobrimento das armaduras relativo a uma margem de cálculo para tolerâncias de execução
c_{min}	Recobrimento mínimo das armaduras
c_{nom}	Recobrimento nominal das armaduras
d	Altura útil de uma secção transversal
e	Espessura da parede do depósito
e_{Lastro}	Espessura do lastro
e_{Pass}	Espessura da laje do passadiço
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas

f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado
h	Altura total de uma secção transversal
h_{Liq}	Altura do líquido no interior do depósito
h_{solo}	Altura do solo relativamente à cota da base da parede do depósito
p	Carregamento axissimétrico
p_{Liq}	Pressão hidrostática interior
$\bar{q}$	Componente radial dos esforços circunferenciais na parede de um depósito
q_p	Carga equivalente ao pré-esforço
$q_{Qterras}$	Valor da sobrecarga no aterro circundante do depósito
q_{solo}	Pressão provocada pelo solo
r	Raio do depósito
$s_{r,máx}$	Distância máxima entre fendas
w	Deslocamento radial
w_k	Largura de fendas

LETRAS GREGAS

α	Coeficiente de dilatação térmica linear do betão
γ_{bet}	Peso volúmico do betão
γ_c	Coeficiente parcial relativo ao betão
γ_F	Coeficiente parcial relativo às acções, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões
γ_G	Coeficiente parcial relativo às acções permanentes, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões
γ_{Liq}	Peso volúmico do líquido armazenado
γ_s	Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou pré-esforçado
γ_{Solo}	Peso volúmico do solo
ϵ_{ca}	Extensão de retracção autógena
ϵ_{cd}	Extensão de retracção por secagem
ϵ_{cm}	Extensão média do betão entre fendas
ϵ_{cs}	Extensão total de retracção
ϵ_{cu}	Extensão última do betão à compressão

ε_{free}	Extensão livre de um elemento de betão
ε_{sm}	Extensão média da armadura
θ	Ângulo das escoras de betão comprimidas
λ	Largura de influência de um nó
μ	Valor reduzido do momento flector
ν	Valor reduzido do esforço normal resistente de cálculo
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ρ_l	Taxa de armaduras longitudinais
$\rho_{p,eff}$	Taxa de armadura efectiva, incluindo armaduras de pré-esforço
σ	Tensão
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço
σ_s	Valor da tensão na armadura
ϕ, ϕ_s	Diâmetro de um varão
ϕ'	Ângulo de atrito interno em tensões efectivas
φ	Ângulo
ψ_0	Coeficiente definindo valores representativos das acções variáveis para os valores de combinação
ψ_1	Coeficiente definindo valores representativos das acções variáveis para os valores frequentes
ψ_2	Coeficiente definindo valores representativos das acções variáveis para os valores quase-permanentes
ϖ	Percentagem mecânica de armadura

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO

A existência de depósitos de diversas dimensões e geometrias é uma realidade presente na paisagem industrial. Este tipo de estruturas veio possibilitar o armazenamento de uma vasta gama de produtos, entre os quais se podem destacar a água, o petróleo e o gás como sendo, os mais comuns.

Devido ao facto dos produtos a armazenar possuírem características diferentes, torna-se desejável que os depósitos apresentem uma geometria que se ajuste o mais possível à sua funcionalidade e às acções a que se encontram sujeitos, facilitando a transferência de cargas o mais directamente possível para a fundação e utilizando o menor número de elementos estruturais de modo a garantir um bom funcionamento mecânico, bem como um dimensionamento económico.

Contudo, será de salientar que existem diversas condicionantes que podem conduzir a uma geometria menos vantajosa do ponto de vista do funcionamento estrutural, estando estas relacionadas com as características do local onde a estrutura será implementada, com o *know-how* da entidade projectista e construtora, com os recursos financeiros disponíveis, entre outros aspectos. Estas condicionantes também influenciam o tipo de materiais a utilizar na construção destes órgãos. É prática comum a utilização de estruturas de betão armado ou pré-esforçado em depósitos de armazenamento de água, embora também se verifique a construção de depósitos em metal ou em materiais compósitos, entre outros.

A presente dissertação insere-se no âmbito do estudo de depósitos de geometria circular de grandes dimensões, isto é, cuja capacidade seja na ordem dos 5000 m³ ou superior, semi-enterrados ou apoiados no terreno, os quais são destinados a integrar infra-estruturas de armazenamento e tratamento de água, residual ou não (Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) e Estação de Tratamento de Águas (ETA)), construídos em betão armado ou pré-esforçado.

O estudo dos depósitos baseou-se na criação de modelos de análise estrutural, recorrendo quer a métodos de análise numérica correntes quer a métodos simplificados, e no levantamento de alguns dos problemas relacionados com as patologias estruturais que têm vindo a ser reportadas em estruturas já construídas.

A identificação e estudo de patologias teve como finalidade, o reconhecimento das causas que se encontram na sua origem, de modo a serem recomendadas as respectivas medidas preventivas quer em projecto, quer na construção destes elementos, não sendo abordado neste trabalho, o estudo da reabilitação e reforço dos depósitos já existentes.

As análises e o dimensionamento realizados no desenvolvimento da dissertação tiveram como principal propósito, a consideração do funcionamento da estrutura em estados limites últimos e estados limites de utilização, para acções externas de natureza estática e deformações impostas, baseados nos princípios dos eurocódigos estruturais e em recomendações referidas por outros regulamentos e autores. Sendo assim, será de referir que o estudo hidráulico e o estudo dinâmico deste tipo de estruturas, bem como a sua consideração no dimensionamento, não fazem parte do âmbito deste trabalho. Porém, compreende-se a importância de uma análise estrutural dinâmica que, dependendo da localização geográfica do depósito e da sua disposição altimétrica no terreno, poderá ser condicionante no dimensionamento de alguns elementos, atendendo ao facto de a acção sísmica ser, normalmente, a acção horizontal condicionante.

1.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Estudos realizados por arqueólogos e historiadores demonstram que os depósitos são estruturas já construídas pelo Homem desde há milhares de anos. Silva e Santos (2009) refere que na Ilha de Creta, Grécia, encontram-se inúmeros reservatórios (cisternas) construídos em rochas sãs desde meados do século 30 a.C., com a finalidade de aproveitar a água da chuva para consumo humano. Compreende-se que a necessidade de armazenamento não é um assunto referente apenas aos dias que decorrem, mas que tem preocupado o homem desde muito cedo.

Nos finais do séc. XIX, a indústria mundial deparou-se com um forte crescimento. Tal facto deu origem à necessidade do armazenamento de uma ampla gama de produtos como, por exemplo, líquidos, lamas, gases e sólidos granulares. Este fenómeno impulsionou a construção de depósitos de pequenas, médias e grandes dimensões, com o objectivo de armazenar os produtos associados ao funcionamento das respectivas indústrias.

Tal como referido em Long (2004), muitas das estruturas de armazenamento construídas neste período, correspondiam a depósitos cilíndricos de eixo vertical, os quais eram implantados sobre o solo. O mesmo autor menciona que os primeiros reservatórios construídos para a indústria petrolífera já apresentavam dimensões bastante respeitáveis, principalmente para aquela época, pois não existiam ferramentas para o cálculo e estudo do comportamento destas estruturas, nem as tecnologias construtivas existentes se encontravam tão desenvolvidas como actualmente. No Quadro 1.1 estão representados alguns exemplos dos referidos depósitos, com as respectivas dimensões.

Quadro 1.1 – Lista dos primeiros depósitos circulares de grandes dimensões (adaptado de Long (2004))

Ano Construção	Localização	Proprietário	Diâmetro [m]	Altura [m]
1896	Hull	Crichton's Oil	24	9
1897	Manchester	Lane and Macaudrew	24,5	11,5
1898	South Shields	Anglo Caucasian Oil	24,5	9
1898	Eccles	Anglo Caucasian Oil	26,5	11,5
1901	Thameshaven	Caucasian Petroleum	29	12
1902	London	A. Stuart	33,5	10
1902	Silvertown	J. Wilson	27,5	12

No decorrer do séc. XX, os depósitos foram assumindo uma importância cada vez maior para o funcionamento de várias indústrias. Devido ao facto de se inserirem em actividades diferentes, estas estruturas começaram a assumir características intrínsecas, permitindo, deste modo, que este tipo de órgãos se comesse a diferenciar em função de diversos factores.

De acordo com HUAM (2007), os reservatórios podem ser classificados segundo os seguintes aspectos:

- Função;
- Disposição altimétrica no terreno;
- Forma;
- Capacidade;
- Materiais construtivos utilizados.

Quanto à função, os depósitos podem ser distinguidos entre reservatórios de regularização, de distribuição, de reserva e de armazenamento de diversos produtos (líquidos, lamas, sólidos – normalmente designados por silos, entre outros).

No que respeita à posição destes órgãos relativamente ao terreno no local de implantação, estes podem ser divididos em quatro grupos:

- Enterrados;
- Semi-enterrados;
- Apoiados;
- Elevados.

A diferença entre cada grupo depende da sua disposição altimétrica no terreno. O primeiro caso, corresponde à situação de um reservatório totalmente enterrado, o segundo, à situação de apenas uma parte do reservatório ficar enterrada, enquanto que o terceiro grupo está associado aos reservatórios simplesmente apoiados no terreno. A situação de um reservatório cuja célula se encontra situada a uma cota superior à do terreno no local de implantação (Figura 1.1) corresponde ao quarto grupo.



Figura 1.1 – Depósito elevado situado na praça de Castilla, Madrid

A opção por cada uma das soluções referidas é ditada pelas condições topográficas, por necessidade de garantia de pressões na rede (no caso de reservatórios de distribuição), pelas características do local de construção e, também, por condições económicas. Em HUAM (2007) é referido que a solução de um reservatório simplesmente apoiado no solo será normalmente a solução que economicamente se torna mais aceitável embora, diversos factores possam levar a que outra solução se revele mais vantajosa.

Relativamente à forma dos depósitos, esta pode ser condicionada por razões estruturais e arquitectónicas. No caso de depósitos enterrados, semi-enterrados e até apoiados, a primeira condição é preponderante, já a segunda condição se torna mais importante nos depósitos apoiados e elevados.

Não considerando as condições atrás salientadas, em HUAM (2007) é referido que a forma mais económica para um depósito é aquela que conduzir a menor comprimento de parede. Na generalidade, as formas mais usuais são a circular, a elíptica, a quadrada e a rectangular.

Contudo, compreende-se que sempre que o aspecto arquitectónico seja relevante, o aspecto estrutural e de forma pode ser parcialmente posto de lado, surgindo, por vezes, reservatórios com formas que procuram enquadrar-se o melhor possível no ambiente que os rodeia.

Outro parâmetro diferenciador destes órgãos é o modo de encerramento. No caso de depósitos totalmente enterrados, naturalmente que o modo de encerramento destes é uma cobertura. Noutros casos, como, por exemplo, os reactores biológicos ou decantadores secundários inseridos em ETAR, o seu modo de encerramento poderá ser não coberto, como ilustra a Figura 1.2.



Figura 1.2 – Vista aérea das infra-estruturas de uma ETAR

Em função da actividade em que se encontram inseridos e da finalidade destes órgãos, os depósitos podem assumir dimensões diversas. No caso de uma ETAR que recebe o efluente de vários núcleos urbanos ou de uma grande cidade, é evidente que os órgãos que a constituem deverão possuir uma capacidade maior que no caso de uma pequena ETAR que recebe o efluente de um reduzido aglomerado populacional.

Assim, os depósitos podem ser distinguidos consoante a sua capacidade, como sendo de pequenas, médias e grandes dimensões. Como parâmetros desta classificação, pode-se tomar como referência os valores apresentados no Decreto Regulamentar nº23/95 (DR 23/95 (1995)), os quais são os seguintes:

- Pequenas dimensões: Capacidade $< 500 \text{ m}^3$;
- Médias dimensões: $500 \text{ m}^3 \leq \text{Capacidade} \leq 5000 \text{ m}^3$;
- Grandes dimensões: Capacidade $> 5000 \text{ m}^3$.

Os materiais construtivos mais utilizados em depósitos destinados ao armazenamento de água são o betão armado ou pré-esforçado, o aço e a alvenaria. A utilização dos vários tipos de materiais difere, normalmente, por razões de ordem económica associadas ao processo construtivo mais indicado a cada tipo de capacidade.

Em HUAM (2007) é mencionado que, de um modo geral, para um depósito cuja capacidade seja inferior a 75 m^3 , a forma mais adequada será, em princípio, a rectangular ou quadrangular e, neste caso, o material mais indicado, possivelmente, será a alvenaria de pedra ou tijolo. Já num depósito de maior capacidade será o betão o material mais apropriado. Será de referir, contudo, que estas referências são apenas indicativas, podendo no entanto depender de outros factores como o *know-how* das entidades construtoras e projectistas, por exemplo.

Outros materiais, como por exemplo os materiais compósitos, são normalmente mais utilizados na construção de depósitos para o armazenamento de produtos petrolíferos, tendo a sua aplicação

aumentando nos últimos anos devido à inovação e desenvolvimento deste tipo de materiais, os quais apresentam características interessantes do ponto de vista mecânico, químico e térmico.

O grande avanço na área da engenharia que se verificou no séc. XX, também trouxe algumas inovações para o projecto e construção de depósitos. Uma das principais inovações que teve uma grande influência neste tipo de órgãos foi a tecnologia do pré-esforço.

O pré-esforço veio possibilitar que os depósitos pudessem assumir dimensões consideráveis, principalmente em altura, possibilitando a estas estruturas uma melhoria do comportamento em serviço e uma diminuição da área de armaduras passivas.

Este sistema consiste na aplicação de armaduras constituídas por aço de alta resistência, as quais são dispostas de uma forma circunferencial. Os depósitos pré-esforçados são dotados de um mecanismo de ancoragens para as armaduras, o qual se pode localizar em nervuras verticais situadas na parede destes órgãos. A Figura 1.3 representa um pormenor de uma zona de ancoragens de um depósito circular pré-esforçado, onde se pode observar a nervura vertical onde estas se localizam.



Figura 1.3 – Depósito pré-esforçado localizado no Terminal de Sines

1.3. OBJECTIVOS E DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO

De acordo com Anchor (1992), o betão é o material mais económico para a construção de depósitos de água. Quando este é bem projectado e aplicado, proporciona a estas estruturas uma longa vida útil com baixos custos de manutenção.

Devido à finalidade deste tipo de órgãos ser o armazenamento de água e ao facto de serem idealizados para um tempo médio de vida útil de 50 anos, o seu desempenho estrutural é um assunto de extrema importância, devendo ser bem estudado e considerado no dimensionamento pois, caso contrário, a estanquidade e, por sua vez, a durabilidade da estrutura estarão em causa.

A insuficiência de critérios práticos e fiáveis para o projecto e construção deste tipo de estruturas tem-se reflectido num funcionamento estrutural inadequado, ao qual está associado o aparecimento de patologias estruturais que, em certos casos, se manifestam logo nos primeiros anos de exploração, conduzindo a custos de manutenção superiores aos estimados.

Pretendeu-se com a presente dissertação, o desenvolvimento de um estudo na área do projecto de depósitos circulares de grandes dimensões em betão armado e pré-esforçado, tendo como finalidade, a análise do funcionamento estrutural destes órgãos, bem como dos seus principais problemas, com vista a obter indicações parametrizadas que facilitem o seu pré-dimensionamento em fase de concurso.

A análise do funcionamento estrutural dos depósitos circulares, os quais podem ser encarados como estruturas especiais, consistiu na elaboração de modelos de cálculo e dimensionamento correntes, baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), e de modelos simplificados, baseados em elementos de barra. Esta análise teve como principal objectivo, a validação de métodos simplificados atendendo às especificidades deste tipo de estruturas e ao modo como são habitualmente construídas. Nesta análise, também se pretendeu considerar os factores que estão na origem do aparecimento de patologias estruturais. Para isso, foi feito um levantamento de informação relativa a esta área, através da observação de patologias identificadas em obras já construídas.

Os modelos de análise baseados no MEF foram criados com recurso ao programa de cálculo automático comercial *Autodesk Robot Structural Analysis*. Quanto aos modelos simplificados de análise de depósitos circulares, procedeu-se à elaboração de algoritmos para a criação de uma ferramenta informática de apoio ao programa de cálculo automático de estruturas baseado em pórticos planos, *PAC-Pórticos*, cujo objectivo é permitir a introdução dos dados gerais de um depósito (geometria e materiais), de modo a criar um ficheiro (a ser lido pelo programa *PAC-Pórticos*) que defina de forma automática o modelo simplificado e respectivas acções.

As metodologias de análise realizadas no desenvolvimento desta dissertação foram aplicadas a projectos de depósitos circulares de grandes dimensões realizados pela empresa *Newton C – Consultores de Engenharia, Lda.*, a qual disponibilizou todos os elementos relativos a estes órgãos. O depósito estudado insere-se numa ETAR localizada no distrito do Porto.

Estes objectivos foram desenvolvidos em sete capítulos, os quais constituem a presente dissertação. Nos seguintes parágrafos é feita uma descrição sumária de cada um.

No Capítulo 1 é feito o enquadramento do tema do trabalho, quer a nível histórico, quer a nível do âmbito em que este se insere, e são descritos, de uma forma geral, os objectivos e o conteúdo dos capítulos que constituem a dissertação.

No Capítulo 2 são mencionados os aspectos regulamentares mais importantes para o projecto de estruturas de betão destinadas ao armazenamento de líquidos, nomeadamente referentes ao tipo de materiais utilizados, às acções e combinações de acções a considerar e às verificações de segurança, tendo por base os eurocódigos estruturais, e são descritas algumas recomendações fundamentadas por outros regulamentos e autores.

No Capítulo 3 é abordada a temática de patologias estruturais em depósitos circulares. É feito um levantamento de vários casos em que este tipo de problemas ocorreu, bem como a interpretação dos aspectos relacionados com a sua origem. São propostas medidas preventivas quer em fase de projecto, quer em fase de construção destes órgãos, de modo a minimizar ou até mesmo eliminar o aparecimento destes problemas.

No Capítulo 4 é feita uma análise de um exemplo prático de um depósito circular de grandes dimensões, recorrendo ao MEF. O depósito em causa trata-se de um Digestor Anaeróbio inserido

numa ETAR do distrito do Porto. Nesta análise, foi desenvolvido um modelo da estrutura com o recurso ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis*, o qual é composto por elementos de casca.

No Capítulo 5 é apresentado um estudo de um modelo de análise simplificado para estruturas circulares de armazenamento de líquidos. Este modelo é basicamente constituído por elementos de barra e apoios (elásticos e rígidos), representando, de modo mais próximo possível, uma “fatia” do depósito faixa de parede paralela ao eixo longitudinal do depósito.

Neste capítulo, é também apresentada a criação de uma aplicação informática de apoio à entrada de dados no programa de cálculo *PAC-Pórticos*, a qual permite, através da introdução de informação relativa à geometria de um depósito circular, bem como das características dos materiais associados a este, a criação de um ficheiro compatível com o programa. Assim, quando este ficheiro é lido pelo *PAC-Pórticos*, define de uma forma automática e instantânea, o modelo simplificado da estrutura, pronto para a realização de uma análise do respectivo elemento.

No Capítulo 6 é exposto o dimensionamento de um caso prático. O caso abordado é relativo ao Digestor Anaeróbio analisado no Capítulo 4. A análise dos esforços deste órgão foi feita com o recurso à ferramenta de apoio ao programa *PAC-Pórticos* apresentada no Capítulo 5 do presente trabalho, sendo o dimensionamento realizado com base nos princípios descritos no Capítulo 2, atendendo às indicações referidas no Capítulo 3.

O Capítulo 7 encerra a presente dissertação com a apresentação das conclusões finais onde se apontam algumas perspectivas para o seu desenvolvimento futuro.

2

ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS AO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM BETÃO DESTINADAS AO ARMAZENAMENTO DE LÍQUIDOS

2.1. INTRODUÇÃO

Grande parte dos projectos de estruturas em betão destinadas à retenção de líquidos elaborados em Portugal nos últimos anos, têm sido desenvolvidos com o recurso à regulamentação nacional existente para o projecto de estruturas de betão armado e para definição de acções, nomeadamente o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP (1983)) e o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA (1983)), a qual está essencialmente vocacionada para estruturas de edifícios, abordando, no entanto, alguns aspectos relacionados com outro tipo de estruturas, como, por exemplo, as pontes.

Visto que os depósitos circulares são estruturas cuja geometria, comportamento estrutural, tipo de acções e condições de serviço são específicas deste tipo de estruturas, a aplicação dos regulamentos de carácter generalista, pode conduzir a algum desfasamento ao âmbito do projecto destes órgãos. O aparecimento de avarias neste tipo de construções, como por exemplo, a fissuração, cujo controlo neste tipo de estruturas é normalmente mais rigoroso e condicionante, denota algumas falhas que poderão existir ao nível da construção, do projecto ou mesmo da falta de aplicação de legislação específica. Assim, verifica-se que o projecto das estruturas de retenção de líquidos, principalmente as de geometria circular, deverá ter em conta legislação e conhecimentos específicos destas estruturas especiais.

Os eurocódigos estruturais vieram colmatar esta lacuna, abordando regras específicas para o projecto de depósitos e definindo quais as acções que deverão ser consideradas no seu dimensionamento.

Por outro lado, a durabilidade das estruturas é um dos aspectos a considerar na fase de projecto, pelo que a classificação das acções ambientais a que estas estarão expostas, bem como a escolha dos materiais e do recobrimento das armaduras a utilizar na construção, se tornam essenciais para a garantia do tempo de vida útil pretendido.

Neste capítulo são sistematizados os principais aspectos a ter em conta no dimensionamento de depósitos circulares em betão armado, quer previstos nos eurocódigos estruturais, quer sugeridos por outras normas e autores, nomeadamente no que se refere à garantia de durabilidade e características dos materiais utilizados (2.2), à quantificação das acções a considerar nestas estruturas, com particular

ênfase para a determinação dos efeitos das acções de natureza estática, bem como à forma como deverão ser combinadas (2.3) e às verificações de segurança a efectuar tendo em conta os critérios relacionados com a segurança estrutural e condições de utilização (2.4).

2.2. DURABILIDADE E MATERIAIS

O material utilizado para a construção dos depósitos circulares que são objecto de estudo do presente trabalho, é o betão armado ou pré-esforçado. Estas estruturas, ao longo da sua vida, estão expostas a ambientes agressivos devido ao contacto com o solo, com as águas exteriores e com os produtos armazenados. Sendo o betão armado um material vulnerável às agressões do meio onde se encontra, a escolha das características do betão a utilizar, bem como o controlo da sua qualidade e fabrico são fundamentais para que este proporcione uma longa vida à estrutura.

De acordo com a NP EN 1990 (2009), a vida útil definida para este tipo de estruturas é de 50 anos, correspondendo à Classe Estrutural 4. Assim sendo, pretende-se que durante o seu período de utilização, atendendo às condições ambientais e de funcionamento previstas, a estrutura não necessite de intervenções a nível de manutenção e de reparações, para além das inicialmente estipuladas.

2.2.1. ASPECTOS GERAIS DE DURABILIDADE

Relativamente ao conceito de durabilidade de uma estrutura, pode-se referir que a sua deterioração não deverá reduzir o seu desempenho ao longo da vida útil abaixo do prescrito, tendo em conta as acções ambientais e o nível de manutenção previsto, sendo que aquelas acções devem ser identificadas na fase de projecto de modo a estimar a durabilidade da estrutura e avaliar o grau de deterioração (NP EN 1990 (2009)).

Os requisitos de durabilidade devem ser considerados (NP EN 1992-1-1 (2010)):

- Na concepção estrutural;
- Na selecção dos materiais;
- Nos pormenores construtivos;
- Na execução;
- No controlo da qualidade;
- Nas inspecções;
- Nas verificações;
- Em disposições particulares (por exemplo, utilização de revestimentos, protecção catódica, etc.).

A durabilidade não é uma característica intrínseca do material, pois está dependente das condições ambientais, as quais são influenciadas pelo meio onde a estrutura se encontra. É fundamental que a identificação das acções ambientais seja desenvolvida na fase de projecto, em particular quanto aos seus valores característicos, como são, por exemplo, os da agressividade química das águas de contacto com as estruturas de betão armado, e que seja verificado se o efeito de “lixiviação” e/ou ataque químico são ou não severos. Haverá também que diferenciar a capacidade incrustante que as águas em contacto têm ou não nos betões e se essa diferenciação exige que sejam tomadas medidas de minimização contra os riscos de perda de resistência ou capacidade de passivação das armaduras (Camelo (2011)).

A NP EN 206-1 (2007) define os vários tipos de exposições ambientais a que uma estrutura poderá estar sujeita. O Quadro 1 desta norma estabelece a classificação da exposição das estruturas em função

das suas condições ambientais. Esta classificação tem em consideração os dois principais tipos de ataque ao betão armado ou pré-esforçado:

- O ataque sobre o betão (ataque pelo gelo-degelo ou ataque químico);
- O ataque sobre as armaduras ou outros materiais embebidos (corrosão induzida por carbonatação ou por iões de cloreto).

No caso dos depósitos destinados ao armazenamento de efluentes, estes enquadram-se nas classes de exposição ambiental do tipo XA, as quais estão associadas a betões expostos a ataques químicos provenientes de solos naturais e de águas agressivas. Para o estudo do depósito realizado no presente trabalho, a classe de exposição ambiental considerada corresponde à Classe XA2 (NP EN 206-1 (2007)), assumindo que o efluente armazenado apresenta características químicas que correspondem aos exemplos referidos no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Classes de exposição XA (adaptado de NP EN 206-1 (2007))

Classe	Ambiente	Exemplos
XA1	Ligeiramente agressivo	Elementos de betão em contacto com águas com as seguintes características químicas:
		▪ $\text{SO}_4^{2-} \geq 200$ e ≤ 600 (mg/l); ▪ $\text{pH} \geq 5,5$ e $\leq 6,5$; ▪ CO_2 agressivo ≥ 15 e ≤ 40 (mg/l); ▪ $\text{NH}_4^+ \geq 15$ e ≤ 30 (mg/l); ▪ $\text{Mg}^{2+} \geq 300$ e ≤ 1000 (mg/l).
XA2	Moderadamente agressivo	Elementos de betão em contacto com águas com as seguintes características químicas:
		▪ $\text{SO}_4^{2-} > 600$ e ≤ 3000 (mg/l); ▪ $\text{pH} \geq 4,5$ e $< 5,5$; ▪ CO_2 agressivo > 40 e ≤ 100 (mg/l); ▪ $\text{NH}_4^+ > 30$ e ≤ 60 (mg/l); ▪ $\text{Mg}^{2+} > 1000$ e ≤ 3000 (mg/l).
XA3	Fortemente agressivo	Elementos de betão em contacto com águas com as seguintes características químicas:
		▪ $\text{SO}_4^{2-} > 3000$ e ≤ 6000 (mg/l); ▪ $\text{pH} \geq 4,0$ e $< 4,5$; ▪ CO_2 agressivo > 100 até à saturação; ▪ $\text{NH}_4^+ > 60$ e ≤ 100 (mg/l); ▪ $\text{Mg}^{2+} > 3000$ até à saturação (mg/l).

Como é conhecido nas estruturas de betão armado, quando as condições de exposição se revelam severas, devem de ser tomadas precauções de modo a garantir que a humidade e o ar não provoquem a carbonatação nas camadas superficiais do betão pois, caso contrário, as armaduras seriam desprotegidas provocando a sua corrosão, bem como o destacamento do betão de recobrimento destas.

De modo a evitar que os agentes agressivos do meio ambiente actuem sobre a armadura, é necessário providenciar um recobrimento eficaz para esta, o qual não deverá ser inferior a 40 mm (BS 8007 (1987)), visando a protecção contra a corrosão. Para isso, é importante garantir que seja utilizado na construção de depósitos, um betão compacto, ou seja, de baixa porosidade, e também assegurar um controlo cuidadoso da fendilhação pois, caso contrário, as fendas serão uma “porta aberta” para a entrada de agentes agressivos, o que colocará em causa a durabilidade da estrutura (Figura 2.1). Especial atenção deve ser dada ao controlo de cofragem e cura do betão para que estes não influenciem a impermeabilidade das camadas superficiais.

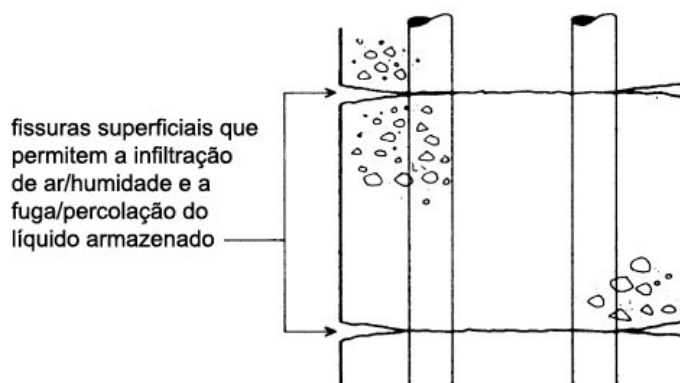


Figura 2.1 – Efeitos da fendilhação na durabilidade (adaptado de Anchor (1992))

De acordo com a norma NP EN 1992-1-1 (2010), o recobrimento nominal das armaduras (c_{nom}) a adoptar nas estruturas de betão armado é definido por um recobrimento mínimo (c_{min}) ao qual é somada uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução (Δc_{dev}) (Expressão 2.1).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.1)$$

(Nota: O valor recomendado para Δc_{dev} é 10 mm)

Atendendo ao facto de este tipo de depósitos se encontrar exposto a ambientes agressivos, o valor do recobrimento mínimo será condicionado pelas condições ambientais. O valor do recobrimento mínimo relativo a estas condições para armaduras de betão armado pode ser consultado no Quadro 2.2, em função da classe estrutural e da classe de exposição das estruturas.

Quadro 2.2 – Valores de recobrimentos mínimos (mm) relativos a elementos de betão armado (adaptado de NP EN 1992-1-1 (2010))

Classe estrutural	Classe de exposição ambiental						
	X0	XC1	XC2/3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
1	10	10	10	15	20	25	30
2	10	10	15	20	25	30	35
3	10	10	20	25	30	35	40
4	10	15	25	30	35	40	45
5	15	20	30	35	40	45	50
6	20	25	35	40	45	50	55

Embora o Quadro 2.2 não refira recobrimentos mínimos para as classes de exposição ambiental relativas ao ataque químico (Classes XA), a norma NP EN 1992-1-1 (2010) indica que, para estas classes, a adopção de um recobrimento definido neste quadro será normalmente suficiente. Deste modo, a classe de exposição ambiental a ter como referência na consulta do Quadro 2.2 poderá corresponder à classe mais desfavorável (XD3/XS3).

Quanto à classe estrutural do órgão em estudo neste trabalho, a qual é necessária para a escolha do valor do recobrimento nominal a considerar, corresponde à classe estrutural S3. Esta classe foi determinada de acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010), a qual prevê a redução de uma classe à classe recomendada para estruturas cujo tempo de vida útil de projecto é de 50 anos (Classe S4), desde que haja uma garantia especial de controlo da qualidade de produção do betão, o que se verifica no caso dos depósitos, visto que a norma NP ENV 13670-1 (2007) refere que estas estruturas pertencem à classe de inspecção 3, para a qual, a certificação do controlo da produção é obrigatória.

Assim, o valor do recobrimento nominal das armaduras a considerar no estudo do depósito realizado no presente trabalho, é calculado na Expressão 2.2, atendendo à Expressão 2.1 e ao valor do recobrimento mínimo consultado no Quadro 2.2 para uma classe estrutural S3 e uma classe de exposição ambiental XD3/XS3.

$$c_{nom} = 40 + 10 = 50 \text{ mm} \quad (2.2)$$

2.2.2. BETÃO

Embora o estudo da especificação e composição detalhada do betão se afaste do âmbito deste trabalho, é conveniente apresentar algumas indicações a ter em conta no projecto de depósitos.

Na generalidade dos casos, o cimento *Portland* normal é o mais utilizado na construção de estruturas de retenção de líquidos. O recurso a cimentos de endurecimento rápido deve ser evitado pois, o facto de estes atingirem uma temperatura elevada durante o processo de cura, aumenta a tendência para a abertura de fendas devido à retracção térmica.

Quanto à dimensão máxima dos agregados a utilizar no fabrico do betão, esta deve ser escolhida em função da espessura do respectivo elemento estrutural. Anchor (1992) propõe que, para elementos de

espessura entre 300 mm e 400 mm, a dimensão máxima de agregados a utilizar seja na ordem dos 20 mm. O mesmo autor refere que para elementos de grandes espessuras, a dimensão de 40 mm deve ser utilizada. A aplicação de agregados com dimensões elevadas resulta na redução da quantidade de cimento no betão, o que se torna desejável neste tipo de estruturas pois diminui o efeito da retracção.

Outro factor importante a ter em consideração na composição do betão destinado à construção destes órgãos é a relação água/cimento. Nestas estruturas, visto que se pretende um nível muito baixo de porosidade do betão, ou seja, um betão muito compacto, a razão água/cimento deve ser baixa. De acordo com BS 8007 (1987), o limite máximo da razão água/cimento a utilizar em estruturas de retenção de líquidos é de 0,55, sendo que 0,50 representa um valor razoável. O valor máximo desta razão pode ser consultado na especificação LNEC E464 (2007) em função da classe de exposição da estrutura e do tipo de cimento utilizado, a qual, para a classe de exposição ambiental XA2, não deverá ser superior a 0,50.

No que respeita à classe de resistência do betão a utilizar na construção de depósitos, é recomendável que esta, de acordo com Anchor (1992) e BS 8007 (1987), não seja inferior à classe C35/45.

Contudo, relativamente à especificação e produção do betão, a norma NP EN 206-1 (2007) deve ser aplicada sugerindo-se, também, a consulta da especificação LNEC E464 (2007).

Para efeitos do estudo destes órgãos, o betão considerado corresponde à classe C35/45, a qual corresponde à classe mínima exigida pela especificação LNEC E464 (2007) para a classe de exposição ambiental XA2, constituído por um cimento de classe de resistência CEM 42,5N.

2.2.3. ARMADURA DE REFORÇO

Os varões de aço considerados para o estudo do depósito abordado na presente dissertação, correspondem a varões nervurados da classe A500.

Embora, na generalidade dos elementos estruturais dos depósitos, o controlo da abertura de fendas exija uma tensão na armadura em serviço relativamente reduzida (normalmente na ordem dos 140 a 200 MPa), é possível tirar partido da maior resistência deste aço em elementos cujo dimensionamento é condicionado pelo cálculo à rotura (por exemplo, elementos sujeitos a esforços de corte), o que torna o seu emprego vantajoso, atendendo aos actuais preços de mercado.

2.2.4. ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço normalmente aplicado nos depósitos circulares é feito com o recurso a mono-cordões. No presente trabalho, foram considerados mono-cordões de 0,6" com área de 1,40 cm², cujo valor característico de tensão de rotura à tracção é de 1860 MPa e classe de relaxação equivalente à classe 2 definida na NP EN 1992-1-1 (2010), ou seja, com uma perda por relaxação de 2,5 % às 1000 h.

2.3. ACÇÕES E COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Para o estudo do comportamento de uma estrutura, é essencial identificar quais as acções que a poderão solicitar. Para isso, torna-se necessário conhecer qual a sua utilização futura, bem como a sua localização geográfica e respectivas condições de implantação.

No desenvolvimento deste trabalho, recorreu-se à mais recente regulamentação relacionada com as bases para o projecto estrutural de obras de engenharia civil e com a definição das acções a considerar

nas estruturas, nomeadamente a NP EN 1990 (2009) e a NP EN 1991-1-1 (2009). Visto que a presente dissertação se insere no âmbito do estudo de depósitos circulares destinados ao armazenamento de fluidos, designadamente água, efluente e lamas, deu-se principal ênfase à parte 4 da EN 1991-4 (2006) a qual, define os princípios gerais e as acções a considerar no projecto de estruturas destinadas ao armazenamento de sólidos (silos) e ao armazenamento de fluidos.

A correcta definição e quantificação das acções que actuam numa estrutura serve de base para a avaliação das características da resposta estrutural que permitem a realização de um dimensionamento optimizado dos seus elementos, de modo a que esta apresente um comportamento satisfatório. O facto de esta etapa da fase de projecto não ser bem abordada e estudada, pode conduzir a um sobredimensionamento ou mesmo a um subdimensionamento da estrutura, o qual leva à origem de problemas no seu funcionamento estrutural, podendo pôr em causa a sua estabilidade e segurança.

Para a definição das acções, é importante conhecer quais as suas características. Estas são classificadas de acordo com a sua variação no tempo, no espaço (fixas ou móveis), com a sua origem ou de acordo com a sua natureza (estáticas ou dinâmicas).

Quanto à classificação das acções de acordo com a sua variação no tempo, esta é feita da seguinte forma:

- Acções permanentes (G): peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos, entre outros;
- Acções variáveis (Q): sobrecargas em coberturas, em pavimentos e em vigas, acção do vento, acção da neve, entre outros;
- Acções de acidente (A): explosões e choques provocados por veículos, por exemplo.

Outras acções, como acções indirectas causadas por retracção e assentamentos diferenciais, acções provocadas pela água ou por terras (impulsos hidrostáticos e de terras) podem, de acordo com a NP EN 1990 (2009), ser classificadas como acções de carácter permanente. A mesma norma refere que as acções sísmicas e a acção da neve podem ser classificadas como acções acidentais, dependendo da localização da estrutura.

No que respeita à sua origem, as acções são classificadas como directas ou indirectas. As acções directas estão relacionadas com cargas aplicadas directamente à estrutura como, por exemplo, o seu peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas. Por outro lado, as acções indirectas provêm de deformações impostas à estrutura, resultantes de variações de temperatura, da retracção e fluência do betão e de assentamentos diferenciais.

A EN 1991-4 (2006) refere que devem de ser consideradas para o dimensionamento de depósitos, as seguintes acções:

- Cargas provenientes dos líquidos armazenados;
- Cargas resultantes de variações térmicas;
- Peso próprio dos elementos estruturais, dos revestimentos e isolamentos;
- Sobrecargas distribuídas e concentradas;
- Acção sísmica;
- Acção do vento;
- Acção da neve;
- Sucção devido à ventilação inadequada;
- Cargas provenientes das ligações de equipamentos e tubagens ao depósito;
- Cargas provenientes de assentamentos diferenciais;
- Acções acidentais.

Contudo, em concordância com Figueiras (1997), nas estruturas de betão, o efeito das acções indirectas é primordial. Nos depósitos circulares de betão armado, estas acções representam a solicitação principal a considerar no dimensionamento das armaduras de diversos elementos, principalmente no dimensionamento das armaduras circunferenciais das paredes do depósito.

Para efeito do estudo e dimensionamento realizados na presente dissertação, optou-se por não considerar o efeito das acções do vento e da neve, devido à localização e disposição dos órgãos abordados não serem propícias a magnitudes significativas deste tipo de solicitações. Porém, no projecto deste tipo de estruturas, o efeito destas acções não deve ser desprezado, principalmente quando se tratam de depósitos de alturas elevadas com grande exposição ao vento ou de depósitos com coberturas sujeitas à sobrecarga da neve.

No caso da acção sísmica, esta é caracterizada como sendo de natureza dinâmica. Quando ocorre um sismo, a resposta por parte do líquido contido num depósito depende da interacção entre as características dinâmicas do movimento do solo, do líquido e do depósito. Esta resposta vai originar pressões tanto ao nível das paredes da estrutura como no fundo, causando um momento derrubador e corte basal. Estes dois esforços são muito importantes no dimensionamento de depósitos sob acção sísmica, existindo, por isso, vários métodos para o quantificar. Visto que este tema se afasta do âmbito deste trabalho, a acção sísmica também não foi considerada no estudo dos depósitos, pelo qual se sugere o estudo do comportamento dinâmico destes órgãos no desenvolvimento de futuros trabalhos.

De modo a ser feita uma consideração ponderada da actuação das várias acções sobre a estrutura, são realizadas várias combinações de acções cuja actuação simultânea seja verosímil e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

De seguida, é realizada uma descrição pormenorizada das principais acções a considerar no projecto de estruturas de retenção de líquidos.

2.3.1. ACÇÕES PERMANENTES E SOBRECARGAS

As acções permanentes a considerar no dimensionamento de depósitos são, tal como referido anteriormente, aquelas que resultam do peso próprio de todos os elementos que constituem a estrutura ou que se encontram permanentemente anexados a esta, como por exemplo os equipamentos fixos, bem como as restantes cargas permanentes (revestimentos, enchimentos, cargas suspensas). Para efeitos do cálculo do peso próprio dos elementos de betão armado, o peso volúmico considerado foi de 25,00 kN/m³.

Quanto às sobrecargas, estas devem de ser consideradas em todos os elementos susceptíveis de as receber, quer em fase construtiva, quer em fase de utilização, das quais são exemplos as coberturas, os pavimentos ou passadiços. A cobertura do Digestor Anaeróbio da ETAR estudada foi considerada como cobertura acessível (classificada como cobertura de Categoria I de acordo com o Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1 (2009)), admitindo que a utilização a que será sujeita se identifica com a definida para a Categoria A (ver Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1 (2009)). Nos locais de acesso aos diversos órgãos, foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída para efeito de cálculo da acção do impulso de terras sobre as paredes, para ter em conta, por exemplo, cargas de materiais usados na obra, cargas associadas à compactação do aterro circundante e cargas de tráfego nas imediações dos órgãos, quer em fase de construção, quer em fase de utilização (BS8007 (1987)).

Os coeficientes de combinação adoptados, correspondem aos valores propostos pelo Quadro A1.1 da NP EN 1990 (2009), optando-se, para o caso da sobrecarga nos locais de acesso, por considerar os

mesmos coeficientes de combinação propostos para as sobrecargas de Categoria G (ver Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1 (2009)) relativas à circulação de veículos médios.

No Quadro 2.3 é feito um resumo das sobrecargas actuantes nos órgãos em estudo, apresentando os respectivos valores e coeficientes de combinação regulamentares.

Quadro 2.3 – Sobrecargas e respectivos coeficientes de combinação

Sobrecarga	Q [kN/m ²]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Coberturas	2,00	0	0	0
Acessos ⁽¹⁾	10,00	0,7	0,5	0,3

⁽¹⁾ Sobrecarga nos acessos para efeitos de cálculo do impulso de terras

2.3.2. IMPULSOS HIDROSTÁTICOS

Os depósitos estão sujeitos a carregamentos devido à pressão do fluido armazenado. Para esta acção, consideraram-se os impulsos hidrostáticos e o peso do fluido contido no órgão, tendo em conta a cota máxima de enchimento prevista, cujos valores foram obtidos através da Expressão 2.3. Atendendo ao tipo de fluidos que estas estruturas armazenam, o peso volúmico considerado (γ_{Liq}) foi de 11,00 kN/m³.

$$p_{Liq} = \gamma_{Liq} \times h_{Liq} \quad (2.3)$$

Tal como referido anteriormente, a NP EN 1990 (2009) permite considerar esta acção como permanente para efeito do cálculo das combinações de acções, visto que se trata de uma acção de longa duração. Contudo, a EN 1991-4 (2006) refere que a análise de esforços na estrutura deve ser realizada para as seguintes situações:

- Situação depósito cheio (nível máximo operacional);
- Situação depósito vazio.

Quanto ao factor parcial de majoração relativo à acção do líquido armazenado, a EN 1991-4 (2006) recomenda no seu Anexo B que seja utilizado o valor de 1,20.

A acção da água exterior, proveniente das águas freáticas ou das águas de cheia, também deve de ser tida em conta, pelo que é necessário saber qual a posição frequente do nível freático, bem como informação sobre a cota máxima de cheia. Para efeitos do cálculo do valor desta acção, utilizou-se a Expressão 2.3, admitindo um peso volúmico de 10,00 kN/m³.

2.3.3. IMPULSOS DE TERRAS

Uma das acções a considerar no caso de depósitos enterrados e semi-enterrados, é o impulso e o peso das terras. Esta acção actua directamente sobre as paredes do depósito e também sobre a cobertura, caso este seja enterrado.

Tal como o impulso hidrostático, esta acção é classificada como sendo de carácter permanente. Contudo, é importante não considerar actuação simultânea destas duas acções uma vez que, apresentando sentidos opostos, seria uma situação favorável para o cálculo de esforços.

O cálculo desta acção baseou-se na formulação de Rankine (Fernandes (2006)) (Expressão 2.4), considerando-se o coeficiente de impulso activo (K_a) dado pela Expressão 2.5, para a determinação das pressões do aterro circundante sobre as paredes dos depósitos.

$$q_{solo} = K_a \times \gamma_{solo} \times h_{solo} \quad (2.4)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.5)$$

Note-se que, na consideração desta acção, deverá ser tido em conta o valor do impulso associado à acção da água exterior (2.3.2), bem como o impulso associado à sobrecarga uniformemente distribuída nos locais de acesso aos órgãos referida em 2.3.1.

2.3.4. DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

As deformações impostas caracterizam-se como sendo deformações impedidas, ou seja, como o próprio nome indica, são deformações impostas à estrutura que não se puderam desenvolver livremente devido à restrição originada pelas ligações com outros elementos. Estas solicitações são geradas, normalmente, pelo efeito da retracção do betão, de variações de temperatura e de assentamentos diferenciais das fundações, as quais não resultam de considerações de equilíbrio mas de compatibilidade de deformações.

2.3.4.1. Retracção

A retracção do betão é uma deformação imposta que, no caso de depósitos, assume fulcral importância. Quando este fenómeno não é acautelado na fase de projecto e quando não são tomadas as devidas precauções em obra, pode levar à abertura de fendas nos elementos estruturais, principalmente na parede, pondo em causa a estanquidade da estrutura bem como a durabilidade dos seus materiais. No Capítulo 3, estes problemas serão discutidos com maior detalhe.

A norma NP EN 1992-1-1 (2010) indica que as consequências da deformação do betão devido à retracção devem ser tidas em consideração no projecto de estruturas. Quando este fenómeno é considerado na verificação de um estado limite último, esta norma refere que deverá utilizar-se o coeficiente parcial $\gamma_{SH} = 1,00$.

Relativamente à extensão total associada a este fenómeno (ε_{cs}), é referido pela mesma norma que esta é constituída por duas componentes: a extensão de retracção de secagem (ε_{cd}) e a extensão de retracção autógena (ε_{ca}). Deste modo, o valor da extensão total de retracção é dado pela Expressão 2.6.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.6)$$

Os efeitos desta acção sobre os depósitos são um dos principais responsáveis por avarias, nomeadamente, no que respeita à abertura de fendas. Estes são equivalentes ao efeito provocado por uma variação de temperatura de sinal negativo (Ghali (2000)). Assim, as consequências deste fenómeno podem ser consideradas na análise estrutural, considerando a actuação de um abaixamento uniforme da temperatura na estrutura equivalente à extensão do betão relativa à retracção. Esta variação uniforme da temperatura pode ser calculada através da Expressão 2.7, em função da extensão livre do elemento de betão (ε_{free}) e do coeficiente de dilatação térmica linear do betão (α).

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{free}}{\alpha} \quad (2.7)$$

No entanto, o REBAP (1983) indica que se pode, simplificadaamente, considerar-se, para a determinação dos esforços actuantes, que os efeitos finais da retracção são assimiláveis aos de um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15 °C, considerando um módulo de elasticidade do betão igual a $E_{cm}/2$.

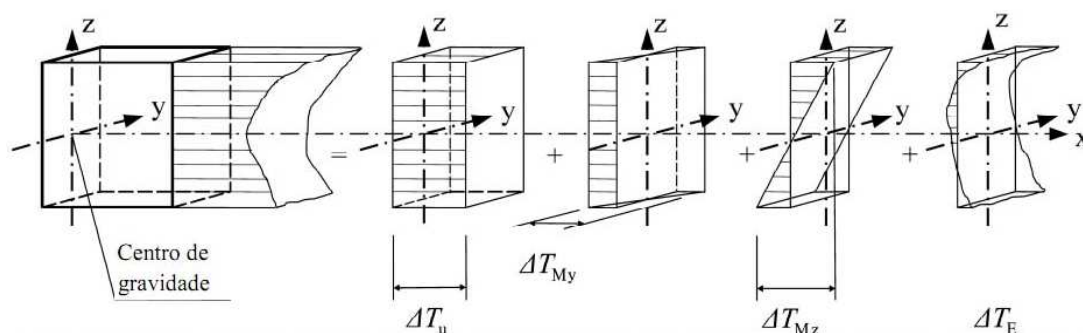
2.3.4.2. Variações de temperatura

Tal como a retracção, as variações de temperatura são das principais acções que se encontram na origem de deformações impostas às estruturas. Ao longo da sua vida útil, estes órgãos estão sujeitos a variações de temperatura que ocorrem de uma forma cíclica devido à sua exposição e orientação solar (radiação directa), à diferença de temperatura entre o produto armazenado e o exterior, e ao elevado arrefecimento nocturno que se verifica, essencialmente, nos períodos equinócios (em países como Portugal). Durante a construção, há ainda que considerar a variação térmica, entre elementos ou zonas da estrutura, correspondente à perda de calor de hidratação que o cimento desenvolve durante o processo de cura, que pode causar um estado de tensão e fendilhação inicial nos depósitos.

A NP EN 1991-1-1 (2009) menciona que as estruturas em contacto com líquidos (caso de depósitos) devem ser projectadas, nos casos pertinentes, para as seguintes situações:

- Acções térmicas resultantes de efeitos climáticos devidos à variação da temperatura do ar à sombra e da radiação solar;
- Distribuição da temperatura relativa a condições de funcionamento, normais e anormais;
- Efeitos da interacção entre a estrutura e o seu conteúdo durante as variações de temperatura.

A mesma norma refere que o efeito da temperatura numa secção normalmente não é uniforme, pelo que poderá ser decomposta em quatro componentes essenciais, como representa a Figura 2.2.



Legenda:

ΔT_u é a componente da variação uniforme de temperatura;

ΔT_{My} é a componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo z ;

ΔT_{Mz} é a componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo y ;

ΔT_E é uma componente não linear da variação de temperatura. A esta componente corresponde um sistema de tensões auto-equilibradas com esforços resultantes nulos no elemento.

Figura 2.2 – Diagrama representativo do efeito de uma temperatura numa secção

No entanto, no presente estudo considerou-se, como simplificação, para efeitos desta acção, uma variação uniforme de temperatura de $\pm 15^\circ\text{C}$ ($\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0$), conforme referido no RSA (1983) para estruturas de betão armado e pré-esforçado constituídas por elementos de pequena espessura.

2.3.4.3. Assentamentos diferenciais

A consideração dos assentamentos diferenciais é relevante no projecto de estruturas de retenção de líquidos, especialmente nas que se situam fundadas em solos com fracas características mecânicas ou com elevado grau heterogeneidade, onde a grandeza deste tipo de assentamentos poderá ser significativa.

O cálculo de assentamentos deve contemplar quer os assentamentos imediatos, quer os assentamentos diferidos. No entanto, estes cálculos não deverão ser considerados exactos, constituindo os respectivos resultados apenas uma estimativa aproximada.

Relativamente à profundidade do estrato de solo compressível a considerar nos cálculos destes assentamentos, a norma NP EN 1997-1 (2010) indica que esta deverá depender da dimensão e da forma da fundação, da variação da rigidez do solo com a profundidade e ainda do espaçamento dos elementos da fundação. Normalmente, esta profundidade poderá ser tomada como aquela para a qual o acréscimo de tensão vertical efectiva devido à carga aplicada pela fundação atinge 20 % da tensão vertical efectiva inicial devida ao peso dos terrenos subjacentes. A mesma norma indica que em muitos casos esta profundidade poderá também ser aproximadamente estimada como sendo igual a duas vezes a largura da fundação, mas poderá ser reduzida no caso de ensoleiramentos gerais de grande largura e relativamente pouco carregados. Note-se que esta simplificação não é válida para solos muito moles.

Para o caso de fundações superficiais em terrenos naturais, mesmo quando os cálculos prevejam um assentamento uniforme, deverá ser tido em conta o facto de que normalmente ocorre algum assentamento diferencial (NP EN 1997-1 (2010)).

A possibilidade de ocorrência de empolamentos no solo de fundação quer imediatos, quer diferidos, também deverá ser considerada no projecto destas estruturas. A norma NP EN 1997-1 (2010) refere que as causas que estão na origem deste fenómeno são as seguintes:

- Redução da tensão efectiva;
- Expansão volumétrica de solos parcialmente saturados;
- Empolamento causado pelo assentamento de uma estrutura adjacente num solo totalmente saturado que se deforma em condições de volume constante.

2.3.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As combinações de acções utilizadas para o cálculo de esforços actuantes nos depósitos são as preconizadas pela NP EN 1990 (2009).

Para efeito do cálculo de esforços relativos às diversas acções actuantes nos depósitos, recorreu-se às seguintes combinações de acções:

Estado Limite Último – Combinação Fundamental:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.8)$$

Estado Limite de Utilização – Combinação Característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.9)$$

Estado Limite de Utilização – Combinação Frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

Estado Limite de Utilização – Combinação Quase-Permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.11)$$

2.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

A verificação de segurança das estruturas deve ser feita tendo em consideração as situações de projecto relevantes e as circunstâncias nas quais a estrutura deve desempenhar a sua função. Estas situações devem ser suficientemente severas e variadas, de forma a abranger todas as condições que, de forma razoável, sejam susceptíveis de ocorrer durante a execução e utilização da estrutura (NP EN 1990 (2009)).

A EN 1992-3 (2005) destaca que deverão ser tidas em conta no dimensionamento de estruturas de armazenamento de líquidos, as seguintes situações especiais:

- Condições de operação;
- Efeitos térmicos causados, por exemplo, pelo material armazenado ou temperatura ambiental;
- Estanquidade.

Relativamente a cada situação de projecto, deve ser associado um estado limite. De seguida, são abordadas as principais verificações necessárias relativas aos estados limites regulamentares.

2.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

No dimensionamento de uma estrutura devem ser tidas em conta, situações de combinação de acções extremas, ou seja, cuja ocorrência é pouco provável ou que podem nunca vir a ocorrer ao longo da vida da estrutura. Perante estas solicitações, deve de ser verificada a segurança da estrutura, garantindo a protecção do seu recheio e evitando a sua perda de equilíbrio, danos emergentes e possível colapso.

A segurança de uma estrutura em relação ao estado limite último pode ser verificada caso todas as secções dos elementos estruturais apresentem capacidades resistentes superiores aos esforços actuantes. Para esse efeito, são considerados coeficientes parciais de majoração quer relativos aos materiais, os quais têm em conta as incertezas nas propriedades dos materiais, nas imperfeições geométricas e nos modelos de cálculo utilizados ($\gamma_c = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$), quer relativos às acções ($\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_F = 1,50$ caso as acções sejam desfavoráveis e $\gamma_G = 1,00$ e $\gamma_F = 0,00$ caso as acções sejam favoráveis).

A verificação em relação a este estado limite deve ser realizada de acordo com o disposto no Capítulo 6 da NP EN 1992-1-1 (2010). As combinações a utilizar nesta verificação correspondem à combinação fundamental de acções (Expressão 2.8), combinação de acções para situações de projecto sísmicas e combinação de acções para situações de projecto acidentais.

De seguida são apresentadas as principais verificações indicadas pela norma NP EN 1992-1-1 (2010).

2.4.1.1. Esforço axial

Os esforços axiais actuantes na secção de um dado elemento da estrutura devem de ser controlados para que não haja rotura do betão, caso estes sejam de compressão, ou rotura da armadura, caso estes sejam de tracção.

Compressão

O esforço axial actuante não deverá ultrapassar o valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente da secção de betão considerada (Expressão 2.12), caso contrário, a secção do elemento deverá ser alterada ou, em último caso, a aumentar a classe de betão.

$$N_{Ed} \leq f_{cd} \cdot A_c \quad (2.12)$$

Tracção

A quantidade de armadura a ser disposta numa secção sujeita a esforços de tracção deverá garantir que o esforço axial de tracção actuante não ultrapasse o seu valor de cálculo do esforço axial de tracção resistente, satisfazendo a Expressão 2.13.

$$N_{Ed} \leq f_{yd} \cdot A_s \quad (2.13)$$

2.4.1.2. Esforço transversal

Relativamente às verificações relativas ao esforço transversal, a NP EN 1992-1-1 (2010) faz referência a dois tipos de situação: elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transversal e elementos para os quais é requerida armadura de esforço transversal. Seguem-se as expressões referidas nesta norma para cada situação.

Os elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transversal, deverão apresentar esforços transversos actuantes (V_{Ed}) inferiores ao valor de cálculo do esforço transversal resistente dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \times b_w \cdot d \quad (2.14)$$

(Nota: f_{ck} em MPa)

Onde:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (2.15)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ com } d \text{ em mm} \quad (2.16)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (2.17)$$

(Nota: A_{sl} representa a área de armadura de tracção, prolongando-se não menos do que $d + l_{bd}$ para além da secção considerada)

$$k_1 = 0,15 \quad (2.18)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd} \quad (2.19)$$

(Nota: N_{Ed} representa o esforço normal devido a cargas aplicadas ou ao pré-esforço, e deve ser considerado positivo quando for de compressão. σ_{cp} em MPa)

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.20)$$

Onde:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.21)$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente para elementos com armadura de esforço transversal é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.22)$$

(Nota: z é o braço binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Na verificação em relação ao esforço transversal numa secção de betão armado sem esforço normal, poderá geralmente ser utilizar-se o valor $z = 0,9 \cdot d$)

Com um máximo de:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (2.23)$$

(Nota: O valor recomendado para α_{cw} é de 1 para estruturas não pré-esforçadas)

Onde:

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (2.24)$$

(Nota: f_{ck} em MPa)

A EN 1992-3 (2005) impõe que, para o projecto de estruturas de retenção de líquidos, o valor de $\cot \theta$ a considerar nas Expressões 2.22 e 2.23, seja, de forma conservativa, igual a 1,00, ou seja, que o valor do ângulo das escoras comprimidas (θ) seja igual a 45°.

2.4.1.3. Flexão

A determinação da resistência à flexão última de secções de betão armado ou pré-esforçado deve ser realizada conforme o disposto na secção 6.1 da NP EN 1992-1-1 (2010). Esta norma baseia-se nas seguintes hipóteses:

- As secções mantêm-se planas;
- A extensão nas armaduras aderentes, em tracção ou em compressão, é a mesma da do betão que as envolve;
- A resistência à tracção do betão é ignorada;
- As tensões no betão comprimido e as tensões nas armaduras de betão armado ou nas armaduras de pré-esforço são obtidas dos diagramas de tensões-extensões de cálculo;
- A avaliação das tensões nas armaduras de pré-esforço tem em conta a extensão inicial dessas armaduras.

No que respeita à extensão de compressão do betão, esta deve ser limitada a ε_{cu2} ou ε_{cu3} , conforme a utilização do diagrama de tensões-extensões parábola-rectângulo para o betão comprimido ou do diagrama bilinear de tensões-extensões, respectivamente.

Assim, o domínio admissível de distribuições de extensões é o representado na Figura 2.3.

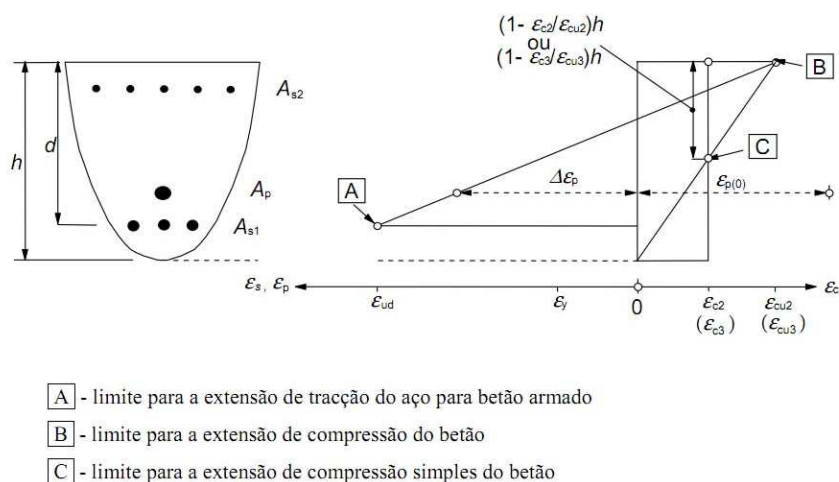


Figura 2.3 – Distribuições de extensões admissíveis no estado limite último (adaptado de NP EN 1992-1-1 (2010))

2.4.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

As regras de dimensionamento para o estado limite último podem levar, em certos casos, a que as tensões no betão e nas armaduras resultantes das cargas associadas à utilização normal da estrutura apresentem valores excessivos, podendo influenciar negativamente a sua aparência, bem como o seu desempenho e durabilidade dos seus materiais.

Assim, torna-se necessário proceder à verificação da estrutura em relação aos estados limites de utilização, com vista a limitar as tensões no betão e nas armaduras, quer ordinárias, quer de pré-esforço, de modo a garantir um bom funcionamento da estrutura e dos seus elementos estruturais.

As combinações de acções a ter em conta nas verificações relativas ao estado limite de utilização são as apresentadas em 2.3.5, nomeadamente a combinação característica, frequente e quase-permanente.

2.4.2.1. Fendilhação

Tal como referido anteriormente, o controlo da fendilhação é um processo importante para a garantia de durabilidade da estrutura. No dimensionamento de depósitos, este controlo deve ser rigoroso pois, pretende-se que estas sejam estruturas estanques, evitando que haja fugas dos líquidos armazenados. Geralmente, a limitação da abertura de fendas é condicionante no dimensionamento das armaduras circunferenciais das paredes destes órgãos.

A NP EN 1992-1-1 (2010) estabelece regras práticas para o controlo da fendilhação em elementos de betão armado e pré-esforçado, de forma a garantir a adequada durabilidade. Atendendo ao facto de que os depósitos são estruturas sensíveis à fendilhação por motivos de garantia de estanquidade e durabilidade, a EN 1992-3 (2005) estabelece as considerações a ter em conta no dimensionamento deste tipo de estruturas. Para esse efeito, estes códigos tratam os seguintes aspectos:

- Classificação da exigência de estanquidade;
- Limite de abertura de fendas;
- Armaduras mínimas;
- Cálculo da abertura e espaçamento entre fendas;
- Metodologias simplificadas para o controlo de fendilhação.

Classificação da exigência de estanquidade

Relativamente aos depósitos, a hipótese de fuga do líquido armazenado através das fendas deverá ser considerada. A importância destas fugas está associada a vários factores: natureza e pressão do líquido, tipo de fendas, ou seja, se estas atravessam toda a espessura do elemento ou não, e largura das fendas.

No Quadro 2.4, é dada a classificação consoante o grau de estanquidade necessário para protecção contra fugas e vazamentos.

Contudo, será de referir que todo o tipo de betão permite a passagem de pequenas quantidades de líquido por difusão (EN 1992-3 (2005)).

Quadro 2.4 – Classificação do depósito quanto à estanquidade (adaptado de EN 1992-3 (2005))

Classe estanquidade	Requisitos para fugas
0	Algum grau de permeabilidade aceitável, ou fugas de líquidos irrelevante.
1	Estanquidade global. Fugas a ser limitadas a uma pequena quantidade. São aceitáveis algumas manchas superficiais de humidade.
2	Estanquidade local. Fugas geralmente não permitidas. Aparência não deve ser degradada por manchas
3	Não são permitidas fugas.

Limite de abertura de fendas

Figueiras (1997), refere que a experiência prática tem demonstrado que fendas com abertura inferior a 0,20 mm atravessando a secção podem inicialmente permitir a passagem de líquido mas, rapidamente, conseguem auto-colmatar-se de modo a garantir a estanquidade.

Contudo, a EN 1992-3 (2005) menciona que os valores apropriados para o limite de abertura de fendas devem de ser escolhidos tendo em consideração qual a classificação do órgão em causa, logo, da sua função, e que, na ausência de informação específica (definida no caderno de encargos, por exemplo), devem ser adoptadas as seguintes considerações:

- Para a classe de estanquidade 0, poderão ser adoptadas as disposições de 7.3.1 da NP EN 1992-1-1 (2010) (Quadro 7.1N do referido código que recomenda os valores de w_{max} em função da classe de exposição);
- Para a classe de estanquidade 1, deverá ser limitada a w_{kl} (Figura 2.4) a largura de quaisquer fendas que se preveja atravessarem a espessura total da secção. Aplicam-se as disposições de 7.3.1 da NP EN 1992-1-1 (2010) no caso em que a secção não está fendilhada em toda a sua espessura, ou seja, com um valor de altura de secção comprimida de pelo menos 50 mm ou 0,2 vezes a sua espessura, calculada para a combinação quase-permanente e desprezando a resistência à tracção do betão;
- Para a classe de estanquidade 2, deverão, em geral, ser evitadas as fendas que possam vir a atravessar a espessura total da secção, a não ser que tenham sido adoptadas medidas adequadas (por exemplo, revestimentos ou juntas *waterstop*);
- Para a classe de estanquidade 3, em geral, serão necessárias medidas especiais (por exemplo, revestimentos ou pré-esforço) a fim de garantir a impermeabilidade.

Os valores de w_{kl} recomendados para as estruturas de retenção de água são definidos como uma função da relação entre a pressão hidrostática (h_{Liq}) e a espessura da parede da estrutura de contenção (e), tais que: para $h_{Liq}/e \leq 5$, $w_{kl} = 0,20$ mm, enquanto para $h_{Liq}/e \geq 35$, $w_{kl} = 0,05$ mm (Figura 2.4). Para valores intermédios de h_{Liq}/e , poderá efectuar-se uma interpolação linear entre 0,20 mm e 0,05 mm. A limitação da largura de fendas a estes valores deverá resultar numa auto-selagem eficaz das fendas num período de tempo relativamente curto desde que as acções em serviço (temperatura e pressão hidrostática) não gerem extensão superior a 150×10^{-6} (EN 1992-3 (2005)).

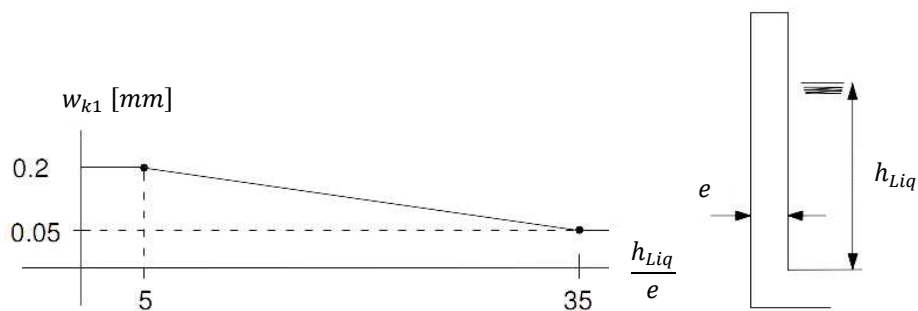


Figura 2.4 – Valores recomendados pela EN 1992-3 (2005) para a abertura de fendas w_{k1}

No caso das estruturas de classes 2 ou 3, tal como para a classe 1, as fendas não deverão atravessar a espessura total da secção, adoptando-se um valor da altura da secção comprimida de pelo menos 50 mm ou 0,2 vezes a sua espessura, calculada para a combinação quase-permanente e desprezando a resistência de tracção do betão.

Armaduras mínimas

A NP EN 1992-1-1 (2010) impõe que, em todas as secções que possam ser sujeitas a uma tracção significativa devida a deformações impostas combinadas ou não com forças aplicadas, seja colocada uma quantidade mínima de armadura para o controlo da fendilhação que garanta que a sua plastificação não ocorrerá quando surgirem as primeiras fendas, permitindo assim que a estrutura não apresente aberturas de fendas não controladas.

A não ser que se possa justificar, através de um cálculo mais rigoroso, a adopção de áreas de armadura menores, as áreas mínimas de armadura que serão necessárias poderão ser calculadas a partir da seguinte relação:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (2.25)$$

Em que:

- σ_s Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda. Poderá ser considerada igual à tensão de cedência da armadura (f_{yk}) ou poderá adoptar-se um valor mais baixo para satisfazer a largura máxima de fendas em função do diâmetro máximo ou do espaçamento máximo entre varões.
- k_c Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço binário:
 - $k_c = 1,00$ para tracção simples;
 - $k_c = 0,40$ para flexão sem esforço normal.

- k Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção:
- $k = 1,00$ para almas com altura maior ou igual a 300 mm;
 - $k = 0,65$ para almas com altura maior ou igual a 800 mm.

Nos órgãos em estudo, esta área mínima de armadura deve de ser garantida na armadura circunferencial a dispor nas paredes dos depósitos circulares, visto que se tratam de elementos restringidos na base, logo, sujeitos a deformações impostas, as quais são propícias à fendilhação do betão. No entanto, a norma NP EN 1992-1-1 (2010) indica que a armadura horizontal mínima a dispor em paredes não deverá ser inferior ao maior dos seguintes valores: 25 % da armadura vertical ou $0,001 \cdot A_c$.

No caso da armadura vertical da parede, a armadura mínima dada pela Expressão 2.25 também deverá ser garantida caso os momentos flectores verificados nesta direcção ultrapassem o momento de abertura de fenda, de modo a limitar a abertura de fendas ao limite estabelecido. Contudo, a área das armaduras verticais deverá ser compreendida entre $0,002 \cdot A_c$ e $0,04 \cdot A_c$ (NP EN 1992-1-1 (2010)).

Quanto à laje de fundo, as armaduras a dispor que na direcção radial quer na direcção circunferencial, também deverão ser dimensionadas atendendo ao valor mínimo calculado através da Expressão 2.25. No entanto, a quantidade de armadura utilizada na laje de fundo não deverá exceder o valor de $0,04 \cdot A_c$ nem ser inferior ao valor calculado através da Expressão 2.26 (NP EN 1992-1-1 (2010)).

$$A_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (2.26)$$

(Nota: O valor de $A_{s,min}$ não deverá ser inferior a $0,0013 \cdot b_t \cdot d$)

O controlo de fendilhação da laje de cobertura também deverá ser realizado pois, caso apresente uma fendilhação acentuada, a condensação do vapor que está em suspensão poderá atacar as armaduras da cobertura, prejudicando a durabilidade da estrutura. Propõe-se para estes elementos, que a quantidade de armadura mínima a dispor nestes elementos seja a indicada na Expressão 2.25 e que verifique a condição imposta pela Expressão 2.26.

Cálculo da abertura e espaçamento entre fendas

A experiência tem demonstrado que uma avaliação precisa do valor da abertura característica de fendas (w_k) que se formam não é possível, pois a dispersão entre os valores medidos e os valores calculados é sempre muito elevada (Figueiras (1997)). Atendendo a este facto, é importante encarar o valor obtido para a abertura de fendas através de modelos ou expressões, como sendo um valor indicativo.

O valor de cálculo da largura de fendas pode ser determinado através da Expressão 2.27 (NP EN 1992-1-1 (2010)).

$$w_k = s_{r,máx} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.27)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.28)$$

Em que:

k_t Coeficiente função da duração do carregamento:

- $k_t = 0,60$ para acções de curta duração;
- $k_t = 0,40$ para acções de longa duração.

α_e Relação E_s/E_{cm} .

$\rho_{p,eff}$ Taxa de armadura igual a $A_s/A_{c,eff}$, para elementos sem armadura de pré-esforço.

(Nota: $A_{c,eff}$ é a área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armadura para betão armado ou de pré-esforço com uma altura $h_{c,ef}$, em que $h_{c,ef}$ é o menor dos valores: $2,5 \cdot (h - d)$, $(h - x)/3$ ou $h/2$)

No Anexo M da EN 1992-3 (2005) é referido que, para elementos estruturais restringidos ao longo da base, o que corresponde ao caso das paredes dos depósitos (Figura 2.5), o cálculo da largura de fendas resultantes de deformações impostas, pode ser estimado através da Expressão 2.27, considerando o valor da diferença entre as extensões médias da armadura e do betão igual ao dado pela Expressão 2.29.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \cdot \varepsilon_{free} \quad (2.29)$$

Os valores a adoptar para o factor que define o grau de restrição axial providenciada pelos elementos ligados ao elemento considerado (R_{ax}) podem ser consultados através da Figura L.1 da EN 1992-3 (2005). No caso da parede de um depósito restringida pela laje de fundo, o valor a utilizar é 0,50.

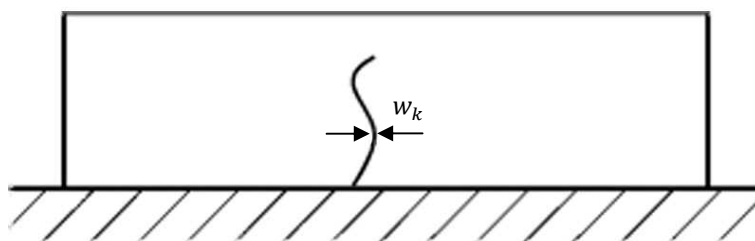


Figura 2.5 – Parede de depósito restringida na base

A NP EN 1992-1-1 (2010) avalia a abertura característica de fendas com base num espaçamento máximo, o qual é dado pela Expressão 2.30, podendo ser consultadas na secção 7.3.4 deste código, as expressões e indicações que permitem determinar os valores das restantes variáveis necessárias à sua aplicação.

$$s_{r,máx} = k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (2.30)$$

Em que:

k_1 Coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes:

- $k_1 = 0,80$ para varões de alta aderência;
- $k_1 = 1,60$ para armaduras com superfície efectivamente lisa (por exemplo, armaduras de pré-esforço).

k_2 Coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões:

- $k_2 = 0,50$ para flexão;
- $k_2 = 1,00$ para tracção simples.

(Nota: Os valores recomendados para k_3 e k_4 são, respectivamente, 3,40 e 0,425)

Note-se que é importante que após a formação da primeira fenda, não haja plastificação da armadura. Este fenómeno levaria a que a deformação total do elemento se concentrasse na primeira fenda, conduzindo a uma largura inaceitável. Assim, atendendo à Expressão 2.30, compreende-se que o espaçamento entre fendas para uma dada área de armadura pode ser diferente, consoante o diâmetro de varões utilizado, tornando-se desejável que seja utilizada armadura com menor diâmetro e menor espaçamento de modo a cumprir o valor da área necessário.

Atendendo ao facto de a fendilhação em elementos de betão armado ser inevitável, o objectivo do controlo da fendilhação é diminuir o espaçamento entre fendas, de modo a repartir a deformação do elemento pelo maior número possível de fissuras com aberturas bastante pequenas.

Metodologias simplificadas para o controlo de fendilhação

Tal como verificado anteriormente, o cálculo da abertura de fendas depende essencialmente dos seguintes aspectos:

- Tensão na armadura, σ_s ;
- Diâmetro dos varões, ϕ ;
- Percentagem de armadura, $\rho_{p,eff}$.

Controlando estes parâmetros é possível, de uma forma simplificada, controlar a abertura de fendas sem cálculo directo, caso a armadura mínima dada pela Expressão 2.25 seja satisfeita.

Sabendo que a fendilhação nas paredes dos depósitos é provocada predominantemente por deformações impostas, as quais sujeitam estes elementos a tensões de tracção, a EN 1992-3 (2005)

sugere que o controlo de fendilhação pode ser realizado através das Figuras 2.6 e 2.7, as quais indicam o valor do diâmetro máximo e espaçamento entre varões para os limites de aberturas de fendas, em função da tensão na armadura após a fendilhação.

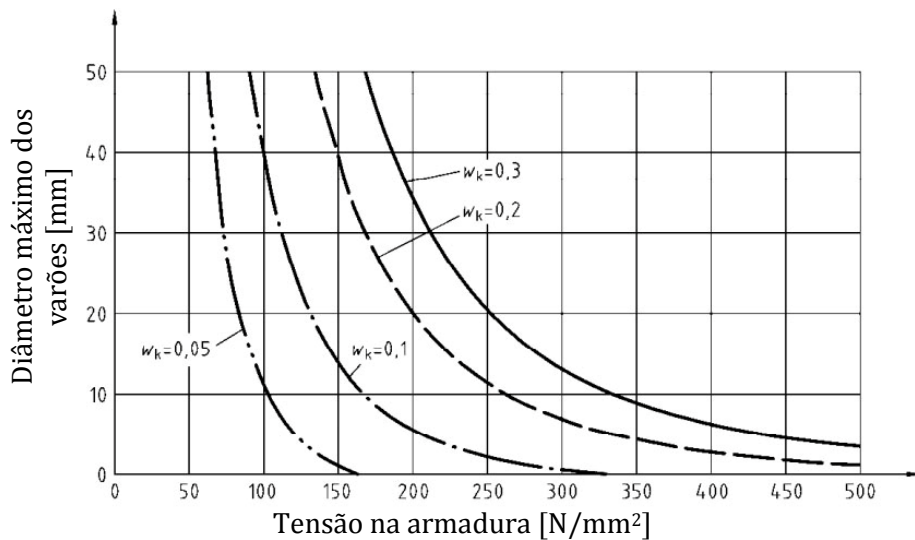


Figura 2.6 – Diâmetro máximo dos varões para o controlo da fendilhação, em função da tensão nas armaduras (adaptado de EN 1992-3 (2005))

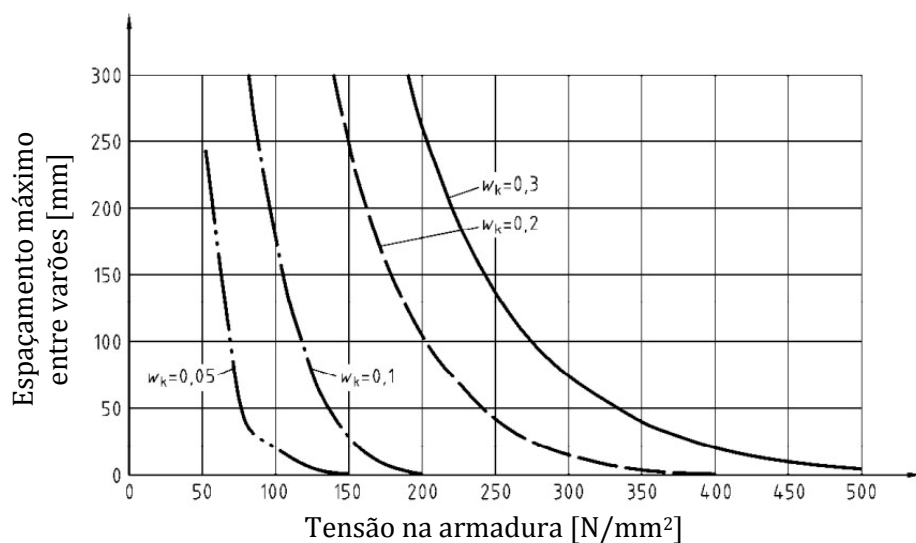


Figura 2.7 – Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação, em função da tensão nas armaduras (adaptado de EN 1992-3 (2005))

O mesmo código refere que, através deste procedimento, o diâmetro máximo dos varões obtido a partir das Figuras 2.6 e 2.7 (ϕ_s^*), deverá ser modificado através da seguinte expressão:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \cdot \frac{h}{10 \cdot (h - d)} \quad (2.31)$$

Note-se que, para garantir que a abertura de fendas não exceda os limites regulamentares, a tensão na armadura será bastante inferior à sua tensão de cedência, tal como se pode verificar nas Figuras 2.6 e 2.7.

2.4.2.2. Deformação

A deformação dos elementos estruturais que constituem os depósitos circulares, não prejudica, em geral, o seu correcto funcionamento. Isto deve-se ao facto de a sua geometria circular não ser propícia ao desenvolvimento de grandes deformações. Contudo, no caso de depósitos que dispõe de cobertura, convém que seja feito o controlo da sua deformação limitando a sua flecha a $l/250$ para a combinação quase-permanente de acções (NP EN 1992-1-1 (2010)), de modo a que a deformação da laje de cobertura não seja propícia à acumulação de água da chuva e não influencie negativamente a eficácia da função dos seus revestimentos.

2.4.2.3. Flutuação

Em grande parte dos casos, os depósitos são construídos em zonas onde as cotas de cheia, bem como a cota do nível das águas freáticas, ultrapassam as cotas de fundação. Isto verifica-se, por exemplo, em situações onde estes órgãos integram infra-estruturas de ETAR as quais, normalmente, se localizam em zonas aluvionares, na proximidade de rios.

Sempre que as águas exteriores ultrapassem a cota de fundação de um depósito, o fenómeno de flutuação poderá ocorrer. Compreende-se que nesta situação, as paredes laterais e a laje de fundo ficam sujeitas, respectivamente, a impulsos hidrostáticos externos e a impulsões de sentido ascendente. O efeito destas acções torna-se problemático numa situação em que o depósito se encontre vazio pois, caso o seu peso próprio seja inferior à impulsão provocada pelas águas exteriores, o órgão deslocar-se-á no sentido ascendente, o que poderá alterar o esquema estrutural da estrutura, sujeitando-a a uma redistribuição de esforços imprevista no seu dimensionamento e ao aparecimento de avarias estruturais graves, muitas delas irreversíveis.

A consideração do efeito da flutuação no projecto destas estruturas é importante. No seu dimensionamento, deverá ser verificada a hipótese de a impulsão no fundo do depósito (I'_w) ultrapassar o valor do peso próprio da estrutura, garantindo uma margem de segurança em relação a este fenómeno. (BS8007 (1987)) propõe um coeficiente de segurança igual a 1.10, sendo mesmo considerado por outros autores (Anchor (1992)) que este factor deverá variar entre 1.10 e 1.25, atendendo à incerteza da posição da cota das águas freáticas ou de cheia. No desenvolvimento do presente trabalho, optou-se por fazer esta verificação através da Expressão 2.32, adoptando um coeficiente de segurança igual a 1.10.

$$P_{Dep_vazio} = 1,10 \times I'_w \quad (2.32)$$

Com vista à prevenção deste fenómeno, é prática comum serem adoptadas uma das seguintes medidas ou, caso necessário, várias em simultâneo:

- Espessamento da laje de fundo do depósito (Figura 2.8 a));
- Aumento do diâmetro da laje de fundo, mobilizando peso extra associado ao solo (Figura 2.8 b));
- Providenciando a colocação de válvulas de segurança;
- Colocação de um lastro de betão ciclópico sob a laje de fundo;
- Recurso a fundações indirectas ou pregagens.

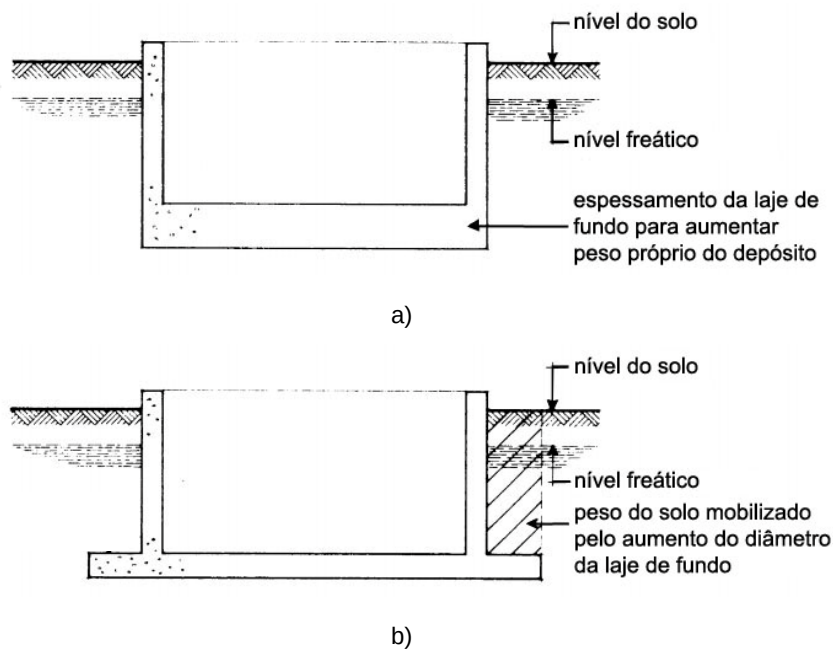


Figura 2.8 – Métodos para prevenir a flutuação (adaptado de Anchor (1992)): a) espessamento da laje de fundo do depósito; b) aumento do diâmetro da laje de fundo

3

PATOLOGIAS

3.1. INTRODUÇÃO

Nas estruturas de betão correntes a existência de fendas geralmente não afecta o seu correcto funcionamento, pelo que apenas é efectuado um controlo da fendilhação para que estas não afectem a sua aparência estética, danifiquem outros materiais não estruturais ou prejudiquem a durabilidade da estrutura. No entanto, nas estruturas de retenção de líquidos o controlo da fendilhação assume maior importância, atendendo ao facto de que estas necessitam de garantir uma estanquidade adequada ao seu correcto funcionamento. Assim, a consideração de valores reduzidos da abertura de fendas para obter uma boa estanquidade, justifica-se no caso destas estruturas (depósitos, piscinas, entre outras), as quais apresentam elevado grau de exigências desse ponto de vista, apesar do custo associado à utilização de maiores percentagens de armadura.

Deste modo, quando a fendilhação influencia o correcto funcionamento de um depósito, ou seja, permitindo a fuga do líquido armazenado, é possível afirmar que a estrutura está perante uma patologia, visto que o seu comportamento não corresponde ao esperado para as estruturas desta natureza.

A fendilhação é um fenómeno que pode ocorrer como consequência de um conjunto de factores. De acordo com Camelo (2011), para além das características intrínsecas (desempenho e geometria) dos materiais aplicados nas estruturas que influenciam o desenvolvimento do grau de deterioração dos betões, a fendilhação não depende exclusivamente das acções ambientais, mas também de factores relevantes de ordem técnica e também de factores humanos relacionados com:

- Características dos materiais constituintes dos betões seleccionados em fase de projecto;
- Abordagem e técnicas de execução dos estudos de misturas de betão;
- Níveis de controlo aplicado na obra pelos intervenientes;
- Cumprimento das tolerâncias de doseamento dos constituintes dos betões;
- A qualidade dos equipamentos de fabrico, transporte, colocação e compactação dos betões;
- Condições de execução, por exemplo, relacionadas com dificuldades em acessos;
- Níveis de controlo, monitorização e manutenção em fase de exploração.

Estes factores terão notoriedade acrescida em face dos graus de dificuldade de execução da obra, quer no que diz respeito aos volumes de trabalho envolvidos, quer no que diz respeito aos prazos exigidos aos intervenientes no processo construtivo.

Neste capítulo, são identificadas as principais avarias estruturais verificadas em depósitos circulares (3.2), bem como as causas que poderão estar na sua origem (3.3). Por fim, são ainda expostas algumas

recomendações que visam promover uma melhor prática no que respeita a um controlo eficaz da fendilhação quer na fase de projecto, quer na fase de construção destas estruturas (3.4).

3.2. PATOLOGIAS EM DEPÓSITOS CIRCULARES

As patologias associadas a estruturas de engenharia civil correspondem a avarias no seu comportamento estrutural, ou seja, alterações no comportamento desejado para estas. No caso de depósitos circulares, estas avarias têm-se manifestado sob forma de uma fendilhação não controlada que ocorre nos seus elementos estruturais, dos quais se destacam, pela maior incidência, a laje de fundo e a parede.

A fendilhação não controlada caracteriza-se pelo desenvolvimento de fendas cuja abertura ultrapassa os limites considerados aceitáveis para o correcto funcionamento da estrutura (secção 2.4.2.1). Quando estes limites são ultrapassados, a estanquidade dos depósitos é colocada em causa, diminuindo a durabilidade dos materiais que os constituem.

Relativamente às fendas susceptíveis de ocorrer nos elementos estruturais, estas podem ser distinguidas em dois tipos:

- Fendas que atravessam a espessura total da secção transversal dos elementos (Figura 3.1.a));
- Fendas que atravessam parte da espessura da secção transversal dos elementos (Figura 3.1.b)).

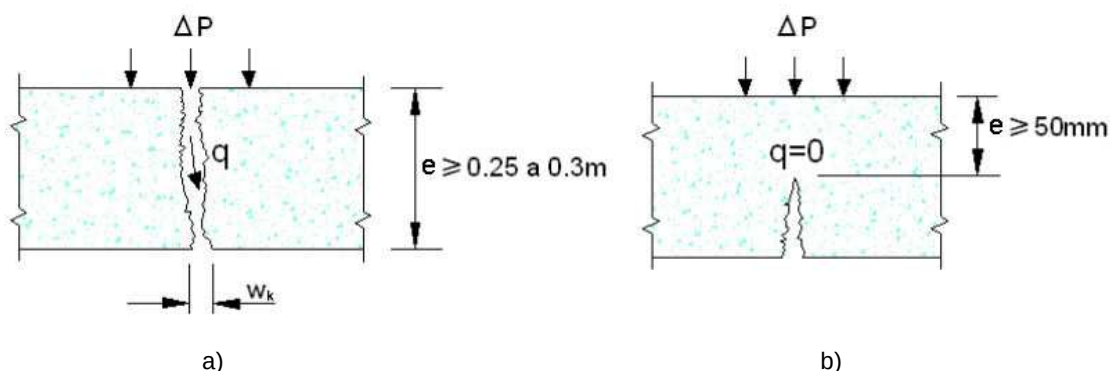


Figura 3.1 – Permeabilidade do betão fendilhado: a) fendas que atravessam a espessura total da secção transversal; b) fendas que atravessam parte da espessura da secção transversal (adaptado de Camara (2009))

As fendas que atravessam a totalidade da espessura da secção transversal dos elementos da estrutura são as responsáveis pela diminuição do seu grau de estanquidade. Na eventualidade da abertura das fendas ultrapassar o limite aceitável, o risco de percolação do produto armazenado para o exterior aumenta significativamente (ver secção 3.4). Tal facto constitui um problema para este tipo de estruturas, onde a permeabilidade deve ser controlada de acordo com as exigências de estanquidade para que estas possam desempenhar a função de contenção eficientemente.

Quanto às fendas que atravessam apenas parte da espessura da secção transversal dos elementos da estrutura, estas podem não influenciar a sua estanquidade mas colocam em causa a durabilidade dos seus materiais. Como já foi referido na secção 2.2.1, a existência de fissuras nos elementos de betão permite que os agentes agressivos do ambiente em que a estrutura se encontra afectem as

características mecânicas dos materiais, principalmente das armaduras, o que poderá provocar danos irreversíveis na estrutura caso não sejam tomadas as medidas de reparação necessárias.

As zonas dos depósitos mais propícias ao aparecimento de fendas são as seguintes:

- Base da parede;
- Laje de fundo;
- Juntas de betonagem;
- Aberturas de ligação de tubagens ao órgão.

A fendilhação desenvolvida na proximidade da base da parede está associada a fissuras que se propagam verticalmente a partir da zona de ligação entre a parede e a laje de fundo, como representa a Figura 3.2. Geralmente, este tipo de fissuração está associado a deformações impedidas na parede do depósito, devido à retracção e a variações de temperatura verificadas durante a cura do betão.



a)



b)

Figura 3.2 – Fendilhação na base da parede de um depósito circular devido às deformações impedidas pela laje de fundo: a) fissuras na face interior; b) fissura que atravessa a totalidade da espessura da parede

Na laje de fundo, é usual verificar-se a formação de fendas que se dispõem numa malha rectangular formada por fendas radiais e circunferenciais. Esta fendilhação pode estar associada à retracção plástica do betão. A Figura 3.3 demonstra este tipo de fendilhação desenvolvida na laje de fundo de um depósito circular.



Figura 3.3 – Fendilhação da laje de fundo de um depósito circular

3.3. PRINCIPAIS CAUSAS

A fendilhação em estruturas de betão é causada, geralmente, pelos efeitos das acções directas ou indirectas.

Relativamente à fendilhação resultante das acções directas, esta provém dos esforços instalados nas secções dos elementos (esforços axiais, transversos ou de flexão) devido às cargas aplicadas. Quando se observam fendas com grandes aberturas sob a acção destas cargas, isso constitui, quase sempre, uma indicação de que os cálculos em relação ao estado limite último foram mal efectuados. Esta situação poderá resultar de erros ou dos efeitos de um caso particular de carga que foi mal compreendido ou desprezado, reflectindo-se na ausência de armadura para resistir a uma solicitação particular ou numa quantidade de armadura insuficiente para essa solicitação que acaba por plastificar sob cargas de serviço (Figueiras (1997)).

No caso de depósitos circulares, os tipos de fendas mais correntes devido aos efeitos de cargas aplicadas são: as fendas de tracção, que atravessam, em geral, toda a secção, e as fendas de flexão, as quais se desenvolvem do bordo mais traccionado para o eixo neutro da secção.

No entanto, as principais avarias estruturais registadas em depósitos circulares são provenientes de acções de origem indirecta. Os efeitos das acções associadas a assentamentos diferenciais das fundações, à retracção do betão ou a variações de temperatura, são causas que resultam no aparecimento de fissuras pois, devido ao facto de representarem deformações na estrutura que são impedidas, os seus elementos ficam sujeitos a tensões de elevada ordem de grandeza, ultrapassando a resistência à tracção do betão.

3.3.1. RETRACÇÃO DO BETÃO

Nas estruturas de retenção de líquidos, constituídas em grande parte por elementos laminares de betão, tem grande importância a consideração das deformações impedidas iniciais (1 a 3 dias após a betonagem) devidas à perda do calor de hidratação e à primeira secagem.

O caso mais típico de fendilhação em depósitos circulares está relacionado com a retracção do betão da parede, a qual se encontra rigidamente apoiada na laje de fundo ou ligada a uma fase precedente de betonagem. O efeito da retracção na parede é de natureza térmica portanto, quando a temperatura verificada no betão diminui, devido à sua cura, a parede tende a deformar-se, ou seja, tende a encurtar diminuindo o seu raio. Porém, atendendo ao facto de que os betões da parede e do elemento que se encontra adjacente a esta (laje de fundo ou troço de parede previamente betonado) apresentarem idades diferentes, esta deformação é impedida a partir do momento em que o betão novo endurece e estabelece uma continuidade com o betão velho, originando esforços internos de tracção significativos, responsáveis pela abertura de fendas de sentido vertical que se desenvolvem a partir da zona restringida, as quais atravessam a espessura da secção transversal na sua totalidade. Este tipo de fendilhação está ilustrado na Figura 3.2.

Outro tipo de fendilhação corrente em estruturas de betão, a qual ocorre principalmente em elementos horizontais, como a laje de fundo e a laje de cobertura dos depósitos, deve-se à retracção plástica do betão. Este fenómeno desenvolve uma fendilhação plástica que se manifesta algumas horas após a colocação em obra do betão, durante as quais ainda se encontra num estado plástico. As fendas associadas a este fenómeno correspondem a fissuras que se desenvolvem na camada superficial com apenas alguns centímetros de profundidade, dispostas em rede, originadas, geralmente, pelas condições iniciais de secagem (exposição solar e ao vento), ou seja, pela velocidade de evaporação da água junto à superfície livre do betão fresco. Na Figura 3.4 está demonstrado de forma esquemática, a fendilhação plástica passível de ocorrer na laje de fundo de um depósito, a qual também pode ser observada na Figura 3.3.

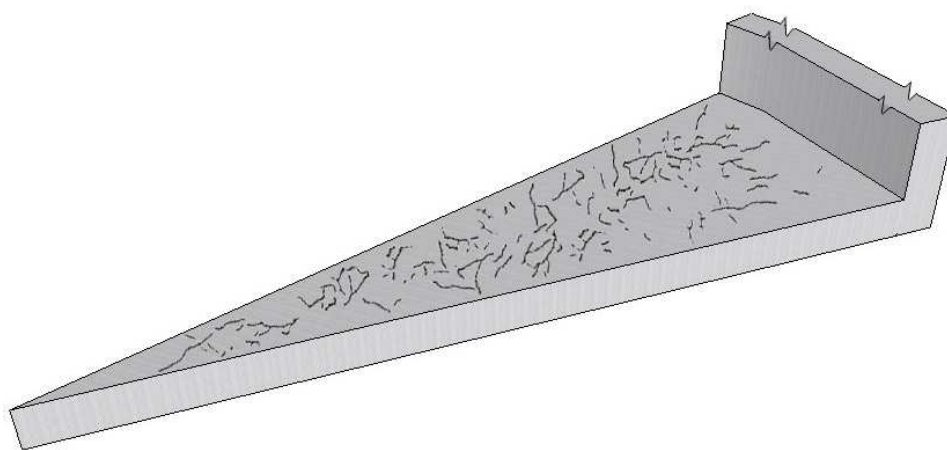


Figura 3.4 – Exemplo esquemático de fendilhação plástica na laje de fundo de um depósito

O assentamento do betão fresco também pode resultar na fendilhação da laje de fundo ou da laje de cobertura. Este fenómeno consiste na migração da água que sob a acção das forças de gravidade provoca uma redução do volume do betão fresco que tem tendência a descer na cofragem. Se este

movimento é impedido quer pela armadura, quer pela cofragem, pode resultar em fendilhação. Em numerosos casos as fendas formam-se ao longo dos varões da armadura superior (Figura 3.5).

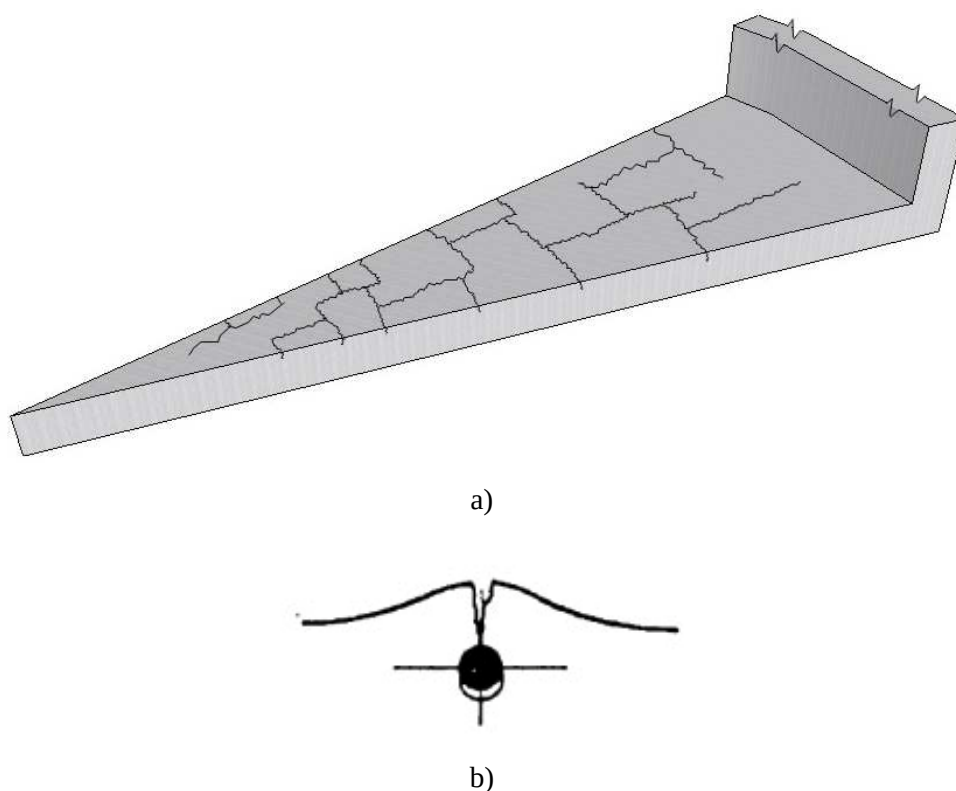


Figura 3.5 – Exemplo esquemático de fendilhação devida ao assentamento do betão fresco: a) fendilhação da laje de fundo de um depósito; b) fenda de assentamento ao longo de um varão

Note-se que o tipo de fissuras associado ao efeito da retracção plástica e ao assentamento de betão fresco, normalmente não compromete a estanquidade do depósito mas prejudica a durabilidade da estrutura.

3.3.2. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS

A escolha do local para a implantação de um depósito é normalmente realizada sem qualquer tipo de parecer da parte do projectista, embora as condições do solo de fundação afectem radicalmente o dimensionamento da estrutura.

Os órgãos que desempenham funções de armazenamento de fluidos são muito sensíveis a possíveis assentamentos de apoio. Tal facto deve-se a este fenómeno induzir esforços na estrutura para os quais os seus elementos não se encontram devidamente dimensionados, originando o aparecimento de fissuras que comprometem a estanquidade, reflectindo-se num comportamento estrutural indesejado.

Quando os depósitos são construídos em zonas geográficas de elevada altitude, como são, por exemplo, os reservatórios de abastecimento gravítico localizados na proximidade do topo de montanhas, as condições do solo de fundação são geralmente satisfatórias, pois nestes locais a probabilidade de o solo apresentar características de homogeneidade e resistência razoáveis é maior. Acontece que em muitos casos, como são, por exemplo, os órgãos inseridos em infra-estruturas de ETAR's, as quais se situam, geralmente, em zonas aluvionares devido à proximidade das margens de rios, os solos que servem de fundação são de origem sedimentar e de fracas características mecânicas, apresentando um grau de heterogeneidade elevado (Figura 3.6). Nestes casos, há um risco de as estruturas, caso não tenham sido tomadas medidas preventivas, sofrerem assentamentos de apoio diferenciais, os quais podem originar esforços adicionais nos elementos estruturais destes órgãos.

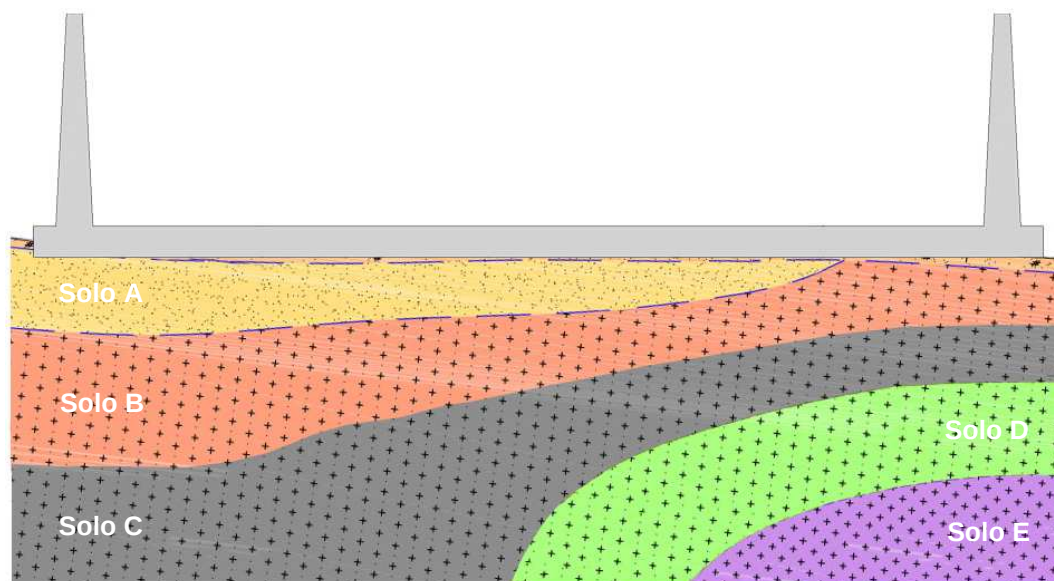


Figura 3.6 – Representação esquemática do solo de fundação de um depósito com elevado grau de heterogeneidade

Outra situação que pode dar origem a deslocamentos diferenciais na base dos depósitos está associada com a existência de águas exteriores. Sempre que o nível das águas exteriores possa ultrapassar a cota da fundação do depósito, o fenómeno de flutuação pode ocorrer, tal como referido anteriormente na secção 2.4.2.3. Atendendo à grande dimensão do raio em planta que este tipo de estruturas pode apresentar, as pressões hidrostáticas de impulsão devido à presença de água no terreno podem não ser uniformes na base do depósito. Este fenómeno pode resultar em empolamentos diferenciais, os quais produzem efeitos semelhantes aos passíveis de ocorrer quando se registam assentamentos diferenciais.

3.3.3. TÉCNICAS DE EXECUÇÃO

O aparecimento de fissuras no betão dos elementos estruturais de um depósito circular pode resultar de lacunas associadas à sua execução.

De um modo geral, o processo construtivo da estrutura de um depósito circular em betão armado, compreende, de forma sequencial, as seguintes fases:

- Preparação e montagem das armaduras e dos elementos de cofragem da laje de fundo;
- Betonagem da laje de fundo;
- Preparação e montagem das armaduras e dos elementos de cofragem da parede;
- Betonagem da parede segundo várias fases com, aproximadamente, 2 metros de altura cada;
- Preparação e montagem das armaduras, dos elementos de cofragem e do escoramento da laje de cobertura (caso de depósito do tipo coberto);
- Betonagem da laje de cobertura (caso de depósito do tipo coberto).

Um dos aspectos relacionados com os problemas estruturais que têm origem na execução destes órgãos está associado com o processo de cura do betão. Quando a evaporação da água do betão se dá de um modo demasiado rápido, o fenómeno de retracção plástica do betão mencionado em 3.3.1, o qual desenvolve fissuras na camada superficial do elemento estrutural, é passível de ocorrer. Outro caso, está associado com a quantidade de cimento utilizada no betão empregue na construção destas estruturas, a qual ultrapassa a especificada para a produção do tipo de betão pretendido. O calor de hidratação desenvolvido pelo betão está directamente relacionado com a sua dosagem de cimento, ou seja, quanto maior for a quantidade de cimento, maior é o calor de hidratação. Assim, quando a dosagem máxima de cimento a utilizar no fabrico do betão não é respeitada, o aparecimento de fendas na parede de um depósito ocorre durante o processo de cura, devido às tensões de tracção geradas pelos diferenciais de temperatura a que as peças de betão são sujeitas, principalmente quando a temperatura ambiente durante este processo apresenta valores baixos (diferenciais de temperatura maiores).

Relativamente ao processo de betonagem da parede de um depósito, este também poderá estar associado ao aparecimento de fissuras no betão. O facto de a vibração do betão localizado na zona próxima de uma junta de betonagem da parede não ser realizada de uma forma cuidada e eficiente, de modo a garantir o máximo de continuidade entre o betão aplicado e o betão relativo à fase de betonagem anterior, pode resultar em fissuras que se desenvolvem no sentido circunferencial, as quais poderão permitir a passagem do produto armazenado para o exterior. Nestes casos, este fenómeno é identificado pelo aparecimento de manchas de humidade na zona das juntas de betonagem entre as várias fases de betonagem da parede, tal como exemplifica a Figura 3.7.

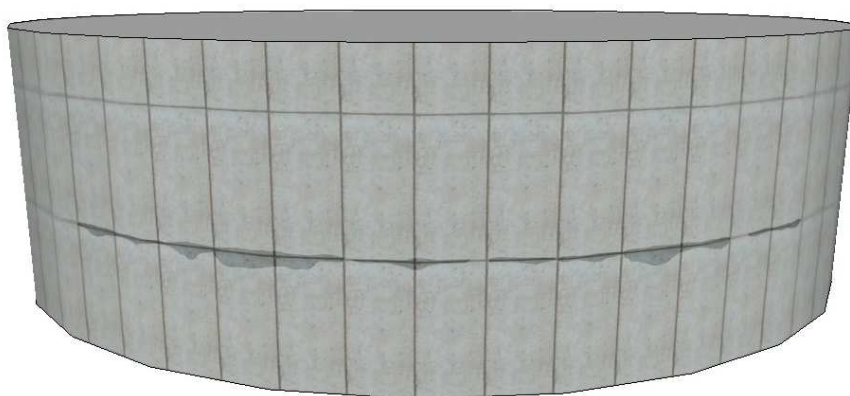


Figura 3.7 – Exemplo de manchas de humidade localizadas em juntas de betonagem da parede de um depósito devido à fuga do líquido armazenado

Quanto à execução da laje de cobertura, a falta de critérios e de cuidado na escolha da estrutura provisória de suporte da cofragem, bem como a sua qualidade e estado de conservação, poderão dar origem ao aparecimento de fissuras logo nos primeiros dias após a sua betonagem. No caso da construção de depósitos cobertos de grande desenvolvimento em altura, como é, por exemplo, o depósito alvo de estudo no presente trabalho, as estruturas provisórias que servem de suporte à cofragem da laje de cobertura apresentam uma altura considerável visto que se prolongam desde a superfície da laje de fundo até ao topo do depósito. Assim, os elementos que constituem estas estruturas são propícios a extensões axiais e ao fenómeno de encurvadura devido à sua esbelteza, os quais são susceptíveis de provocar assentamentos na cofragem da laje de cobertura, sujeitando-a a esforços que, numa fase em que as suas características de resistência ainda se encontram em evolução, poderão ultrapassar a resistência à tracção do betão e desenvolver fendilhação neste elemento.

3.3.4. PROJECTO

O aparecimento de fissuras nos elementos estruturais de um depósito circular está, em muitos casos, associado ao seu dimensionamento.

Tal como referido no subcapítulo 2.1, um erro cometido por alguns projectistas deste tipo de estruturas reside no facto de estes considerarem para efeitos de dimensionamento, as mesmas disposições regulamentares destinadas ao projecto de estruturas de betão correntes. Na sequência desta prática, as verificações de segurança relativas ao estado limite de utilização, principalmente no que respeita à limitação da fendilhação, são realizadas para a dimensão máxima de abertura de fendas na ordem dos 0,2 e 0,3 mm, os quais podem representar valores excessivos para este tipo de estruturas.

Em certos casos, alguns projectistas optam por dimensionar a estrutura para os esforços associados ao estado limite último de resistência, desprezando a verificação de segurança ao estado limite de utilização a qual, neste tipo de estruturas, é condicionante do ponto de vista do dimensionamento, pois a necessidade de garantir valores baixos para a abertura de fendas, exige taxas de armadura superiores às que resultam da verificação ao estado limite último.

Outro aspecto importante associado ao aparecimento de fendilhação não controlada no betão, está relacionado com a inexistência de áreas mínimas de armadura nas secções transversais dos elementos de betão armado. A adopção destas áreas mínimas tem como objectivo garantir que a armadura existente numa determinada secção transversal não plastifique sob o esforço axial de tracção correspondente ao aparecimento das primeiras fendas, tornando o comportamento do elemento estrutural mais dúctil. Caso estas áreas mínimas não sejam garantidas, a armadura existente nas secções de betão poderá plastificar com a formação das primeiras fendas, não sendo possível transmitir ao betão pelos mecanismos de aderência, uma força capaz de gerar nova fendilhação, aumentando a abertura das fendas existentes (Figueiras (1997)).

Embora o critério de não plastificação das armaduras seja assegurado com a adopção de uma área mínima, este, em geral, não é suficiente para manter a fendilhação dentro de limites aceitáveis. Considerando, a título de exemplo, varões de 16 mm de diâmetro com uma tensão de cedência de um aço da classe A500 ($f_{yk} = 500$ MPa) verifica-se que, atendendo à Figura 2.4, para controlar a abertura máxima de fendas a 0,1 mm, é necessário garantir uma tensão máxima na armadura na ordem dos 150 MPa, ou seja, aproximadamente 30% do valor de cedência. Assim sendo, compreende-se que o facto de serem utilizadas áreas mínimas de armadura para que os elementos de betão armado apresentem um comportamento satisfatório no que respeita à distribuição da fendilhação, não dispensa o controlo da

abertura de fendas limitando as tensões na armadura em função do limite da abertura máxima pretendida (Figuras 2.4 e 2.5).

Relativamente à armadura adoptada para os elementos estruturais, em grande parte dos casos o projectista tem em vista garantir a área necessária para assegurar a verificação aos estados limites. Esta prática leva a que, muitas das vezes, sejam adoptados diâmetros de varões maiores e maior espaçamento entre estes, o que se torna indesejável no que respeita ao controlo da fendilhação (ver 2.4.2.1).

3.4. RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS

A fendilhação em elementos de betão armado é inevitável, pois trata-se de um fenómeno intrínseco ao comportamento deste tipo de material. Apesar da dificuldade em conhecer com alguma exactidão o processo real de fendilhação de um determinado elemento, existem medidas que podem ser tomadas com vista ao controlo deste fenómeno.

Em estruturas de retenção de líquidos, onde a garantia de estanquidade assume um papel fulcral para o seu correcto funcionamento, torna-se necessário controlar a abertura máxima das fendas que se podem vir a desenvolver. Dos dois tipos de fissuras anteriormente referidos no subcapítulo 3.2, as fissuras que atravessam a totalidade da espessura da secção transversal de um elemento (Figura 3.1.a)) são as responsáveis pela fuga do líquido armazenado para o exterior do depósito, visto que as fissuras que atravessam apenas parte da espessura da secção transversal não permitem a percolação do líquido (Figura 3.1.b)).

Segundo Teixeira (2008), o caudal infiltrado nas fissuras transversais, por metro linear de fissura, é dado pela Expressão 3.1, o qual depende de vários parâmetros, tais como a variação da pressão hidrostática ao longo da fenda (ΔP), a espessura do elemento (e), a viscosidade dinâmica do fluido (η), o coeficiente de atrito das faces da fissura (ξ) e a abertura da fenda medida na superfície do elemento (w_k).

$$q = \frac{\xi \cdot w_k^3 \cdot \Delta P}{12 \cdot \eta \cdot e} \quad (3.1)$$

Onde:

- ξ é o coeficiente de atrito que depende da rugosidade das faces de fissuras, sendo independente da natureza do fluido:
 $\xi = 1$ para um caso teórico (dois planos lisos e paralelos);
 $\xi = 0,125$ pode ser admitido como um valor médio para o caso de uma fissura transversal;
- η é a viscosidade dinâmica que pode ser considerada como igual a $1,3 \times 10^{-3}$ Ns/m² ou $1,0 \times 10^{-3}$ Ns/m², caso o produto armazenado seja água, a temperatura de 10 °C ou 20 °C respectivamente.

O recurso à Expressão 3.1 poderá ser mais apropriado, considerando um valor de coeficiente de atrito que depende da abertura da fenda, o qual assume os seguintes valores (adaptado de Teixeira (2008)):

- $\xi = 0$ para $w_k \approx 0,05$ mm;
- $\xi = 0,2$ para $w_k \approx 0,3$ mm.

Assim, atendendo à Expressão 3.1 verifica-se que a questão da estanquidade depende, essencialmente, do valor da abertura das fendas, isto é, supondo que o valor do coeficiente de atrito (ξ) se mantém constante, o caudal de infiltração aumenta proporcionalmente ao cubo do valor da abertura de fendas (w_k). Através deste facto, torna-se evidente a importância do controlo da abertura de fendas, com vista a limitar a dimensão das fissuras a valores reduzidos.

Visto que a abertura das fendas assume grande importância no que respeita à eficiência do comportamento estrutural dos depósitos, a limitação da sua dimensão máxima torna-se num aspecto essencial a ter em consideração na sua concepção. Embora esta limitação possa ser assegurada na fase de projecto, adoptando áreas e disposições de armadura que limitem a abertura das fendas, não significa que o controlo da fendilhação seja garantido pois, possíveis lacunas na construção destes órgãos influenciam significativamente o desenvolvimento de fissuras.

Deste modo, nos seguintes parágrafos, serão referidas algumas recomendações que visam minorar os efeitos indesejados (permeabilidade e baixa durabilidade dos materiais) das fissuras em estruturas de retenção de líquidos.

Atendendo ao facto de que a fendilhação se trata de um fenómeno inevitável nas estruturas de betão armado, aconselha-se que seja efectuado um acompanhamento do processo de fendilhação realizando-se um levantamento das fissuras que se vão desenvolvendo até que a construção do depósito esteja finalizada. Este procedimento poderá ser efectuado através de uma inspecção visual dos elementos estruturais, registando-se a localização e dimensão de cada fissura. Depois de executado o primeiro teste de estanquidade (primeiro enchimento do depósito), recomenda-se que seja elaborado um novo levantamento das fissuras, com vista a averiguar o surgimento de novos casos ou se os casos anteriormente identificados poderão apresentar algum perigo para a estanquidade, isto é, se aumentaram ou não a dimensão da abertura ou se se tratam de fissuras que não atravessam a totalidade da espessura do elemento estrutural. O processo de levantamento deste tipo de anomalias revela-se bastante útil pois fornece informação relativa ao desenvolvimento das fissuras no depósito, a qual auxilia na identificação de possíveis causas que poderão estar na origem destas patologias e, caso se verifique alguma anomalia inesperada, como por exemplo, uma fissura que poderá comprometer a estanquidade da estrutura, permite que sejam adoptadas as necessárias medidas de reparação.

No que respeita à composição do betão a empregar neste tipo de órgãos torna-se desejável adoptar um betão com quantidades de cimento reduzidas, pois os betões ricos em cimento apresentam elevado calor de hidratação, o qual os sujeita a diferenciais de temperatura que produzem tensões de tracção susceptíveis de desenvolver fissuração. Apesar do ambiente agressivo a que este tipo de estruturas se encontra sujeito exigir classes de betão elevadas, logo com maior quantidade de cimento, uma possível solução para reduzir esta quantidade consiste na substituição de parte do cimento por cinzas volantes ou pozolanas (Teixeira (2008)), visando diminuir o calor de hidratação sem perda das capacidades resistentes do betão.

Note-se ainda que, no local da obra, é aconselhável que sejam controladas e garantidas as características e conformidade do betão de acordo com a norma NP EN 206-1 (2007), principalmente no que se refere à relação água/cimento estipulada para a mistura de betão a realizar, bem como as características de resistência pretendidas. A aplicação do betão também deverá ser alvo de controlo, zelando para que esta seja realizada de uma forma cuidada e acompanhada de uma boa vibração (não excessiva) principalmente nas zonas próximas das juntas de betonagem, de modo a que a segregação do betão seja evitada.

Relativamente à cura do betão, deverão ser adoptados particulares cuidados durante o seu processo. Como tal, um dos principais cuidados a ter em consideração está associado ao período de cura,

tornando-se desejável que este seja longo, de forma a garantir que o fenómeno da retracção se dê de um modo mais lento. Como referência, poderão ser considerados os períodos mínimos indicados no Quadro 3.1, referentes a um desenvolvimento da resistência do betão muito lento. No início deste período, é aconselhável que se proceda, logo que possível, à rega ou aspersão com água dos elementos do betão, com vista a manter húmida a superfície do betão durante todo o período de cura, garantindo baixas taxas de evaporação da superfície do betão (NP ENV 13670-1 (2007)) e prevenindo a fendilhação do betão devido à retracção plástica.

Quadro 3.1 – Períodos de cura mínimos para as classes de exposição da NP EN 206-1 (2007) diferentes de X0 e XC1 (Adaptado de NP ENV 13670-1 (2007))

Temperatura da superfície do betão (t) em °C	Período mínimo de cura em dias ^{1), 2)}			
	Desenvolvimento da resistência do betão ⁴⁾			
	$(f_{cm2}/f_{cm28}) = r$			
	Rápido $r \geq 0,50$	Médio $r = 0,30$	Lento $r = 0,15$	Muito lento $r < 0,15$
$t \geq 25$	1	1,5	2	3
$25 > t \geq 15$	1	2	3	5
$15 > t \geq 10$	2	4	7	10
$10 > t \geq 5$ ³⁾	3	6	10	15

¹⁾ Mais o período de presa que exceda 5 horas.

²⁾ É aconselhável a interpolação linear entre os valores nas linhas.

³⁾ Para temperaturas inferiores a 5 °C, a duração deve ser prolongada por um período igual ao tempo em que a temperatura foi inferior a 5 °C.

⁴⁾ O desenvolvimento de resistência do betão, r, é a razão entre a resistência média à compressão aos 2 dias e a resistência média à compressão 28 dias determinadas por ensaios prévios ou baseadas em comportamento conhecido de betões de composição comparável (NP EN 206-1:2000).

Em muitos casos, a necessidade de reaproveitamento das cofragens tem influenciado a descofragem dos elementos ao fim de períodos considerados curtos, o que resulta numa desprotecção do betão durante o seu processo de cura, acelerando o processo de evaporação da água do betão devido à erosão pelo vento e à radiação solar. Deste modo, a permanência das cofragens durante o período mínimo de cura do betão é também um dos cuidados que deve ser tido em consideração na construção de estruturas em betão (NP ENV 13670-1 (2007)), especialmente de depósitos.

A norma NP ENV 13670-1 (2007) refere que pode ser prevista a utilização de membranas de cura que, assim como as cofragens, favorecem a eficácia da cura do betão, evitando a perda rápida de água por evaporação e protegendo-o da erosão do vento. No entanto, a mesma norma não permite a utilização deste tipo de membranas em juntas de construção, em superfícies a tratar ou superfícies em que seja pretendida a aderência a outros materiais, excepto se estes forem totalmente removidos antes da operação subsequente ou se se provar que não têm efeitos prejudiciais nas operações subseqüentes.

Outro cuidado a considerar na execução deste tipo de estruturas está relacionado com a influência que a temperatura ambiente poderá ter na cura do betão. No caso em que as peças betonadas sejam expostas a temperaturas inferiores a 5 °C ou superiores a 30 °C, a cura do betão requer cuidados

acrescidos. De acordo com a norma NP ENV 13670-1 (2007), sempre que durante este processo o betão seja sujeito às temperaturas referidas, torna-se necessário aumentar o período de cura referido no Quadro 3.1 da seguinte forma:

- Para temperaturas inferiores a 5 °C, a duração deve ser prolongada por um período igual ao tempo em que a temperatura foi inferior a 5 °C;
- Os períodos mínimos de cura devem ser duplicados, pelo menos, no caso de superfícies de betão sujeitas à abrasão ou quando a temperatura ambiente for superior a 30 °C.

No que concerne ao dimensionamento destas estruturas, também deverão ser consideradas medidas que contribuam para a prevenção do aparecimento de fendilhação indesejada.

Um dos aspectos a ter em conta está relacionado com a geometria dos elementos estruturais, principalmente no que respeita à espessura da parede do depósito. O facto da espessura de uma parede ser demasiado fina em relação à sua altura, apresenta-se como um problema para a sua betonagem, bem como para a compactação adequada do betão. Visto que uma betonagem cuidada e uma boa compactação se tratam de requisitos primordiais para as estruturas de retenção de líquidos, torna-se essencial considerar na fase de projecto os métodos de construção. A espessura mínima a considerar para as paredes de um depósito não deverá ser inferior a 25-30 cm. Nos casos em que estes limites mínimos não sejam cumpridos, os depósitos apresentarão um comportamento inadequado no que respeita à estanquidade, pois as armaduras não estarão devidamente envolvidas pelo betão (Anchor (1992)). Por outro lado, os esforços gerados por efeitos de deformações impedidas (perda de calor de hidratação, retracção e variações de temperatura) serão tanto maiores quanto mais espessa for a parede, exigindo para paredes mais espessas maior quantidade de armadura para o controlo da fendilhação (ver Expressão 2.25). Assim, é recomendável que a espessura das paredes seja optimizada, prevendo, em certos casos, paredes de espessura variável em altura ou paredes com troços de espessura constante.

Ainda no âmbito do dimensionamento, podem ser indicadas, para além do que foi exposto, as seguintes recomendações:

- Limitar as tensões nas armaduras a valores reduzidos, principalmente nas que constituem a parede;
- Sejam adoptadas armaduras mínimas generosas, devidamente pormenorizadas e com diâmetros e espaçamentos reduzidos;
- Considerar, para efeito de controlo da fendilhação, que a resistência à tracção do betão seja igual à resistência à tracção relativa à classe de betão imediatamente inferior, prevenindo o facto de que certas zonas dos elementos de betão possam não ter desenvolvido as características de resistência pretendidas devido a eventuais anomalias no fabrico, colocação ou cura do betão.

Tal como referido anteriormente, os vários órgãos que desempenham funções de armazenamento de líquidos são sensíveis a possíveis assentamentos de apoio. Assim, torna-se desejável que o solo de suporte das lajes de fundo apresente características de homogeneidade no que se refere aos assentamentos. Deste modo, o estudo geológico geotécnico é crucial, pelo que se recomenda que sejam realizadas campanhas de prospecção geotécnica envolvendo sondagens mecânicas de furação vertical e recolha de amostras de solo dos vários estratos para tratamento laboratorial, com a finalidade de se conhecerem as características de resistência do solo de fundação, as quais assumem grande importância para o projecto destas estruturas.

Note-se que sempre que o solo de fundação seja constituído por vários estratos os efeitos dos assentamentos diferenciais devem ser tidos em consideração na fase de projecto.

De modo a aligeirar o efeito dos assentamentos diferenciais, recomenda-se que a laje de fundo seja dimensionada com espessuras que garantam a resistência aos esforços resultantes desta acção e a correcta ligação com a parede. Em certos casos, quando se verifica uma variedade de estratos na zona superficial do solo de fundação, é recomendável que se proceda à adopção de medidas de melhoramento dos solos ou de fundações indirectas ou profundas.

Atendendo ao facto de que as medidas anteriormente recomendadas apenas contribuem para um controlo da fendilhação mais eficaz, ou seja, não garantindo por si só a inexistência de alguma fissura que possa permitir a fuga do líquido armazenado, poderá ser necessário a utilização de medidas adicionais que assegurem os requisitos para fugas relativos à classe de estanquidade pretendida para os depósitos (ver Quadro 2.3). Assim, com vista a reforçar a estanquidade destas estruturas, recomenda-se que sejam previstas na fase de projecto uma das seguintes medidas ou, caso necessário, várias em simultâneo:

- Utilização de juntas do tipo *waterstop* nas zonas relativas a juntas de betonagem ou juntas de retracção, que evitem a passagem de líquido para o exterior através das fissuras existentes nestas zonas;
- Adopção de revestimentos de impermeabilização que previnam a eventual existência de fugas, como por exemplo, revestimentos por pintura elásticos e flexíveis disponíveis no mercado;
- Recurso a uma solução estrutural de parede pré-esforçada, a qual garante o estado limite de descompressão para o funcionamento em serviço destes órgãos, precavendo a possibilidade da existência de esforços de tracção na parede e, deste modo, a fissuração do betão.

4

ANÁLISE ESTRUTURAL DO DIGESTOR ANAERÓBIO DE UMA ETAR ATRAVÉS DE UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada uma análise estrutural do Digestor Anaeróbio de uma ETAR do distrito do Porto (um depósito circular com cobertura), face à solicitação de cargas de natureza estática associadas às acções definidas no Capítulo 2 da presente dissertação.

Inicialmente é realizada uma breve descrição do programa de cálculo automático utilizado para análise estrutural (4.2), bem como das características geométricas do órgão em estudo (4.3).

A análise é efectuada com base num modelo tridimensional discretizado em elementos finitos, constituído por um conjunto de cascas axissimétricas de revolução, o qual foi modelado através do programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis* (4.4).

A partir do resultado dos esforços obtidos pela análise realizada, é estudado o comportamento da estrutura, avaliando o efeito isolado que cada acção provoca na estrutura e identificando quais as zonas críticas em termos de esforços (4.5). Este estudo é realizado com base nas deformadas e nos mapas de esforços instalados na estrutura relativos a esforços axiais, transversos e de flexão, resultantes de cada acção que actua sobre o depósito, nomeadamente das acções directas e indirectas.

4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO *AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

O *Autodesk Robot Structural Analysis* (ROBOT) é um programa de cálculo automático destinado ao estudo do comportamento de estruturas de diferentes níveis de complexidade. Para além da análise estrutural, este programa possibilita a realização de verificações regulamentares com base nos vários códigos de construção que dispõe na sua base de dados, dos quais se podem destacar os eurocódigos, bem como o fornecimento de informações para o dimensionamento das estruturas, como por exemplo, quantidades de armadura a dispor nos elementos.

Este programa, através das suas potencialidades no domínio da modelação, permite analisar diversos tipos de estruturas, desde as mais simples, como pórticos ou lajes, até estruturas mais complexas que podem envolver elementos de laje, de casca e de barra em conjunto. A fase de introdução de dados é

auxiliada pela apresentação de perspectivas tridimensionais da geometria do modelo, o que torna possível a validação dos dados introduzidos, como, por exemplo, características das secções e dos materiais atribuídos aos elementos da estrutura, contribuindo para a redução de possíveis erros na criação do modelo.

Através do ROBOT é possível realizar análises estáticas e dinâmicas das estruturas, bem como estudar o seu comportamento linear e não linear. Os seus procedimentos de cálculo baseiam-se num dos mais poderosos métodos de análise estrutural, o Método dos Elementos Finitos (MEF), dispondo de um processador de criação automática da malha de elementos finitos, através do qual realiza a discretização dos modelos. Este método de cálculo tem como objectivo a determinação dos estados de tensão e de deformação de uma estrutura, procedendo ao cálculo de diversas variáveis (tensões, esforços, deslocamentos) em termos de valores nodais, fazendo a interpolação para a determinação dos valores no centro dos elementos finitos.

Quanto à definição da malha, este programa dispõe de técnicas para a sua definição automática para que a discretização do modelo seja feita do um modo eficiente. Estas consistem em dois métodos: o método de *Coons* e o método de *Delaunay*. Segue-se uma definição sumária de cada um destes métodos:

- O método de *Coons* divide a estrutura em estudo, em elementos triangulares ou quadriláteros, de forma a que lados opostos sejam divididos no mesmo número de segmentos. Ou seja, faces opostas da estrutura em estudo são divididas o mesmo número de vezes, existindo uma ligação entre os pontos de uma face com os pontos da face oposta. Um exemplo da sua aplicação encontra-se representado na Figura 4.1.a).
- O método de *Delaunay*, consiste na divisão optimizada em triângulos e, no ROBOT, apenas pode ser usado em elementos planos, ao contrário do método de *Coons* que pode ser utilizado em elementos volumétricos. A sua utilização é aconselhada em casos em que existam aberturas, ou em que a geometria seja mais complicada. Na Figura 4.1.b) encontra-se um exemplo da divisão obtida utilizando este tipo de malha.

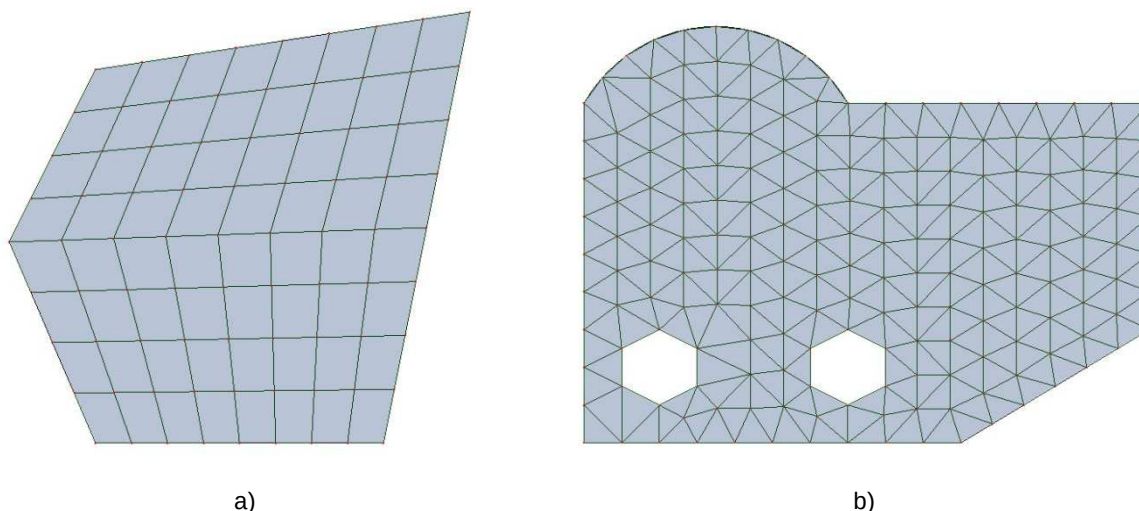


Figura 4.1 – Exemplo dos métodos de criação automática da malha de elementos finitos do ROBOT: a) malha de elementos finitos criada pelo método de *Coons*; b) malha de elementos finitos criada pelo método de *Delaunay*

Contudo, o ROBOT disponibiliza ferramentas para a manipulação manual da malha, com vista ao seu refinamento em zonas de aberturas, junto a cargas concentradas ou em zonas junto a apoios, por exemplo.

Os resultados da análise são apresentados através de mapas ou através de diagramas, porém estes podem ser consultados através de tabelas com a descrição detalhada dos valores nodais. Outra opção que o ROBOT disponibiliza, a qual se torna bastante útil no sentido de averiguar possíveis erros na criação do modelo ou na definição das acções, é a possibilidade de visualização da deformada da estrutura em 3D.

4.3. DESCRIÇÃO DO DEPÓSITO

O Digestor Anaeróbio em estudo é um órgão que integra as infra-estruturas de uma ETAR localizada no distrito do Porto, destinada ao tratamento dos efluentes de três dos concelhos deste distrito.

A sua implantação situa-se a 100,00 m das margens de um rio, o que potencializa o risco de ocorrência de cheias neste local, onde a cota máxima das águas poderá atingir os + 9,50 m.

Quanto às condições climáticas, o local de implantação da ETAR não apresenta características que possam vir a influenciar a construção desta estrutura nem o seu correcto comportamento estrutural, visto que a temperatura média anual é de + 16 °C, não apresentando grandes diferenciais de temperatura, e a média anual da humidade relativa do ar é de 80 %, a qual não é susceptível de agravar possíveis efeitos da retracção do betão por secagem.

A Figura 4.2 apresenta uma vista aérea da implantação da ETAR, onde é indicada com uma circunferência a localização destes dois órgãos.



Figura 4.2 – Vista aérea dos Digestores Anaeróbios em estudo

Este órgão tem como função, a acumulação, reserva e tratamento de lamas, cujo nível máximo no interior se situa a 16,65 m acima da base da parede. A sua temperatura interior é de cerca de 35 °C, dado que constitui a temperatura ideal para a digestão das lamas. A ETAR em causa dispõe de dois

Digestores Anaeróbios (DA-1 e DA-2) de características iguais, pelo que no presente trabalho apenas se procedeu ao estudo de um, o DA-1.

O DA-1 é um depósito de secção circular em planta, cujo diâmetro exterior das suas paredes é de 16,00 m e a sua altura é de 18,65 m, representando o órgão com maior desenvolvimento em altura desta infra-estrutura.

Trata-se de uma estrutura coberta com uma laje maciça em betão armado, com uma espessura de 0,30 m, de forma circular em planta, com um diâmetro de 16,00 m medido pela face exterior da parede. Esta laje tem a particularidade de dispor uma abertura na zona central com um diâmetro de 2,00 m, cuja função é permitir a instalação do equipamento do agitador de lamas. Na periferia desta abertura, encontra-se uma viga de bordadura de secção transversal rectangular de dimensões $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$.

As coberturas dos dois Digestores Anaeróbios são acessíveis através de umas escadas em betão armado que acedem a um passadiço o qual, permite a circulação de pessoas entre as duas coberturas, tal como se verifica na Figura 4.3. Com vista a simplificar a modelação do DA-1, considerou-se que este passadiço se encontra simplesmente apoiado nas duas coberturas.



Figura 4.3 – Acesso à cobertura dos Digestores Anaeróbios

Este depósito pode ser classificado como semi-enterrado, pois encontra-se enterrado até à cota + 10,00 m, correspondente à cota da plataforma geral da obra (Figura 4.4 e Figura 4.5.b)). A parede exterior, de espessura variável, tem uma espessura uniforme de 0,50 m desde da sua base até a uma altura de 6,10 m e de 0,35 m no seu restante desenvolvimento até ao topo. A laje de fundo apresenta uma inclinação que varia desde a cota + 4,00 m, junto aos bordos formados com as paredes até à cota + 3,50 m na parte central da laje e apoia directamente no maciço de fundação. A sua espessura geral é de 0,30 m e, nas secções de apoio e ligação à parede exterior, apresenta um espessamento local de desenvolvimento circunferencial, de 0,50 m. Atendendo à Figura 4.5.b), no centro da laje de fundo verifica-se uma ligeira variação de espessura, pelo que se optou, nos subcapítulos seguintes, considerar uma espessura média de 0,35 m.



Figura 4.4 – Zona do DA-1 abaixo da cota da superfície do solo

Na Figura 4.5 estão apresentados uma planta e um corte do DA-1, definindo as características geométricas deste órgão.

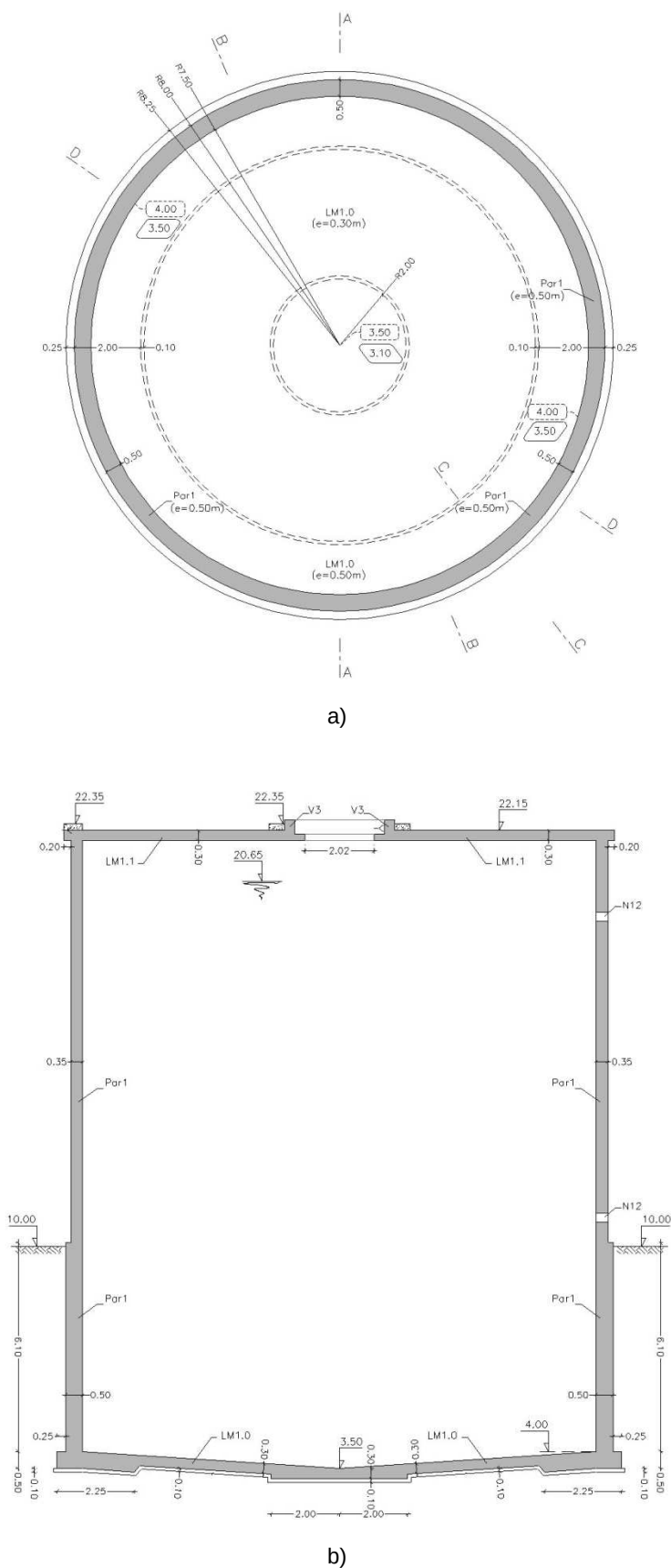


Figura 4.5 – Geometria do DA-1: a) planta de fundo à cota +4m; b) corte A-A

4.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

4.4.1. DISCRETIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A análise estrutural do DA-1 foi efectuada através de um modelo tridimensional constituído por elementos de casca e elementos de barra. Para o desenvolvimento do modelo, recorreu-se ao modo *Shell Design* disponibilizado pelo ROBOT para o estudo de estruturas com elementos de casca, o qual considera 6 graus de liberdade por nó: 3 graus correspondentes a deslocamentos segundo os 3 eixos principais (U_x , U_y e U_z) e outros 3 graus correspondentes a rotações segundos esses mesmos eixos (R_x , R_y e R_z).

Basicamente, o modelo é definido por três painéis diferentes: um com a forma de casca cónica axissimétrica que representa a laje de fundo, outro de forma de casca vertical axissimétrica que representa a parede e outro de forma de casca circular horizontal que dispõe de uma abertura circular central, o qual representa a laje de cobertura. Estes painéis definem a face intermédia dos elementos do depósito que representam. Para a modelação da viga de bordo existente na abertura da laje de cobertura, recorreu-se ao uso de elementos de barra com uma secção transversal rectangular de $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$.

Com o objectivo de modelar a parede do depósito respeitando a variação de espessuras que esta apresenta (Figura 4.5), optou-se por dividir o painel que a define, em duas partes: a primeira correspondente aos primeiros 6,10 m a contar da base da parede, à qual foi atribuída uma espessura de 0,50 m, e a segunda correspondente ao restante desenvolvimento da parede, com uma espessura de 0,35 m.

Quanto à definição das espessuras da laje de fundo, foi seguido o mesmo procedimento utilizado para a parede mas, tendo em conta o facto de esta se encontrar apoiada directamente no solo. O ROBOT permite que, nestes casos, se possa definir a espessura de um elemento considerando que este se encontra apoiado numa fundação elástica. Os parâmetros da fundação utilizados na modelação da laje de fundo estão indicados no Quadro 4.1, os quais correspondem a valores correntes. Assim, procedeu-se à divisão do painel da laje de fundo em três partes: a primeira de geometria circular correspondente à zona central da laje, à qual foi atribuída uma espessura média de 0,35 m, a segunda de geometria anelar com uma espessura de 0,30 m e a terceira, também de geometria anelar correspondente à zona extrema da laje, cuja espessura atribuída foi de 0,50 m.

Quadro 4.1 – Parâmetros da fundação elástica considerada na modelação do DA-1

K_z	K_x	K_y
30000 kN/m^3	9000 kN/m^3	9000 kN/m^3

A Figura 4.6 representa, de uma forma esquemática, as espessuras atribuídas à parede e à laje de fundo, as quais se encontram identificadas com cores.

A discretização do modelo em elementos finitos foi feita através do processador de criação automática da malha disponível no ROBOT, utilizando o método de Coons referido no subcapítulo 4.2 da presente dissertação. A malha de elementos finitos é constituída predominantemente por elementos quadriláteros de 4 nós com dimensões máximas de 0,50 m. Devido ao modelo apresentar dimensões consideráveis, achou-se que a dimensão adoptada para os elementos da malha seria razoável e capaz

de fornecer resultados com um nível de precisão aceitável, pois pretendeu-se não subcarregar o cálculo do modelo, evitando desse modo, que a leitura de resultados fosse demorada.

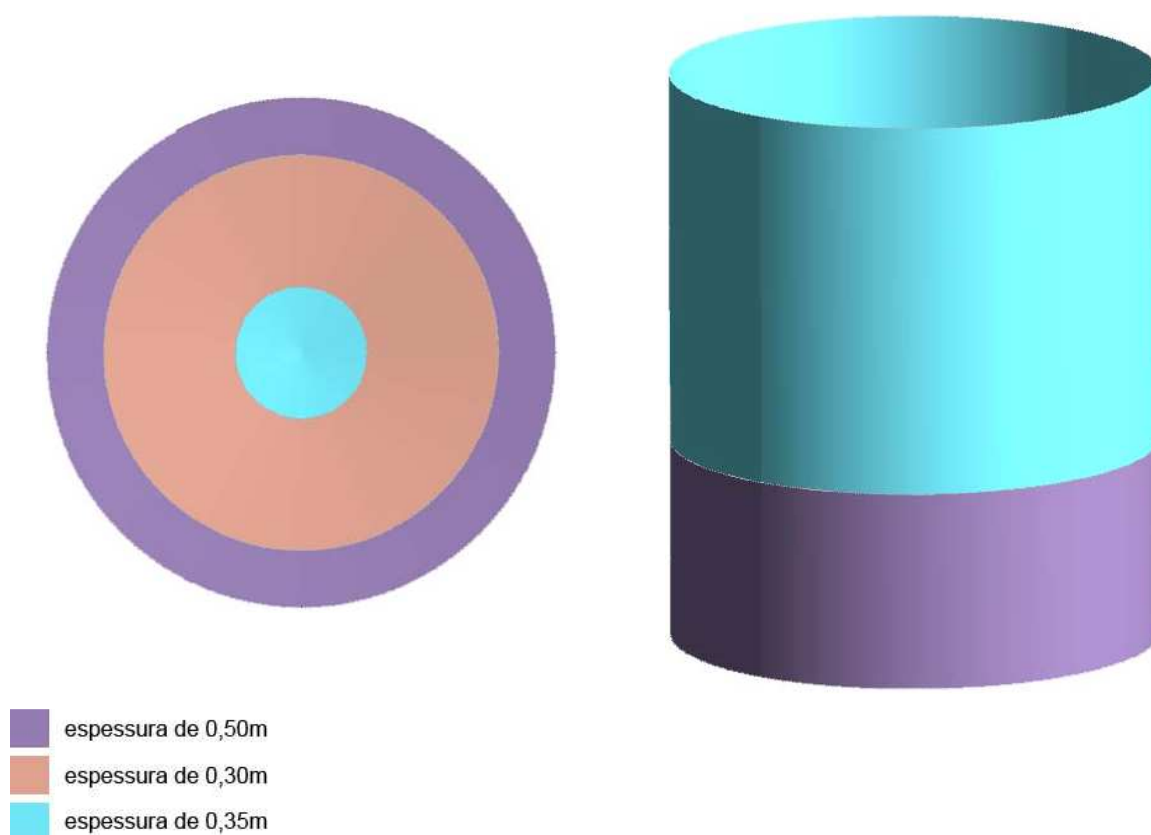


Figura 4.6 – Identificação das espessuras da laje de fundo e parede do modelo do DA-1

Nas zonas próximas do centro da laje de fundo e da abertura da laje de topo, optou-se por refinar a malha de elementos finitos pois, atendendo à geometria circular da estrutura, os elementos próximos destas zonas apresentavam dimensões desproporcionais, o que poderia influenciar a precisão dos resultados. A Figura 4.7 representa, de uma forma pormenorizada, a malha de elementos finitos adoptada para o modelo.

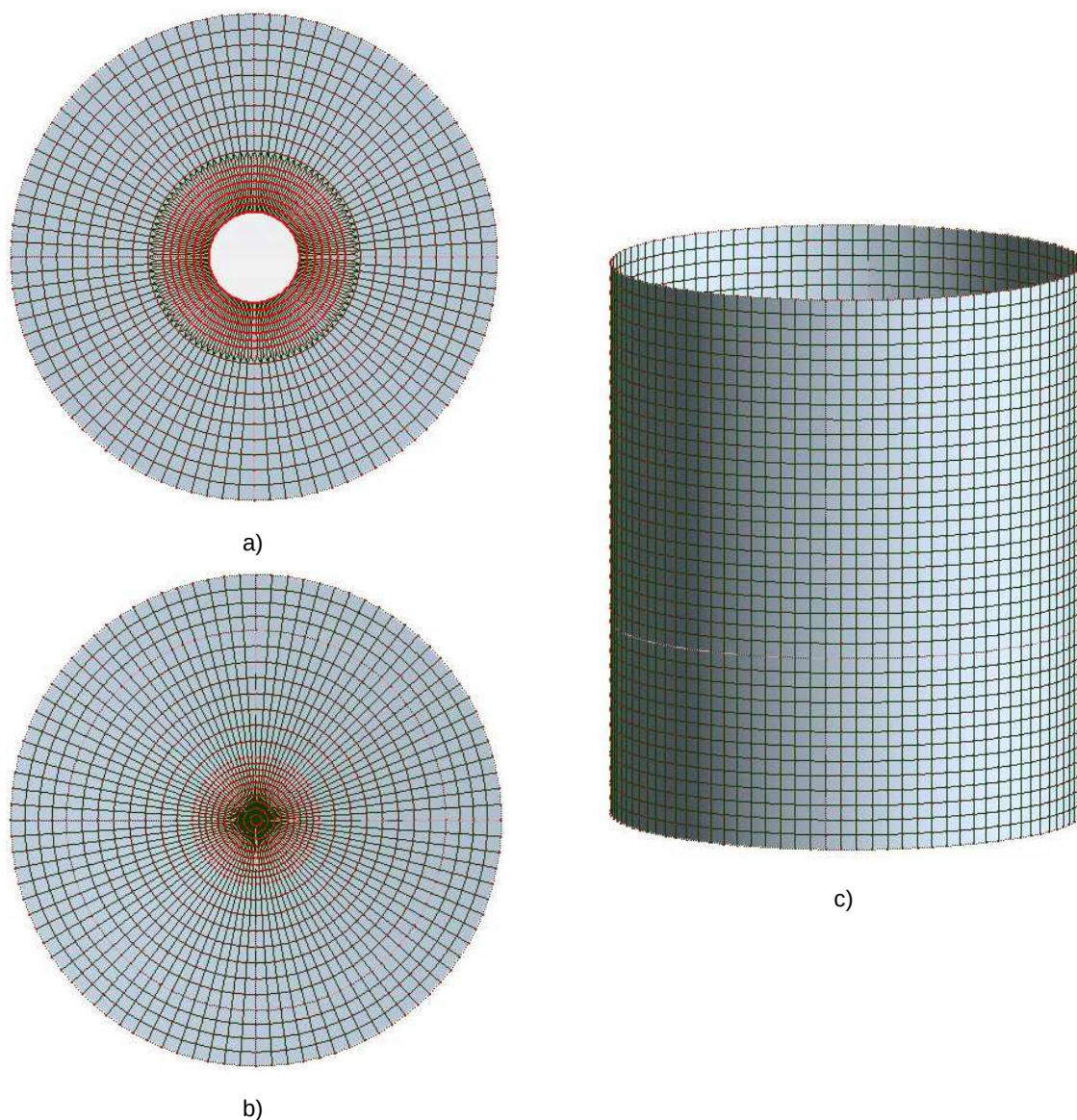


Figura 4.7 – Malha de elementos finitos adoptada para o DA-1: a) cobertura; b) laje de fundo; c) parede exterior

4.4.2. CARGAS

As cargas consideradas na criação do modelo de análise estrutural do depósito, correspondem às acções referidas no Capítulo 2. De seguida, são descritas as características dessas acções que serviram de base para a modelação das várias cargas aplicadas à estrutura.

4.4.2.1. Peso próprio e restantes cargas permanentes

O peso próprio da estrutura foi calculado em função do volume dos seus elementos e do tipo de material que os constituem. Após a definição da geometria do modelo em estudo, dos seus materiais, das espessuras e das secções dos elementos que o constituem, o ROBOT procedeu ao cálculo automático do seu peso próprio e, por defeito, associou esta carga ao primeiro tipo de carga definido, o qual, no presente modelo, foi intitulado de “PP”.

Relativamente ao peso próprio do passadiço que apoia na cobertura dos Digestores, este também foi tido em conta. Para a sua modelação, procedeu-se à atribuição de uma carga linear uniforme distribuída numa extensão de 1m na periferia da laje de cobertura do modelo. O cálculo do valor desta carga está apresentado na Expressão 4.1, considerando-se as dimensões geométricas do passadiço, bem como o facto de este se encontrar simplesmente apoiado nos dois órgãos (DA-1 e DA-2).

$$P_{Passadiço} = \gamma_{bet} \cdot e_{Pass} \cdot a_{Pass} \cdot \frac{L_{Pass}}{2} = 25 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot \frac{3,4}{2} = 10,63 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

As Restantes Cargas Permanentes (RCP) consideradas no modelo correspondem ao peso próprio dos revestimentos e isolamentos da cobertura e ao peso próprio do equipamento do agitador de lamas. Em relação aos revestimentos e isolamentos da cobertura, estes representam uma carga uniformemente distribuída de 2,00 kN/m². A carga correspondente ao equipamento do agitador de lamas foi considerada como sendo linear uniforme e foi distribuída sobre a viga de bordadura localizada na abertura da laje de topo, com um valor, de acordo com as especificações deste equipamento, igual a 1,32 kN/m (peso total de 12,00 kN).

4.4.2.2. Produto armazenado

O DA-1 está destinado ao armazenamento de efluente, cuja nível máximo poderá atingir os 16,65 m acima da base da parede (cota + 20,65 m). A modelação desta carga consistiu na aplicação às paredes do depósito e à laje de fundo, de uma carga do tipo “pressão hidrostática” disponibilizada no ROBOT (designada de “HIDR”), para o qual se considerou um peso volúmico das lamas de 11,00 kN/m³.

4.4.2.3. Terras e águas exteriores

As cargas relativas às terras e às águas exteriores estão associadas, respectivamente, ao impulso lateral provocado pelo aterro circundante, cuja superfície se localiza à cota + 10,00 m (Figura 4.5), e ao impulso provocado pelas águas freáticas. Estas cargas foram consideradas, tal como as associadas ao produto armazenado, como sendo do tipo “pressão hidrostática” (acção “Terras” e acção “NF”), actuando sobre a parede do depósito no sentido do exterior para o interior.

Relativamente ao cálculo do valor da carga proveniente das terras exteriores, considerou-se as características do solo apresentadas no Quadro 4.2 e o impulso activo dado pela Expressão 2.5, cujo cálculo é apresentado abaixo.

Quadro 4.2 – Parâmetros geotécnicos do solo de aterro circundante

γ_{solo}	ϕ'	E_{solo}
20,00 kN/m ³	35°	30 MPa

$$K_a = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0,27 \quad (4.2)$$

Quanto às águas exteriores, admitiu-se que o seu nível correspondesse à situação mais desfavorável em termos de esforços na estrutura, ou seja, à cota de cheia, a qual atinge os + 9,50 m (0,50 m abaixo da superfície do solo). Para efeitos de modelação desta carga, considerou-se que o peso volúmico destas águas é igual a 10,00 kN/m³.

4.4.2.4. Variação da temperatura

Atendendo à altura elevada do DA-1, o que favorece a sua exposição solar, achou-se conveniente considerar uma variação uniforme da temperatura igual a + 15 °C, tal como referido anteriormente no Capítulo 2. Para tal, recorreu-se a uma carga do tipo térmica disponibilizada pelo ROBOT, a qual se aplicou aos elementos da laje de cobertura e da parede do depósito (acção “dT_15”).

4.4.2.5. Sobrecargas

As sobrecargas aplicadas à estrutura correspondem à sobrecarga actuante na cobertura do depósito (“Q_{cob}”) e à sobrecarga considerada sobre o aterro circundante para efeitos do impulso de terras (“Q_{terras}”). A sobrecarga actuante na cobertura foi modelada através de uma carga uniformemente distribuída, com um valor de 2,00 kN/m², de acordo com 2.3.1. No mesmo subcapítulo é referido que o valor considerado para a sobrecarga actuante sobre o aterro circundante é de 10,00 kN/m². Atendendo ao facto de esta carga não actuar directamente sobre o depósito mas sim, indirectamente sob forma de impulso lateral, a sua modelação consistiu na atribuição de uma carga uniformemente distribuída sobre os primeiros 6,10 m de parede, cujo valor foi obtido pela seguinte expressão:

$$I_{Q_{terras}} = K_a \cdot q_{Q_{terras}} = 0,27 \cdot 10 = 2,7 \text{ kN/m}^2 \quad (4.3)$$

4.4.3. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Tendo em vista a análise de esforços instalados na estrutura, achou-se conveniente considerar os esforços associados ao seu faseamento construtivo. Tal como referido no Capítulo 3, os principais esforços resultantes da construção dos depósitos provêm de deformações impostas, principalmente devidas à retracção do betão. A análise destes esforços consistiu na criação de nove modelos (Figura 4.8) aos quais estão associadas, respectivamente, as seguintes fases de betonagem com uma altura de cerca de 2,00 m:

- 1ª Fase – Parede com espessura constante de 0,50 m até cerca de 2,00 m de altura acima da laje de fundo;
- 2ª Fase – Parede com espessura constante de 0,50 m, desde o limite da 1ª fase até 4,00 m acima da laje de fundo;
- 3ª Fase – Parede com espessura constante de 0,50 m, desde o limite da 2ª fase até 6,10 m acima da laje de fundo;
- 4ª Fase – Parede com espessura constante de 0,35 m, desde o limite da 3ª fase até 8,10 m acima da laje de fundo;
- 5ª Fase – Parede com espessura constante de 0,35 m, desde o limite da 4ª fase até 10,10 m acima da laje de fundo;
- 6ª Fase – Parede com espessura constante de 0,35 m, desde o limite da 5ª fase até 12,10 m acima da laje de fundo;

- 7ª Fase – Parede com espessura constante de 0,35 m, desde o limite da 6ª fase até 14,10 m acima da laje de fundo;
- 8ª Fase – Parede com espessura constante de 0,35 m, desde o limite da 7ª fase até 16,10 m acima da laje de fundo;
- 9ª Fase – Parede com espessura constante de 0,35 m, desde o limite da 8ª fase até ao topo da parede.

Os modelos foram desenvolvidos com as mesmas características de discretização apresentadas em 4.4.1. Para a modelação do efeito da retracção nas paredes do depósito, aplicou-se uma variação uniforme de temperatura igual a -15°C , tal como referido em 2.3.4.1, ao painel de parede correspondente à fase de betonagem considerada no respectivo modelo.

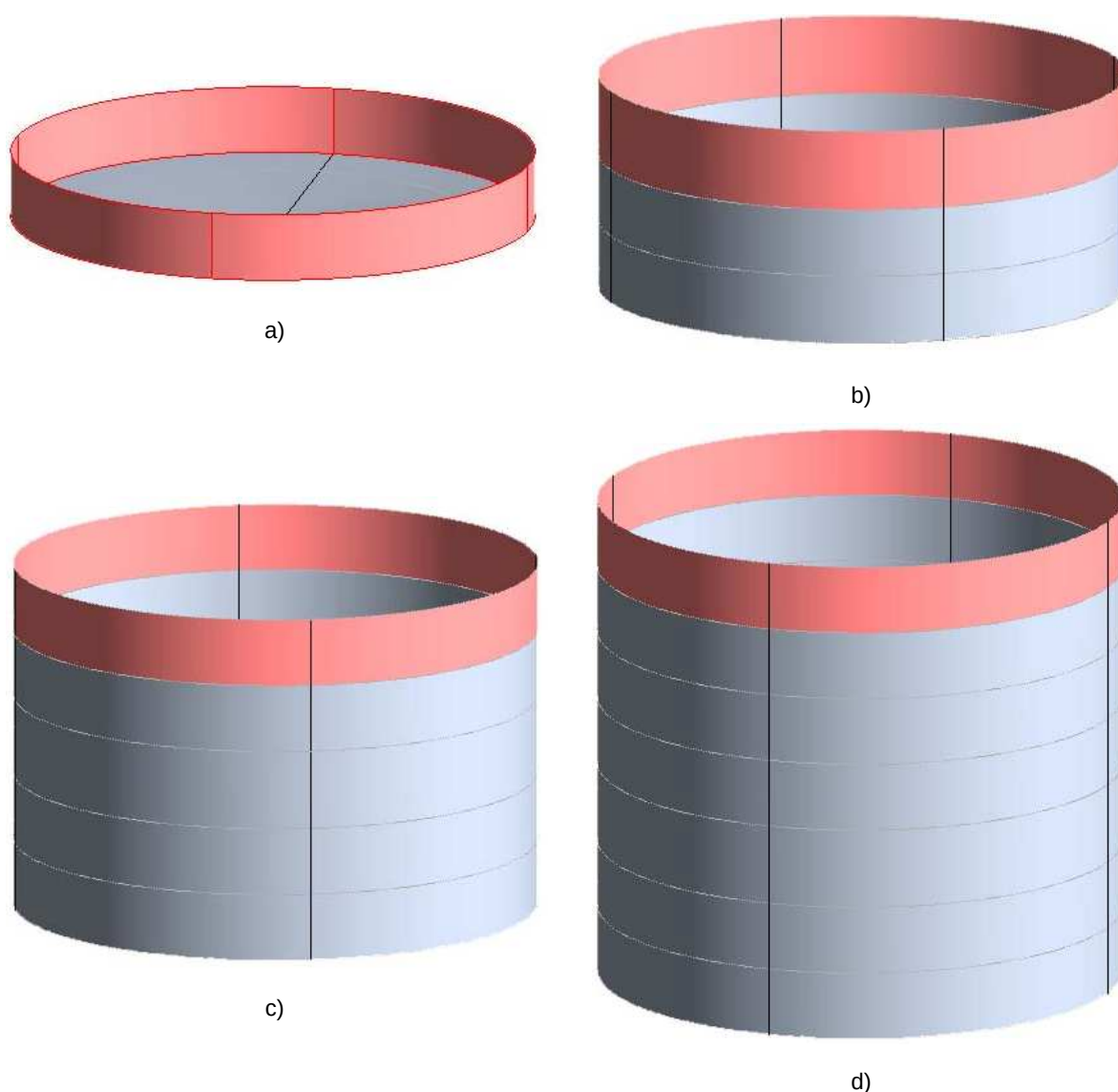


Figura 4.8 – Modelos de cálculo associados às várias fases de betonagem do DA-1: a) modelo de cálculo relativo à 1ª fase; b) modelo de cálculo relativo à 3ª fase; c) modelo de cálculo relativo à 5ª fase; d) modelo de cálculo relativo à 7ª fase

Na realidade, a laje de fundo representa uma restrição total à deformação do tramo betonado na 1ª fase devido à retracção pois, na generalidade dos casos, a parede é betonada algum tempo após a betonagem da laje de fundo mas, quando esta restrição é provocada por um tramo de parede já betonado, como é o caso dos tramos correspondentes a todas as outras fases, o grau de restrição não é tão elevado, pois apenas impede parcialmente a retracção. Isto deve-se ao facto de, quando um tramo de parede é betonado sobre outro, a retracção deste é aliviada pois o tramo inferior ainda se encontra a retrair. Sendo assim, a consideração de uma variação uniforme de temperatura igual a $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ nos tramos de parede betonados a partir da 1ª fase provocará esforços na estrutura superiores aos realmente instalados. Visto que se trata de um procedimento conservativo, esta variação uniforme de temperatura foi aplicada a todos os tramos de parede admitindo-se que, no limite, a betonagem de um tramo é realizada após a retracção do tramo anteriormente betonado já ter terminado.

4.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Finalizada a modelação da estrutura e definição das acções no programa ROBOT, realizou-se o cálculo estrutural do modelo para a análise dos esforços actuantes e posterior estudo do seu comportamento estrutural. Nesta análise são estudados os efeitos que as acções provocam na estrutura, identificando quais as zonas da estrutura mais solicitadas.

De seguida, são apresentados os resultados da análise sob forma de mapas de esforços e representações gráficas das deformadas da estrutura associados a cada acção. Relativamente à convenção de sinais utilizada para os esforços apresentados, esta corresponde à convenção pré-definida pelo ROBOT, a qual considera que os esforços axiais (N) de sinal positivo desenvolvem tracções nos elementos estruturais e os de sinal negativo compressões, e que os momentos flectores (M) de sinal positivo, no caso das paredes, desenvolvem tracções nas fibras exteriores e compressões nas fibras interiores, e, no caso das lajes, desenvolvem tracções nas fibras inferiores e compressões nas superiores. Quanto à orientação dos esforços, esta é de acordo com o referencial local apresentado nas imagens, o qual corresponde a um referencial polar. A Figura 4.9 ilustra, de forma esquemática, a convenção de sinais adoptada pelo ROBOT.

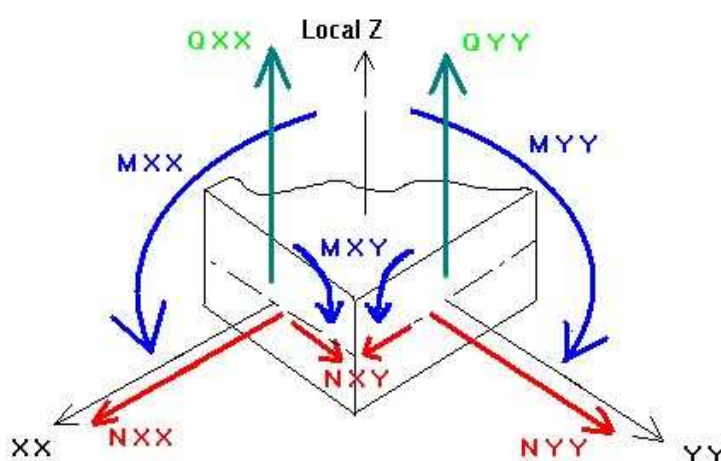


Figura 4.9 – Convenção de esforços adoptada pelo programa ROBOT

4.5.1. ACÇÕES DIRECTAS

4.5.1.1. Peso próprio e restantes cargas permanentes

As acções de carácter permanente provocam esforços que se instalam na estrutura logo após a sua construção e permanecem ao longo da sua vida.

A deformada da estrutura associada a estas cargas encontra-se representada de uma forma esquemática na Figura 4.10. Esta torna-se bastante útil para a interpretação dos resultados da análise, verificação de erros na aplicação das cargas no modelo e interpretação do comportamento estrutural face às acções actuantes.

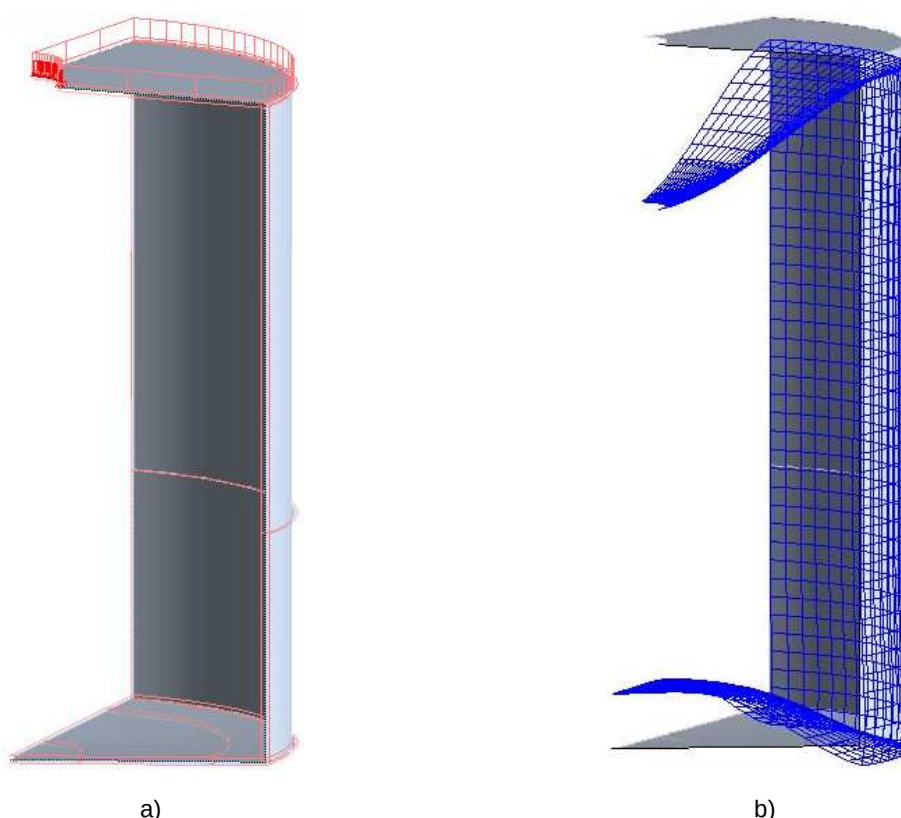


Figura 4.10 – a) Cargas permanentes aplicadas ao DA-1; b) Deformação do DA-1 associada às cargas permanentes

Os esforços axiais devidos a estas acções estão apresentados na Figura 4.11, através da qual, é possível identificar quais as zonas da estrutura onde estes assumem fulcral importância.

De acordo com as Figuras 4.11.a) e b), é possível verificar que a laje de cobertura se encontra sujeita a esforços axiais de compressão, quer no sentido radial (direcção X), quer no circunferencial (direcção Y). No sentido radial, as zonas da laje mais comprimidas situam-se na sua periferia, enquanto que, no sentido circunferencial, os esforços de compressão assumem maior valor na proximidade da abertura.

Na laje de fundo do depósito, os esforços axiais instalados demonstram valores mais significativos que na cobertura. De acordo com a Figura 4.11.c), verifica-se que no sentido radial, este elemento apresenta esforços de compressão, os quais são mais acentuados junto da zona central. Já no sentido circunferencial (Figura 4.11.d)), a zona central da laje encontra-se sujeita a esforços de compressão da

mesma ordem de grandeza que no sentido radial mas, na zona de união da laje com a parede do órgão, desenvolvem-se tracções, as quais se devem à continuidade de esforços circunferenciais instalados na parede.

O elemento da estrutura mais penalizado pelos esforços axiais devidos às cargas permanentes é a parede. Através da Figura 4.11.e), é possível observar que este elemento está sujeito a esforços de tracção no sentido circunferencial (direcção X). Os valores máximos destes esforços situam-se na proximidade da base da parede, agravando, deste modo, a formação de fendas devido à deformação impedida pela laje de fundo associada à retracção do betão (Figura 4.31). Quanto aos esforços axiais verticais (direcção Y), correspondem a compressões que assumem valores cada vez maiores à medida que se aproximam da base da parede, tal como se verifica na Figura 4.11.f).

Na Figura 4.12 são ilustrados os mapas de esforços do DA-1 relativos aos momentos flectores resultantes desta acção. Na cobertura do depósito, desenvolvem-se momentos flectores de sinal positivo junto da abertura e de sinal negativo na proximidade da ligação com a parede, quer na direcção Y, quer na direcção X, sendo que nesta última ocorrem os maiores valores destes esforços. Quanto à laje de fundo, esta representa o elemento da estrutura com momentos flectores de maior grandeza. Na Figura 4.12.c), é possível identificar que estes momentos flectores ocorrem na direcção X e são de sinal positivo, localizando-se na zona de ligação com a parede do depósito. Na direcção Y, verifica-se que os momentos flectores de maior valor são de sinal negativo e desenvolvem-se na zona de variação de espessura de 0,50 m para 0,30 m (Figura 4.12.d)).

No que respeita aos momentos flectores que se desenvolvem na parede, é possível observar na Figura 4.12.e) que os que correspondem à direcção Y são de sinal positivo e assumem os valores máximos na sua base, os quais apresentam a mesma ordem de grandeza dos esforços verificados na periferia da laje de fundo (Figura 4.12.c)), facto que se deve à sua continuidade com esta. Relativamente à direcção X, os momentos flectores assumem valores próximos de zero, excepto na zona da base, onde se registam esforços de flexão de maior grandeza devido à rigidez que a laje de fundo proporciona à parede (Figura 4.12.f)).

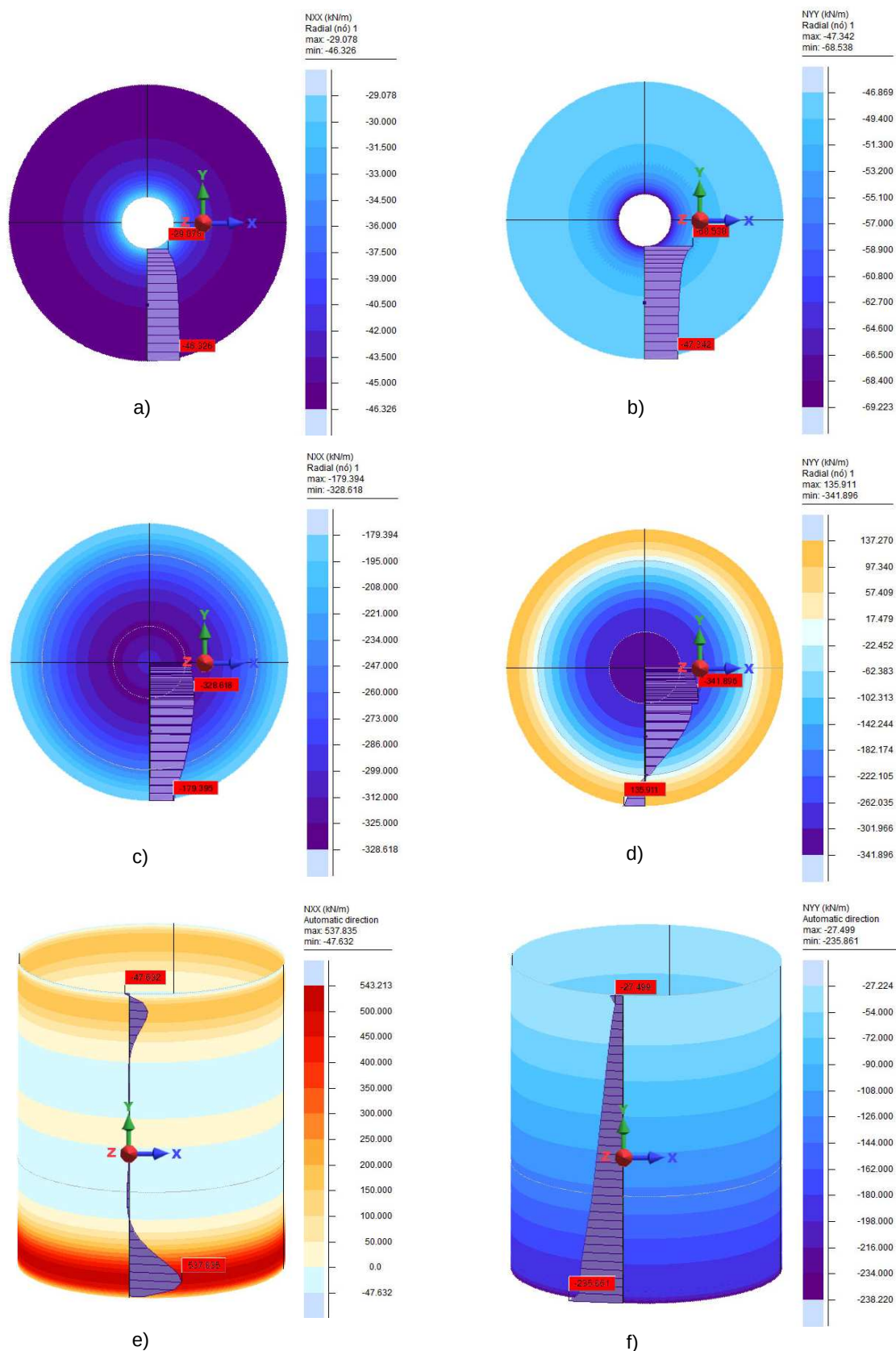


Figura 4.11 – Esforços axiais no DA-1 devido às cargas permanentes: a) Nxx na laje de cobertura; b) Nyy na laje de cobertura; c) Nxx na laje de fundo; d) Nyy na laje de fundo; e) Nxx na parede; f) Nyy na parede

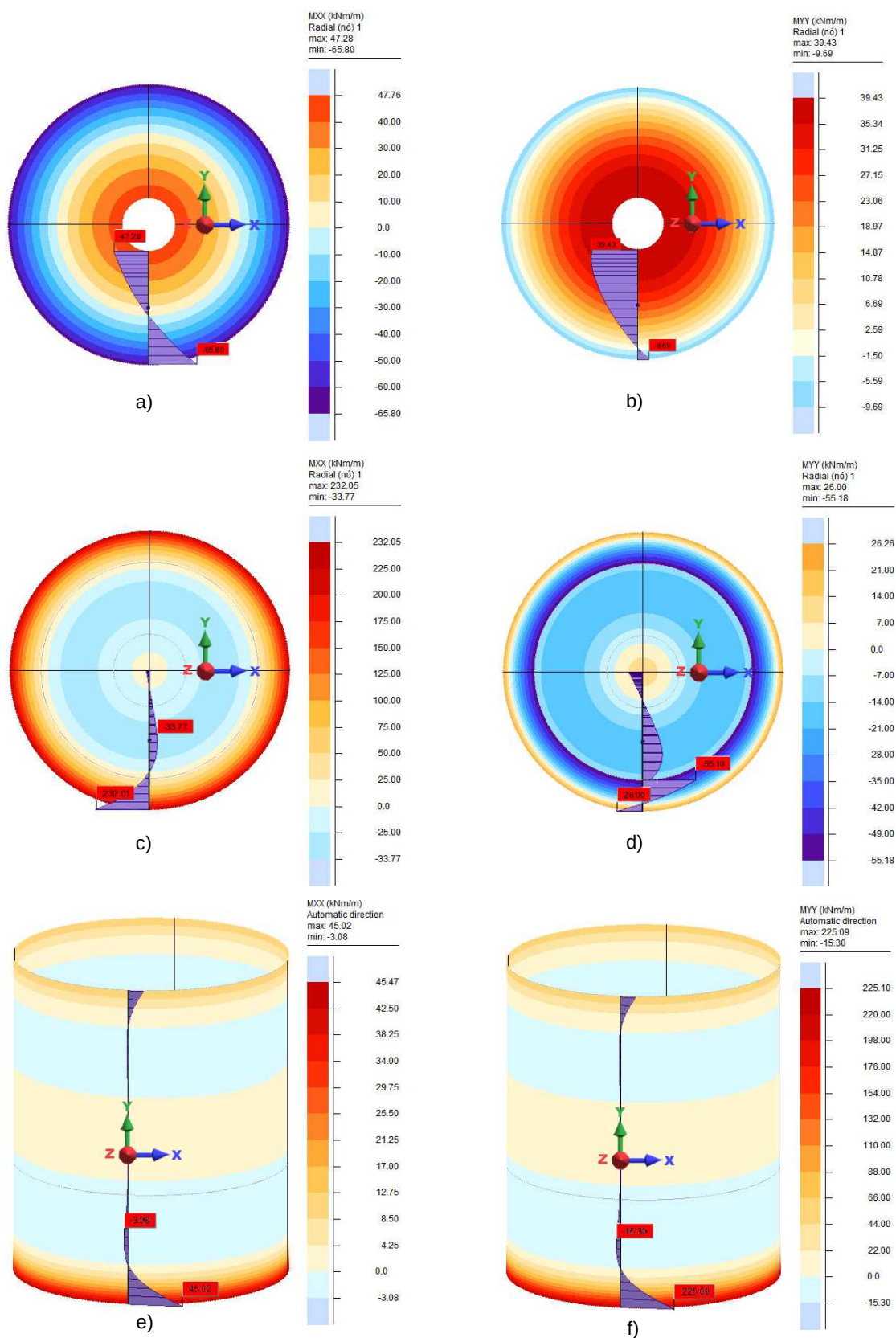


Figura 4.12 – Momentos flectores no DA-1 devido às cargas permanentes: a) Mxx na laje de cobertura; b) Myy na laje de cobertura; c) Mxx na laje de fundo; d) Myy na laje de fundo; e) Mxx na parede; f) Myy na parede

Os esforços transversos desenvolvidos pelas acções permanentes, podem ser consultados na Figura 4.13. A laje de cobertura do DA-1 é um elemento que não é afectado significativamente por este tipo de esforços. Enquanto que na direcção Y estes esforços apresentam valores praticamente nulos, na direcção X tomam valores na ordem dos 30,00 kN na sua zona periférica. A laje de fundo, na direcção Y, apresenta esforços bastante baixos, os quais também se consideram desprezáveis, embora na direcção X, este elemento regista os maiores esforços transversos da estrutura na sua zona periférica (aproximadamente 180,00 kN). Na base da parede do depósito, os esforços transversos verificados na direcção X são da mesma ordem de grandeza dos instalados na periferia da laje de fundo, sendo que, na direcção Y, este tipo de esforços assume valores insignificativos.

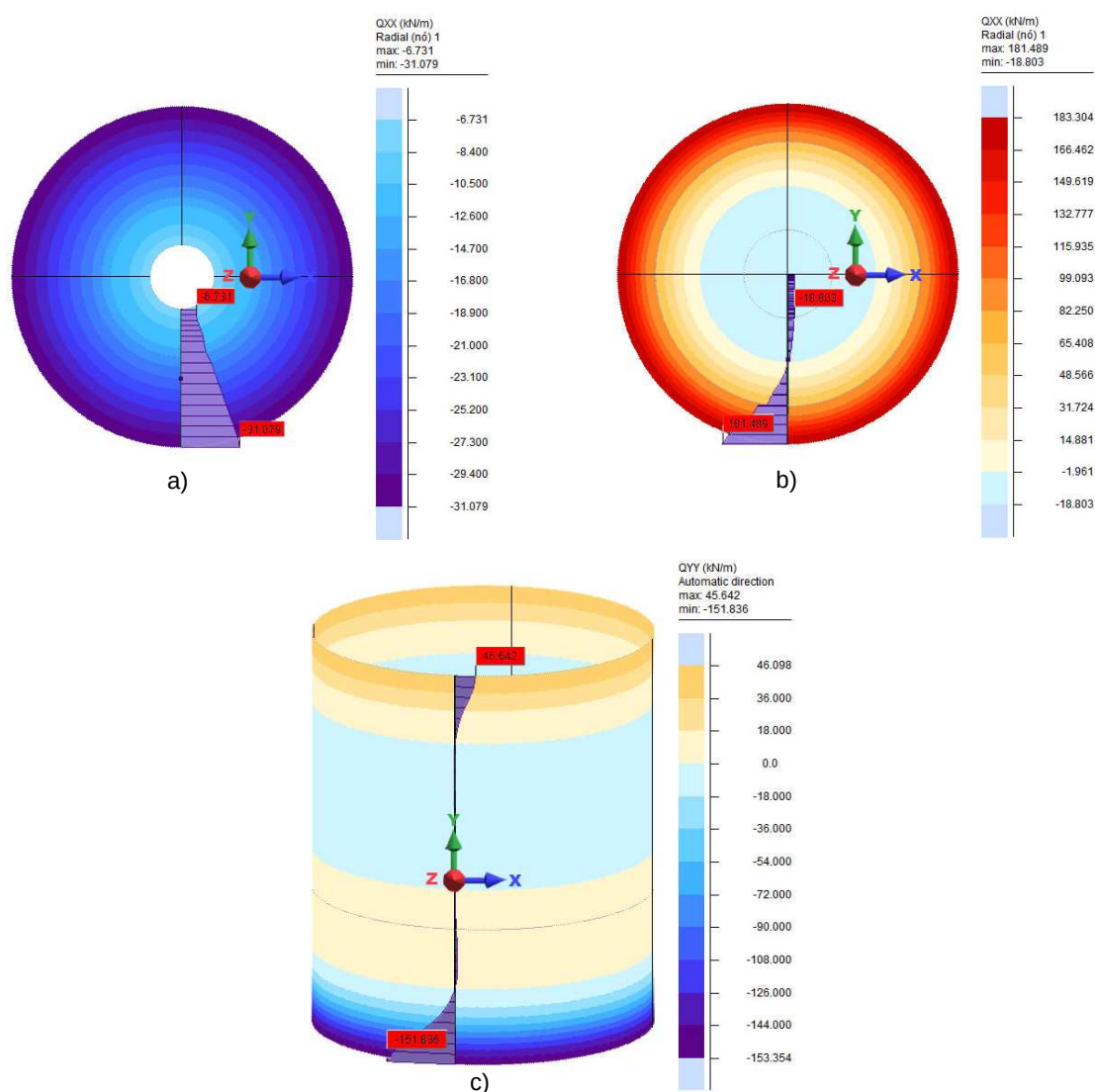


Figura 4.13 – Esforços transversos no DA-1 devido às cargas permanentes: a) Qxx na laje de cobertura; b) Qxx na laje de fundo; c) Qyy na parede

Com base nos mapas de esforços apresentados nesta secção, conclui-se que as zonas mais afectadas pelas acções permanentes situam-se junto à periferia da laje de fundo e junto à base da parede do

depósito. Será de referir que estas acções são as que desenvolvem maiores esforços de flexão e de corte nos elementos da estrutura, principalmente na laje de fundo e na parede.

Face aos resultados obtidos, verifica-se que a deformada da estrutura (Figura 4.10.b)) corresponde ao comportamento esperado perante as acções permanentes que a solicitam, confirmando a direcção e convenção dos esforços apresentados.

4.5.1.2. Impulsos hidrostáticos interiores

Os impulsos hidrostáticos interiores são uma acção axissimétrica que provocam uma deformação radial nas paredes do depósito (sentido do interior para o exterior). Esta deformação tende a incrementar o raio deste órgão, sendo este incremento acompanhado por esforços axiais de tracção que se desenvolvem na parede e na laje de fundo, caso esta seja inclinada, contrariando a deformação radial.

Na Figura 4.14 está representada, de forma esquemática, a deformada do DA-1, através da qual se pode observar a resposta da estrutura à acção dos impulsos hidrostáticos interiores. Nesta figura o incremento do raio do depósito é bem visível (embora a uma escala ilustrativa) na zona da base da parede, justificando deste modo a grandeza dos esforços axiais de tracção registados, os quais correspondem aos mais significativos das acções directas.

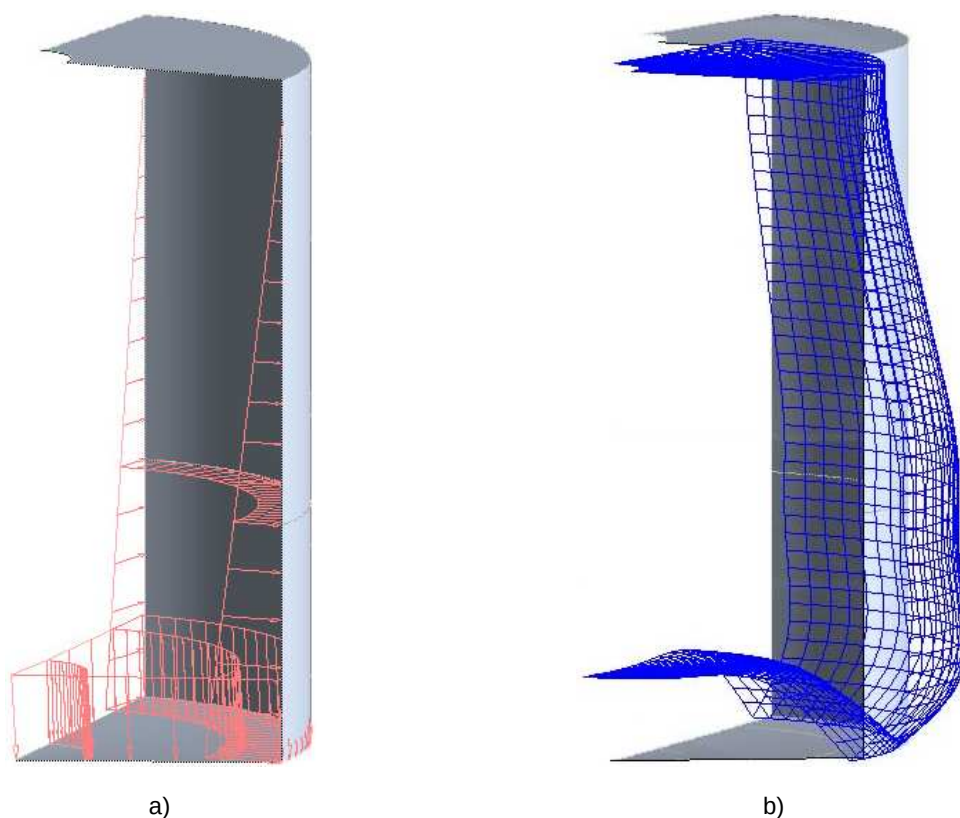


Figura 4.14 – a) Impulsos hidrostáticos interiores aplicados ao DA-1; b) Deformação do DA-1 associada aos impulsos hidrostáticos interiores

A Figura 4.15 apresenta os esforços axiais instalados nos elementos estruturais devidos a esta acção.

Os esforços axiais verificados na laje de cobertura são de compressão e apresentam, em ambas as direcções locais, valores de ordem de grandeza relativamente baixa comparados com os restantes esforços axiais da estrutura, pelo que se consideram desprezáveis.

A laje de fundo está solicitada à tracção nas direcções X e Y (Figura 4.15.a) e b) respectivamente), mas é na direcção Y que se verificam os valores máximos (aproximadamente 238,00 kN), os quais se localizam na sua periferia (zona de espessura igual a 0,50 m).

Quanto à parede do depósito, esta acção é a acção directa que lhe provoca os maiores esforços axiais de tracção. Os valores máximos destes esforços (cerca de 1210,00 kN) situam-se a aproximadamente 3 metros acima da base da parede, zona que se considera crítica no que respeita à fendilhação vertical.

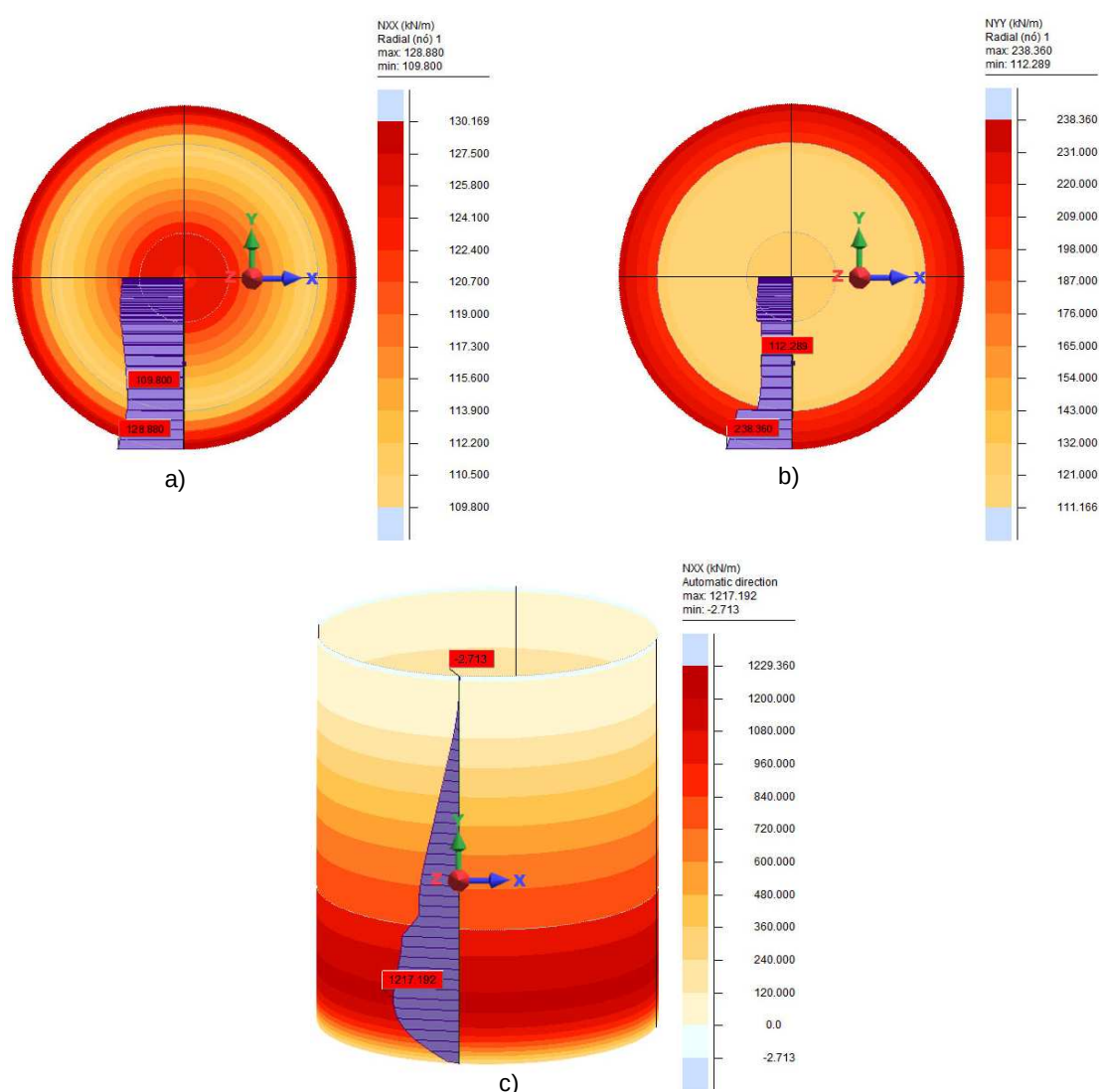


Figura 4.15 – Esforços axiais no DA-1 devido aos impulsos hidrostáticos interiores: a) Nxx na laje de fundo; b) Nyy na laje de fundo; c) Nxx na parede

Relativamente aos momentos flectores associados aos impulsos hidrostáticos interiores, estes apresentam valores de ordem de grandeza inferior aos registados para as acções permanentes, chegando a não afectar a laje de cobertura. Na laje de fundo, foram verificados esforços de flexão de sentido negativo em ambas as direcções locais, os quais se concentram na zona da sua periferia devido à continuidade dos esforços instalados na parede, tal como se verifica na Figura 4.16.a) e b).

A parede do depósito encontra-se sujeita a momentos flectores em ambas as direcções, cujos valores máximos são de sinal positivo e situam-se na proximidade da sua base, os quais assumem maior intensidade na direcção Y, tal como ilustram as Figuras 4.16.c) e d). Nestas mesmas figuras, é possível verificar a influência da variação de espessura da parede nos momentos flectores, verificando-se que nessa zona estes assumem valores de sinal negativo devido à inversão da curvatura que se pode verificar na deformada da parede (Figura 4.14).

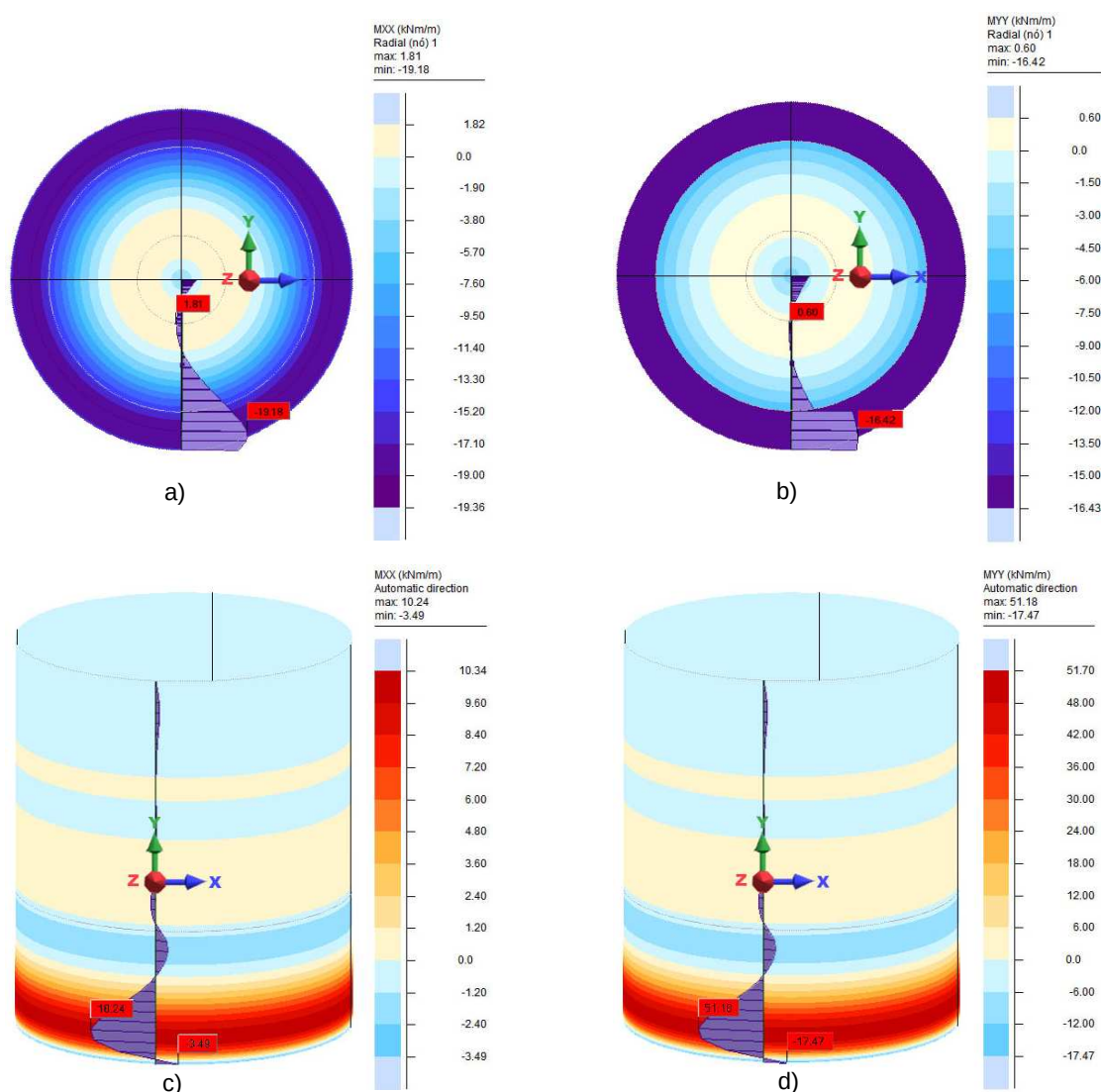


Figura 4.16 – Momentos flectores no DA-1 devido aos impulsos hidrostáticos interiores: a) Mxx na laje de fundo; b) Myy na laje de fundo; c) Mxx na parede; d) Myy na parede

Os esforços transversos desenvolvidos por esta acção apenas influenciam a parede do DA-1, pois os valores verificados na laje de cobertura são nulos e na laje de fundo apresentam valores máximos na ordem dos 8,00 kN, pelo que, devido às dimensões deste elemento, se podem considerar desprezáveis. Na Figura 4.17 são apresentados os esforços transversos actuantes na parede relativos à direcção Y, onde se verifica que estes possuem valores máximos na zona de ligação com a laje de fundo.

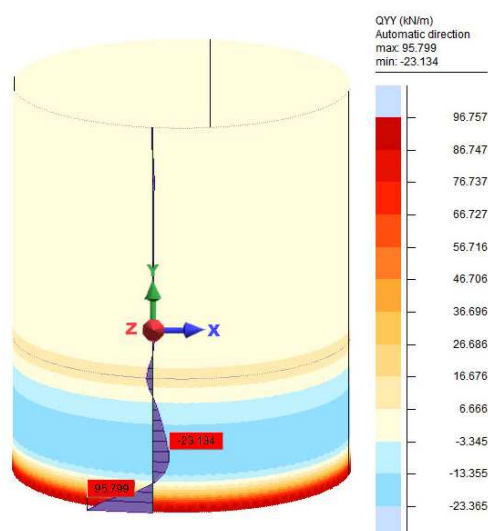


Figura 4.17 – Esforços transversos no DA-1 segundo a direcção Y devido aos impulsos hidrostáticos interiores

4.5.1.3. Impulsos de terras e águas exteriores

O efeito das cargas associadas ao impulso de terras e águas exteriores sobre a laje de cobertura do depósito poderá ser considerado desprezável, visto que os esforços instalados neste elemento são próximos de 0,00 kN. Tal situação deve-se ao facto de esta acção solicitar a estrutura na zona próxima da base, pelo que, devido à altura elevada do depósito, os esforços dissipam-se na parede à medida que se aproximam do seu topo, transmitindo à laje de cobertura esforços de baixa ordem de grandeza.

Através da configuração deformada do DA-1 associada aos impulsos de terras e águas exteriores (Figura 4.18), é possível verificar que esta acção tende a diminuir o raio do depósito na proximidade da base da parede, ao contrário da acção dos impulsos hidrostáticos interiores, induzindo esforços de compressão na parede e na laje de fundo.

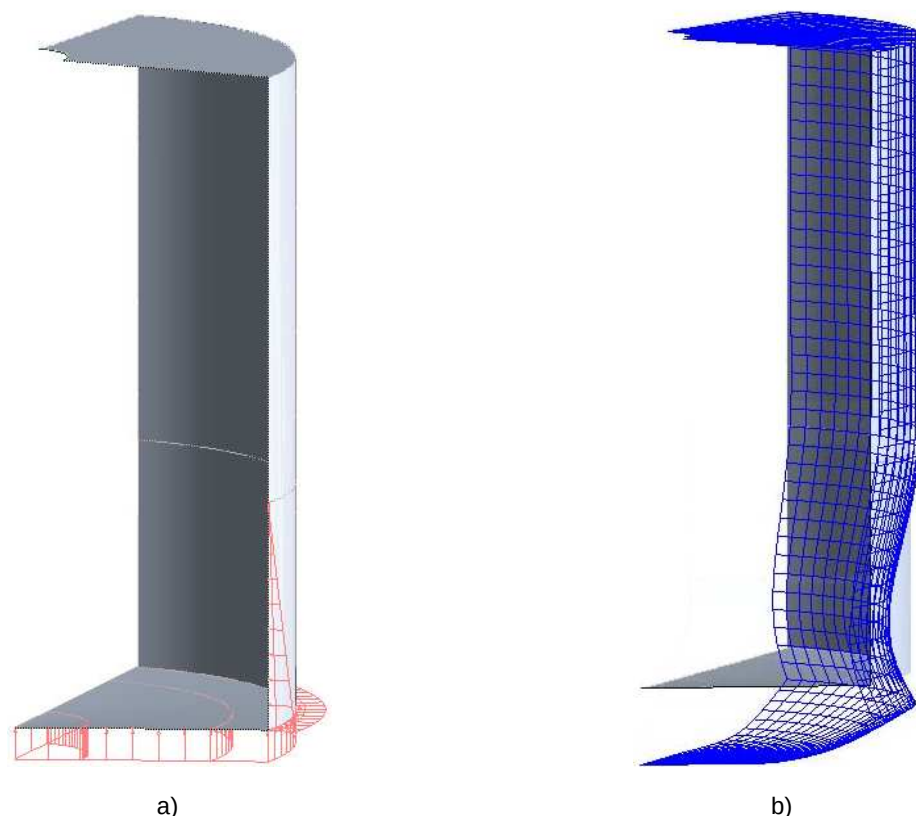


Figura 4.18 – a) Impulsos de terras e águas exteriores aplicados ao DA-1; b) Deformação do DA-1 associada aos impulsos de terras e águas exteriores

No que respeita aos esforços axiais presentes na Figura 4.19, é possível identificar que estas cargas desenvolvem, na generalidade, compressões quer na laje de fundo, quer na parede do depósito. Na laje de fundo, os esforços de compressão mais significativos ocorrem na direcção Y, verificando-se que os seus valores máximos se localizam na zona de maior rigidez (zona de ligação com a parede e de espessura igual a 0,50 m) (Figura 4.19.b)).

Quanto à parede, os esforços axiais actuantes na direcção X (Figura 4.19.c)) apresentam uma ordem de grandeza superior aos esforços verificados na laje de fundo. As compressões máximas instaladas na parede situam-se na imediação da sua base, próximas do local onde os esforços axiais de tracção provocados pela acção dos impulsos hidrostáticos interiores são máximos. Assim, conclui-se que esta acção actuando simultaneamente com a acção dos impulsos hidrostáticos interiores, teria um efeito favorável, pois diminuiria os esforços de tracção desenvolvidos por esta última, pelo que, para efeitos de dimensionamento, esta situação deverá ser desprezada.

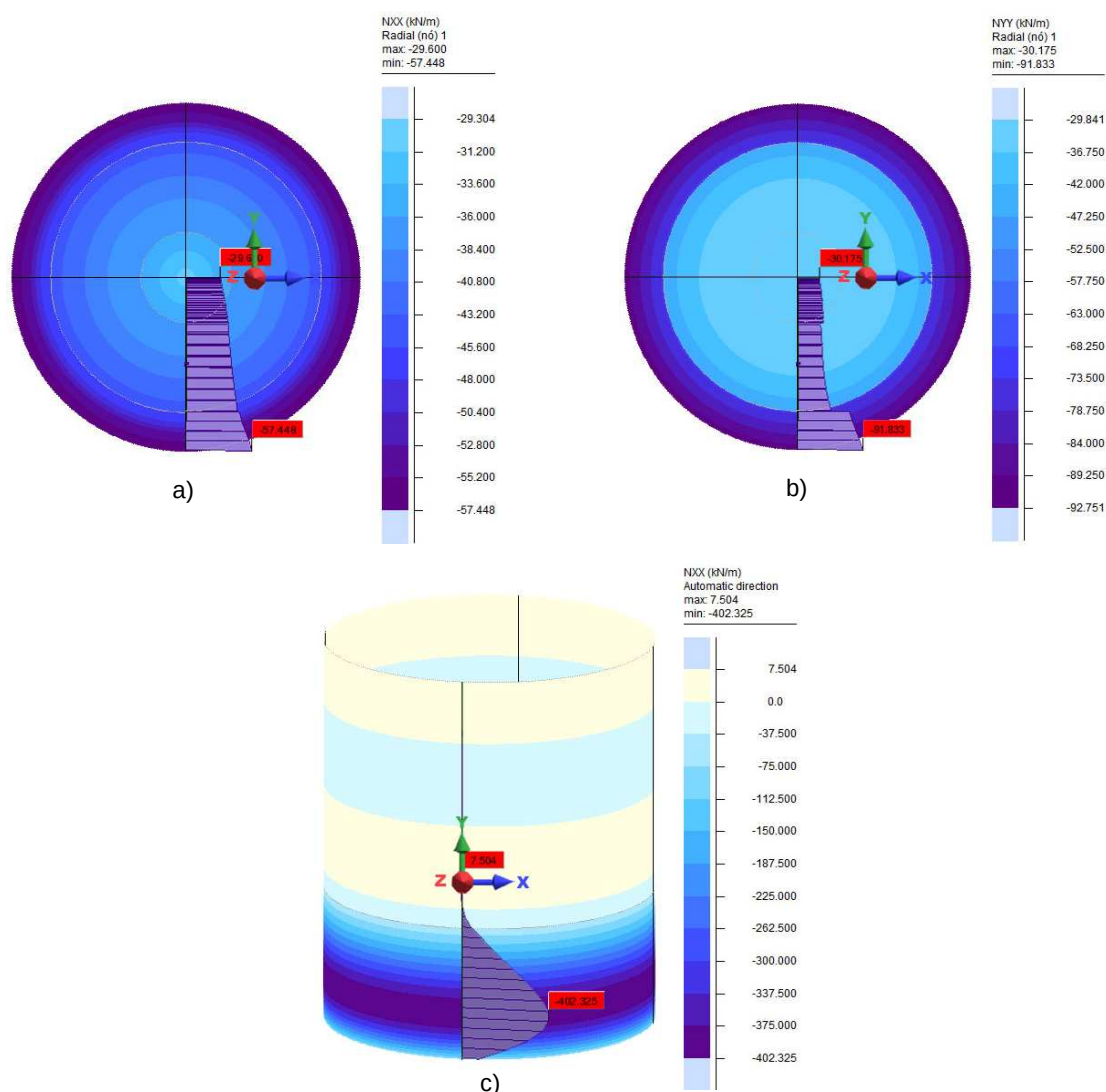


Figura 4.19 – Esforços axiais no DA-1 devido aos impulsos de terras e águas exteriores: a) N_{xx} na laje de fundo; b) N_{yy} na laje de fundo; c) N_{xx} na parede

Os esforços de flexão verificados na laje de fundo devidos ao impulso de terras e águas exteriores são relativamente baixos, apresentando valores máximos na ordem dos 5,00 kNm. No caso da parede, esta encontra-se sujeita a momentos flectores de sentido negativo na zona próxima da base e de sentido positivo na zona de variação de espessura da parede, os quais são de ordem de grandeza inferior aos negativos (Figura 4.20).

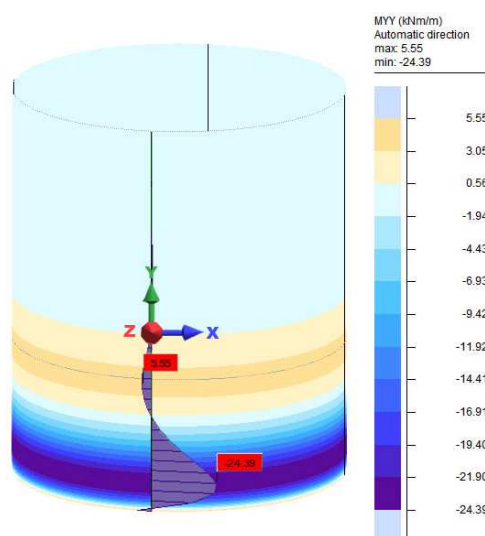


Figura 4.20 – Momentos flectores no DA-1 segundo a direcção Y devido aos impulsos de terras e águas exteriores

A laje de fundo, no que respeita aos esforços transversos, apresenta valores que podem ser desprezados (aproximadamente 1,00 kN). Em relação a esta acção o elemento mais solicitado por este tipo de esforços é a parede, registando valores máximos na zona de ligação da parede com a laje de fundo, tal como ilustra a Figura 4.21.

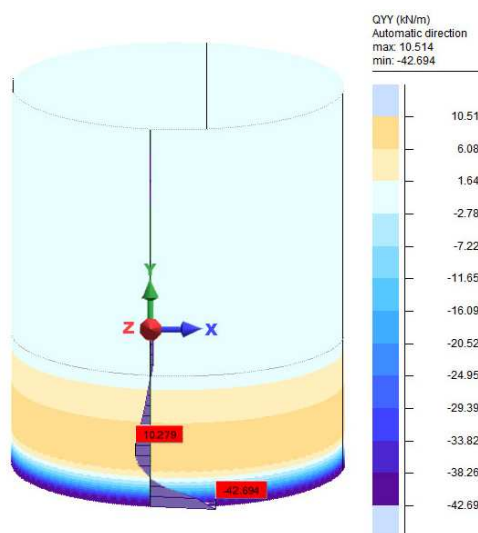


Figura 4.21 – Esforços transversos no DA-1 segundo a direcção Y devido aos impulsos de terras e águas exteriores

4.5.1.4. Sobrecargas

Sobrecarga na cobertura

A influência da consideração de uma sobrecarga na cobertura do depósito no comportamento da laje de fundo é desprezável, pois os esforços verificados neste elemento são próximos de zero.

Estas acções tendem a flectir a cobertura no sentido descendente (Figura 4.22), originando esforços de compressão nas direcções locais X e Y. A variação deste tipo de esforços na laje de cobertura não é acentuada em nenhuma das direcções locais, embora este elemento apresente valores maiores na sua zona periférica, no caso da direcção X (Figura 4.23.a)), e na zona junto à abertura, no caso da direcção Y (Figura 4.23.b)).

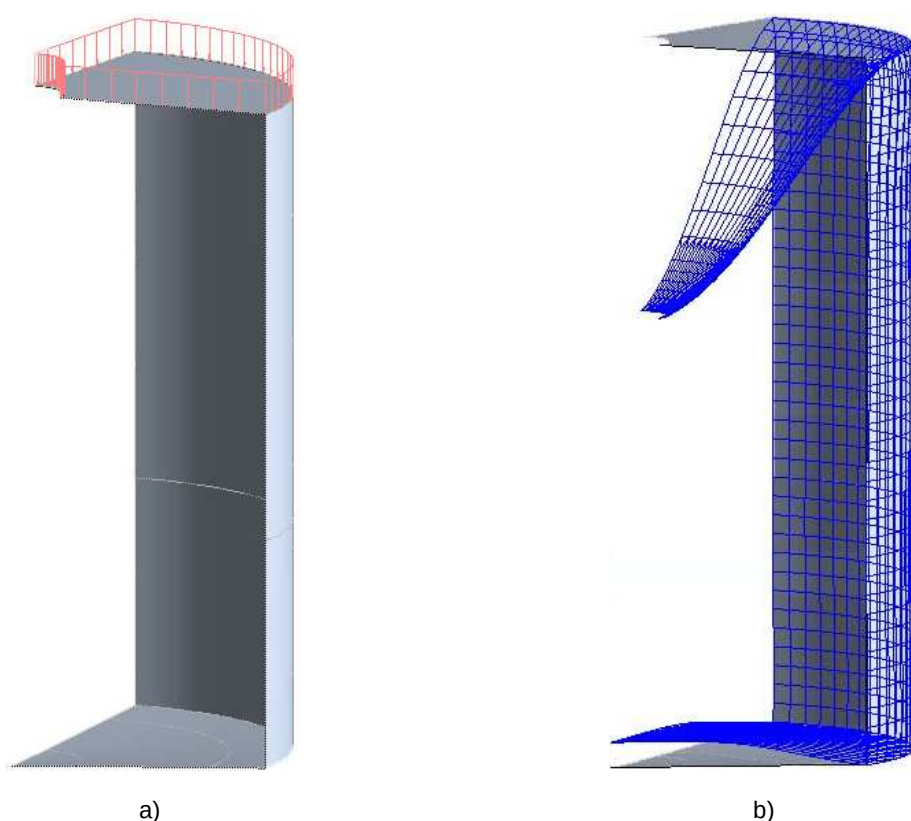


Figura 4.22 – a) Sobrecarga aplicada na cobertura do DA-1; b) Deformação do DA-1 associada à sobrecarga na cobertura

A parede do depósito é o elemento da estrutura onde os esforços axiais apresentam maiores valores. Esta acção desenvolve esforços de tracção na proximidade da ligação da parede com a laje de cobertura e na zona da base, sendo estes últimos de menor intensidade (Figura 4.23.c)).

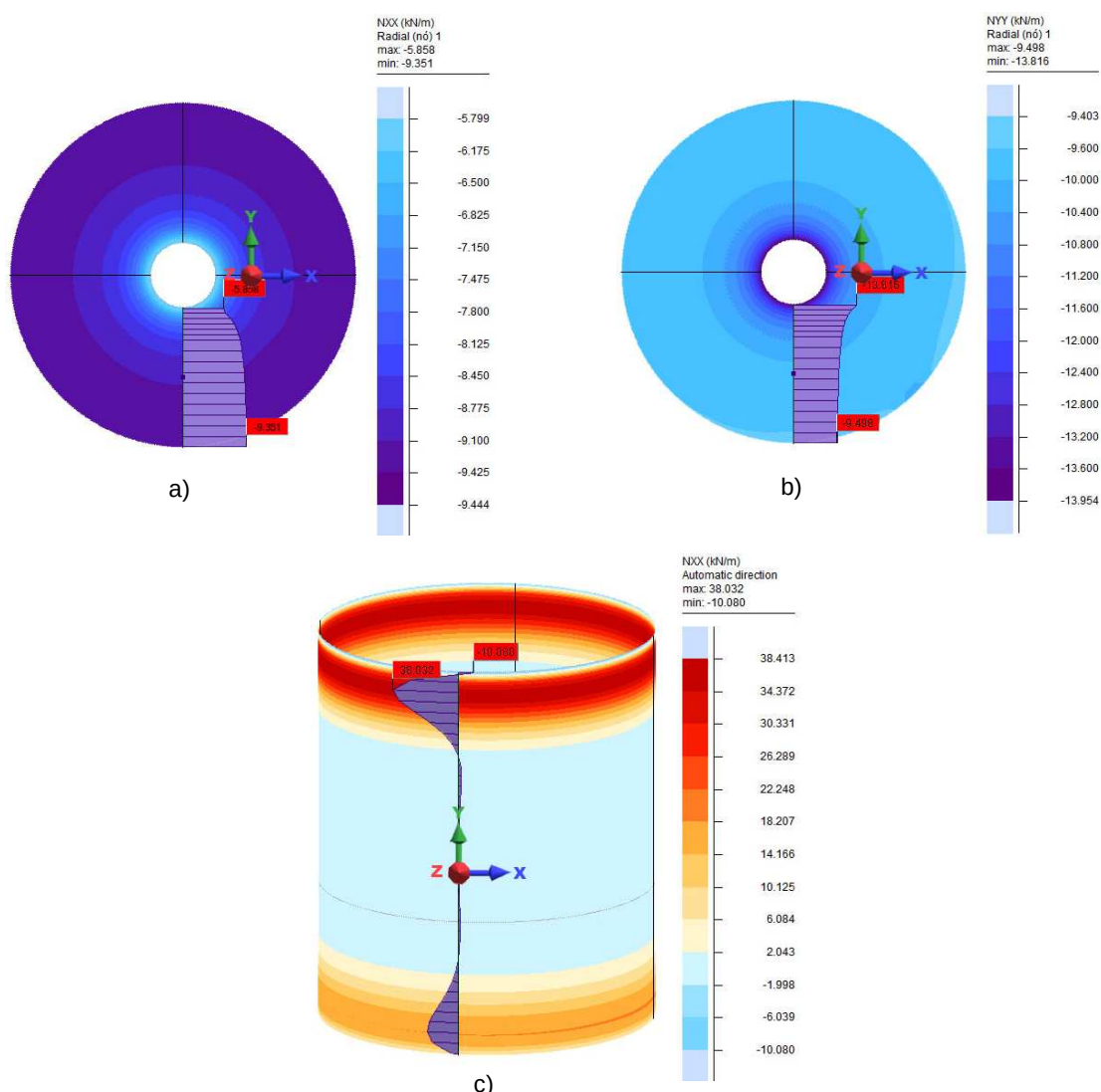


Figura 4.23 – Esforços axiais no DA-1 devido à sobrecarga na cobertura: a) Nxx na laje de cobertura; b) Nyy na laje de cobertura; c) Nxx na parede

Quanto aos momentos flectores, os maiores valores foram registados na zona de ligação entre a laje de cobertura e a parede. Estes correspondem à direcção X da laje e à direcção Y da parede (Figuras 4.24.a) e c)). Na direcção Y da laje de cobertura (Figura 4.24.b)), os momentos flectores mais elevados verificam-se na zona da abertura central.

A zona do modelo mais afectada pelo esforço transversal associado à sobrecarga na cobertura (Figura 4.25) é, novamente, a zona de ligação entre a laje de cobertura e a parede, embora sendo no topo da parede que se verificam os valores máximos. Na Figura 4.25.b) também se verificam esforços transversos desenvolvidos na base da parede que correspondem a cerca de metade dos verificados no topo.

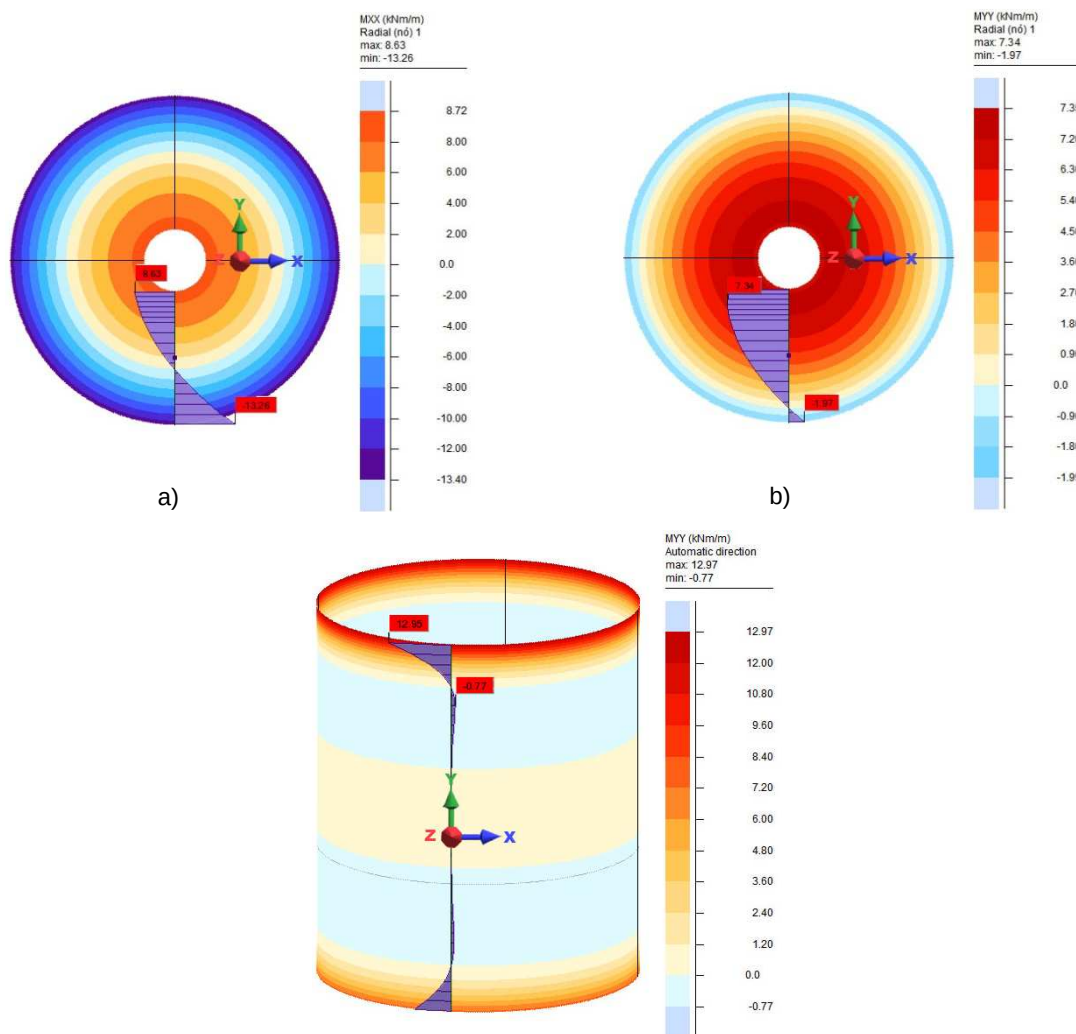


Figura 4.24 – Momentos flectores no DA-1 devido à sobrecarga na cobertura: a) Mxx na laje de cobertura; b) Myy na laje de cobertura; c) Myy na parede

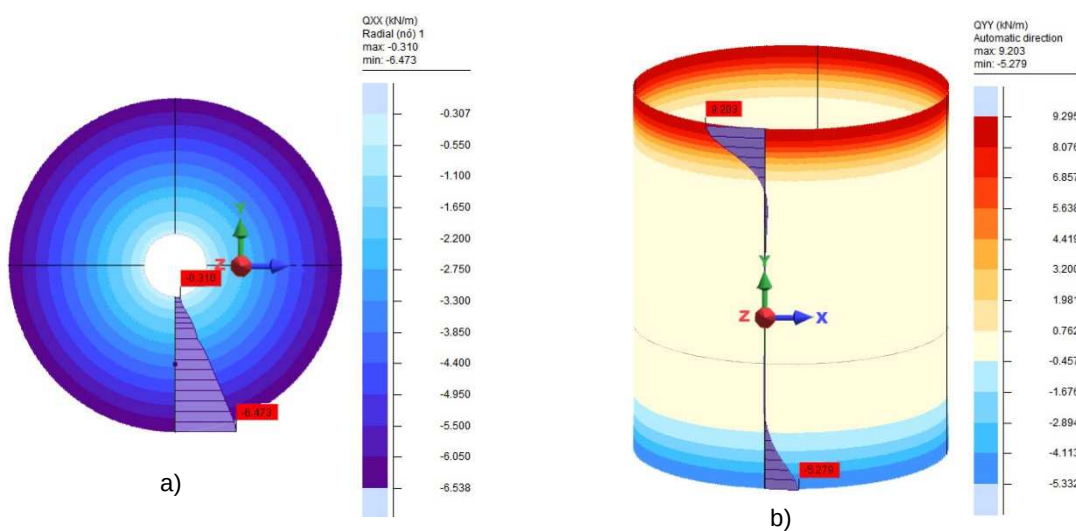


Figura 4.25 – Esforços transversos no DA-1 devido à sobrecarga na cobertura: a) Qxx na laje de cobertura; b) Qyy na laje de cobertura

Através da observação dos mapas associados à sobrecarga aplicada na cobertura do DA-1, verifica-se que o local mais esforçado por esta acção é o da ligação entre a laje de cobertura e a parede do depósito. Este facto é evidenciado pela deformada da estrutura representada na Figura 4.22, onde se verificam os maiores deslocamentos na zona da cobertura e um ligeiro incremento do raio do depósito na zona do topo da parede.

Sobrecarga sobre aterro circundante

O comportamento do DA-1 face à acção do impulso das terras circundantes devido à sobrecarga aplicada na sua superfície é semelhante ao comportamento verificado para a acção dos impulsos de terras e águas exteriores discutido na secção 4.5.1.3, pelo que a sua deformada é semelhante à da Figura 4.18.b). A Figura 4.26 ilustra os esforços instalados na parede devido a esta acção, pela qual se pode concluir que os seus efeitos não são relevantes do ponto de vista da segurança da estrutura pois, além dos valores baixos dos esforços registados, os esforços axiais que se desenvolvem na parede são de compressão, portanto, benéficos no que respeita ao risco de fendilhação deste elemento.

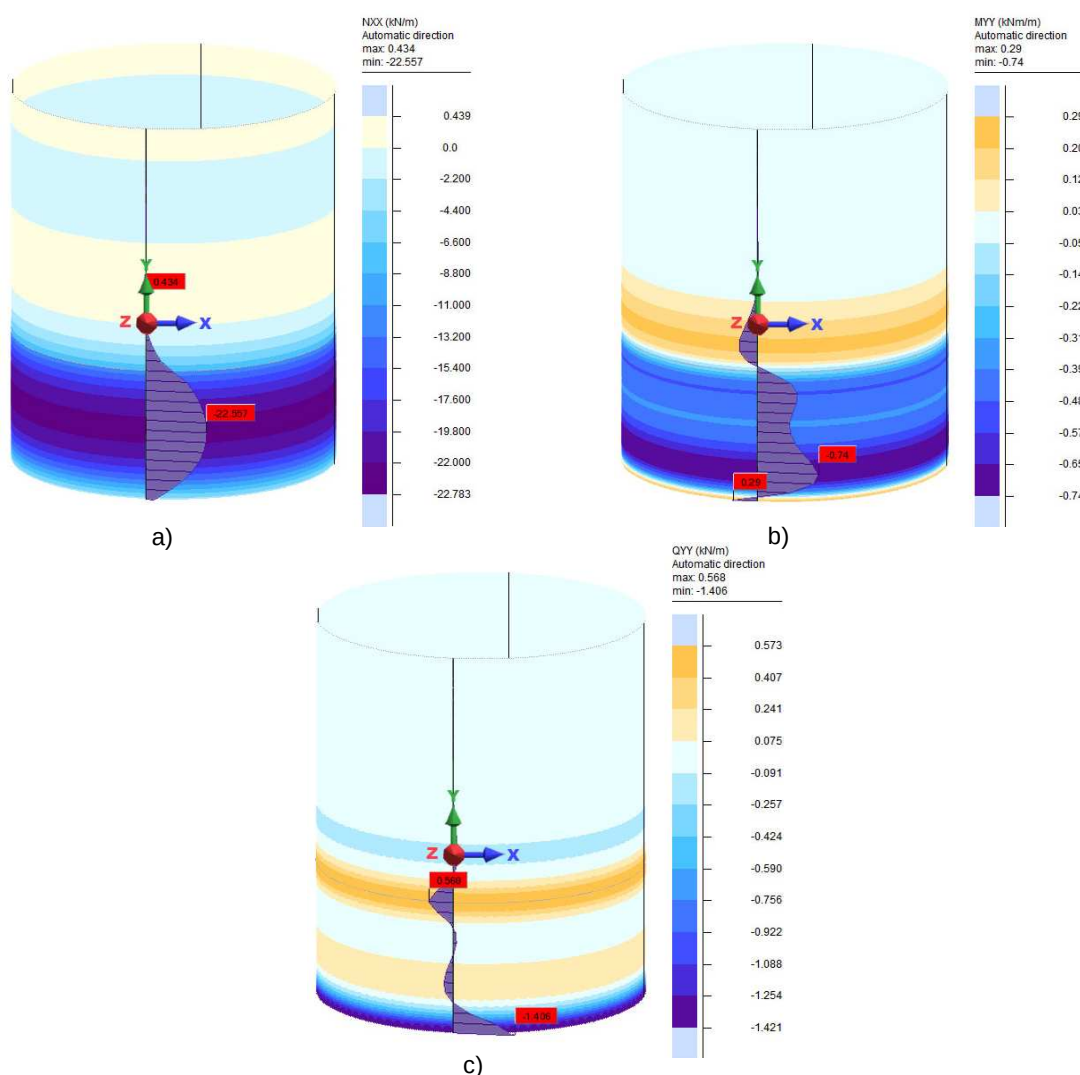


Figura 4.26 – Esforços no DA-1 devido à sobrecarga para impulso de terras: a) Nxx na parede; b) Myy na parede; c) Qyy na parede

Visto que o valor desta acção é relativamente baixo comparado com a acção do impulso de terras e águas exteriores, o seu efeito sobre a laje de cobertura e sobre a laje de fundo pode ser desprezado pois o valor dos esforços instalados nestes elementos é próximo de zero.

4.5.2. ACÇÕES INDIRECTAS

4.5.2.1. Variação da temperatura

Com o intuito de analisar uma situação desfavorável para o comportamento do depósito sujeito a uma variação de temperatura, esta acção foi aplicada, tal como referido anteriormente, na parede e na laje de cobertura do DA-1 (Figura 4.27.a)). Deste modo, como a laje de fundo e a viga de bordadura situada na zona central da laje de cobertura (considerada revestida e protegida pelo equipamento) não são afectados directamente por esta acção, impedirão a livre deformação (expansão) da parede e da laje de cobertura (Figura 4.27.b)), sujeitando a estrutura aos esforços apresentados de seguida.

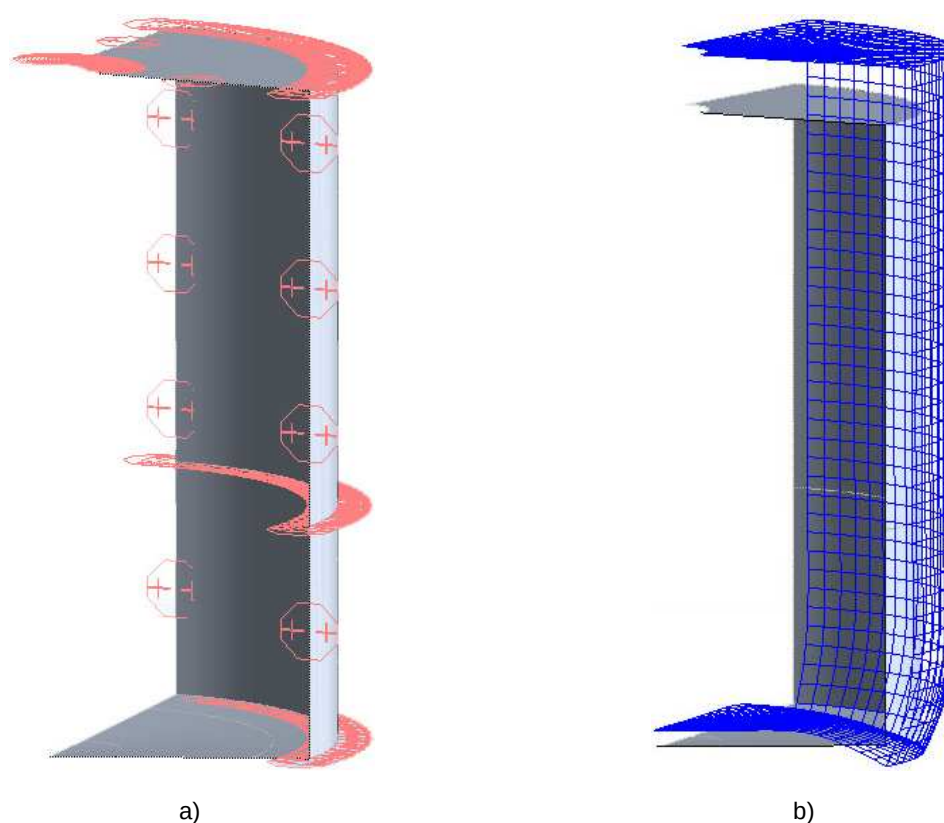


Figura 4.27 – a) Variação de temperatura aplicada na laje de cobertura e na parede do DA-1; b) Deformação do DA-1 associada à variação da temperatura

Relativamente aos esforços axiais, estes podem ser consultados na Figura 4.28, a qual apresenta os mapas de esforços associados a esta acção. No caso da laje de cobertura (Figuras 4.28.a) e b)) verifica-se que os esforços axiais registados nas duas direcções locais X e Y apresentam maiores valores na zona da periferia da abertura central. Na direcção radial (direcção X), os esforços que se desenvolvem são de tracção, devido à deformação (expansão) que a laje de cobertura tende a sofrer correspondente

ao aumento uniforme da temperatura. Na direcção circunferencial (direcção Y), os esforços registados são de compressão, pois a viga de bordadura impede a livre deformação da laje de cobertura.

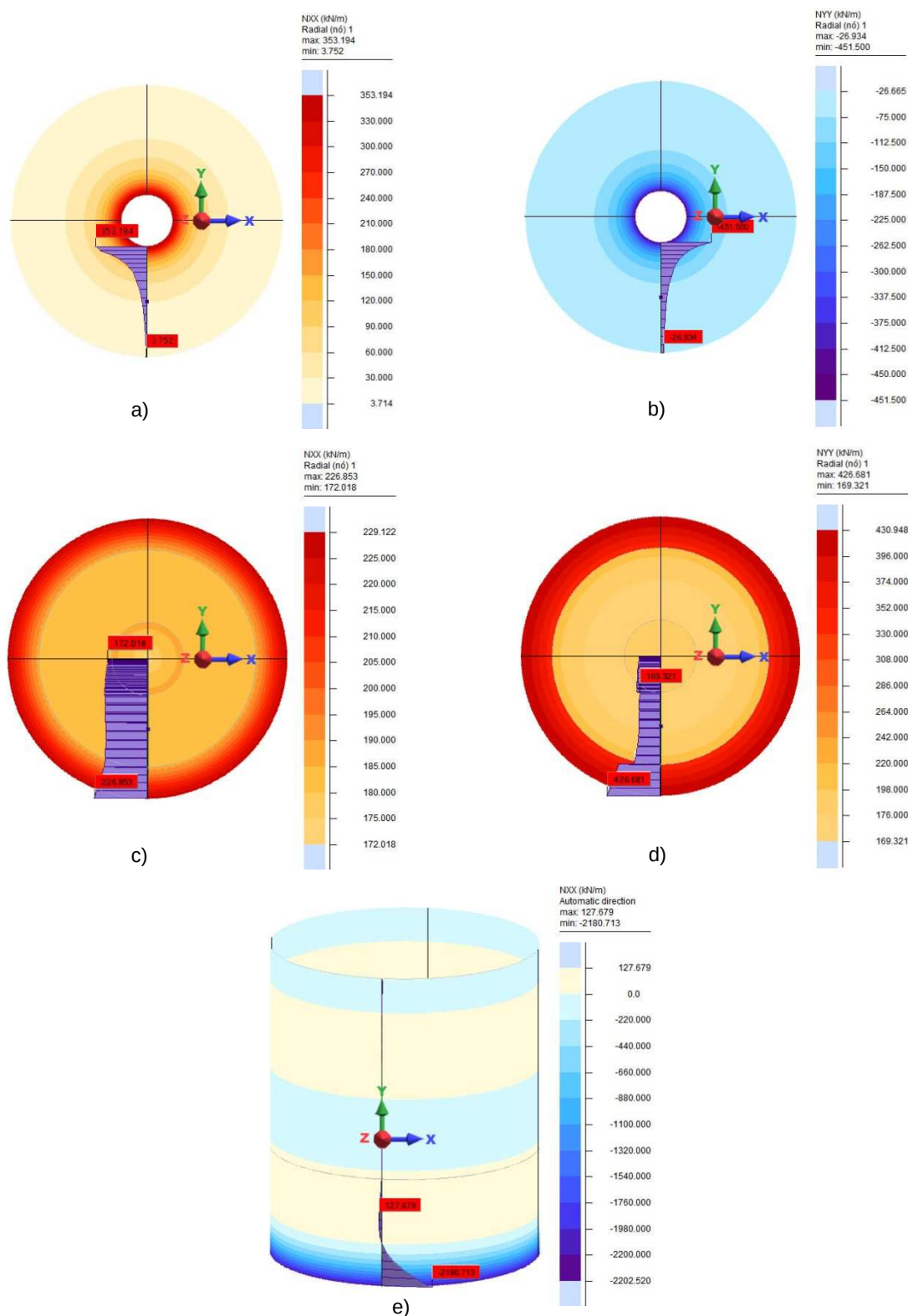


Figura 4.28 – Esforços axiais no DA-1 devido à variação de temperatura: a) Nxx na laje de cobertura; b) Nyy na laje de cobertura; c) Nxx na laje de fundo; d) Nyy na laje de fundo; e) Nxx na parede

Na laje de fundo, os esforços axiais instalados devido à variação uniforme da temperatura aplicada à parede e à cobertura do depósito, são de tracção (Figuras 4.28.c) e d)). Estes esforços apresentam maiores valores na zona periférica da laje de fundo e devem-se ao facto de a deformação da parede do depósito, a qual tende a aumentar o seu raio, ser impedida pela laje de fundo, que representa um elemento de elevada rigidez, sujeitando a parede a esforços de compressão. A zona da parede onde se verificam os esforços de compressão máximos corresponde à zona de ligação entre a parede e a laje de fundo.

Na Figura 4.29 são apresentados os esforços de flexão instalados no depósito, devidos à variação uniforme da temperatura. Os esforços registados para a laje de cobertura são desprezáveis, pois assumem valores próximos de 0,00 kNm. Através da Figura 4.29 conclui-se que os esforços de flexão mais significativos são de sinal positivo e situam-se na imediação da base da parede segundo a direcção Y. Quanto à laje de fundo, os momentos flectores que nela actuam são de sinal negativo e da mesma ordem de grandeza em ambas as direcções locais, apresentando os maiores valores na zona da sua periferia.

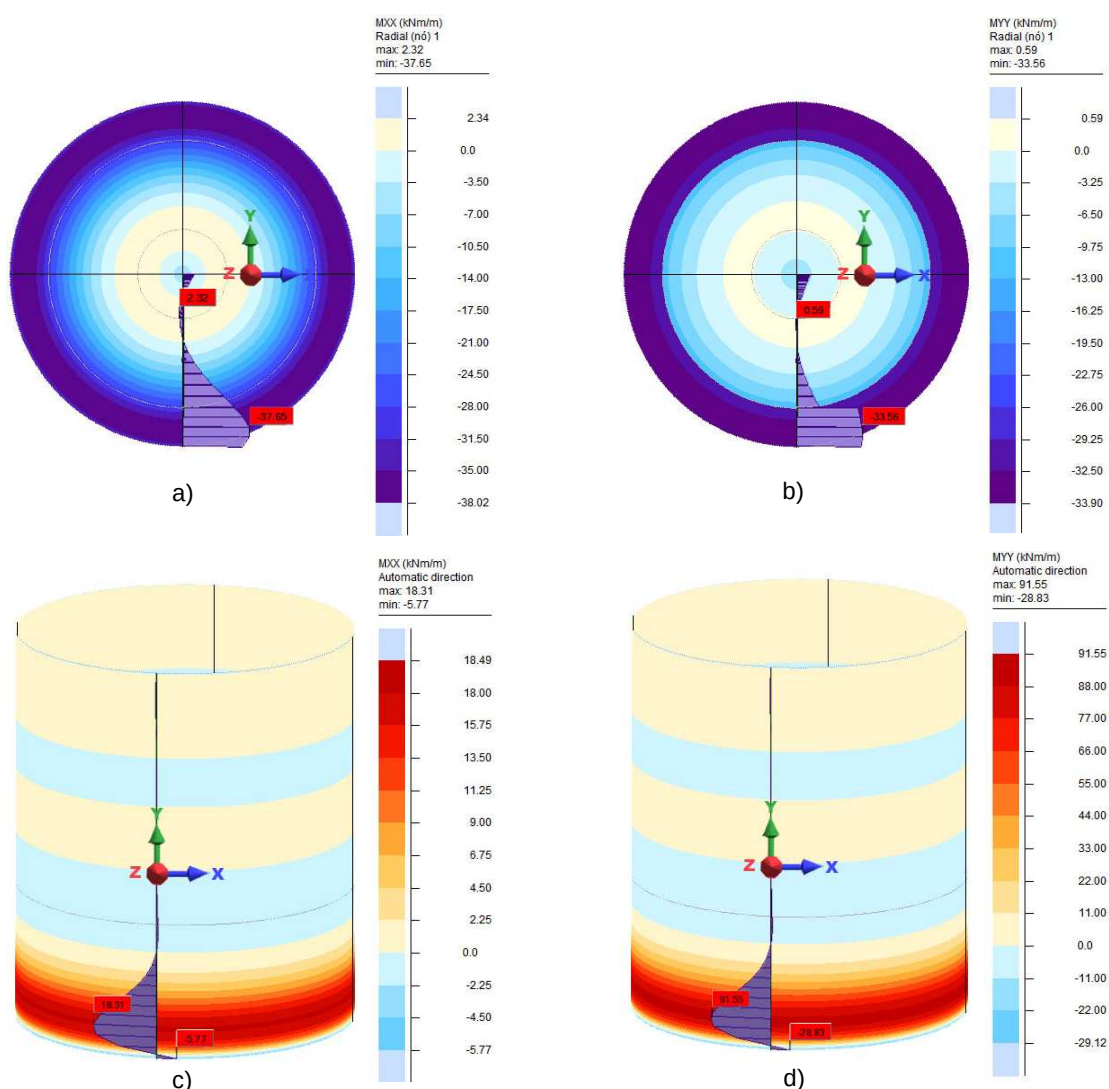


Figura 4.29 – Momentos flectores no DA-1 devido à variação de temperatura: a) Mxx na laje de fundo; b) Myy na laje de fundo; c) Mxx na parede; d) Myy na parede

A laje de cobertura do depósito é um elemento que não é afectado pelo esforço transversal associado a esta acção. No caso da laje de fundo, verificam-se esforços na ordem dos 10,00 kN/m na zona da sua periferia, na zona central e na zona de variação de espessura de 0,50 m para 0,30 m. Na Figura 4.30, são apresentados os esforços transversos actuantes na parede do DA-1, na qual se observa que estes esforços têm maior influência na proximidade da sua base, registando-se os valores máximos na zona de ligação entre a parede e a laje de fundo, cuja ordem de grandeza é significativa.

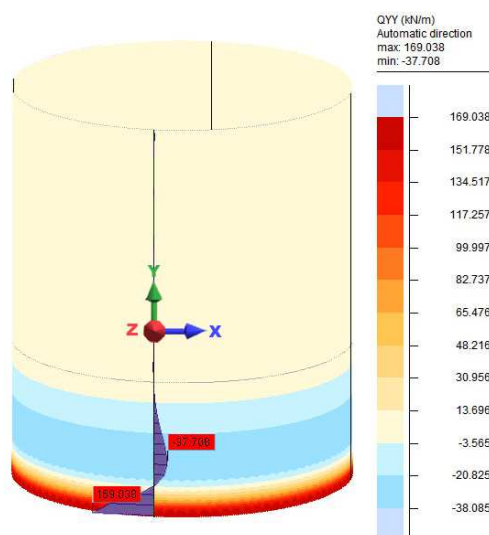


Figura 4.30 – Esforços transversos no DA-1 segundo a direcção Y devido à variação de temperatura

4.5.2.2. Retracção devida ao faseamento construtivo

Os esforços de maior importância que actuam na estrutura devido ao faseamento construtivo são os esforços axiais de tracção. O valor das tracções desenvolvidas na parede em cada fase de betonagem é apresentado através de mapas de esforços na Figura 4.31. Nesta figura é possível verificar que a zona da parede mais afectada por este tipo de esforços é a zona da base, apresentando esforços da mesma ordem de grandeza que os verificados para a acção dos impulsos hidrostáticos interiores (Figura 4.15.c)). A origem destes esforços deve-se ao facto de a parede do depósito tender a deformar-se devido à retracção do betão e esta deformação estar impedida pela laje de fundo, a qual representa um elemento de grande rigidez. Este fenómeno sujeita a parede a esforços de tracção de elevada ordem de grandeza logo nos primeiros dias da vida da estrutura, os quais estão na origem de grande parte da abertura de fendas verificada nestes órgãos. Na Figura 4.31.a), as tracções máximas registadas para a 1ª fase de betonagem correspondem a cerca do dobro das verificadas para a 2ª fase (Figura 4.31.b)). Tal situação deve-se ao facto de a laje de fundo proporcionar uma restrição maior à deformação do troço correspondente à 1ª fase de betonagem do que a 1ª fase de parede, devido à sua geometria esbelta, proporciona ao troço da 2ª fase. Contudo, tal como ilustra a Figura 4.31, as restantes fases de betonagem também desenvolvem esforços de tracção importantes, principalmente a 2ª e 3ª fases. Os esforços axiais correspondentes às fases 7, 8 e 9 são iguais aos registados para a 6ª fase, pois os troços de parede associados às fases de betonagem anteriores apresentam uma restrição na deformação do troço betonado igual à que o troço de parede correspondente à 5ª fase proporciona ao troço de parede da 6ª fase.

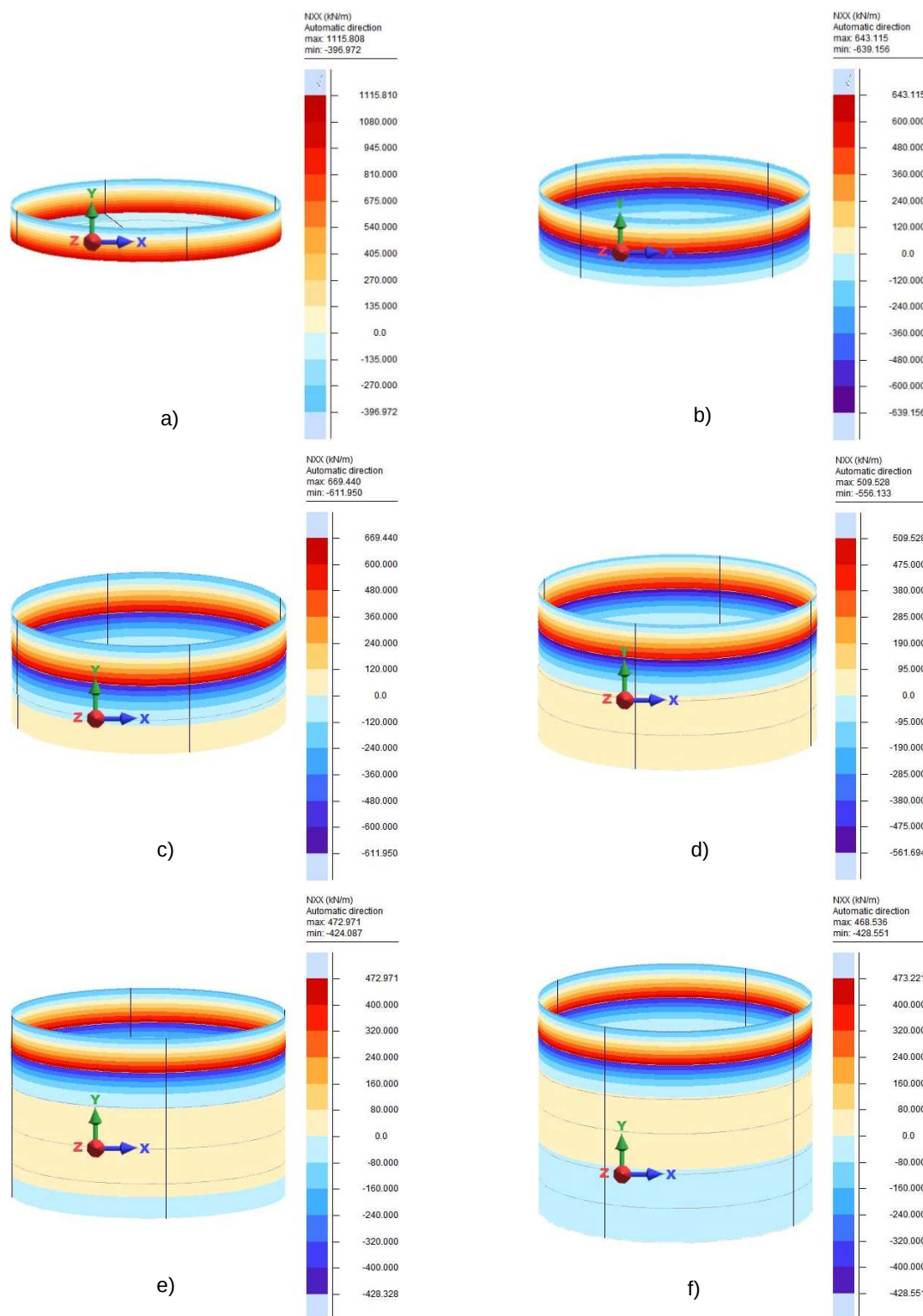


Figura 4.31 – Esforços axiais nas paredes do DA-1 devido à retracção: a) 1ª fase de betonagem; b) 2ª fase de betonagem; c) 3ª fase de betonagem; d) 4ª fase de betonagem; e) 5ª fase de betonagem; f) 6ª fase de betonagem

O estudo do efeito provocado no DA-1 pela actuação isolada de cada acção serviu para entender quais as acções mais relevantes e as zonas da estrutura mais críticas do ponto de vista de esforços. É importante que, antes do dimensionamento da estrutura, esta avaliação seja realizada com vista à ponderação da actuação simultânea das várias acções, de modo a que sejam consideradas as combinações de acções mais desfavoráveis para o dimensionamento. No Capítulo 6 do presente trabalho, é realizada a análise estrutural do DA-1, com base num modelo simplificado de análise de depósitos circulares, para as principais combinações de acções regulamentares, através da qual se obtiveram os esforços necessários para o dimensionamento do depósito.

5

MODELO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO – ADAPTAÇÃO AO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO *PAC-PÓRTICOS*

5.1. INTRODUÇÃO

Atendendo ao facto de a modelação de depósitos circulares através de modelos estruturais sofisticados se tratar de um processo moroso e complexo, pretende-se no presente capítulo, estudar uma metodologia de análise simplificada de depósitos circulares que permita, de um modo rápido e eficaz, conhecer o comportamento da estrutura perante as acções que geralmente a solicitam.

Deste modo, na fase inicial deste capítulo é realizada a apresentação do estudo de um modelo de análise simplificado, referindo quais os seus pressupostos, bem como o modo como este representa a estrutura e as acções que a solicitam (5.2).

Posteriormente, com vista à adaptação do programa de cálculo automático *PAC-Pórticos* (5.3) para a análise de depósitos circulares, é apresentada a estrutura dos algoritmos que foram elaborados para a definição automática do modelo simplificado e sua futura implementação no programa (5.4). É ainda apresentada uma ferramenta informática que foi desenvolvida com o objectivo de facilitar a introdução de dados relativos à estrutura, bem como a criação do seu modelo simplificado.

5.2. MODELO SIMPLIFICADO

Para a análise de uma parede de um depósito do tipo casca cilíndrica de revolução, sujeita a carregamentos axissimétricos, é aceitável considerar, como simplificação, uma “fatia” do depósito com uma faixa unitária de parede paralela ao eixo longitudinal do cilíndrico (Figura 5.1), tendo em conta as condições de fronteira e simetria com a restante parte da estrutura (Ghali (2000)). Esta simplificação permite a elaboração de um modelo de análise bidimensional, cuja análise de esforços se aproxime, de uma forma aceitável, à de um modelo tridimensional baseado em elementos finitos.

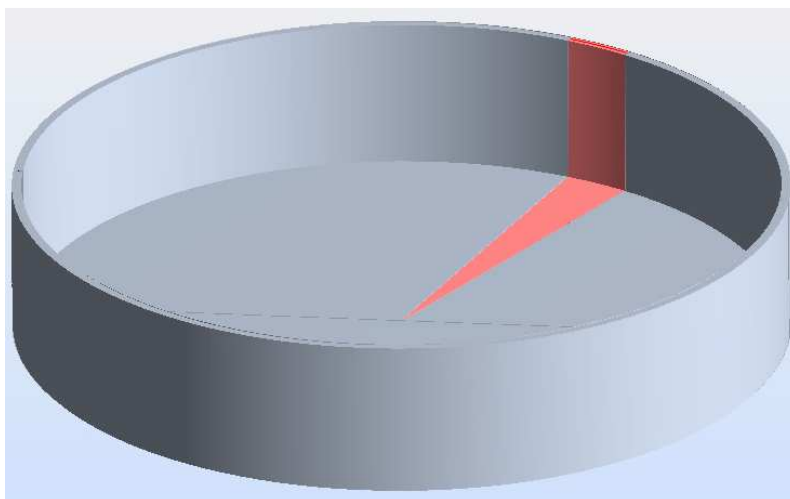


Figura 5.1 – Exemplo de uma “fatia” do depósito considerada pelo MS

Com base nesta analogia, foi realizado o estudo de um Modelo Simplificado (MS) para a análise deste tipo de órgãos o qual, consiste numa estrutura porticada (3 graus de liberdade por nó (U_x , U_y e R_z)) constituída, fundamentalmente, por um conjunto de nós, de elementos de barra e de condições de apoio (apoios rígidos e elásticos).

Neste subcapítulo, são apresentadas as considerações tomadas no desenvolvimento do MS, relativamente à modelação dos vários elementos que o constituem, bem como das acções actuantes.

5.2.1. PRESSUPOSTOS DO MODELO SIMPLIFICADO

As metodologias de análise estrutural consideradas no estudo do MS baseiam-se na teoria da elasticidade, partindo do pressuposto de que os materiais que constituem a estrutura apresentam um comportamento linear elástico.

Atendendo ao facto de o MS representar uma parte da estrutura, este modelo é válido apenas para a análise de esforços associados a acções axissimétricas, as quais sujeitam o depósito a um comportamento axissimétrico.

No desenvolvimento do modelo, procurou-se que este representasse um comportamento que se aproximasse, de uma forma aceitável, do comportamento da estrutura real que foi estudada no capítulo anterior através de um modelo baseado em elementos finitos. Com esse intuito, considerou-se a rigidez da ligação entre a parede e a laje de cobertura e entre a parede e a laje de fundo, bem como a deformabilidade do terreno de fundação.

Assim, a criação deste modelo consiste na modelação de três elementos constituintes da estrutura: a parede, a laje de fundo e a cobertura, caso o órgão em estudo disponha de uma.

5.2.1.1. Modelação da parede

Tal como referido anteriormente, para a modelação da parede o MS considera uma faixa de largura unitária paralela ao eixo cilíndrico do depósito.

Considerando uma parede circular de raio r sem restrições à sua livre deformação, o esforço axial de sentido circunferencial (N_θ) acomodado por esta (numa faixa de largura unitária), quando sujeita a um carregamento axissimétrico (p) e constante ao longo do seu desenvolvimento (Figura 5.2), é dado pela Expressão 5.1, usualmente conhecida como a Fórmula dos Tubos.

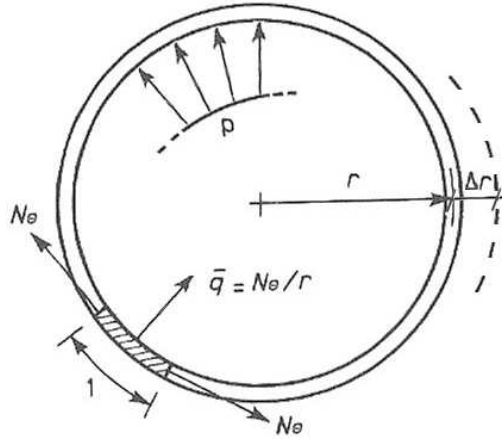


Figura 5.2 – Secção normal ao eixo longitudinal do depósito

$$N_\theta = \frac{p \times D}{2} = p \times r \quad (5.1)$$

(Nota: D é o diâmetro)

Na realidade, a parede de um depósito encontra-se apoiada na laje de fundo e, por vezes, no topo quando este dispõe de uma cobertura. Neste caso, a deformada radial da parede varia na direcção vertical em função da rigidez da ligação da parede com os outros elementos da estrutura. Neste tipo de estruturas, os deslocamentos radiais da parede são acompanhados por esforços axiais de sentido circunferencial. Assim, verifica-se que o valor do esforço axial de sentido circunferencial actuante na parede de um depósito devido a uma carga axissimétrica varia linearmente em função do valor do deslocamento radial ($\Delta r = w$), tal como é demonstrado pelas Expressões 5.2 e 5.3.

Atendendo à Lei de Hooke, o valor da tensão axial de um dado elemento pode ser dado por:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (5.2)$$

Com base na Expressão 5.2, é possível deduzir a Expressão 5.3 que permite determinar o valor do esforço axial de sentido circunferencial instalado por metro de parede em função do seu deslocamento radial (w).

$$\frac{N_\theta}{A} = E \cdot \frac{w}{r} \Leftrightarrow N_\theta = \frac{E \times e}{r} \cdot w \quad (5.3)$$

Portanto, é nos locais onde a parede apresenta deformações radiais mais acentuadas, que se estabelecem os esforços axiais de sentido circunferencial mais significativos (Expressão 5.3).

No caso de um depósito sujeito a uma pressão axissimétrica, a qual causa um incremento axissimétrico do seu raio, as paredes, devido à sua forma cilíndrica, acompanham os deslocamentos com esforços axiais de tracção. Atendendo à Figura 5.2, verifica-se que numa faixa de parede unitária, os esforços axiais nas duas extremidades apresentam uma componente radial de sentido contrário ao carregamento (Expressão 5.4).

$$\bar{q} = \frac{N_{\theta}}{r} = \frac{E \times e}{r^2} \cdot w \quad (5.4)$$

Atendendo novamente à Lei de Hooke e com base na Expressão 5.4, é possível concluir que o valor da rigidez da parede associado a deslocamentos radiais (K) corresponde ao valor dado pela Expressão 5.5.

$$K = \frac{E \times e}{r^2} \quad (5.5)$$

Devido ao facto de no MS se tratar de uma estrutura porticada equivalente a um modelo axissimétrico, este fenómeno pode ser considerado através da atribuição de uma rigidez horizontal no elemento representativo da parede, desempenhando o mesmo efeito que a rigidez da parede circular (K). Desta forma, o comportamento da parede assemelha-se ao comportamento de uma viga apoiada sobre apoios elásticos (molas).

Deste modo, a modelação da parede consiste na criação de elementos de barra, cuja secção transversal apresenta uma largura unitária e uma altura igual à espessura real da parede, e na atribuição de apoios elásticos dispostos na horizontal aos nós que definem os elementos representativos da parede. Assim, cada apoio elástico terá uma constante de elasticidade igual ao valor obtido pela Expressão 5.5, afectado pela largura de influência (λ) do respectivo nó. Esta largura depende do grau de discretização da parede, ou seja, quanto mais discretizada, maior é o rigor dos resultados da análise.

O módulo da fundação pode variar em altura em função da geometria da parede do depósito. O presente MS estudado é aplicável a depósitos com paredes de espessura variável ou com troços de espessura constante. No primeiro caso, a constante de elasticidade é diferente em todos os nós, dependendo não só da largura de influência mas também da espessura da parede na posição de cada nó. No segundo caso, a constante de elasticidade varia de troço para troço em função da espessura de cada um, diferindo nos nós comuns a dois troços diferentes, considerando-se a espessura, para efeito da aplicação da Expressão 5.5, igual à média da espessura dos troços adjacentes ao nós em causa.

A Figura 5.3 apresenta, de uma forma esquemática, a secção transversal dos dois tipos de depósitos referidos, bem como o exemplo do valor da constante elástica de cada apoio horizontal.

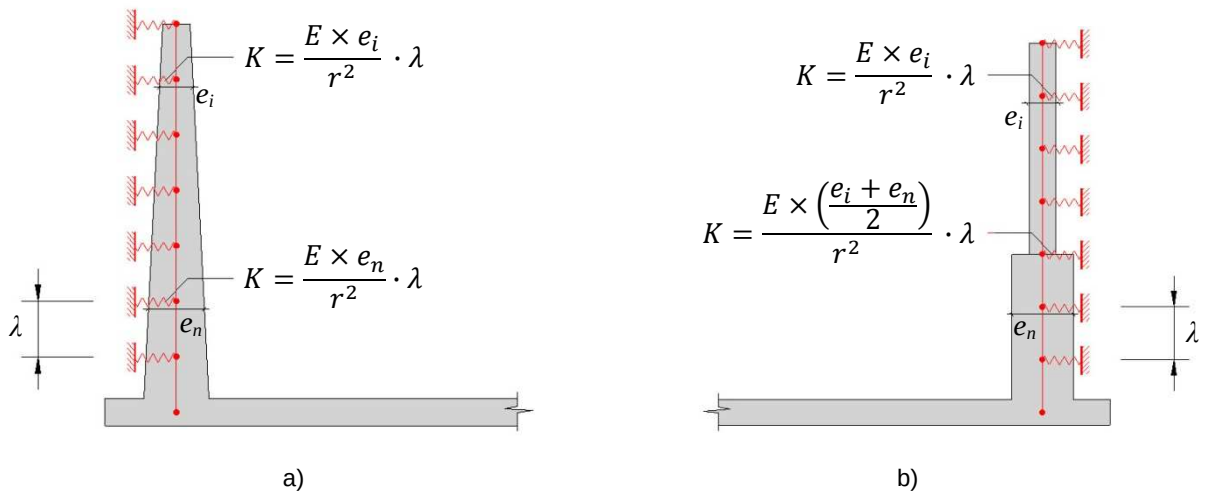


Figura 5.3 – Secção transversal de um depósito circular e respectiva representação da parede em MS: a) parede de espessura variável; b) parede com troços de espessura constante

5.2.1.2. Modelação da laje de fundo e da laje de cobertura

Para a modelação da laje de fundo, o MS considera uma “fatia” cuja largura na zona de continuidade com a parede é unitária (Figura 5.1).

Devido ao facto de este elemento estar apoiado sobre o solo, considerou-se que o seu comportamento estrutural é semelhante ao de uma viga apoiada sobre uma fundação elástica, tal como a parede. Portanto, o MS atribui aos nós que discretizam a laje de fundo, apoios elásticos afectando o grau de liberdade vertical, cuja constante de elasticidade representa o módulo de fundação do solo. Atendendo à geometria deste elemento, a constante de elasticidade assume valores distintos em cada apoio, pois o módulo da fundação elástica é afectado pela área de influência relativa ao respectivo nó.

Este modelo é aplicável a lajes de fundo inclinadas, planas ou mistas. Tal como na parede, estes elementos normalmente apresentam secções transversais de espessura constante e variável. A criação do MS considera estes aspectos, os quais são importantes para o rigor dos resultados da análise dos esforços na estrutura.

No caso de a laje de fundo ser plana, o MS considera em cada nó, uma rigidez horizontal equivalente à rigidez circunferencial de um anel de laje de espessura igual à largura de influência deste (Figura 5.4). Para isso, é realizada a atribuição de apoios elásticos que afectam a direcção horizontal, cuja constante de elasticidade é calculada através a Expressão 5.5.

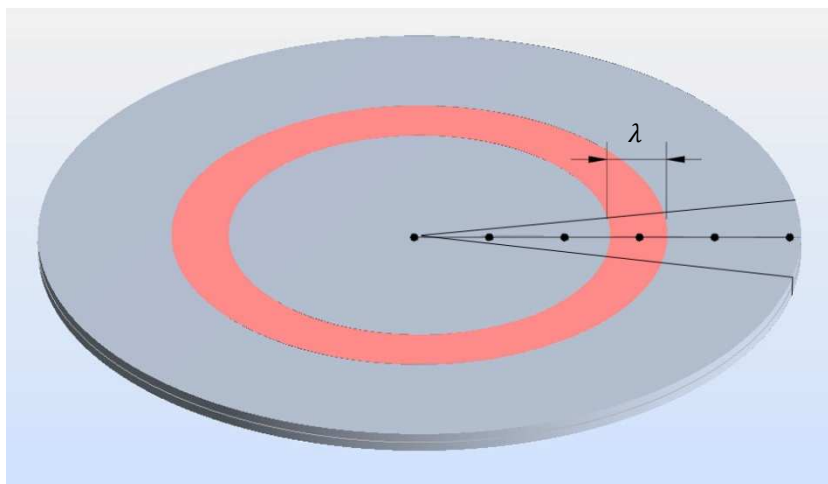


Figura 5.4 – Representação esquemática da laje de fundo de um depósito circular

Quando inclinada, a laje de fundo pode ser idealizada como uma casca cónica de revolução. Sendo assim, o seu comportamento é semelhante ao de uma parede, pelo que a analogia de viga apoiada sobre uma fundação elástica também é aplicável a este caso. Devido a este elemento ser inclinado, compreende-se que o valor da constante de elasticidade dos apoios elásticos dispostos na direcção horizontal difere do valor calculado a partir da Expressão 5.5 aplicável para as paredes verticais. Neste caso, como a reacção radial é perpendicular à laje (Figura 5.5), a constante elástica é dada pela Expressão 5.6.

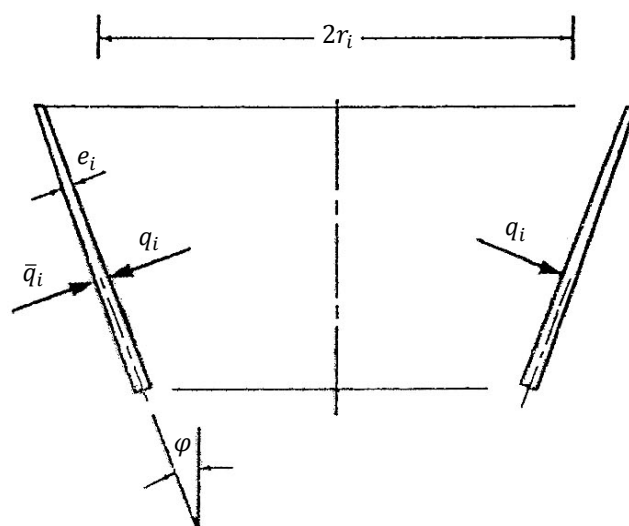


Figura 5.5 – Casca cónica de revolução sujeita a um carregamento axissimétrico

$$K_i = \frac{E \times e_i}{r_i^2} \cdot \cos^2 \varphi \quad (5.6)$$

Atendendo ao facto de as estruturas em estudo serem axissimétricas quer no que respeita à geometria, quer no que respeita ao comportamento estrutural quando aplicadas cargas deste tipo, o MS considera as condições de simetria com o resto da estrutura. Estas são modeladas atribuindo ao nó central da laje de fundo, condições de apoio que representam a restante parte da estrutura, as quais assumem as seguintes características: direcção horizontal fixa, rotação fixa e apoio elástico na direcção vertical, com constante de elasticidade igual ao módulo de fundação do solo afectado pela área de influência do nó central.

O MS também considera a hipótese do órgão em causa dispor de uma cobertura. Para o efeito de aplicação deste modelo, a modelação deste elemento é semelhante à modelação da laje de fundo, diferindo na ausência de apoios verticais representantes do módulo de fundação do solo.

5.2.2. ACÇÕES

Com o intuito de utilizar o MS para o estudo do comportamento de depósitos circulares sujeitos às principais acções directas de carácter regulamentar referidas no Capítulo 2 do presente trabalho, procedeu-se à modelação das respectivas cargas, de modo a que estas fossem compatíveis com este modelo.

5.2.2.1. Impulso hidrostático

O impulso hidrostático é uma acção que actua sobre a laje de fundo e sobre a parede de um depósito. Este impulso é variável ao longo da parede e ao longo da laje de fundo, caso esta seja inclinada, mas é constante no caso de esta ser horizontal (Figura 5.6).

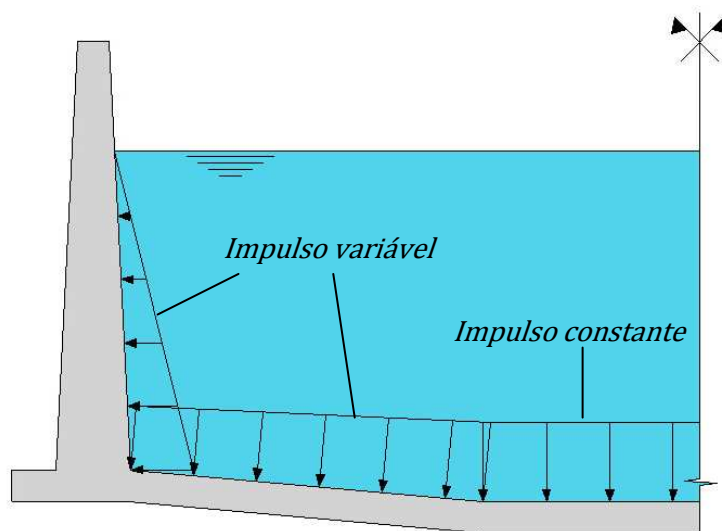


Figura 5.6 – Exemplo de depósito sujeito ao impulso hidrostático

Esta acção é modelada através da atribuição de cargas do tipo trapezoidal aos elementos de barra. No caso dos elementos representativos da parede do depósito, visto que têm uma largura unitária, os valores da carga aplicada a cada um variam consoante a pressão da água. Relativamente aos elementos

da laje de fundo, os valores da carga aplicada correspondem à largura da secção de cada elemento, a qual é variável (fatia), bem como à pressão da água ao longo do elemento.

5.2.2.2. Impulso das terras

O impulso das terras é uma acção idêntica ao impulso hidrostático, embora este apenas actue sobre a parede e sobre a laje de cobertura, no caso do depósito se encontrar enterrado ou semi-enterrado.

O MS considera esta acção como uma carga trapezoidal aplicada sobre os elementos de barra, cujos valores variam em função da altura da terra em relação à base do depósito. Quando se trata de um depósito enterrado, a modelação da sobrecarga das terras que actua sobre a cobertura, segue o mesmo princípio da modelação das cargas aplicadas sobre a laje de fundo associadas à pressão hidrostática, referido em 5.1.3.1.

5.2.2.3. Pré-esforço

A acção do pré-esforço circunferencial aplicado a um depósito de geometria circular, tem como efeito um decréscimo do seu raio. Esta acção é equivalente a uma acção radial axissimétrica uniformemente distribuída (Figura 5.7), cujo valor depende do pré-esforço aplicado. O valor desta carga é calculado através da Expressão 5.7, a qual se baseia na Expressão 5.1.

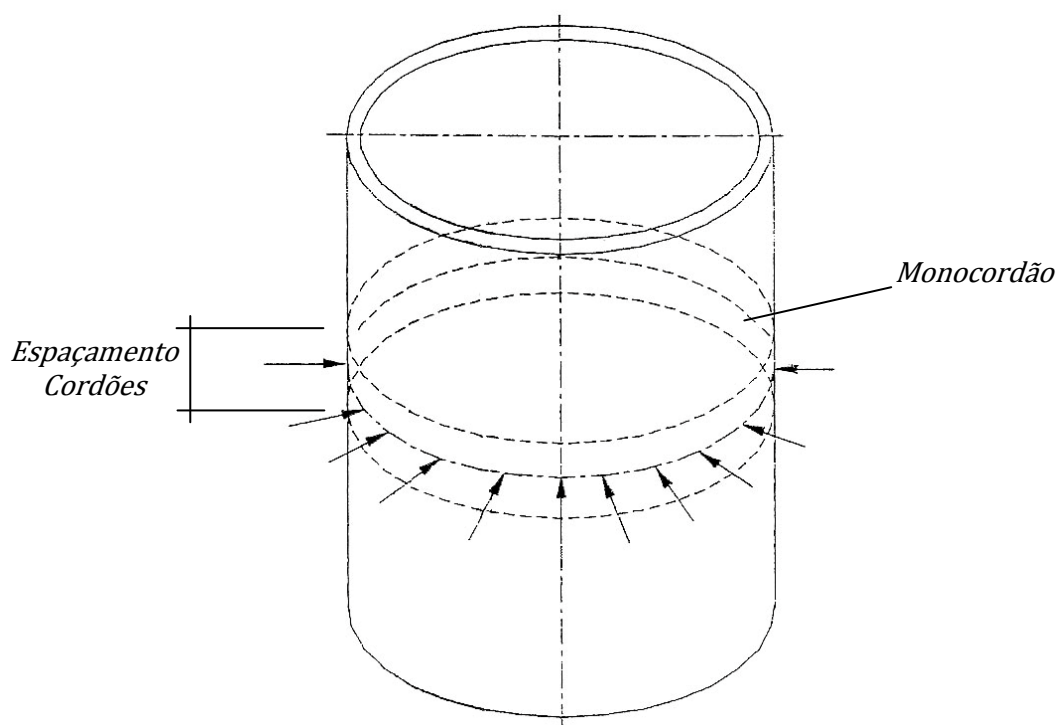


Figura 5.7 – Acção equivalente ao pré-esforço

Em termos de modelação, o MS considera esta acção como sendo uma força aplicada ao nó da parede com coordenadas iguais à posição de cada monocórdão, cujo valor da carga é obtido através da Expressão 5.7 afectada por uma largura unitária e pelo espaçamento entre cordões.

$$q_p = \frac{P}{r} \quad (5.7)$$

5.3. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO *PAC-PÓRTICOS*

O programa de cálculo automático *PAC-Pórticos* (Projecto de Pórticos Assistido por Computador), é uma ferramenta informática destinada ao estudo de estruturas porticadas, quer isoladas, quer integradas em edifícios, a qual permite ao utilizador o estudo de todos os elementos que constituem a estrutura, percorrendo todas as fases de projecto.

Este programa foi desenvolvido pela empresa *Newton C – Consultores de Engenharia, Lda. (Newton)*, sendo publicada a sua primeira versão em 1991. Devido ao facto da *Newton* dispor de quadros de especialistas nos diferentes domínios da engenharia de estruturas, o desenvolvimento do *PAC-Pórticos* permitiu que este fosse dotado de opções de análise no domínio do cálculo estrutural, de estruturas de betão e de engenharia sísmica, atendendo à Regulamentação Portuguesa, como o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP (1983)) e o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA (1983)).

As fases de introdução de dados são facilitadas através do apoio em meios gráficos de visualização, permitindo a sua rápida e eficaz verificação, reduzindo-se a possibilidade de erros e, em consequência, ganhando-se em tempo de projecto e na confiança dos resultados (Figura 5.8). Todos os dados são fornecidos mediante o preenchimento de menus, adequados a cada caso sendo, sempre que possível, imediatamente convertidos numa representação gráfica, seja na geometria, secções, acções, posicionamento de pórticos em planta, entre outros.

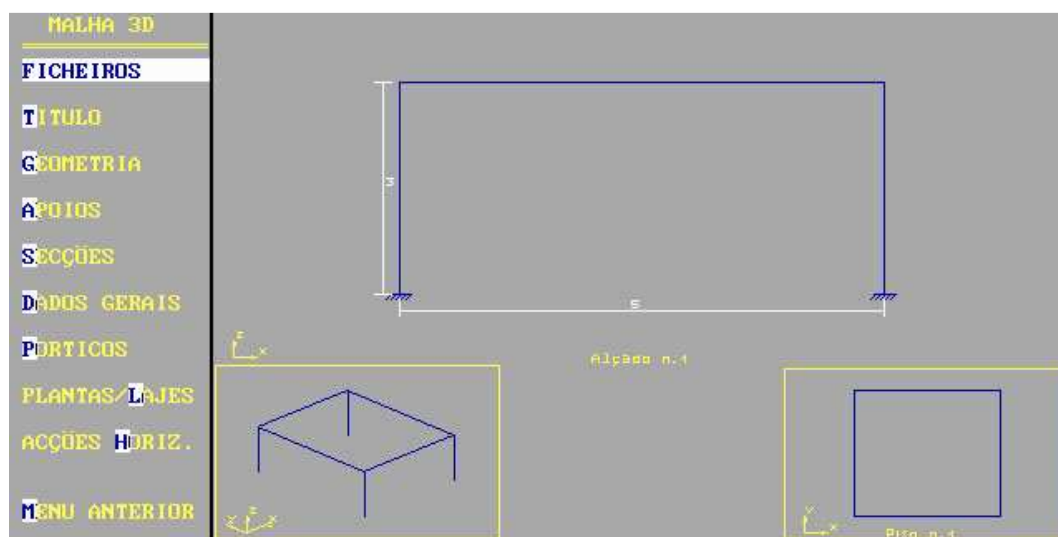


Figura 5.8 – Menu de introdução de dados do programa *PAC-Pórticos*

A análise estrutural realizada pelo programa é baseada no método dos deslocamentos, considerando que o comportamento dos materiais é linear elástico. Os resultados são apresentados de forma a permitirem uma fácil interpretação, através de saídas gráficas e numéricas, nomeadamente no que se

refere a deformadas e diagramas de esforços, igualmente úteis para a constituição da parte escrita das memórias descritivas.

O programa dispõe ainda de um conjunto de opções destinadas à criação de desenhos de pormenor que, no ambiente de um programa de CAD, poderão ser visualizados, eventualmente tratados e impressos ou desenhados. Podem ser obtidas plantas estruturais, desenhos de vigas, em alçado e corte, sapatas e quadro de pilares, com um elevado grau de pormenorização e detalhe.

O conjunto de opções está estruturado de modo a permitir uma fácil e rápida execução de projectos correntes, mas dispondo, ao mesmo tempo, de versatilidade para se adaptar a situações não triviais, ou mesmo especiais, através da exploração das suas potencialidades e da possibilidade de intervenção do projectista em várias fases do desenvolvimento do projecto no computador.

5.4. ADAPTAÇÃO DO MODELO SIMPLIFICADO AO PROGRAMA *PAC-PÓRTICOS*

5.4.1. OBJECTIVOS

Visto que um dos principais objectivos da presente dissertação passa pelo estudo de depósitos circulares recorrendo ao MS apresentado, optou-se por aproveitar as potencialidades no domínio do cálculo estrutural do programa de cálculo automático *PAC-Pórticos*. Para isso, foram desenvolvidos algoritmos que, com base na informação relativa à geometria da estrutura, aos materiais e às acções que nela actuam, preparassem os dados necessários à criação do MS.

Posteriormente, procedeu-se à elaboração de uma ferramenta informática baseada nos algoritmos desenvolvidos, a qual possibilitasse a definição automática do MS, através da criação de um ficheiro de dados compatível com o programa *PAC-Pórticos*.

5.4.2. ALGORITMOS

A preparação do MS de um determinado órgão é uma tarefa complexa, tratando-se de um processo moroso quando se pretende recorrer ao programa *PAC-Pórticos*. Isto deve-se ao facto de o nível de discretização deste modelo ser elevado, envolvendo um grande número de elementos e propriedades.

Visto que o que se pretende com o MS é que seja de fácil utilização, interpretação e modelação, torna-se conveniente que este processo possa ser sistematizado e computadorizado, de modo a que a utilização do modelo seja optimizada. Para isso, optou-se pelo desenvolvimento de algoritmos que, com base em informações relativas à geometria, aos materiais constituintes do modelo e às acções actantes na estrutura, pudessem preparar os dados essenciais à criação do modelo.

Em suma, a funcionalidade dos algoritmos desenvolvidos compreende as seguintes etapas:

- Leitura da informação sobre a geometria, materiais constituintes e acções relativas ao órgão em estudo;
- Criação dos nós e dos elementos de barra;
- Criação das secções transversais, assim como a respectiva atribuição aos elementos de barra;
- Criação dos apoios da estrutura, assim como a respectiva atribuição aos nós;
- Atribuição aos elementos do MS, dos tipos de carga e respectivos valores associados a cada acção.

De modo a que os algoritmos pudessem desempenhar estas funcionalidades, optou-se por dividi-los em três tipos: algoritmos de leitura, algoritmos de criação e algoritmos de atribuição.

5.4.2.1. Algoritmos de leitura

Os algoritmos de leitura têm como função, perguntar ao utilizador quais os dados essenciais à criação do MS e armazená-los em variáveis. Este procedimento é composto por quatro rotinas cujos dados de leitura são, respectivamente, os seguintes:

- Dados geométricos de depósitos circulares com paredes de espessura variável;
- Dados geométricos de depósitos circulares com troços de parede de espessura constante;
- Propriedades dos materiais constituintes do modelo;
- Acções actuantes na estrutura.

5.4.2.2. Algoritmos de criação

Os algoritmos de criação procedem, com base na informação fornecida pelo utilizador através dos algoritmos de leitura, à criação dos dados geométricos, bem como condições de apoio relativos ao MS. Estes algoritmos são compostos por quatro rotinas, as quais criam, respectivamente, os seguintes elementos:

- Nós;
- Barras;
- Secções transversais;
- Condições de apoio.

Criação de nós

A criação dos nós é feita com base nas características geométricas do órgão em estudo, sendo estes dispostos ao longo da superfície intermédia dos elementos da estrutura. Cada nó é definido através de coordenadas relativas a um referencial cartesiano, cuja origem se encontra no centro da laje de fundo do depósito (Figura 5.9).

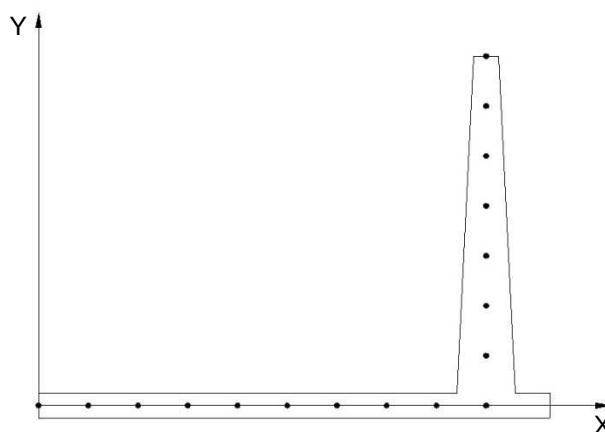


Figura 5.9 – Indicação da posição do referencial cartesiano

Este procedimento começa por identificar quais os nós fixos do MS, os quais são os seguintes:

- Nó central da laje de fundo;
- Nó de ligação entre a laje de fundo e a parede;
- Nó de ligação entre a parede e a cobertura;
- Nó da extremidade da cobertura.

A criação dos nós é feita de um modo sequencial, dividindo-se em três etapas: criação dos nós da laje de fundo, criação dos nós da parede e criação dos nós da cobertura.

O cálculo das coordenadas é realizado em função do elemento representado pelo nó (laje de fundo, parede ou cobertura), sendo estas armazenadas numa matriz análoga à representada no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Representação gráfica da matriz de armazenamento de nós

Nó	Coordenadas no eixo X	Coordenadas no eixo Y
Nó _i	X _i	Y _i
Nó _j	X _j	Y _j
⋮	⋮	⋮

As Expressões 5.8 e 5.9 representam as funções base para o cálculo das coordenadas em X e em Y, respectivamente, relativas aos nós representativos da laje de fundo.

$$X_{i,laje} = X_{i-1,laje} + \lambda \quad (5.8)$$

$$Y_{i,laje} = Y_{i-1,laje} + \lambda \times \tan \varphi \quad (5.9)$$

Criação de barras

Os elementos de barra são definidos através da indicação de dois nós. Atendendo ao facto da criação dos nós ser feita de modo sequencial, a criação de barras também segue a mesma lógica. Assim, a numeração de cada barra coincide com a numeração do primeiro nó que a define.

Este procedimento é realizado através do armazenamento dos vários elementos de barra e respectivos nós numa matriz similar à representada no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Representação gráfica da matriz de armazenamento de barras

Barra	Nó 1	Nó 2
Barra _i	Nó _i	Nó _{i+1}
⋮	⋮	⋮

Criação de secções transversais

As secções transversais dos elementos de barra são calculadas através das características geométricas do depósito. Visto que o programa *PAC-Pórticos* apenas assume secções transversais rectangulares, optou-se, como simplificação, por considerar este tipo de secção em todas as barras do modelo, cujas dimensões se ajustem, de forma mais próxima possível, da geometria real do MS. Atendendo a este facto, torna-se desejável que o grau de discretização do modelo seja elevado.

A título de exemplo, no caso das secções transversais da laje de fundo, esta rotina determina as suas dimensões de modo a que estas se ajustem à geometria da laje de fundo do MS (fatia). Assim, o cálculo das dimensões da secção transversal de cada barra é realizado através das dimensões reais do MS (largura e altura) relativas aos nós 1 e 2 que definem estes elementos. As Expressões 5.10 e 5.11 são usadas por esta rotina para determinar as dimensões das secções transversais dos elementos de barra, sendo esta informação armazenada numa matriz análoga à representada no Quadro 5.3.

$$b_i = \frac{b_{barra_i, nó_1} + b_{barra_i, nó_2}}{2} \quad (5.10)$$

$$h_i = \frac{h_{barra_i, nó_1} + h_{barra_i, nó_2}}{2} \quad (5.11)$$

Quadro 5.3 – Representação gráfica da matriz de armazenamento de secções

Secção	b	h
Secção Barra _i	b _i	h _i
⋮	⋮	⋮

Criação de condições de apoio

Esta rotina calcula as condições de apoio associadas a cada nó, em função do elemento da estrutura que estes representam (laje de fundo, parede ou cobertura), tendo como base as considerações referidas no subcapítulo 5.2.1. Depois de calculada toda a informação relativa à criação dos apoios, esta é armazenada numa matriz análoga à representada no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 - Representação gráfica da matriz de armazenamento de secções

Nós	Rotação	Deslocamento Vertical	Deslocamento horizontal
Nó fixo 1	Fixo	K _V	Fixo
Nós laje de fundo	---	K _V	K _H
Nós parede	---	---	K _H
Nós cobertura	---	---	K _H
Nó fixo 4	Fixo	---	Fixo

5.4.2.3. Algoritmos de atribuição

Quanto aos algoritmos de atribuição, estes têm como finalidade a atribuição dos atributos inerentes a cada elemento. As rotinas que constituem estes algoritmos são três, as quais procedem à atribuição, respectivamente, das seguintes propriedades:

- Secções transversais;
- Condições de apoio;
- Acções.

Atribuição de secções transversais

Com o objectivo de facilitar a atribuição das secções transversais aos respectivos elementos de barra, a criação destes atributos é realizada de modo a identificar a secção transversal com o número correspondente à respectiva barra, ou seja, a secção_i está associada à barra_i.

Atribuição de condições de apoio

A atribuição de condições de apoio segue a mesma lógica que a atribuição de secções transversais. Neste caso, as condições de apoio do nó_i são as relativas ao apoio_i.

Atribuição de acções

As acções a considerar no MS, representam um conjunto de tipos de carga, tal como referido em 5.2.2. Assim, para cada acção, esta rotina determina qual o tipo de carga e respectivos valores associados a cada barra ou nó, armazenando esta informação numa matriz.

No Anexo A.1 da presente dissertação, podem ser consultados exemplos dos referidos algoritmos, os quais se encontram sob forma de pseudo-código.

5.4.3. FERRAMENTA INFORMÁTICA DE APOIO AO PROGRAMA *PAC-PÓRTICOS*

Com base nos algoritmos elaborados neste trabalho, foi desenvolvida uma ferramenta informática facilitadora da preparação dos dados para o programa *PAC-Pórticos*, tendo como principal objectivo, a utilização simplificada do programa para o cálculo de depósitos circulares aplicando MS.

Servindo como um *add-in* ao *PAC-Pórticos*, esta ferramenta permite a criação de um ficheiro de dados em formato compatível com o programa, contendo toda a informação necessária e preparada para a definição do MS. Para tal, foram estudados os algoritmos de leitura do *PAC-Pórticos*, bem como as fases de introdução de dados de acordo com Newton (1991), com o intuito de garantir a referida compatibilidade entre o ficheiro criado através da ferramenta e o programa.

A ferramenta foi desenvolvida através de uma linguagem de programação orientada a objectos, designada por *Visual Basic 2010*. O idioma pretendido para a sua apresentação foi o Inglês, permitindo desse modo a sua utilização por parte de um maior número de utilizadores, visto que a Língua Inglesa se trata de uma língua universal. Devido ao seu interface gráfico com o utilizador, a entrada de dados é realizada de uma forma simples e intuitiva, acompanhada por imagens que ajudam na interpretação da informação solicitada.

Após a criação do ficheiro, este pode ser facilmente aberto através do programa *PAC-Pórticos*, definindo de uma forma automática o MS do órgão em estudo. Contudo, antes de proceder ao cálculo do modelo, é possível visualiza-lo e, caso seja necessário, acrescentar informação (acções, condições de apoios ou combinações de acções, por exemplo) ou realizar possíveis alterações.

De seguida, é apresentada a ferramenta informática, identificando os vários menus que a constituem.

5.4.3.1. Menu principal

O menu principal é o primeiro menu com que o utilizador se depara quando inicia a ferramenta, a partir do qual se pode iniciar qualquer entrada de dados.

Neste menu são solicitados ao utilizador o nome do ficheiro, a pasta onde o pretende gravar, bem como o tipo de depósito que pretende estudar: depósito de paredes de espessura variável ou depósito com troços de parede de espessura constante (Figura 5.10).

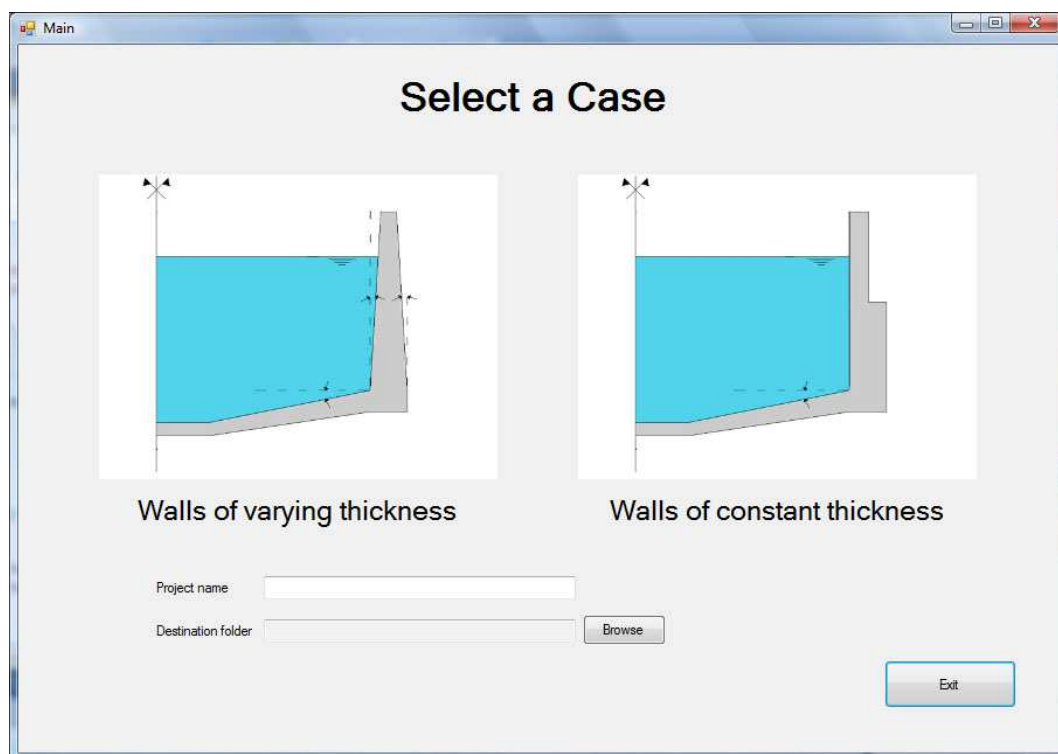
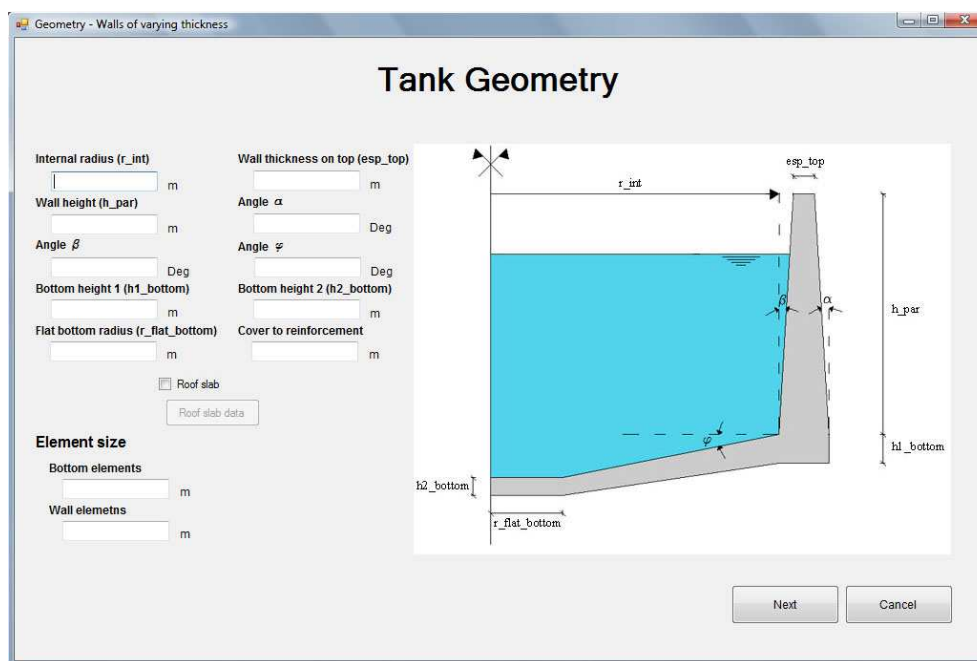


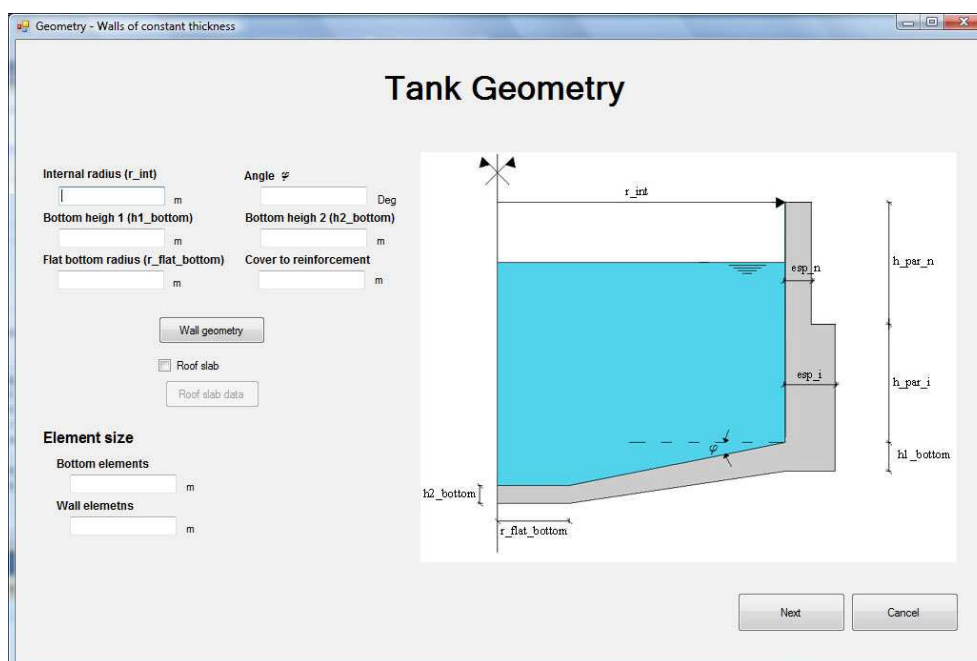
Figura 5.10 – Interface gráfico do menu principal

5.4.3.2. Menu geometria

O menu geometria é um menu que difere o modelo conforme o tipo de depósito que o utilizador pretenda estudar. Caso o utilizador pretenda estudar um depósito com paredes de espessura variável, a entrada de dados é realizada através do menu representado na Figura 5.11 a), caso o utilizador pretenda estudar um depósito cujas paredes são compostas por troços de espessura constante, o menu para introdução de dados é o representado na Figura 5.11 b).



a)



b)

Figura 5.11 – Menu geometria: a) depósitos com paredes de espessura variável; b) depósitos com troços de parede de espessura constante

Este menu destina-se à entrada dos dados que definem as características geométricas da estrutura, os quais servem de base para a criação de nós, elementos de barra, secções transversais e condições de apoio. Caso o órgão em estudo disponha de uma cobertura, os dados da geometria desta podem ser introduzidos através da opção “laje de cobertura” existente neste menu.

5.4.3.3. Menu propriedades dos materiais

Após a introdução de dados relativos à geometria da estrutura, o menu que se segue é o de introdução de dados relativos aos materiais que constituem o modelo. Este menu está dividido em três separadores associados a materiais diferentes: betão, aço e solo. A Figura 5.12 representa os vários separadores deste menu, onde são identificados os dados solicitados ao utilizador.

The dialog box titled "Material Properties" has three tabs: "Concrete", "Steel", and "Foundation parameters". The "Concrete" tab is selected. It contains two sections: "Elasticity" with input fields for "Young modulus (E)" (unit GPa) and "Poisson ratio (v)"; and "Resistance" with input fields for "Characteristic cylindrical (fck)" (unit MPa) and "Characteristic cube (fck,cube)" (unit MPa). At the bottom are "Next" and "Cancel" buttons.

a)

The dialog box titled "Material Properties" has three tabs: "Concrete", "Steel", and "Foundation parameters". The "Steel" tab is selected. It contains two sections: "Elasticity" with input fields for "Young modulus (E)" (unit GPa) and "Poisson ratio (v)"; and "Resistance" with an input field for "Characteristic (fyk)" (unit MPa). At the bottom are "Next" and "Cancel" buttons.

b)

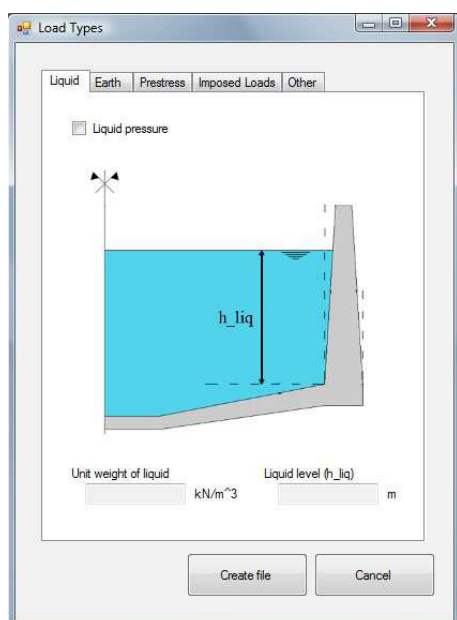
The dialog box titled "Material Properties" has three tabs: "Concrete", "Steel", and "Foundation parameters". The "Foundation parameters" tab is selected. It contains one section: "Elasticity" with input fields for "Young modulus (E)" (unit GPa) and "Poisson ratio (v)". At the bottom are "Next" and "Cancel" buttons.

c)

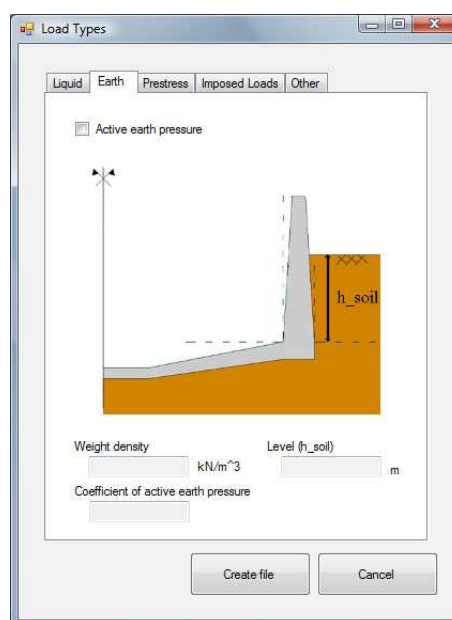
Figura 5.12 – Menu propriedades dos materiais: a) separador do material “Concrete” (betão); b) separador do material “Steel” (aço); c) separador do material “Foundation parameters” (solo de fundação)

5.4.3.4. Menu acções

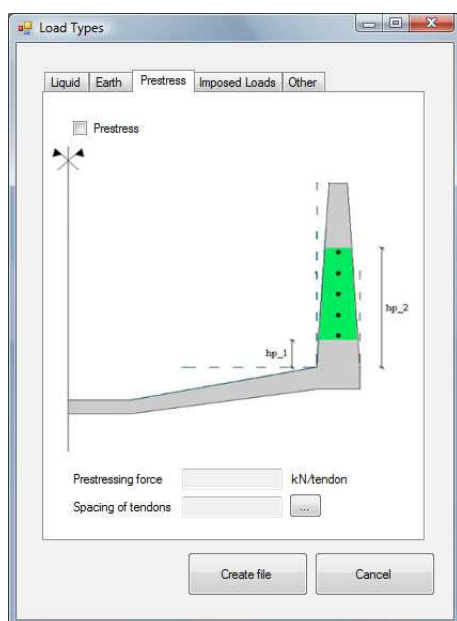
O menu acções permite ao utilizador, a escolha das acções que pretende adicionar à estrutura. Para facilitar a entrada de dados, este menu está organizado em 5 separadores, cada um associado a uma dada acção (Figura 5.13).



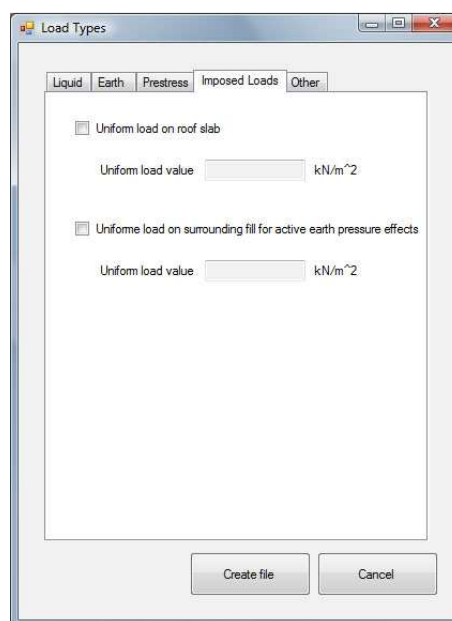
a)



b)



c)



d)

Figura 5.13 - Menu acções: a) separador da acção “Liquid” (Líquido armazenado); b) separador da acção “Earth” (Impulso de terras); c) separador da acção “Prestress” (Pré-esforço); d) separador da acção “Imposed Loads” (Sobrecargas)

As acções abordadas por esta ferramenta, são, além das referidas em 5.2.2, a sobrecarga na cobertura e no aterro circundante para efeitos de cálculo do impulso de terras (separador “*Imposed Loads*” (Figura 5.13)) e, no separador “*Other*” (Figura 5.13), o peso próprio da estrutura, impulso das águas exteriores e restantes cargas permanentes na cobertura. Caso o utilizador pretenda adicionar uma acção, este terá de a seleccionar e, em seguida, indicar a informação necessária à sua definição.

Este menu é o último de inserção de dados da ferramenta de apoio ao programa *PAC-Pórticos*. A criação do ficheiro de dados é feita, aquando pressionado o botão “*Create File*”, sendo este guardado na pasta de destino seleccionada no menu principal, com o respectivo nome. Caso o ficheiro tenha sido criado com sucesso, é apresentada uma mensagem ao utilizador com a respectiva informação.

5.5. COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS DA MODELAÇÃO COM ELEMENTOS FINITOS, COM MODELO SIMPLIFICADO E COM MODELO TEÓRICO

No presente subcapítulo é realizada uma comparação entre os resultados da análise estrutural obtidos através da aplicação dos seguintes modelos:

- Modelo baseado em elementos finitos (MEF);
- Modelo simplificado (MS);
- Modelo teórico (Ghali (2000)).

Dado que o modelo teórico estudado (Ghali (2000)) não integra a hipótese de continuidade entre a parede do depósito e a laje de cobertura, optou-se por analisar um exemplo comparativo com as características geométricas apresentadas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Características geométricas do depósito considerado como exemplo comparativo

Raio interior [m]	Altura [m]	Espessura parede [m]	Espessura laje de fundo [m]
15,00	8,00	0,35	0,50

De seguida, é apresentada a comparação dos esforços resultantes da análise estrutural obtidos através da aplicação dos três modelos (MEF, MS e Ghali (2000)). Esta comparação é realizada com base na actuação da acção dos impulsos hidrostáticos interiores e para as seguintes condições de apoio na base da parede:

- Parede simplesmente apoiada na base;
- Parede encastrada na base;
- Continuidade entre a parede e a laje de fundo.

5.5.1. PAREDE SIMPLEMENTE APOIADA NA BASE

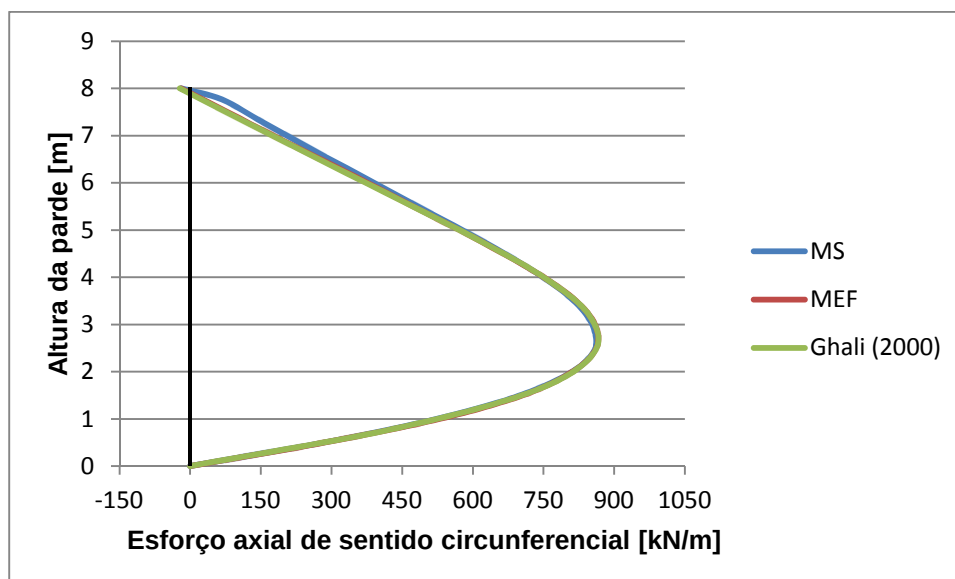


Figura 5.14 – Comparação entre os esforços axiais de sentido circunferencial para o caso de parede simplesmente apoiada na base

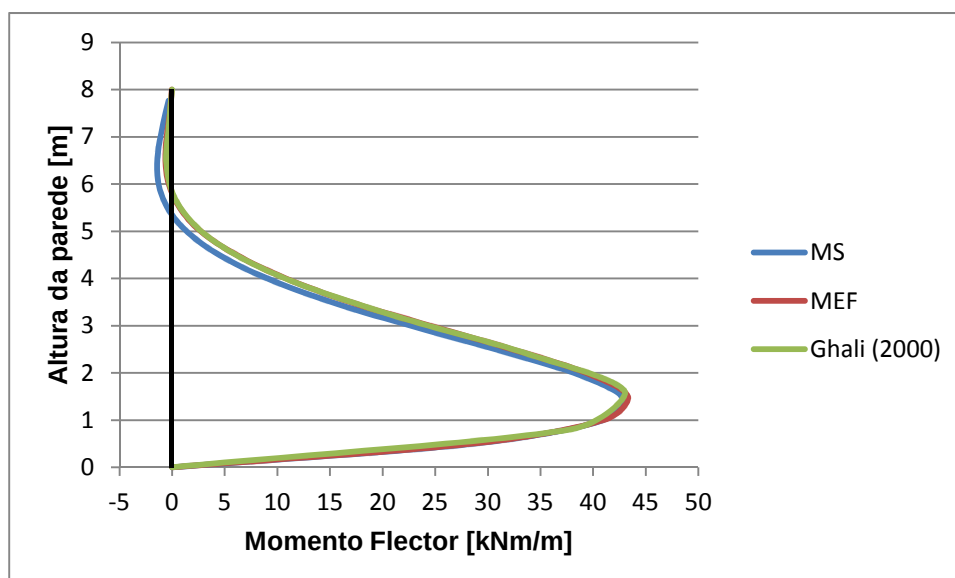


Figura 5.15 – Comparação entre os momentos flectores para o caso de parede simplesmente apoiada na base

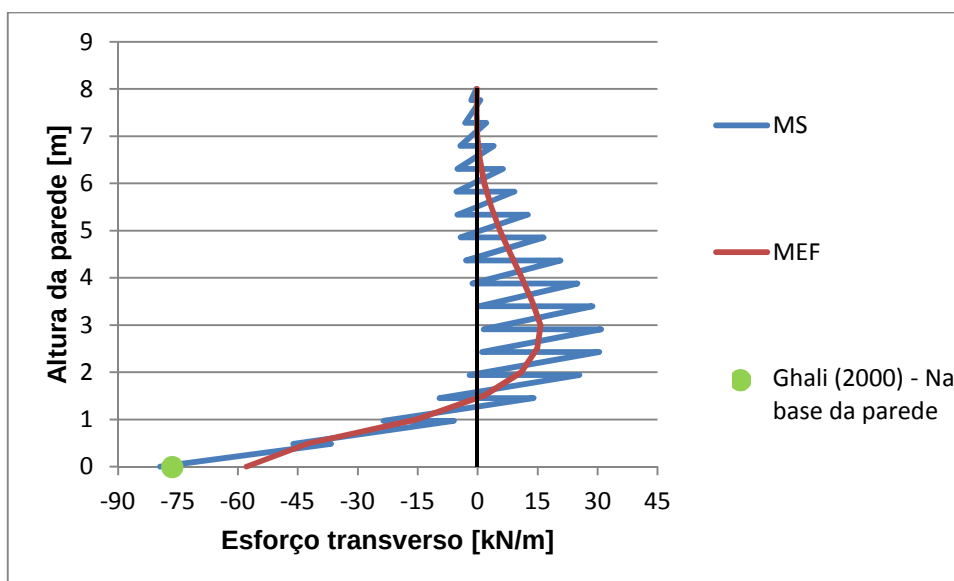


Figura 5.16 – Comparação entre os esforços transversos para o caso de parede simplesmente apoiada na base

5.5.2. PAREDE ENCASTRADA NA BASE

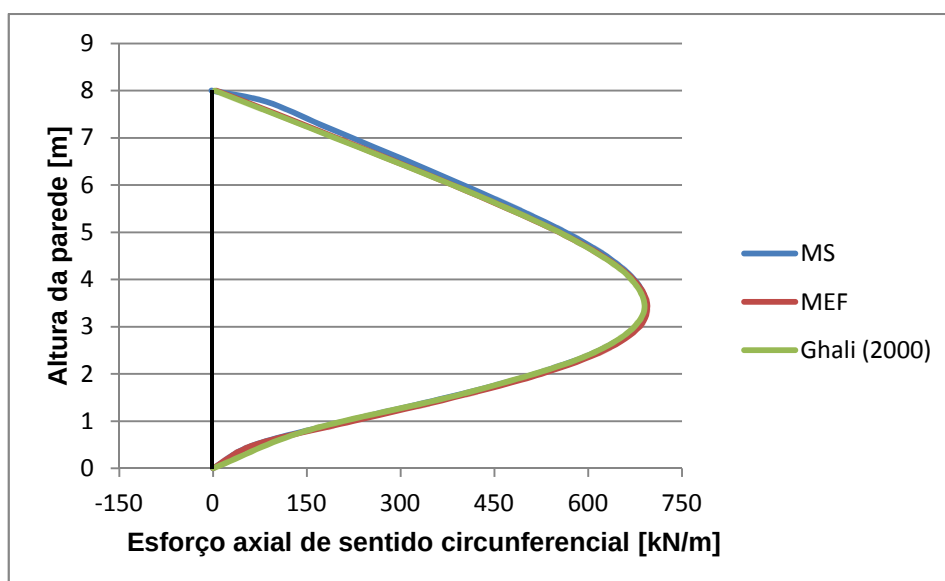


Figura 5.17 – Comparação entre os esforços axiais de sentido circunferencial para o caso de parede encastrada na base

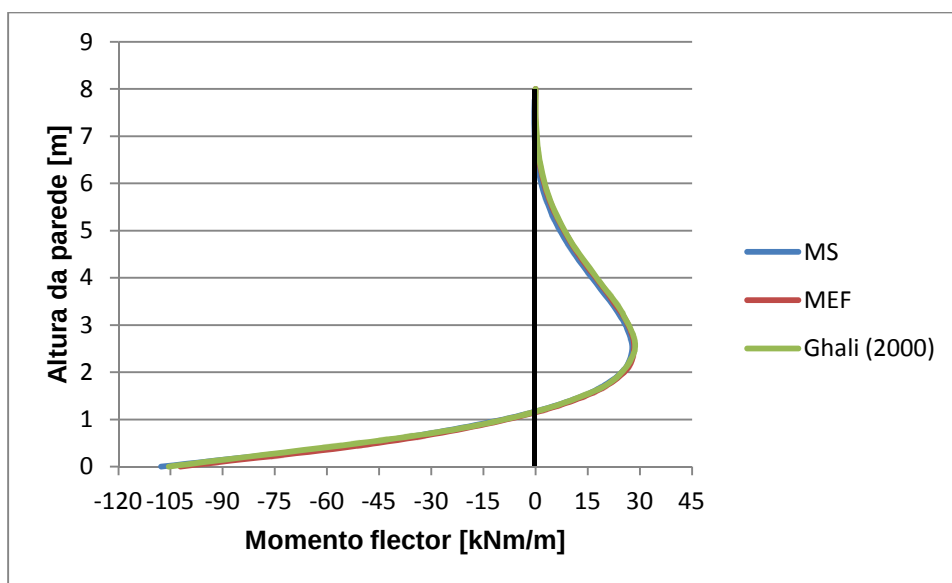


Figura 5.18 – Comparação entre os momentos flectores para o caso de parede encastrada na base

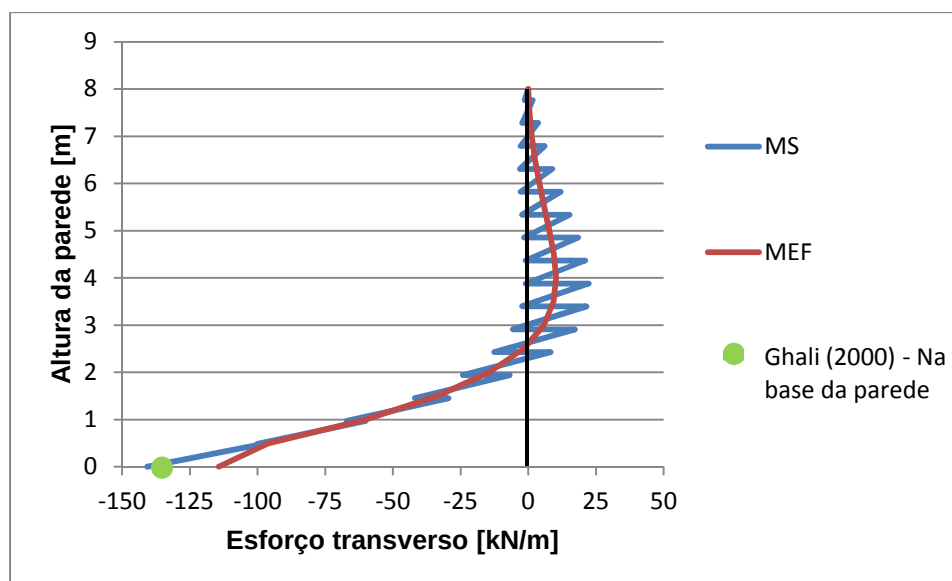


Figura 5.19 – Comparação entre os esforços transversos para o caso de parede encastrada na base

5.5.3. CONTINUIDADE ENTRE A PAREDE E A LAJE DE FUNDO

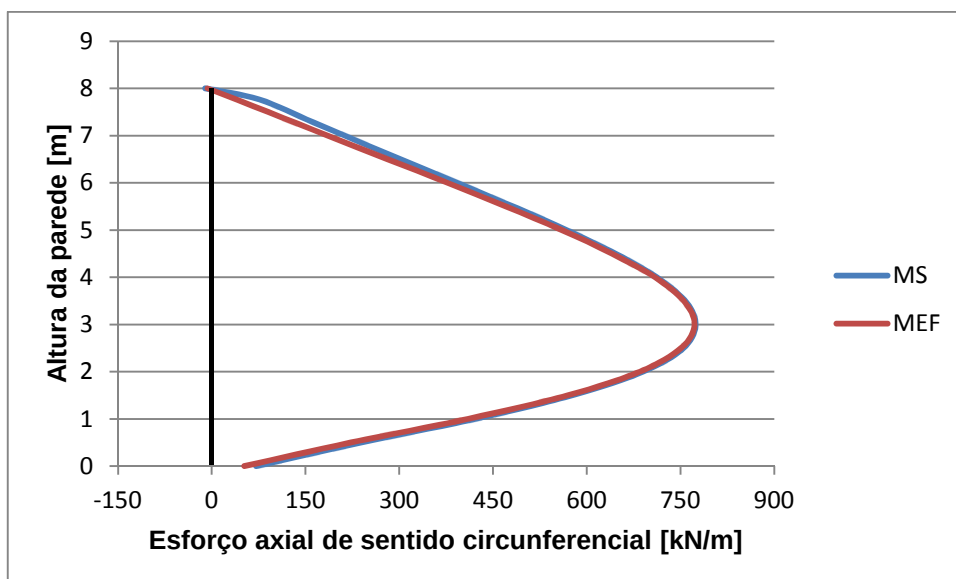


Figura 5.20 – Comparação entre os esforços axiais de sentido circunferencial para o caso de continuidade entre a parede e a laje de fundo

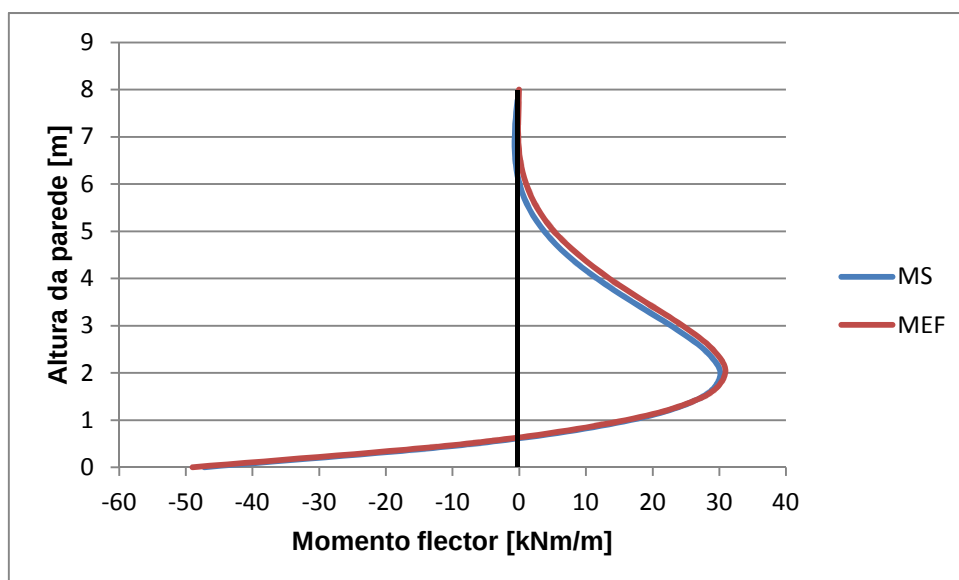


Figura 5.21 – Comparação entre os momentos flectores para o caso de continuidade entre a parede e a laje de fundo

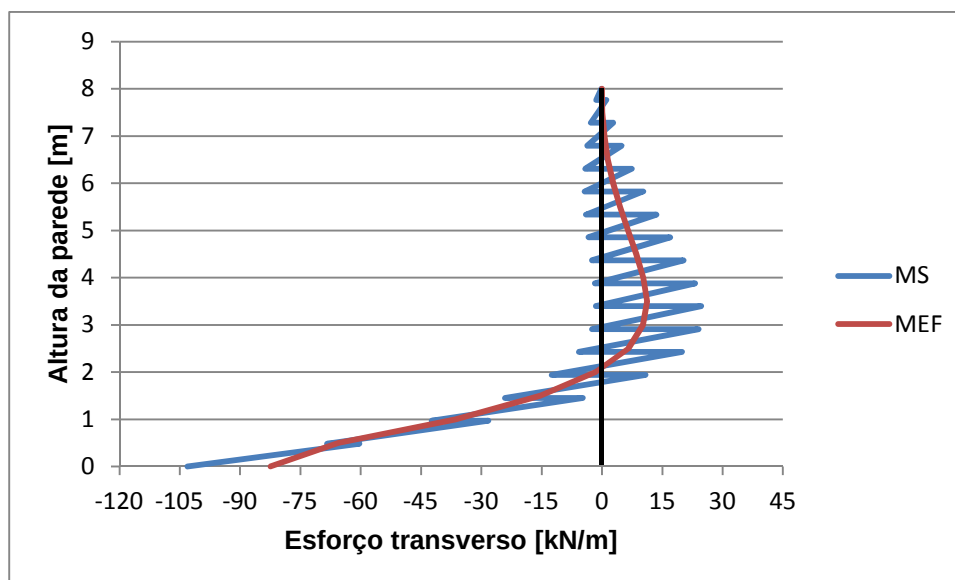


Figura 5.22 – Comparação entre os esforços transversos para o caso de continuidade entre a parede e a laje de fundo

Através da análise dos diagramas de esforços ilustrados nas Figuras 5.14 a 5.22, verifica-se uma muito boa aproximação entre os resultados apresentados para os vários modelos considerados para cada condição de apoio na base da parede.

Valida-se deste modo, a adopção do MS para a análise de esforços em depósitos circulares de dimensões idênticas aos aqui estudados, sujeitos a acções com características de axissimetria.

6

CASO PRÁTICO: DIGESTOR ANAERÓBIO DE UMA ETAR

6.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é efectuado o estudo de um caso prático referente ao digestor anaeróbio apresentado no Capítulo 4 (DA-1), o qual tem como principal objectivo a aplicação do MS estudado no Capítulo 5 para a análise dos esforços actuantes na estrutura associados às combinações de acções regulamentares e o dimensionamento estrutural com base nos aspectos regulamentares expostos no Capítulo 2.

Relativamente ao dimensionamento da parede do depósito, são estudadas duas possíveis soluções estruturais: uma que consiste numa solução de parede de betão armado e outra na aplicação de pré-esforço circunferencial.

6.2. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Com o intuito de obter os esforços actuantes no DA-1 necessários para o seu dimensionamento, recorreu-se à modelação estrutural do órgão através do MS estudado na presente dissertação. Conforme referido no Capítulo 5, a aplicação deste modelo consiste na discretização do depósito em elementos de barra e condições de apoio, representando o comportamento de uma “fatia” do depósito com uma largura de parede unitária.

O programa de cálculo automático utilizado para a realização da análise estrutural do MS foi o *PAC-Pórticos*. Com vista a otimizar o processo de criação do MS do órgão em estudo, recorreu-se à ferramenta informática elaborada no âmbito do presente trabalho (secção 5.4.3), a qual procedeu à definição automática do MS, bem como das cargas aplicadas à estrutura associadas às acções directas referidas em 5.4.3.4, armazenando a respectiva informação num ficheiro de dados compatível com o programa *PAC-Pórticos*.

Na modelação do MS do DA-1, as características geométricas do depósito consideradas foram as ilustradas na Figura 4.5. Relativamente à discretização da estrutura, esta foi realizada através de elementos de barra com dimensão aproximadamente igual a 1,00 m, visto que a utilização de dimensões inferiores (o que seria desejável para uma discretização mais refinada da estrutura) sobrecarregavam o modelo a analisar pelo programa.

O resultado final da modelação do DA-1 pode ser observado na Figura 6.1, onde está apresentada a aplicação do MS modelado no programa *PAC-Pórticos*.

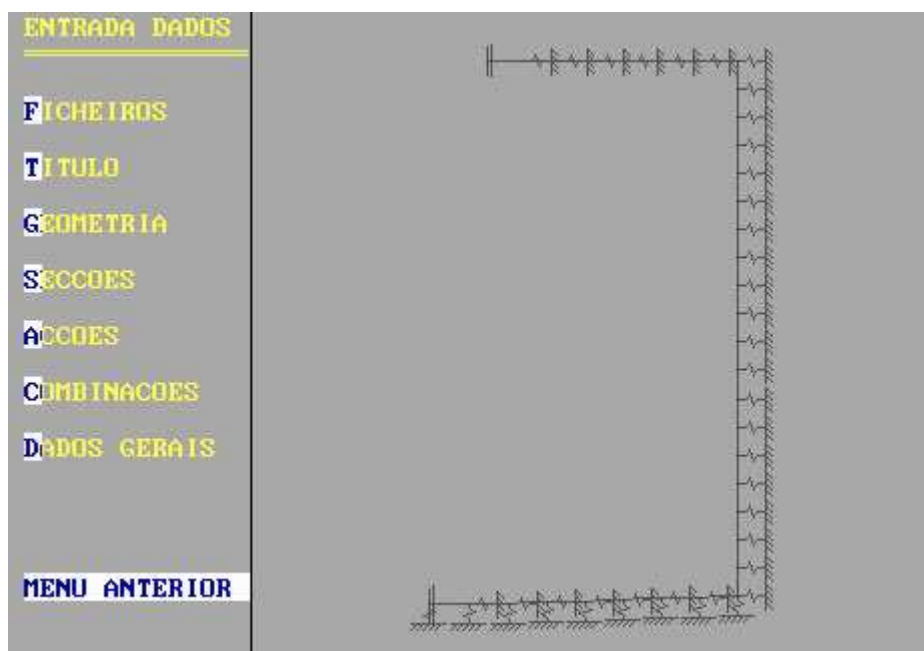


Figura 6.1 – MS do DA-1 modelado no programa PAC-Pórticos

6.3. VERIFICAÇÃO DA NÃO FLUTUAÇÃO DO DEPÓSITO

Tal como referido anteriormente no Capítulo 2, o fenómeno de flutuação deverá ser tido em consideração no projecto de depósitos. Para tal, assumindo a geometria apresentada na Figura 4.5, procedeu-se ao cálculo do peso próprio do depósito para a situação de este se encontrar vazio, o qual está apresentado nas Expressões 6.1 a 6.4.

$$P_{Parede} = 25 \cdot \left[\left(\frac{\pi \times (15 + 1)^2}{4} - \frac{\pi \times 15^2}{4} \right) \cdot 6,10 + \left(\frac{\pi \times (15 + 0,70)^2}{4} - \frac{\pi \times 15^2}{4} \right) \cdot 11,75 \right]$$

$$P_{Parede} = 8670,94 \text{ kN} \quad (6.1)$$

$$P_{Laje_cob} = 25 \cdot \left[\left(\frac{\pi \times (15 + 0,70 + 0,40)^2}{4} - \frac{\pi \times 2,02^2}{4} \right) \cdot 0,30 \right] = 1502,84 \text{ kN} \quad (6.2)$$

$$P_{Laje_fundo} = 25 \cdot \left[\frac{\pi \times 12^2}{4} \cdot 0,30 + \left(\frac{\pi \times 16,50^2}{4} - \frac{\pi \times 12^2}{4} \right) \cdot 0,50 \right] = 2107,32 \text{ kN} \quad (6.3)$$

$$P_{Dep_vazio} = P_{Parede} + P_{Laje_cob} + P_{Laje_fundo}$$

$$P_{Dep_vazio} = 8670,94 + 1502,84 + 2107,32 = 12281,10 \text{ kN} \quad (6.4)$$

Sabendo que a cota de cheia se situa a +9,50 m, realizou-se o cálculo da impulsão que as águas exteriores exercem sobre o depósito (Expressão 6.5).

$$I'_w = (10 \times 6,50) \cdot \frac{\pi \times 16,50^2}{4} = 13898,60 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Com base nos valores do peso próprio do depósito e da impulsão das águas exteriores, procedeu-se à verificação de segurança em relação ao fenómeno de flutuação (Expressão 2.32), a qual está demonstrada na Expressão 6.6.

$$P_{Dep_vazio} = 12281,10 \text{ kN} < 1,10 \times 13898,60 = 15288,46 \text{ kN} \quad (6.6)$$

Tal como se verifica na Expressão 6.6, a condição imposta pela Expressão 2.32 não é garantida, existindo probabilidade de flutuação do depósito na ocorrência de uma cheia. Sendo assim, com vista à prevenção deste fenómeno, optou-se por estudar uma das soluções propostas em 2.4.2.3, a qual consiste na construção de um lastro em betão ciclópico sob a laje de fundo do depósito com o objectivo de aumentar o peso próprio da estrutura.

De modo a que a condição imposta pela Expressão 2.32 fosse verificada, calculou-se, através da Expressão 6.7, a espessura necessária para o lastro de betão ciclópico, considerando que este apresenta uma geometria circular de diâmetro igual ao da laje de fundo (16,50 m) e um peso volúmico para o betão ciclópico igual a 22 kN/m³.

$$12281,10 + \left(22 \cdot \frac{\pi \times 16,50^2}{4} \cdot e_{Lastro} \right) \geq 1,10 \times 10 \times (6,50 + e_{Lastro}) \cdot \frac{\pi \times 16,50^2}{4} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow e_{Lastro} \geq 1,28 \text{ m} \quad (6.7)$$

Em suma, a construção de um lastro de geometria circular em betão ciclópico com um diâmetro de 16,50 m e uma espessura de 1,30 m seria uma possível solução para garantir que o fenómeno da flutuação não ocorra.

6.4. ANÁLISE DE ESFORÇOS

Com base no MS, foi realizada a análise estrutural do depósito em estudo através do programa *PAC-Pórticos*, com vista ao cálculo dos esforços actuantes para o seu dimensionamento.

Para tal, foram consideradas as principais acções de origem directa que actuam sobre o DA-1 (ver 4.5.1), as quais, para efeitos de combinações de acções, se designam da seguinte forma:

- PP – Peso próprio da estrutura;
- RCP – Restantes cargas permanentes;
- HIDR – Impulsos hidrostáticos interiores;
- TER - Impulso das terras e águas exteriores;
- Q_{terras} – Sobrecarga aplicada sobre o aterro circundante para efeitos de cálculo do impulso de terras;
- Q_{cob} – Sobrecarga aplicada sobre a cobertura do depósito.

Relativamente à retracção do betão, optou-se, simplificadamente, por considerar apenas o seu efeito na zona da base da parede, visto que se trata da zona onde os esforços associados a este fenómeno assumem maior importância. Assim, para o cálculo destes esforços, recorreu-se à Expressão 2.7, a qual permite determinar uma variação uniforme de temperatura equivalente ao efeito da retracção num elemento de betão.

Atendendo ao facto de que o dimensionamento da estrutura deverá ser realizado para as situações de projecto mais desfavoráveis em termos de esforços, as referidas acções foram combinadas de acordo com as combinações de acções referidas pela norma NP EN 1990 (2009) (ver 2.3.5). Deste modo, realizaram-se combinações de acções para dois tipos de verificações de segurança: verificação de segurança em relação ao estado limite último de resistência da estrutura (combinações fundamentais) e verificação da estrutura em relação ao estado limite de serviço (combinações quase-permanentes). No entanto, para ambos os tipos de verificações, foram consideradas duas situações distintas passíveis de ocorrer:

- Situação 1 – depósito cheio na ausência do aterro circundante;
- Situação 2 – depósito vazio sobre influência do aterro circundante.

De seguida, são apresentadas as combinações de acções utilizadas para o cálculo de esforços no depósito:

i. Combinações de acções para verificações em relação ao estado limite último (acção variável de base Q_{cob})

- Situação 1 (ELU-1):

$$E_d = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,20 \times HIDR + 1,50 \times Q_{cob} \quad (6.8)$$

- Situação 2 (ELU-2):

$$E_d = 1,35 \times (PP + RCP + TER) + 1,50 \times Q_{cob} + 1,50 \times 0,70 \times Q_{terras} \quad (6.9)$$

ii. Combinações de acções para verificações em relação ao estado limite de utilização:

- Situação 1 (ELS-1):

$$E_d = PP + RCP + HIDR \quad (6.10)$$

- Situação 2 (ELS-2):

$$E_d = PP + RCP + TER + 0,30 \times Q_{terras} \quad (6.11)$$

Os resultados da análise estrutural obtidos através do programa *PAC-Pórticos* para cada uma das combinações de acções consideradas, podem ser consultados no Anexo A.2, os quais estão apresentados através de diagramas de esforços associados a cada elemento estrutural do DA-1 (laje de fundo, parede e laje de cobertura).

6.5. DIMENSIONAMENTO

Com base nos resultados provenientes da análise estrutural do MS do DA-1 presentes no Anexo A.2, procedeu-se ao dimensionamento dos elementos estruturais que constituem o depósito, o qual se baseou nos aspectos regulamentares referidos no Capítulo 2. Deste modo, este dimensionamento foi realizado com o objectivo de garantir a segurança em relação aos estados limites regulamentares, nomeadamente ao estado limite último e ao estado limite de utilização.

Para o dimensionamento das armaduras a dispor nos elementos estruturais do DA-1, recorreu-se à consulta de tabelas e ábacos (Barros e Figueiras (2010)) preparados para o dimensionamento de secções de betão solicitadas à flexão e a esforços axiais segundo a NP EN 1992-1-1 (2010).

No que respeita a elementos sujeitos à flexão composta, o uso destas tabelas/ábacos consiste, principalmente, na determinação de três variáveis, nomeadamente do valor do momento reduzido (μ), do valor reduzido do esforço normal (ν) e da percentagem mecânica de armadura (ϖ), as quais estão correlacionadas entre si (ver Expressões 6.12 a 6.14).

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \quad (6.12)$$

$$\varpi = \frac{A_s}{b \times h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.13)$$

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (6.14)$$

Além de dispor de tabelas e ábacos que auxiliam o dimensionamento de secções em betão armado, Barros e Figueiras (2010) também dispõe de diagramas que permitem o cálculo de tensões, em estado fendilhado, na fibra de betão mais comprimida e no aço traccionado, os quais se tornam bastante úteis na verificação dos estados limites de utilização. A aplicação destes diagramas é baseada nas seguintes expressões:

$$\alpha_e \rho = \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A}{b \times d} \quad (6.15)$$

$$\sigma_s = C_s \cdot \frac{M_s}{b \times d^2} \quad (6.16)$$

Relativamente aos limites de abertura de fendas adoptados para as verificações de segurança em relação ao estado limite de utilização, foram considerados valores diferentes para os seguintes casos:

- Caso 1 – Fissuras nas faces do depósito em contacto com o produto armazenado;
- Caso 2 – Fissuras nas faces do depósito em contacto com o solo e águas exteriores;
- Caso 3 – Fissuras nas restantes zonas do depósito, como por exemplo, na laje de cobertura.

Para o cálculo do limite de abertura de fendas relativo às zonas pertencentes ao Caso 1, considerou-se que a classe de estanquidade do DA-1 corresponde à Classe 1 (ver Quadro 2.4). Deste modo, atendendo à Figura 2.4, para um valor de $h_{Li}/e = 16,65/0,50 = 33,30$, o valor do limite de abertura de fendas correspondente é $w_{máx} = 0,06$ mm (limite de fendas máximo para a zona da parede de espessura igual a 0,50 m) e para um valor de $h_{Li}/e = 10,55/0,35 = 30,14$, o valor do limite de abertura de fendas correspondente é $w_{máx} = 0,07$ mm (limite de fendas máximo para a zona da parede de espessura igual a 0,35 m).

Quanto à determinação do limite de abertura de fendas associado ao Caso 2, recorreu-se novamente à Figura 2.4 mas, desta vez, considerando h_{Li} como sendo a altura das águas exteriores em relação à base da parede. Assim, para $h_{Li}/e = 5,50/0,50 = 11$, o valor do limite de abertura de fendas correspondente é de $w_{máx} = 0,17$ mm.

O valor máximo da abertura de fendas considerado para as zonas do depósito pertencentes ao Caso 3 foi de $w_{máx} = 0,30$ mm, correspondendo ao valor máximo proposto pela NP EN 1992-1-1 (2010) para elementos de betão armado sujeitos a corrosão induzida por carbonatação ou cloretos. A adopção deste valor parece razoável, visto que 0,30 mm já é um valor considerado pequeno e que as zonas que se enquadram neste caso não se encontram directamente em contacto com nenhum produto agressivo (lamas, terras ou águas freáticas).

6.5.1. LAJE DE FUNDO

6.5.1.1. Verificação ao estado limite último

Na verificação em relação ao estado limite último da laje de fundo do depósito, procedeu-se ao cálculo da área mínima de armadura a dispor neste elemento para que possa resistir aos esforços calculados para as combinações de acções referidas em 6.4 (ELU-1 e ELU-2), nomeadamente os esforços de flexão, axiais e transversos.

Flexão

Devido à presença de esforços axiais de sentido radial na laje de fundo, este elemento foi verificado para a flexão composta. As armaduras relevantes para as verificações de segurança em relação a este tipo de esforço, são as armaduras radiais. De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança da secção mais esforçada deste elemento, a qual corresponde à secção de ligação entre a laje de fundo e a parede do depósito.

Através da consulta dos resultados da análise de esforços (Anexo A.2), é possível verificar que a combinação de acções que condiciona a verificação de segurança desta secção em relação ao estado limite considerado, corresponde à combinação ELU-2. Os esforços máximos a que esta secção se encontra sujeita são os seguintes: $M_{Ed,máx} = + 319,50$ kNm/m e $N_{Ed,máx} = - 327,22$ kN/m (compressão). Como ponto de partida, considerou-se que a área de armadura a dispor na zona comprimida da laje de fundo corresponde a 50 % da área de armadura de tracção ($A'_s/A_s = 1$).

$$\mu = \frac{319,50}{1 \times 0,50^2 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,055 \quad (6.17)$$

$$\nu = \frac{327,22}{1 \times 0,50 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,028 \quad (6.18)$$

Com base no resultado das Expressões 6.17 e 6.18, recorreu-se às tabelas de dimensionamento de secções de betão (Barros e Figueiras (2010)) com vista a determinar qual o valor da área mínima de armadura necessária para que a secção resista à solicitação considerada. Assim, verificou-se que o valor da percentagem mecânica de armadura é aproximadamente igual a 0,10, resultando numa área mínima de armadura igual à calculada na Expressão 6.19.

$$A_s \geq 0,10 \times 1 \times 0,50 \times \frac{\left(\frac{35}{1,5}\right)}{435} \times 10^4 = 26,82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.19)$$

Por outro lado, de acordo com a Expressão 2.26, a área de armadura a garantir na laje de fundo não deverá ser inferior ao valor calculado na Expressão 6.20.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1 \times 0,44 \times 10^4 = 7,32 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.20)$$

Face aos resultados obtidos, uma possível solução de armadura para esta secção seria $\phi 20//0,100/\text{face}$ ($A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$).

A verificação de segurança em relação ao estado limite último da laje de fundo está resumida no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Armaduras radiais a dispor na laje de fundo do DA-1 resultantes da verificação ao estado limite último

Distância da secção ao centro [m]	$M_{Ed,máx}$ [kNm/m]	$N_{Ed,máx}$ [kN/m]	μ	ν	ϖ	$A_{s,necessária}$ [cm ² /m]	$A_{s,mín}$ [cm ² /m]	Possível solução [face]
5,00	-35,95 ⁽¹⁾	-135,00 ⁽¹⁾	0,017	0,019	0,032	5,15	4,00	φ12//0,150
7,50	319,50 ⁽²⁾	-327,22 ⁽²⁾	0,055	0,028	0,100	26,82	7,32	φ20//0,100

⁽¹⁾ Para a combinação ELU-1

⁽²⁾ Para a combinação ELU-2

Esforço axial

Com base nos resultados obtidos através da análise realizada pelo programa PAC-Pórticos, conclui-se que a secção da laje de fundo sujeita a esforços axiais de tracção mais significativos (de sentido circunferencial), corresponde à secção de ligação entre a laje de fundo e a parede (combinação ELU-1). De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança desta secção em relação ao estado limite último, dos quais resulta a armadura circunferencial a dispor nesta secção.

Sendo o esforço axial máximo a que esta secção se encontra sujeita de $N_{Ed,máx} = + 603,22$ kN/m (tracção) (valor calculado através da Expressão 5.3 para $w = 0,0275$ cm), a área mínima de armadura circunferencial a garantir neste elemento é dada pela Expressão 6.21.

$$A_{s,\theta} = \frac{603,22}{435000} \times 10^4 = 13,87 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.21)$$

Face aos resultados obtidos, uma possível solução de armadura para esta secção seria φ12//0,150/face ($A_s = 15,08$ cm²/m).

Esforço transverso

A combinação de acções que condiciona o dimensionamento da laje de fundo em relação ao esforço transverso, é a combinação ELU-1 (Anexo A.2). A secção deste elemento onde este tipo de esforço apresenta maior valor, corresponde à secção que dista 6,80 m do centro da laje de fundo. De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança desta secção em relação ao estado limite último, através dos quais se averigua a necessidade de armadura de esforço transverso para esta secção.

Atendendo ao esforço transverso $V_{Ed,máx} = 315$ kN/m e ao esforço axial $N_{Ed,máx} = - 99,70$ kN/m (compressão) actuantes nesta secção, seguem-se o cálculo da resistência ao esforço transverso (Expressões 6.22 a 6.26).

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0,50 - 0,05 - \frac{0,020}{2} = 0,44 \text{ m} \quad (6.22)$$

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{440}} \right) \times (100 \times 0,0071 \times 35)^{1/3} + \frac{0,0997}{1 \times 0,50} \right] \times 1000 \times 440 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = 345,70 \text{ kN/m} \quad (6.23)$$

$$\rho_l = \frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 0,44} = 0,0071 \quad (6.24)$$

$$V_{Rd,c} \geq \left[0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{440}} \right)^{3/2} \times 35^{1/2} + \frac{0,0997}{1 \times 0,50} \right] \times 1000 \times 440 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} \geq 285,10 \text{ kN/m} \quad (6.25)$$

$$V_{Ed,máx} = 315 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 345,70 \text{ kN/m} \quad (6.26)$$

De acordo com a Expressão 6.26, conclui-se que a laje de fundo, na secção considerada, não necessita de armadura para resistir ao esforço transversal actuante. No Quadro 6.2, é apresentado um resumo da verificação da resistência em relação ao esforço transversal das secções da laje de fundo onde este esforço assume maior importância.

Quadro 6.2 – Verificação da resistência ao esforço transversal das secções da laje de fundo do DA-1

Distância da secção ao centro [m]	$V_{Ed,máx}$ [kN/m]	$N_{Ed,máx}$ [kN/m]	h [m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	Observação
5,85	183,25 ⁽¹⁾	-120,61 ⁽¹⁾	0,30	257,25	Verifica a resistência ao esforço transversal sem armadura
6,80	315,00 ⁽¹⁾	-99,70 ⁽¹⁾	0,50	345,70	Verifica a resistência ao esforço transversal sem armadura

⁽¹⁾ Para a combinação ELU-1

6.5.1.2. Verificação ao estado limite de utilização

Na verificação em relação ao estado limite de utilização da laje de fundo do depósito, procedeu-se ao cálculo da área mínima de armadura a dispor neste elemento para que a abertura de fendas resultante dos esforços calculados para as combinações de acções referidas em 6.4 (ELS-1 e ELS-2) não exceda

os limites de abertura de fendas recomendados pelas normas EN 1992-3 (2005) e NP EN 1992-1-1 (2010).

Flexão

Atendendo aos diagramas de esforços apresentados no Anexo A.2, a combinação de acções que apresenta o maior momento flector a actuar na laje de fundo ($M_{cqp,máx}$), corresponde à combinação ELS-1. A secção mais agravada por esta combinação, é novamente a secção junto à ligação entre a laje de fundo e a parede do depósito, cujos esforços actuantes são os seguintes: $M_{cqp,máx} = + 192,34$ kNm/m e $N_{cqp,máx} = - 52,89$ kN/m (compressão).

Admitindo que as armaduras existentes nesta secção correspondem à possível solução proposta na verificação em relação ao estado limite último (6.5.1.1), segue-se a verificação de segurança desta secção em relação ao seu estado limite de utilização.

Tomando o valor de $A'_s/A_s = 1$ para efeitos de consulta dos ábacos de cálculo de tensões em secções de elementos de betão em estado fendilhado (Barros e Figueiras (2010)), segue-se o cálculo do valor da tensão na armadura de tracção.

$$\frac{N_{cqp} \times d}{M_{cqp,s}} = \frac{-52,89 \times 0,44}{192,34 + 52,89 \times 0,20} = \frac{-23,27}{202,92} = -0,115 \quad (6.27)$$

(Nota: $M_{cqp,s} = M_{cqp} - N \times z_s$ em que N é negativo no caso de compressão)

$$\rho = \frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 0,44} = 0,007141 \quad (2.28)$$

$$\alpha_e \cdot \rho = \frac{200}{34} \times 0,007141 = 0,042 \quad (6.29)$$

Consultando os ábacos de cálculo de tensões em secções de elementos de betão em estado fendilhado (Barros e Figueiras (2010)), obtêm-se os seguintes valores: $\alpha = 0,24$ e o valor de $C_s \rho = 0,96$, os quais permitem o cálculo da tensão na armadura demonstrado na Expressão 6.30.

$$\sigma_s = \frac{0,96}{0,007141} \times \frac{202,92}{1 \times 0,44^2} \times 10^{-3} = 140,90 \text{ MPa} \quad (6.30)$$

Com base no valor da tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada, segue-se o cálculo do valor da largura de fendas:

$$s_{r,m\acute{a}x} = 3,4 \times 50 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{20}{0,0209} = 333 \text{ mm} \quad (6.31)$$

$$\rho_{p,eff} = \left(\frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 2,5 \times (0,50 - 0,44)} \right) = 0,0209 \quad (6.32)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,60 \times \frac{140,90}{200000} = 0,423 \text{ ‰} \quad (6.33)$$

$$w_k = 333 \times \frac{0,423}{1000} = 0,140 \text{ mm} \quad (6.34)$$

Com base na Expressão 6.34, verifica-se que o valor da largura de fendas calculado para a secção considerada é inferior ao valor limite ($w_k = 0,17 \text{ mm}$ – Caso 2). No Quadro 6.3 é apresentado, de forma resumida, o controlo da fendilhação para as secções da laje de fundo mais críticas do ponto de vista de fendilhação.

Quadro 6.3 – Controlo de fendilhação nas secções da laje de fundo do DA-1 sujeitas a esforços de flexão

Distância da secção ao centro [m]	Solução de armadura	A_s [cm ² /m]	$\alpha_e \rho$	$C_s \rho$	σ_s [MPa]	$s_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	w_k [mm]
5,00	$\phi 16//0,150$	13,40	0,033	0,55	60,77	464	0,279	0,08 ⁽¹⁾
7,50	$\phi 20//0,100$	31,42	0,042	0,96	140,90	333	0,423	0,14 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Caso 1 – $w_{m\acute{a}x} = 0,06 \text{ mm}$

⁽²⁾ Caso 2 – $w_{m\acute{a}x} = 0,17 \text{ mm}$

Esforço axial

O esforço axial máximo (sentido circunferencial) registado na laje de fundo para a combinação de acções quase-permanente, ocorre novamente na secção de ligação entre a laje de fundo e a parede, cujo valor, calculado com base na Expressão 5.3 para $w = 0,0216 \text{ cm}$, é $N_{cqp,m\acute{a}x} = + 473,80 \text{ kN/m}$ (tracção). Com vista a verificar a segurança deste elemento em relação ao estado limite de utilização, segue-se o controlo de fendilhação para esta secção, para o qual são apresentados os cálculos do valor da largura de fendas prevista para a solução de armadura proposta na verificação em relação ao estado limite último de resistência (ver 6.5.1.1).

$$\sigma_s = \frac{473,80}{2 \times 7,54 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 314,20 \text{ MPa} \quad (6.35)$$

$$s_{r,m\acute{a}x} = 3,4 \times 50 + 0,8 \times 1 \times 0,425 \times \frac{12}{0,0050} = 986 \text{ mm} \quad (6.36)$$

$$\rho_{p,eff} = \left(\frac{2 \times 7,54 \times 10^{-4}}{1 \times 2 \times 2,5 \times (0,50 - 0,44)} \right) = 0,0050 \quad (6.37)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,60 \times \frac{314,20}{200000} = 0,943 \text{ ‰} \quad (6.38)$$

$$w_k = 986 \times \frac{0,943}{1000} = 0,930 \text{ mm} \quad (6.39)$$

A Expressão 6.39 mostra que o valor da abertura de fendas associado à solução de armadura proposta para a verificação da resistência da secção em relação ao estado limite último ($\phi 12//0,150/\text{face} - A_s = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$) é um valor elevado, ou seja, cerca de 16 vezes superior ao valor máximo recomendado pela EN 1992-3 (2005) ($w_{m\acute{a}x} = 0,06 \text{ mm}$ – Caso 1). Deste modo, no Quadro 6.4 é resumido o processo de controlo de fendilhação para várias soluções de armadura, verificando-se que a solução de armadura que garante o limite máximo de abertura de fendas corresponde a $\phi 25//0,100/\text{face}$ ($A_s = 98,18 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Quadro 6.4 – Controlo de fendilhação na secção da laje de fundo do DA-1 sujeita a esforços axiais de tracção

Solução de armadura	$A_{s,\theta}$ [cm ² /m]	σ_s [MPa]	$s_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	w_k [mm]
$\phi 12//0,150/\text{face}$	15,08	314,20	928	0,943	0,93
$\phi 16//0,100/\text{face}$	40,22	117,83	562	0,353	0,20
$\phi 20//0,100/\text{face}$	62,84	75,41	495	0,226	0,11
$\phi 25//0,100/\text{face}$	98,18	48,26	441	0,145	0,06

6.5.2. LAJE DE COBERTURA

6.5.2.1. Verificação ao estado limite de último

Na verificação em relação ao estado limite último da laje de cobertura do depósito, procedeu-se ao cálculo da área mínima de armadura a dispor neste elemento para que possa resistir aos esforços calculados para as combinações de acções referidas em 6.4 (ELU-1 e ELU-2), nomeadamente os esforços de flexão, axiais e transversos.

Flexão

À semelhança do que acontece com a laje de fundo, este elemento encontra-se sujeito à flexão composta devido à actuação simultânea de momentos flectores e esforços axiais. As armaduras relevantes para as verificações de segurança em relação a este tipo de esforço, são as armaduras radiais. De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança da secção mais esforçada deste elemento, a qual corresponde à secção de ligação entre a laje de cobertura e a parede do depósito.

Com base nos resultados da análise de esforços (Anexo A.2), é possível verificar que a combinação de acções que condiciona a verificação de segurança desta secção em relação ao estado limite considerado, corresponde à combinação ELU-2. Os esforços máximos a que esta secção se encontra sujeita são os seguintes: $M_{Ed,máx} = - 111,70$ kNm/m e $N_{Ed,máx} = - 72,90$ kN/m (compressão). Como ponto de partida, considerou-se que a área de armadura a dispor na zona comprimida da parede corresponde a 50 % da área de armadura de tracção ($A'_s/A_s = 0,50$).

$$\mu = \frac{111,70}{1 \times 0,30^2 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,053 \quad (6.40)$$

$$\nu = \frac{72,90}{1 \times 0,30 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,010 \quad (6.41)$$

Através do resultado obtido nas Expressões 6.40 e 6.41, recorreu-se às tabelas de dimensionamento de secções de betão (Barros e Figueiras (2010)) com vista a determinar qual o valor da área mínima de armadura necessária para que a secção resista à solicitação considerada. Assim, verificou-se que o valor da percentagem mecânica de armadura é aproximadamente igual a 0,10, resultando numa área mínima de armadura igual à calculada na Expressão 6.42.

$$A_s \geq 0,10 \times 1 \times 0,30 \times \frac{\left(\frac{35}{1,5}\right)}{435} \times 10^4 = 16,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.42)$$

No entanto, a laje de cobertura não deverá apresentar uma área de armadura de tracção inferior à área mínima referida pela NP EN 1992-1-1 (2010), que pode ser calculada através da Expressão 2.26. Deste modo, a área mínima recomendada pela referida norma está calculada na Expressão 6.43.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 1 \times 0,24 \times 10^4 = 3,99 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.43)$$

Atendendo aos resultados obtidos para a área de armadura radial a dispor na secção da laje de cobertura considerada, uma possível solução de armadura seria $\phi 16/0,100$ ($A_s = 20,11 \text{ cm}^2/\text{m}$) para a face superior da laje e $\phi 12/0,100$ ($A_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$) para a face inferior.

Esforço axial

De acordo com os diagramas de esforços resultantes da análise estrutural (Anexo A.2), verifica-se que a laje de cobertura não apresenta, para nenhuma das combinações de acções, esforços circunferenciais de tracção. No entanto, com vista a facilitar a montagem das armaduras, optou-se por otimizar o número de diâmetros e espaçamentos entre os varões a dispor neste elemento, considerando a armadura circunferencial igual à armadura radial da respectiva face.

Esforço transverso

A secção da laje de cobertura condicionante do ponto de vista de verificação de segurança em relação ao esforço transverso, é a secção que se situa na zona de ligação com a parede do depósito. O valor máximo que este tipo de esforço assume neste elemento é de $V_{Ed,máx} = 58,32 \text{ kN/m}$ e é igual para ambas as combinações (ELU-1 e ELU-2). De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança desta secção em relação ao estado limite último, através dos quais se averigua a necessidade de armadura de esforço transverso para esta secção.

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0,30 - 0,05 - \frac{0,016}{2} = 0,24 \text{ m} \quad (6.44)$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{240}} \right) \times (100 \times 0,0084 \times 35)^{1/3} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = 170,00 \text{ kN/m} \quad (6.45)$$

$$\rho_l = \frac{20,11 \times 10^{-4}}{1 \times 0,24} = 0,0084 \quad (6.46)$$

$$V_{Rd,c} \geq 0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{240}} \right)^{3/2} \times 35^{1/2} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3} = 131,47 \text{ kN/m} \quad (6.47)$$

$$V_{Ed,máx} = 58,32 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 170,00 \text{ kN/m} \quad (6.48)$$

Visto que o valor do esforço transverso actuante é inferior ao valor resistente calculado para a este elemento (Expressão 6.48), conclui-se que não é necessária armadura de esforço transverso.

6.5.2.2. Verificação ao estado limite de utilização

Na verificação em relação ao estado limite de utilização da laje de cobertura do depósito, procedeu-se ao cálculo da área mínima de armadura a dispor neste elemento para que a abertura de fendas resultante dos esforços calculados para as combinações de acções referidas em 6.4 (ELS-1 e ELS-2) não exceda os limites de abertura de fendas.

Visto que os esforços axiais registados na laje de cobertura correspondem a compressões quer no sentido radial, quer no sentido circunferencial (ver Anexo A.2), o único esforço susceptível de desenvolver fissuras importantes no betão é a flexão. Assim, de seguida apresenta-se os cálculos associados à determinação do valor da abertura de fendas neste elemento, para a secção mais esforçada, a qual situa na zona de ligação entre a laje de cobertura e a parede do depósito.

De acordo com os diagramas de esforços apresentados no Anexo A.2, o valor do momento flector máximo que actua na secção considerada é igual a $M_{cqp,máx} = -66,58$ kNm/m, o qual é acompanhado por um esforço axial de compressão de valor $N_{cqp,máx} = -43,46$ kN/m.

Admitindo que as armaduras existentes nesta secção correspondem à possível solução proposta na verificação em relação ao estado limite último (6.5.2.1), segue-se a verificação de segurança desta secção em relação ao seu estado limite de utilização.

Atendendo aos resultados obtidos para a área de armadura radial a dispor na secção da laje de cobertura considerada, uma possível solução seria armadura superior $\phi 16/0,100$ ($A_s = 20,11$ cm²/m) para a face superior da laje e $\phi 12/0,100$ ($A_s = 11,31$ cm²/m) para a face inferior.

$$A'_s/A_s = \frac{11,31}{20,11} = 0,56 \quad (6.49)$$

Admitindo que $A'_s/A_s = 0,6$ para efeitos de consulta dos ábacos de cálculo de tensões em secções de elementos de betão em estado fendilhado (Barros e Figueiras (2010)), segue-se o cálculo do valor da tensão na armadura de tracção.

$$\frac{N_{cqp} \times d}{M_{cqp,s}} = \frac{-43,46 \times 0,24}{66,58 + 43,46 \times 0,10} = \frac{-10,43}{70,93} = -0,147 \quad (6.50)$$

$$\alpha_e \cdot \rho = \frac{200}{34} \times \frac{20,11 \times 10^{-4}}{1 \times 0,24} = 0,049 \quad (6.51)$$

Consultando os ábacos de cálculo de tensões em secções de elementos de betão em estado fendilhado (Barros e Figueiras (2010)), obtêm-se os seguintes valores: $\alpha = 0,27$ e o valor de $C_s \rho = 0,95$, os quais permitem o cálculo da tensão na armadura demonstrado na Expressão 6.52.

$$\sigma_s = \frac{0,95}{\left(\frac{20,11 \times 10^{-4}}{1 \times 0,24}\right)} \times \frac{75,27}{1 \times 0,24^2} \times 10^{-3} = 148,15 \text{ MPa} \quad (6.52)$$

Com base no valor da tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada, segue-se o cálculo do valor da largura de fendas:

$$s_{r,máx} = 3,4 \times 50 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{16}{0,0134} = 373 \text{ mm} \quad (6.53)$$

$$\rho_{p,eff} = \left(\frac{20,11 \times 10^{-4}}{1 \times 2,5 \times (0,30 - 0,24)} \right) = 0,0134 \quad (6.54)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,60 \times \frac{148,15}{200000} = 0,444 \text{ ‰} \quad (6.55)$$

$$w_k = 373 \times \frac{0,444}{1000} = 0,17 \text{ mm} \quad (6.56)$$

Através do resultado do valor da largura de fendas obtido pela Expressão 6.56, verifica-se que a solução de armadura resultante da verificação ao estado limite último (6.5.2.1) é suficiente para controlar o limite de fendas ($w_{máx} = 0,30 \text{ mm}$ – Caso 3).

Relativamente à deformação da laje de cobertura, verificou-se que, para as referidas combinações de acções, este elemento apresenta uma flecha máxima (zona do bordo) igual a 1,77 cm, sendo este um valor aceitável atendendo ao limite proposto em 2.4.2.2 de $l/250 = 600/250 = 2,4 \text{ cm}$.

6.5.3. PAREDE EM BETÃO ARMADO

6.5.3.1. Verificação ao estado limite de último

Na verificação em relação ao estado limite último da parede do depósito, procedeu-se ao cálculo da área mínima de armadura a dispor neste elemento para que possa resistir aos esforços calculados para as combinações de acções referidas em 6.4 (ELU-1 e ELU-2), nomeadamente os esforços de flexão, axiais e transversos.

Flexão

Os diagramas de momentos flectores actuantes na parede do depósito correspondentes às combinações de acções relativas ao estado limite último estão apresentados no Anexo A.2. Observando estas figuras, verifica-se que a zona da parede onde os esforços de flexão assumem maior valor (ELU-2), é a zona de ligação entre a parede e a laje de fundo ($M_{Ed,máx} = + 319,50 \text{ kNm/m}$ e $N_{Ed} = - 305,12 \text{ kN/m}$).

Deste modo, segue-se o dimensionamento das armaduras necessárias a dispor na base da parede (zona de ligação entre a parede e a laje de fundo) para que este elemento resista aos esforços actuantes para o estado limite último.

Recorrendo às tabelas de dimensionamento de secções de betão (Barros e Figueiras (2010)), procedeu-se ao cálculo da quantidade de armadura necessária para resistir ao momento flector actuante, considerando que a secção dispõe da mesma quantidade de armadura em ambas as faces ($A'_s/A_s = 1$).

$$\mu = \frac{319,50}{1 \times 0,50^2 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,0548 \quad (6.57)$$

$$\nu = \frac{305,12}{1 \times 0,50 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,0262 \quad (6.58)$$

Com base no resultado das Expressões 6.57 e 6.58, recorreu-se às tabelas de dimensionamento de secções de betão (Barros e Figueiras (2010)) com vista a determinar qual o valor da área mínima de armadura necessária para que a secção resista à solicitação considerada. Assim, verificou-se que o valor da percentagem mecânica de armadura é aproximadamente igual a 0,10, resultando numa área mínima de armadura igual à calculada na Expressão 6.59.

$$A_s \geq 0,100 \times 1 \times 0,50 \times \frac{\left(\frac{35}{1,5}\right)}{435} \times 10^4 = 26,82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.59)$$

$$A_{s,total} = 2 \times 26,82 = 53,64 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 0,002 \times 1 \times 0,50 \times 10^4 = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.60)$$

Atendendo à Expressão 6.60, confirma-se que a armadura vertical mínima (secção 2.4.2.1) a garantir na parede não é suficiente para verificar o estado limite último de resistência da secção considerada.

No Quadro 6.5, é apresentada, de forma resumida, a verificação ao estado limite último das seguintes secções transversais da parede: secção da base, secção do topo, secção da zona de variação de espessura e uma secção intermédia de cada troço com espessura diferente (0,50 m e 0,35 m).

Quadro 6.5 – Armaduras verticais a dispor na parede do DA-1 resultantes da verificação ao estado limite último

Distância da secção à base [m]	$M_{Ed,máx}$ [kNm/m]	$N_{Ed,máx}$ [kN/m]	μ	ν	ϖ	$A_{s,necessária}$ [cm ² /m]	$A_{s,mín}$ [cm ² /m]	Possível solução
0,00	319,50 ⁽²⁾	-305,12 ⁽²⁾	0,0548	0,0186	0,107	28,70	10,00	$\phi 20//0,100$
2,45	-33,89 ⁽²⁾	-259,61 ⁽²⁾	0,0058	0,0222	0,010	2,68	10,00	$\phi 16//0,150$
6,10	-17,60 ⁽¹⁾	-198,87 ⁽¹⁾	0,0062	0,0244	0,010	1,88	7,00	$\phi 12//0,150$
10,00	-6,72 ⁽¹⁾	-152,00 ⁽¹⁾	0,0024	-	-	-	7,00	$\phi 12//0,150$
17,85	111,64 ⁽¹⁾	-58,32 ⁽¹⁾	0,0391	0,0071	0,090	16,90	7,00	$\phi 16//0,100$

⁽¹⁾ Para a combinação ELU-1⁽²⁾ Para a combinação ELU-2

Esforço axial

Relativamente ao esforço axial, a parede do depósito representa o elemento da estrutura mais afectado por este tipo de esforço. De acordo com os diagramas de esforços presentes no Anexo A.2, a combinação de acções condicionante para esta verificação corresponde à combinação ELU-1. Deste modo, procedeu-se ao cálculo das armaduras circunferenciais necessárias para que a parede do DA-1 verifique a segurança ao estado limite último, o qual se encontra resumido no Quadro 6.6.

Quadro 6.6 – Armaduras circunferenciais a dispor na parede do DA-1 resultantes da verificação ao estado limite último

Distância da secção à base [m]	$N_{\theta,Ed}$ [kN/m]	$A_{s,\theta,necessária}$ [cm ² /m]	$A_{s,\theta,mín}$ [cm ² /m]	Possível solução
1,50	1814,06 ⁽¹⁾	41,70	5,00	$\phi 20//0,150/face$
7,00	817,11 ⁽¹⁾	18,78	3,50	$\phi 16//0,150/face$
11,95	427,93 ⁽¹⁾	9,84	3,50	$\phi 12//0,150/face$

⁽¹⁾ Para a combinação ELU-1

Esforço transversal

A combinação de acções que condiciona o dimensionamento da parede do depósito em relação ao esforço transversal, é a combinação ELU-2 (Anexo A.2). A secção deste elemento onde este tipo de esforço apresenta maior valor, corresponde à secção da base, a qual apresenta os seguintes valores: esforço transversal $V_{Ed,máx} = 305,20$ kN/m e esforço axial $N_{Ed,máx} = -305,12$ kN/m (compressão). De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança desta secção em relação ao estado limite último, através dos quais se averigua a necessidade de armadura de esforço transversal para esta secção.

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0,50 - 0,05 - \frac{0,020}{2} = 0,44 \text{ m} \quad (6.61)$$

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{440}} \right) \times (100 \times 0,0071 \times 35)^{1/3} + \frac{0,30512}{1 \times 0,50} \right] \times 1000 \times 440 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = 526,50 \text{ kN/m} \quad (6.62)$$

$$\rho_l = \frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 0,44} = 0,0071 \quad (6.63)$$

$$V_{Rd,c} \geq \left[0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{440}} \right)^{3/2} \times 35^{1/2} + \frac{0,30512}{1 \times 0,50} \right] \times 1000 \times 440 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} \geq 465,90 \text{ kN/m} \quad (6.64)$$

$$V_{Ed,m\acute{a}x} = 305,20 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 526,50 \text{ kN/m} \quad (6.65)$$

De acordo com a Expressão 6.65, conclui-se que a parede do depósito, na secção considerada, não necessita de armadura para resistir ao esforço transversal actuante. No Quadro 6.5, é apresentado um resumo da verificação da resistência em relação ao esforço transversal das secções da laje de fundo onde este esforço assume maior importância.

Quadro 6.7 – Verificação da resistência ao esforço transversal das secções da parede do DA-1

Distância da secção à base [m]	$V_{Ed,m\acute{a}x}$ [kN/m]	$N_{Ed,m\acute{a}x}$ [kN/m]	e [m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	Observação
0,00	305,20 ⁽²⁾	-305,12 ⁽²⁾	0,50	526,50	Verifica a resistência ao esforço transversal sem armadura
17,85	81,10 ⁽¹⁾	-58,32 ⁽¹⁾	0,35	232,75	Verifica a resistência ao esforço transversal sem armadura

⁽¹⁾ Para a combinação ELU-1

⁽²⁾ Para a combinação ELU-2

6.5.3.2. Verificação ao estado limite de utilização

Na verificação em relação ao estado limite de utilização da parede do depósito, procedeu-se ao cálculo da área mínima de armadura a dispor neste elemento para que a abertura de fendas resultante dos esforços calculados para as combinações de acções referidas em 6.4 (ELS-1 e ELS-2) não exceda os

limites de abertura de fendas recomendados pelas normas EN 1992-3 (2005) e NP EN 1992-1-1 (2010).

Flexão

De acordo com os diagramas de esforços apresentados no Anexo A.2 relativos às combinações de acções de serviço (ELS-1 e ELS-2), o maior momento flector a actuar na parede do DA-1 ($M_{cqp,máx}$) verifica-se para a combinação ELS-2. A secção mais agravada por esta combinação é a secção junto à ligação entre a parede do depósito e a de fundo, onde os esforços registados apresentam os seguintes valores: $M_{cqp} = + 227,65$ kNm/m; $N_{cqp} = - 217,33$ kN/m.

Admitindo que as armaduras existentes nesta secção correspondem à possível solução proposta na verificação em relação ao estado limite último (6.5.3.1), segue-se a verificação de segurança desta secção em relação ao seu estado limite de utilização.

$$\frac{N_{cqp} \times d}{M_{cqp,s}} = \frac{-217,33 \times 0,44}{227,65 + 217,33 \times 0,20} = \frac{-95,63}{271,12} = -0,353 \quad (6.66)$$

$$\alpha_e \cdot \rho = \frac{200}{34} \times \frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 0,44} = 0,042 \quad (6.67)$$

Consultando os ábacos de cálculo de tensões em secções de elementos de betão em estado fendilhado (Barros e Figueiras (2010)), obtêm-se os seguintes valores: $\alpha = 0,26$ e o valor de Cs $\rho = 0,75$, os quais permitem o cálculo da tensão na armadura demonstrado na Expressão 6.68.

$$\sigma_s = \frac{0,75}{\left(\frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 0,44}\right)} \times \frac{271,12}{1 \times 0,44^2} \times 10^{-3} = 147,10 \text{ MPa} \quad (6.68)$$

Com base no valor da tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada, segue-se o cálculo do valor da largura de fendas:

$$s_{r,máx} = 3,4 \times 50 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{20}{0,0209} = 333 \text{ mm} \quad (6.69)$$

$$\rho_{p,eff} = \left(\frac{31,42 \times 10^{-4}}{1 \times 2,5 \times (0,50 - 0,44)} \right) = 0,0209 \quad (6.70)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,60 \times \frac{147,10}{200000} = 0,441 \text{ ‰} \quad (6.71)$$

$$w_k = 333 \times \frac{0,441}{1000} = 0,15 \text{ mm} \quad (6.72)$$

O valor de abertura de fendas resultante da Expressão 6.72 é inferior ao valor máximo relativo a este caso (Caso 2 – $w_k = 0,17 \text{ mm}$), verificando-se que a armadura proveniente da verificação ao estado limite último é aceitável. No Quadro 6.8 é apresentada, de forma resumida, o controlo da fendilhação para as secções da parede do DA-1 mais esforçadas.

Quadro 6.8 - Controlo de fendilhação nas secções da parede do DA-1 sujeitas a esforços de flexão

Distância da secção à base [m]	Solução de armadura	A_s [cm ² /m]	$\alpha_e \rho$	$C_s \rho$	σ_s [MPa]	$s_{r,máx}$ [mm]	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [%]	w_k [mm]
0,00	$\phi 20 // 0,100$	31,42	0,042	0,75	147,10	333	0,441	0,15 ⁽¹⁾
17,85	$\phi 16 // 0,100$	20,11	0,041	0,95	31,95	366	0,096	0,04 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Caso 2 – $w_{máx} = 0,17 \text{ mm}$

⁽²⁾ Caso 3 – $w_{máx} = 0,30 \text{ mm}$

Esforço axial

O esforço axial máximo registado na parede do DA-1 verifica-se para a combinação de acções ELS-1. De acordo com os diagramas de esforços presentes no Anexo A.2, o valor máximo deste esforço ocorre na secção da parede que dista 1,80 m da sua base e assume um valor igual a $N_{cqp} = + 1441,16 \text{ kN/m}$ (tracção). Com vista a verificar a segurança deste elemento em relação ao estado limite de utilização, segue-se o controlo de fendilhação para esta secção, para o qual são apresentados os cálculos do valor da largura de fendas prevista para a solução de armadura proposta na verificação em relação ao estado limite último de resistência (ver 6.5.3.1).

$$\sigma_s = \frac{1441,16}{2 \times 20,94 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 344,12 \text{ MPa} \quad (6.73)$$

$$s_{r,máx} = 3,4 \times 50 + 0,8 \times 1 \times 0,425 \times \frac{20}{0,0140} = 656 \text{ mm} \quad (6.74)$$

$$\rho_{p,eff} = \left(\frac{2 \times 20,94 \times 10^{-4}}{1 \times 2 \times 2,5 \times (0,50 - 0,44)} \right) = 0,0140 \quad (6.75)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{344,12 - 0,4 \times \frac{3,2}{0,0140} \times \left(1 + \frac{200}{34} \times 0,0140\right)}{200000} = 1,226 \text{ ‰} \quad (6.76)$$

$$w_k = 656 \times \frac{1,226}{1000} = 0,804 \text{ mm} \quad (6.77)$$

Através do resultado obtido para a abertura de fendas (Expressão 6.77) associada à solução de armadura proposta para a verificação da resistência da secção em relação ao estado limite último ($\phi 20//0,150/\text{face}$ ($A_s = 41,88 \text{ cm}^2/\text{m}$)), conclui-se que este ultrapassa significativamente o limite de abertura de fendas ($w_{\text{máx}} = 0,06 \text{ mm}$ – Caso 1 ($e = 0,50 \text{ m}$)).

Deste modo, no Quadro 6.9 é resumido o processo de controlo de fendilhação para várias soluções de armadura.

Quadro 6.9 - Controlo de fendilhação na secção situada a 1,80 m da base da parede do DA-1

Solução de armadura	$A_{s,\theta}$ [cm ² /m]	σ_s [MPa]	$S_{r,\text{máx}}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	w_k [mm]
$\phi 20//0,150/\text{face}$	41,88	344,12	656	1,226	0,80
$\phi 20//0,100/\text{face}$	62,84	229,37	495	0,804	0,40
$\phi 25//0,100/\text{face}$	98,18	146,80	441	0,493	0,22
$\phi 32//0,100/\text{face}$	160,84	89,60	393	0,279	0,11
$\phi 32//0,075/\text{face}$	214,46	67,20	337	0,202	0,07
$\phi 32//0,050/\text{face}$	321,70	44,80	282	0,134	0,04

Atendendo aos resultados obtidos no Quadro 6.9, verifica-se que, para que a abertura máxima de fendas seja garantida, a solução de armadura a considerar seria $\phi 32//0,050/\text{face}$ ($A_s = 321,70 \text{ cm}^2/\text{m}$). No entanto, para além de esta solução apresentar uma taxa de armadura significativamente superior aos valores de referência associados a obras similares, a sua montagem em obra não seria viável devido à dimensão elevada do diâmetro dos varões, cuja dobragem se torna complexa, e ao espaçamento reduzido entre estes, o que dificulta a betonagem eficaz da parede. Deste modo, de acordo com a EN 1992-3 (2005) (ver 2.4.2.1 e 3.4), a solução de $\phi 25//0,100/\text{face}$ ($A_s = 98,18 \text{ cm}^2/\text{m}$) poderá ser uma possível solução, caso sejam previstos revestimentos de impermeabilização que previnam a eventual existência de fugas, como por exemplo, revestimentos por pintura elásticos e flexíveis.

O efeito da retracção do betão também está na origem do desenvolvimento de esforços de tracção significativos na secção da base da parede.

Com vista ao cálculo do valor do esforço axial associado ao efeito da retracção, recorreu-se, tal como referido anteriormente, à Expressão 2.7 com o intuito de determinar o valor de uma variação uniforme de temperatura, que produza no elemento de betão um efeito similar ao da retracção. Deste modo, foi

calculada a evolução da retracção ao longo de um ano (Figura 6.2), admitindo que no final deste período é realizado o enchimento do depósito, atenuando o efeito da retracção. No Anexo A.3 está detalhado o cálculo da evolução da retracção da parede do DA-1.

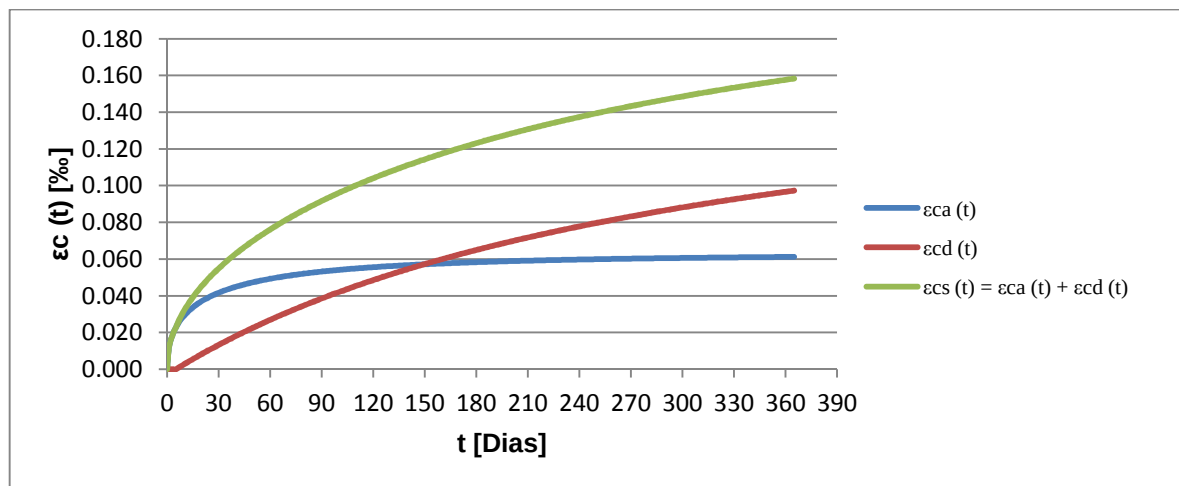


Figura 6.2 – Evolução da retracção do betão da parede do DA-1 no período de um ano

Observando o gráfico da evolução da retracção apresentado na Figura 6.2, verifica-se que ao fim de um ano, a parede do depósito, caso se pudesse deformar livremente, apresentaria uma extensão igual a $\epsilon_{cs} = 0,158 \%$. Com base nesta extensão e atendendo à Expressão 2.7, foi calculado o valor da variação uniforme da temperatura equivalente ao efeito da retracção (Expressão 6.78).

$$\Delta T = \frac{\left(\frac{0,158}{1000}\right)}{1 \times 10^{-5}} = 15,8 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (6.78)$$

Assim, o esforço axial de cálculo provocado pela retracção do betão na base da parede do depósito pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$N_{ret} = \alpha \cdot \Delta T \cdot \frac{E_{cm}}{2} \cdot A_c$$

$$N_{ret} = 1 \times 10^{-5} \times 15,8 \times \frac{34 \times 10^6}{2} \times 1 \times 0,50 = 1343 \text{ kN/m} \quad (6.79)$$

Com base nos diagramas de esforço axial presentes no Anexo A.2 e ao valor do esforço axial provocado pela retracção, procedeu-se ao controlo da fendilhação da parede do DA-1, o qual se encontra resumido no Quadro 6.10.

Quadro 6.10 – Controlo de fendilhação para a parede do DA-1

Distância da secção à base [m]	Solução de armadura	$A_{s,\theta}$ [cm ² /m]	σ_s [MPa]	$S_{r,máx}$ [mm]	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [‰]	W_k [mm]
0,00 ⁽¹⁾	$\phi 25//0,100/face$	98,18	136,79	441	0,443	0,20
1,80 ⁽²⁾	$\phi 25//0,100/face$	98,18	146,80	441	0,493	0,22
7,00 ⁽²⁾	$\phi 20//0,100/face$	62,84	153,62	495	0,461	0,23
11,95 ⁽²⁾	$\phi 16//0,100/face$	40,22	139,26	562	0,418	0,23

⁽¹⁾ Efeito da retracção⁽²⁾ Para a combinação ELS-1

6.5.4. PAREDE EM BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

Com o intuito de estudar outro tipo de solução estrutural para a parede do DA-1, procedeu-se ao dimensionamento deste elemento considerando a aplicação de pré-esforço circunferencial. Para tal, optou-se por uniformizar a espessura da parede do DA-1, tendo sido adoptada uma espessura constante de 0,35 m.

O estudo deste tipo de solução estrutural tem como principal objectivo, o dimensionamento do número de mono-cordões a dispor na parede do depósito e respectiva força de pré-esforço, seguido das verificações regulamentares, nomeadamente no que concerne às verificações de segurança em relação ao estado limite último e ao estado limite de utilização, controlando, deste modo, as tensões no betão e nas armaduras em condições de serviço.

O dimensionamento das zonas de ancoragem das armaduras de pré-esforço e o cálculo das perdas imediatas e diferidas associadas ao pré-esforço não fizeram parte deste estudo, pelo que, para efeitos de dimensionamento, foram consideradas perdas plausíveis de 12,50 % para ambos os tipos de perdas referidos.

6.5.4.1. Armaduras de pré-esforço

Para o dimensionamento da armadura de pré-esforço, optou-se por dividir a parede do DA-1 em 4 zonas, as quais são identificadas da seguinte forma:

- Zona 1 – Zona compreendida entre a base da parede e uma altura de 4,00 m;
- Zona 2 – Zona da parede compreendida entre os 4,00 m e os 8,00 m de altura;
- Zona 3 – Zona da parede compreendida entre os 8,00 m e os 12,00 m de altura;
- Zona 4 – Zona da parede compreendida entre os 12,00 m e o topo.

Deste modo, pretendeu-se dimensionar uma solução de pré-esforço que equilibrasse, para cada uma das referidas zonas, o valor do esforço axial desenvolvido pela combinação de acções ELS-1 (Expressão 6.80).

$$P_{\infty} = N_{\theta} \quad (6.80)$$

Relativamente ao valor da força de pré-esforço a considerar na verificação do estado limite de descompressão para as Zonas 2, 3 e 4, corresponde ao valor médio do esforço axial actuante na respectiva zona, ao contrário do que foi considerado para a Zona 1, cujo valor da força de pré-esforço a considerar corresponde ao valor do esforço axial máximo.

De seguida, é realizado o cálculo de uma possível solução de pré-esforço a dispor na Zona 1.

De acordo com a Figura 6.3, o valor do esforço axial máximo verificado na Zona 1 é igual a $N_{máx} = 1441$ kN/m.

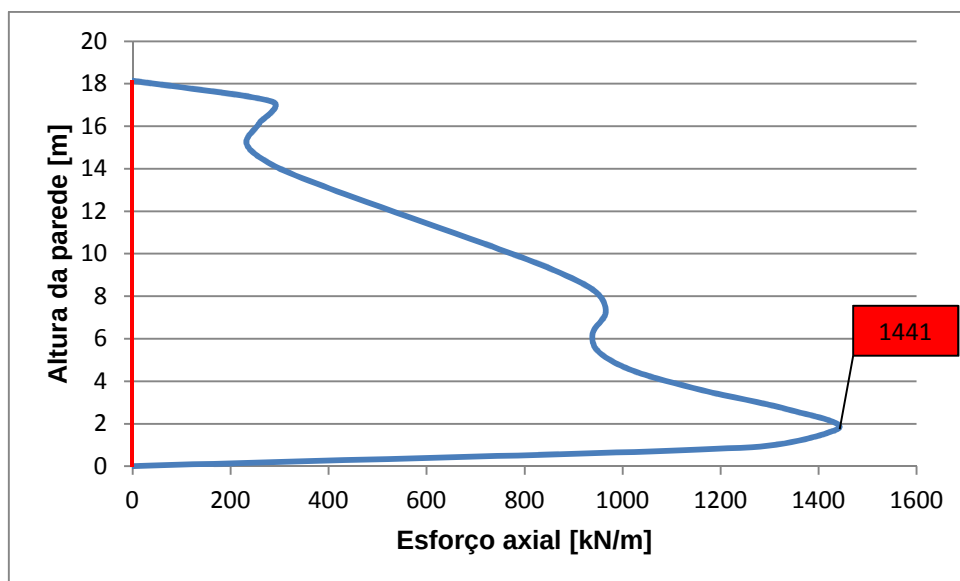


Figura 6.3 – Diagrama do esforço axial verificado na parede do DA-1 referente à combinação de acções ELS-1

Assim, atendendo à Expressão 6.80, o valor do pré-esforço a tempo infinito a garantir na Zona 1 é dado pela seguinte expressão:

$$P_{\infty} = N_{\theta} \Leftrightarrow P_{\infty} = 1441 \text{ kN/m} \quad (6.81)$$

Considerando as perdas imediatas e diferidas iguais a 12,50 %, tal como referido anteriormente, o valor da força máxima a aplicar à armadura de pré-esforço pode ser estimado através das Expressões 6.82 e 6.83.

$$P_0 = \frac{P_{\infty}}{0,875} = \frac{1441}{0,875} \cong 1647 \text{ kN/m} \quad (6.82)$$

$$P_{máx} = \frac{P_0}{0,875} = \frac{1647}{0,875} \cong 1882 \text{ kN/m} \quad (6.83)$$

De acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010), o valor da área de armadura de pré-esforço pode ser calculado através da Expressão 6.84.

$$A_p = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{p,m\acute{a}x}} = \frac{1882}{0,80 \times 1860000} \times 10^4 = 12,6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.84)$$

Sabendo que a área de um mono-cordão de pré-esforço é igual a $1,40 \text{ cm}^2$, uma possível solução de armaduras de pré-esforço a dispor na Zona 1 da parede do DA-1 seria agrupamentos de 3 mono-cordões afastados de 0,30 m ($A_p = 14 \text{ cm}^2/\text{m}$).

No Quadro 6.11 são apresentadas possíveis soluções de armaduras de pré-esforço a dispor nas várias zonas da parede do DA-1 consideradas.

Quadro 6.11 – Soluções de armaduras de pré-esforço a dispor na parede do DA-1

Zona da parede	P_{∞} [kN/m]	$P_{m\acute{a}x}$ [kN/m]	A_p [cm ² /m]	Possível solução
Zona 1	1441	1882	12,6	Agrupamentos de 3 mono-cordões afastados de 0,30 m
Zona 2	965	1261	8,5	Agrupamentos de 2 mono-cordões afastados de 0,30 m
Zona 3	630	823	5,5	Agrupamentos de 2 mono-cordões afastados de 0,50 m
Zona 4	320	418	2,8	Mono-cordões afastados de 0,50 m

6.5.4.2. Verificação ao estado limite último

Na verificação em relação ao estado limite último da parede pré-esforçada do DA-1, foram consideradas duas novas combinações de acções, as quais combinam o efeito da acção do pré-esforço com as restantes acções. Para tal, recorreu-se ao programa *PAC-Pórticos* para definir um novo modelo do DA-1, o qual mantém a mesma geometria que o anterior com a excepção da parede, cuja espessura passa a ser constante e igual a 0,35 m. Neste novo modelo, as cargas associadas à acção do pré-esforço também foram definidas, atendendo à solução de armaduras de pré-esforço apresentada no Quadro 6.11.

As novas combinações de acções consideradas no estudo da solução de aplicação de pré-esforço à parede do DA-1 estão associadas às seguintes situações:

- Situação 3 (ELU-3) – depósito vazio no momento da aplicação do pré-esforço:

$$E_d = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,50 \times P_{m\acute{a}x} \quad (6.85)$$

- Situação 4 (ELU-4) – depósito cheio com a actuação simultânea do pré-esforço:

$$E_d = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,20 \times HIDR + 1,00 \times P_\infty + 1,50 \times Q_{cob} \quad (6.86)$$

Flexão

Com base nos diagramas de momentos flectores actuantes na parede do depósito (Anexo A.2), verifica-se que a combinação de acções à qual estão associados os valores máximos relativos a este tipo de esforços, corresponde à combinação ELU-3. A zona da parede onde os momentos flectores assumem valores máximos, é a zona de ligação com a laje de fundo, onde se registam os seguintes valores: $M_{Ed,máx} = + 293,66 \text{ kNm/m}$ e $N_{Ed} = - 262,17 \text{ kN/m}$.

Deste modo, segue-se o dimensionamento das armaduras necessárias a dispor na base da parede (zona de ligação entre a parede e a laje de fundo) para que este elemento resista aos esforços actuantes para o estado limite último.

Recorrendo às tabelas de dimensionamento de secções de betão (Barros e Figueiras (2010)), procedeu-se ao cálculo da quantidade de armadura necessária para resistir ao momento flector actuante, considerando que a secção dispõe da mesma quantidade de armadura em ambas as faces ($A'_s/A_s = 1$).

$$\mu = \frac{293,66}{1 \times 0,35^2 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,103 \quad (6.87)$$

$$\nu = \frac{262,17}{1 \times 0,35 \times \frac{35000}{1,5}} = 0,032 \quad (6.88)$$

Com base no resultado das Expressões 6.87 e 6.88, recorreu-se às tabelas de dimensionamento de secções de betão (Barros e Figueiras (2010)) com vista a determinar qual o valor da área mínima de armadura necessária para que a secção resista à solicitação considerada. Assim, verificou-se que o valor da percentagem mecânica de armadura é aproximadamente igual a 0,214, resultando numa área mínima de armadura igual à calculada na Expressão 6.89.

$$A_s \geq 0,214 \times 1 \times 0,35 \times \frac{\left(\frac{35}{1,5}\right)}{435} \times 10^4 = 40,18 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.89)$$

$$A_{s,total} = 2 \times 40,18 = 80,36 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 0,002 \times 1 \times 0,35 \times 10^4 = 7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.90)$$

Atendendo à Expressão 6.90, confirma-se que a armadura vertical mínima (secção 2.4.2.1) a garantir na parede não é suficiente para verificar o estado limite último de resistência da secção considerada. Uma possível solução para a armadura vertical seria $\phi 25/0,100/\text{face}$ ($A_s = 49,09 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$).

Esforço axial

Com base nos diagramas de esforços apresentados no Anexo A.2, conclui-se que a combinação de acções condicionante para esta verificação corresponde à combinação ELU-4.

Relativamente aos efeitos do pré-esforço nas verificações ao estado limite último, nos casos de elementos pré-esforçados com armaduras não aderentes de modo permanente, é em geral necessário considerar a deformação de todo o elemento quando se calcula o acréscimo de tensão no aço de pré-esforço. Não sendo realizado nenhum cálculo pormenorizado, pode-se considerar que o acréscimo de tensão do pré-esforço efectivo para a tensão no estado limite último é igual a 100 MPa (NP EN 1992-1-1 (2010)). Partindo do princípio de que as armaduras de pré-esforço a aplicar no órgão em estudo são não aderentes, a verificação em relação ao estado limite último relativa à tracção pode ser realizada através da seguinte expressão:

$$N_{Ed,\theta} \leq (\Delta\sigma_p \times A_p + f_{yd} \times A_s) \quad (6.91)$$

Sendo o esforço axial máximo de $N_{Ed,m\acute{a}x} = + 682,20$ kN/m (tracção), o qual ocorre a aproximadamente 0,90 m acima da base da parede (Zona 1), segue-se o cálculo da área mínima de armadura ordinária a dispor no sentido circunferencial da parede do DA-1, com base na Expressão 6.91.

$$682,20 \leq 100 \times 10^3 \times 14,0 \times 10^{-4} + 435 \times 10^3 \times A_{s,\theta} \times 10^{-4}$$

$$A_{s,\theta} \geq 12,46 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.92)$$

O cálculo da área mínima de armaduras passivas a dispor nas restantes zonas da parede está apresentado, de forma resumida, no Quadro 6.12.

Quadro 6.12 – Armaduras passivas a dispor na parede do DA-1

Zona da parede	$N_{Ed,\theta}$ [kN/m]	A_p [cm ² /m]	$A_{s,\theta}$ [cm ² /m]	Possível solução
Zona 1	682,20	14,0	12,46	$\phi 16//0,150/\text{face}$
Zona 2	21,70	9,33	-	$\phi 12//0,150/\text{face}$
Zona 3	173,65	5,6	2,71	$\phi 12//0,150/\text{face}$
Zona 4	268,20	2,8	5,52	$\phi 12//0,150/\text{face}$

Esforço transverso

A combinação de acções que condiciona o dimensionamento da parede do depósito em relação ao esforço transverso é, de acordo com os diagramas presentes no Anexo A.2, a combinação ELU-3. A secção deste elemento onde este tipo de esforço apresenta maior valor, corresponde à secção da base, a qual apresenta os seguintes valores: esforço transverso $V_{Ed,m\acute{a}x} = 557,65$ kN/m e esforço axial $N_{Ed,m\acute{a}x} = - 262,17$ kN/m (compressão). De seguida, são apresentados os cálculos para a verificação de segurança

desta secção em relação ao estado limite último, através dos quais se averigua a necessidade de armadura de esforço transverso para esta secção.

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0,35 - 0,05 - \frac{0,025}{2} = 0,28 \text{ m} \quad (6.93)$$

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{280}} \right) \times (100 \times 0,0175 \times 35)^{1/3} + \frac{0,26217}{1 \times 0,35} \right] \times 1000 \times 280 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = 454,12 \text{ kN/m} \quad (6.94)$$

$$\rho_l = \frac{49,09 \times 10^{-4}}{1 \times 0,28} = 0,0175 \quad (6.95)$$

$$V_{Rd,c} \geq \left[0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{280}} \right)^{3/2} \times 35^{1/2} + \frac{0,26217}{1 \times 0,35} \right] \times 1000 \times 280 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} \geq 355,05 \text{ kN/m} \quad (6.96)$$

$$V_{Ed,máx} = 557,65 \text{ kN/m} \geq V_{Rd,c} = 454,12 \text{ kN/m} \quad (6.97)$$

De acordo com a Expressão 6.97, conclui-se que a parede do depósito, na secção considerada, necessita de armadura para resistir ao esforço transverso actuante. Deste modo, atendendo às Expressões 2.22 e 2.23, segue-se o dimensionamento da armadura de esforço transverso necessária para que seja verificada a segurança em relação a este estado limite.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{557,65}{0,9 \times 0,28 \times 435000 \times 1} \times 10^4 = 50,87 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.98)$$

Face ao resultado obtido na Expressão 6.98, uma possível solução seria cintas de $\phi 12//0,100$ (5 Ramos/m) ($A_s = 56,50 \text{ cm}^2/\text{m}$) a dispor no primeiro metro acima da base da parede.

6.5.4.3. Verificação ao estado limite de utilização

Na verificação em relação ao estado limite de utilização da parede do DA-1, procedeu-se ao cálculo das tensões no betão e nas armaduras de pré-esforço, com vista a verificar se estes estão sujeitos a tensões excessivas, as quais podem, em consequência, afectar negativamente o desempenho em serviço e a durabilidade da estrutura.

Limitação de tensões de compressão no betão

Atendendo ao facto de que o betão, quando sujeito a um nível de tensões superior a um valor crítico, pode desenvolver fendas longitudinais paralelas aos varões da armadura que aumentam a permeabilidade da sua superfície e reduzem a sua durabilidade, o valor da tensão máxima de compressão para a combinação característica de acções característica não deverá exceder o valor dado pela Expressão 6.99 (NP EN 1992-1-1 (2010)).

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad (6.99)$$

Visto que a presente solução se trata de uma aplicação de pré-esforço na parede do DA-1, a tensão de compressão no betão para a combinação quase-permanente de acções também deverá ser controlada para que a fluência possa ser considerada como linear (NP EN 1992-1-1 (2010)). Deste modo, as tensões no betão não deverão exceder o valor determinado pela Expressão 6.100.

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (6.100)$$

Visto que a máxima tensão de compressão no betão resulta da força aplicada à armadura de pré-esforço ($P_{m\acute{a}x}$), segue-se a verificação do limite de tensões no betão.

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{A_c} = \frac{1882}{1 \times 0,35} \times 10^{-3} = 5,38 \text{ MPa} \leq 15,75 \text{ MPa} \quad (6.101)$$

De acordo com a Expressão 6.101, os limites de tensão no betão não excedem os valores recomendados pela norma NP EN 1992-1-1 (2010).

Limitação de tensões na armadura

Segundo a norma NP EN 1992-1-1 (2010), as tensões na armadura que, em condições de serviço, possam levar a deformações não elásticas do aço devem ser evitadas. No caso de pré-esforço, esta norma refere que o valor médio das tensões nas armaduras não deverá exceder o valor apresentado na Expressão 6.102.

$$\sigma_{p,m\acute{e}d} \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad (6.102)$$

No Quadro 6.13 são apresentados os valores médios das tensões nas armaduras de pré-esforço dispostas na parede do DA-1.

Quadro 6.13 – Valores médios das tensões nas armaduras de pré-esforço a dispor na parede do DA-1

Zona da parede	P_{∞} [kN/m]	$P_{máx}$ [kN/m]	$P_{méd}$ [kN/m]	A_p [cm ² /m]	$\sigma_{p,méd}$ [MPa]	Observação
Zona 1	1441	1882	1662	12,6	1319	Verifica limite proposto pela NP EN 1992-1-1 (2010)
Zona 2	965	1261	1113	8,5	1325	Verifica limite proposto pela NP EN 1992-1-1 (2010)
Zona 3	630	823	727	5,5	649	Verifica limite proposto pela NP EN 1992-1-1 (2010)
Zona 4	320	418	369	2,8	1318	Verifica limite proposto pela NP EN 1992-1-1 (2010)

Estado limite de fendilhação

Atendendo ao facto de que a armadura de pré-esforço foi dimensionada com o objectivo de equilibrar os esforços axiais de tracção desenvolvidos na parede do DA-1 em condições de serviço, não é necessário fazer a verificação do valor da abertura de fendas, pois, nesta situação, o betão encontra-se sujeito a tensões de compressão próximas de zero.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS**7.1. CONCLUSÕES**

O desenvolvimento da presente dissertação foi orientado no sentido de compreender o comportamento estrutural de depósitos circulares de grandes dimensões em betão, bem como os aspectos regulamentares adequados para o projecto deste tipo de estruturas.

Actualmente, a regulamentação em Portugal aplicável ao projecto de estruturas de betão armado e pré-esforçado é constituída por dois regulamentos: o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP (1983)) e o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA (1983)). Embora nos últimos anos o resultado da aplicação desta regulamentação no projecto de estruturas correntes (edifícios tradicionais, por exemplo) seja geralmente satisfatório (inexistência de elevado número de casos de avarias estruturais associadas ao projecto), a sua aplicação no projecto de estruturas de retenção de líquidos pode conduzir a algum desfasamento ao âmbito das exigências deste tipo de órgãos devido à falta de informação específica. O aparecimento dos eurocódigos estruturais veio estabelecer novos aspectos regulamentares relativos ao projecto de estruturas, abrangendo áreas onde a actual regulamentação portuguesa (REBAP (1983) e RSA (1983)) é escassa ou simplesmente não está vocacionada, como por exemplo, o projecto de depósitos. Deste modo, procedeu-se ao levantamento de informação relacionada com o projecto deste tipo de estruturas (Capítulo 2), tendo como base os Eurocódigos 1 e 2 e as partes específicas para as estruturas de retenção de líquidos (EN 1991-4 (2006) e EN 1992-3 (2005)), bem como à sua aplicação no dimensionamento de um caso prático (Capítulo 6).

Relativamente ao estudo do comportamento estrutural de depósitos circulares, foram estudados dois tipos de modelos: um modelo baseado em elementos finitos (Capítulo 4) e um modelo simplificado baseado em elementos de barra (Capítulo 5). Através do desenvolvimento do Modelo Simplificado (MS), foi possível dotar o programa de cálculo automático baseado em pórticos planos *PAC-Pórticos*, o qual foi desenvolvido pela empresa *Newton C – Consultores de Engenharia, Lda.*, para o cálculo estrutural de depósitos circulares. Com vista a facilitar a futura utilização do *PAC-Pórticos* para a análise deste tipo de estruturas, foi criada uma ferramenta informática que serve como um “*add in*” ao programa, a qual prepara um ficheiro de dados compatível com o *PAC-Pórticos* que permite a definição automática da geometria do modelo, bem como da definição e atribuição das principais acções directas aos elementos estruturais.

Deste modo, pretende-se que a presente dissertação possa servir como documento de apoio ao projecto de depósitos circulares e também como suporte para a futura utilização do MS através do programa *PAC-Pórticos*.

7.1.1. ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS AO PROJECTO DE DEPÓSITOS

A aplicação da EN 1992-3 (2005) tem como principal influência no projecto de estruturas de retenção de líquidos em betão, a verificação de segurança em relação ao estado limite de utilização. Devido ao facto de os depósitos necessitarem de promover a estanquidade do produto armazenado, os limites para a abertura de fendas propostos por esta norma poderão corresponder a valores muito baixos (por vezes inferiores a 0,10 mm) quando comparados, por exemplo, com o limite indicado pela BS 8007 (1987) para estruturas expostas a condições ambientais consideradas severas ou muito severas (0,20 mm). A limitação da abertura de fendas a valores reduzidos, conduz à necessidade de que sejam garantidas tensões na armadura significativamente baixas (cerca de 30% do valor da tensão de cedência), logo, a taxas de armadura elevadas. Assim, conclui-se que o dimensionamento deste tipo de estruturas é, na generalidade dos casos, condicionado pelas condições de serviço requeridas, ou seja, a quantidade de armadura necessária para a verificação de segurança em relação ao estado limite último não é suficiente para garantir as condições de serviço, ao contrário do que acontece nas estruturas de betão correntes, onde as verificações relativas ao estado limite último geralmente são condicionantes do ponto de vista do dimensionamento.

Atendendo às Figuras 2.6 e 2.7 e ao estudo do caso prático realizado no Capítulo 6, é possível concluir que, para depósitos com requisitos de abertura de fendas inferiores a 0,10 mm, a solução de parede em betão armado sem qualquer tipo de revestimento previsto não é viável, pois a armadura necessária para garantir o limite de abertura de fendas não é compatível com a montagem e colocação/vibração do betão em obra (diâmetros superiores a 25 mm e espaçamentos inferiores a 0,10 m). Nestes casos, torna-se necessário adoptar soluções alternativas para o dimensionamento da parede, das quais se podem destacar a solução de parede pré-esforçada e a solução de parede em betão armado, adoptando revestimentos de impermeabilização e diâmetros e espaçamentos compatíveis com os métodos construtivos.

7.1.2. PATOLOGIAS

No Capítulo 3 foi realizado um estudo sobre as principais avarias estruturais verificadas em depósitos circulares. Neste campo, constatou-se que a deformação impedida na base da parede dos depósitos pela laje de fundo associada ao efeito da retracção do betão, tem estado na origem de grande parte das avarias registadas em obras análogas. Este tipo de avarias está relacionado com o aparecimento de fissuras verticais localizadas na zona da base da parede, as quais atravessam a totalidade da espessura da parede, colocando em causa a estanquidade e durabilidade da estrutura. Os efeitos provocados nos elementos de betão são agravados pela falta de particulares cuidados durante o período de cura do betão e pela utilização de grandes quantidades de cimento, as quais produzem calores de hidratação significativos.

7.1.3. ANÁLISE ESTRUTURAL

Com a análise estrutural realizada no Capítulo 4, pretendeu-se conhecer o comportamento do Digestor Anaeróbio (DA-1) alvo de estudo neste trabalho, perante a actuação das acções directas referidas no Capítulo 2 e das acções indirectas devidas ao efeito da retracção e da variação da temperatura.

De todas as acções estudadas, concluiu-se que os esforços capazes de comprometer o correcto funcionamento da estrutura (devido à sua ordem de grandeza), estão associados às acções de carácter permanente, nomeadamente o peso próprio da estrutura, os impulsos hidrostáticos interiores e a retracção do betão.

Relativamente à acção dos impulsos hidrostáticos interiores e da retracção do betão, verificou-se que estas são responsáveis pelo desenvolvimento de esforços de tracção na parede do depósito, os quais assumem os maiores valores na proximidade da base da parede.

No que respeita aos esforços de flexão actuantes nos elementos da estrutura, verificou-se que aqueles que apresentam maior ordem de grandeza estão associados à acção do peso próprio da estrutura.

A acção da variação da temperatura de + 15 °C corresponde à acção que desenvolve esforços transversos de maior valor na zona da base da parede, os quais são ligeiramente superiores aos esforços verificados para a acção do peso próprio. Contudo, os efeitos desta acção poderão ser alterados no momento em que o aterro circundante é realizado, ao contrário do que acontece com os esforços associados ao peso próprio, os quais permanecem na estrutura ao longo da sua vida.

Em suma, após o estudo dos resultados da análise, concluiu-se que a zona do depósito mais crítica em termos de esforços corresponde à zona da base da parede, confirmando o facto de que, no caso deste tipo de estruturas, é na zona da ligação entre a parede e a laje de fundo que se instalam os esforços mais significativos, atendendo ao elevado número de avarias estruturais que nesta zona se manifestam.

7.1.4. APLICABILIDADE DO MODELO SIMPLIFICADO DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE DEPÓSITOS CIRCULARES

As comparações efectuadas no Capítulo 5 entre os resultados apresentados pelo MS, pelo modelo teórico e por um modelo de elementos finitos de um depósito circular, permitiram verificar a existência de uma concordância aceitável entre os valores dos esforços obtidos através das diferentes metodologias, validando desta forma a adopção do MS para a análise de esforços em depósitos circulares de dimensões idênticas aos estudados no presente trabalho. Quanto ao esforço transversal, verificou-se que os modelos simplificados apresentam maiores valores para este esforço que os modelos de elementos finitos. Esta diferença pode estar associada ao facto de o tipo de malha utilizada na discretização dos modelos de elementos finitos não ser suficientemente refinada para apresentar resultados mais próximos da solução real e do tipo de elementos finitos disponibilizados pelo ROBOT (elementos quadriláteros de 4 nós) nem sempre apresentarem resultados exactos. Contudo, os esforços transversos obtidos através dos modelos simplificados são conservativos do ponto de vista de dimensionamento e, provavelmente, mais realistas visto que, na verdade, a parede do depósito quando fendilhada, diminui a sua rigidez, redireccionando os esforços para as zonas mais rígidas da estrutura que, neste caso, corresponde à zona de ligação entre a parede e a laje de fundo.

Deste modo, concluiu-se que o MS, com a discretização efectuada, apresenta resultados aceitáveis, os quais podem ser utilizados para um pré-dimensionamento próximo da solução final ou para a validação de resultados de outros modelos de cálculo. Deve ser tido em consideração que o MS só é aplicável a acções com características de axissimetria, que são, aliás, as acções correntes no dimensionamento deste tipo de depósitos circulares.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Relativamente aos depósitos circulares de grandes dimensões, existe ainda um amplo campo de estudos que podem contribuir para um ganho de competências nesta área, nomeadamente no que se refere ao conhecimento do comportamento real deste tipo de estruturas. Deste modo, seria interessante que fossem realizados novos trabalhos, para os quais se sugerem os seguintes objectivos:

- Estudo do efeito das acções de natureza dinâmica em depósitos circulares, nomeadamente o efeito da acção sísmica tendo em consideração a interacção entre o líquido e a estrutura e o efeito da acção do vento nos depósitos de elevada altura acima do solo;
- Estudo da influência de assentamentos diferenciais nos elementos estruturais, principalmente nos elementos em contacto com o produto armazenado, como é o caso da parede e da laje de fundo;
- Estudo do comportamento de depósitos circulares através de modelos de análise não-linear, com vista a otimizar a quantidade e disposição de armaduras, garantido a abertura de fendas compatível com a estanquidade pretendida e com os requisitos de durabilidade;
- Estudo das vantagens e desvantagens da utilização de betão auto-compactável e de betão de retracção compensada na construção de depósitos circulares, e sua influência na prevenção do aparecimento de patologias estruturais associadas a fenómenos intrínsecos do betão corrente.

No que concerne à adaptação do programa de cálculo automático *PAC-Pórticos* ao cálculo de depósitos circulares, julga-se oportuno dotar o modelo simplificado (MS) estudado na presente dissertação, para a análise do efeito das acções térmicas de modo a que os esforços associados a variações de temperatura e à retracção possam ser considerados no cálculo dos depósitos com base neste modelo. Atendendo ainda às potencialidades do *PAC-Pórticos* no domínio do dimensionamento de estruturas de betão, propõe-se também que sejam desenvolvidos algoritmos de dimensionamento garantindo a compatibilidade com as normas EN 1991-4 (2006) e EN 1992-3 (2005), as quais se destinam ao projecto de estruturas de retenção de líquidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anchor, R. D. (1992). *Design of liquid retaining concrete structures*, 2nd edition. Edward Arnold, London.
- Barros, Helena; Figueiras, Joaquim A. (2010). *Tabelas e ábacos de dimensionamento de secções de betão solicitadas à flexão e a esforços axiais segundo o Eurocódigo 2*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- BS 8007 (1987). *Code of practice for design of concrete structures for retaining aqueous liquids*. British Standards Institution, London.
- Camara, José (2009). *Diapositivos sobre controlo de fendilhação em geral e em reservatórios*. Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa.
- Camelo, Armando (2011). *Durabilidade e vida útil das estruturas hidráulicas de betão e de betão armado*. 1^{as} Jornadas de Materiais de Construção, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- DR 23/95 (1995). *Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais*. Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto.
- EN 1991-4 (2006). *Eurocode 1: Actions on structures – Part 4: Silos and tanks*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN 1992-3 (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Fernandes, Manuel Matos (2006). *Mecânica dos Solos – II Volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Figueiras, Joaquim A. (1997). *Textos de apoio à disciplina Estruturas de Betão 2: Verificação aos estados limites de utilização*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Figueiras, Joaquim A. (2002). *Textos de apoio à disciplina Projecto de Estruturas Especiais de Betão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Ghali, A. (2000). *Circular storage tanks and silos*, 2nd edition. E & FN Spon, London.
- HUAM (2007). *Textos de apoio à disciplina Hidráulica Urbana e Ambiental*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- LNEC E464 (2007). *Betões: Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.
- Long, Bob, Garner, Bob (2004). *Guide to storage tanks and equipment*. John Wiley and Sons, Chippenhams.
- Newton, Consultores de Engenharia (1991). *Manual de utilização do programa de cálculo automático PAC-Pórticos*. Newton C – Consultores de Engenharia Lda., Porto.
- NP EN 1990 (2009). *Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1991-1-1 (2009). *Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúnicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

NP EN 1991-1-5 (2009). *Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Acções térmicas*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7: Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

NP EN 206-1 (2007). *Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

NP ENV 13670-1 (2007). *Execução de estruturas em betão – Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

REBAP (1983). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Decreto de Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho.

RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto de Lei n.º 35/83 de 31 de Maio.

Silva, Bernardo B.; Santos, Maria José (2009). *Análise do modelo conceitual e tecnológico do programa cisternas rurais em Sergipe*. Centro Regional Universitário de Espírito Santo do Pinhal, São Paulo.

Teixeira, Wilson (2008). *Controlo de fendilhação para deformações impostas em depósitos*. Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa.

ANEXOS

Anexo A.1

PSEUDO-CÓDIGO DOS ALGORITMOS DE ADAPTAÇÃO DO MODELO SIMPLIFICADO (MS) AO PROGRAMA *PAC-PÓRTICOS*

Designação das funções utilizadas:

- `math.ceiling()` – Retorna o menor número inteiro maior ou igual ao número especificado;
- `math.tan()` – Retorna a tangente do número especificado em radianos;
- `math.atan()` – Retorna o arco da tangente do número especificado em radianos.

A1.1. PSEUDO-CÓDIGO DOS ALGORITMOS DE CRIAÇÃO DE NÓS E ELEMENTOS DE BARRA

```
'Criação dos nós da zona horizontal da laje de fundo
n_fix1 = 0
If r_f_bot <> 0 Then
    nelem_rfb = Math.Ceiling(r_f_bot / descr_bot)
    ainf_rfb = r_f_bot / nelem_rfb
    coord_x = 0
    For i = 1 To nelem_rfb + 1
        n_coord(i, 1) = coord_x
        n_coord(i, 2) = 0
        coord_x = coord_x + ainf_rfb
    Next
    n_fix1 = 1
End If
If n_fix1 = 0 Then
    n_fix2 = 1
    n_coord(1, 1) = 0
    n_coord(1, 2) = 0
Else
    n_fix2 = nelem_rfb + 1
End If

'Criação dos nós da zona inclinada da laje de fundo
esp_fund = wall_secc(1, 1)
nelem_b = Math.Ceiling((r_int1 - r_f_bot + esp_fund / 2) / descr_bot)
ainf_bot = (r_int1 - r_f_bot + esp_fund / 2) / nelem_b
l_local = 0
x = (r_int1 - r_f_bot) * Math.Tan(ang_f * pi / 180)
y3 = x + h2_bot / 2 - h1_bot / 2
If x = 0 And y3 = 0 Then
    ang_f2 = 0
Else
    ang_f2 = Math.Atan(y3 / (r_int1 - r_f_bot))
End If
For i = n_fix2 + 1 To n_fix2 + nelem_b
    l_local = l_local + ainf_bot
    n_coord(i, 1) = r_f_bot + l_local
    n_coord(i, 2) = l_local * Math.Tan(ang_f2)
Next
n_fix3 = n_fix2 + nelem_b
npoin = n_fix3
```

```

'Criação dos nós da parede
For i = 1 To ns
    l_local = 0
    If i = 1 Then
        nelem_p_const(i) = Math.Ceiling((wall_secc(i, 2) + h1_bot / 2) /
descr_par)
        ainf_p_const(i) = (wall_secc(i, 2) + h1_bot / 2) / nelem_p_const(i)
    Else
        nelem_p_const(i) = Math.Ceiling(wall_secc(i, 2) / descr_par)
        ainf_p_const(i) = wall_secc(i, 2) / nelem_p_const(i)
    End If
    coord_y3 = n_coord(npoin, 2)
    For j = npoin + 1 To npoin + nelem_p_const(i)
        l_local = l_local + ainf_p_const(i)
        coord_y = coord_y3 + l_local
        n_coord(j, 1) = r_int1 + wall_secc(1, 1) / 2
        n_coord(j, 2) = coord_y
    Next
    n_fix4 = npoin + nelem_p_const(i)
    npoin = n_fix4
Next

'Criação dos nós da laje de cobertura
If op_cob = 1 Then
    nelem_cob = Math.Ceiling((n_coord(n_fix4, 1) - r_int_cob) / descr_cob)
    ainf_cob = (n_coord(n_fix4, 1) - r_int_cob) / nelem_cob
    l_local = 0
    n_fix5 = n_fix4 + nelem_cob
    npoin = n_fix5
    For i = n_fix4 + 1 To n_fix5
        l_local = l_local + ainf_cob
        n_coord(i, 1) = n_coord(n_fix4, 1) - l_local
        n_coord(i, 2) = n_coord(n_fix4, 2)
    Next

End If

'Criação dos elementos de barra
a = 1
b = 2
nelem = nelem_rfb + nelem_b + nelem_cob
For i = 1 To ns
    nelem = nelem + nelem_p_const(i)
Next
For i = 1 To nelem
    elem(i, 1) = a
    elem(i, 2) = b
    a = b
    b = b + 1
Next

```

A1.2. PSEUDO-CÓDIGO DOS ALGORITMOS DE ATRIBUIÇÃO DE SECÇÕES

'Atribuição da secção das barras

```

ang_o = Math.Atan(1 / n_coord(n_fix3, 1))

'Zona horizontal da laje de fundo
If r_f_bot <> 0 Then
    seccao(1, 1) = concr_e * 10 ^ 6
    seccao(1, 2) = (n_coord(elem(1, 1), 1) * Math.Tan(ang_o) + n_coord(elem(1,
2), 1) * Math.Tan(ang_o))
    seccao(1, 3) = h2_bot
    For i = 2 To nelelem_rfb
        seccao(i, 1) = concr_e * 10 ^ 6
        seccao(i, 2) = (n_coord(elem(i, 1), 1) * Math.Tan(ang_o) +
n_coord(elem(i, 2), 1) * Math.Tan(ang_o)) / 2
        seccao(i, 3) = h2_bot
    Next
End If

'Zona inclinada da laje de fundo
For i = n_fix2 To n_fix3 - 1
    If n_fix2 = 1 Then
        seccao(i, 1) = concr_e * 10 ^ 6
        seccao(i, 2) = (n_coord(elem(i, 1), 1) * Math.Tan(ang_o) +
n_coord(elem(i, 2), 1) * Math.Tan(ang_o))
        seccao(i, 3) = h2_bot
    End If
    seccao(i, 1) = concr_e * 10 ^ 6
    seccao(i, 2) = (n_coord(elem(i, 1), 1) * Math.Tan(ang_o) + n_coord(elem(i,
2), 1) * Math.Tan(ang_o)) / 2
    seccao(i, 3) = (((n_coord(elem(i, 1), 1) - n_coord(n_fix2, 1)) * (h1_bot -
h2_bot) / (n_coord(n_fix3, 1) - n_coord(n_fix2, 1)) + h2_bot) + ((n_coord(elem(i, 2),
1) - n_coord(n_fix2, 1)) * (h1_bot - h2_bot) / (n_coord(n_fix3, 1) - n_coord(n_fix2,
1)) + h2_bot)) / 2
Next

'Parede
aux = n_fix3
For i = 1 To ns
    For j = aux To aux + nelelem_p_const(i) - 1
        seccao(j, 1) = concr_e * 10 ^ 6
        seccao(j, 2) = 1
        seccao(j, 3) = wall_secc(i, 1)
    Next
    aux = aux + nelelem_p_const(i)
Next

'Laje de cobertura
If op_cob = 1 Then
    For i = n_fix4 To n_fix5 - 1
        seccao(i, 1) = concr_e * 10 ^ 6
        seccao(i, 2) = (n_coord(elem(i, 1), 1) * Math.Tan(ang_o) +
n_coord(elem(i, 2), 1) * Math.Tan(ang_o)) / 2
        seccao(i, 3) = h_roof
    Next
End If

```

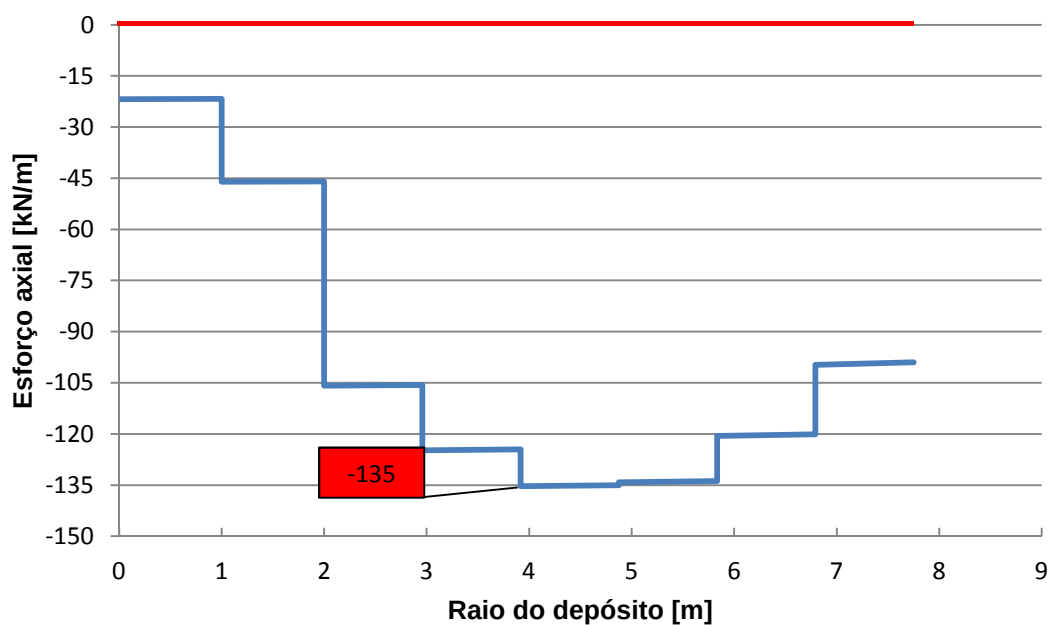

Anexo A.2

DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RESULTANTES DA ANÁLISE ESTRUTURAL DO MS ATRAVÉS DO *PAC-PÓRTICOS*

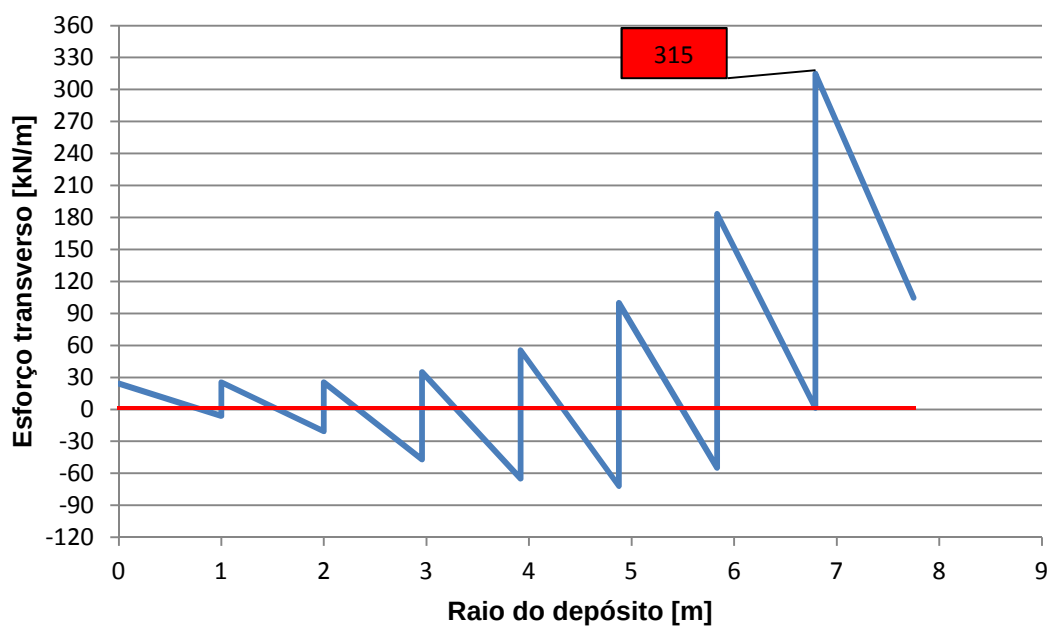
A2.1. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RELATIVOS À COMBINAÇÃO DE ACÇÕES ELU-1

Laje de fundo do DA-1

Esforço axial de sentido radial

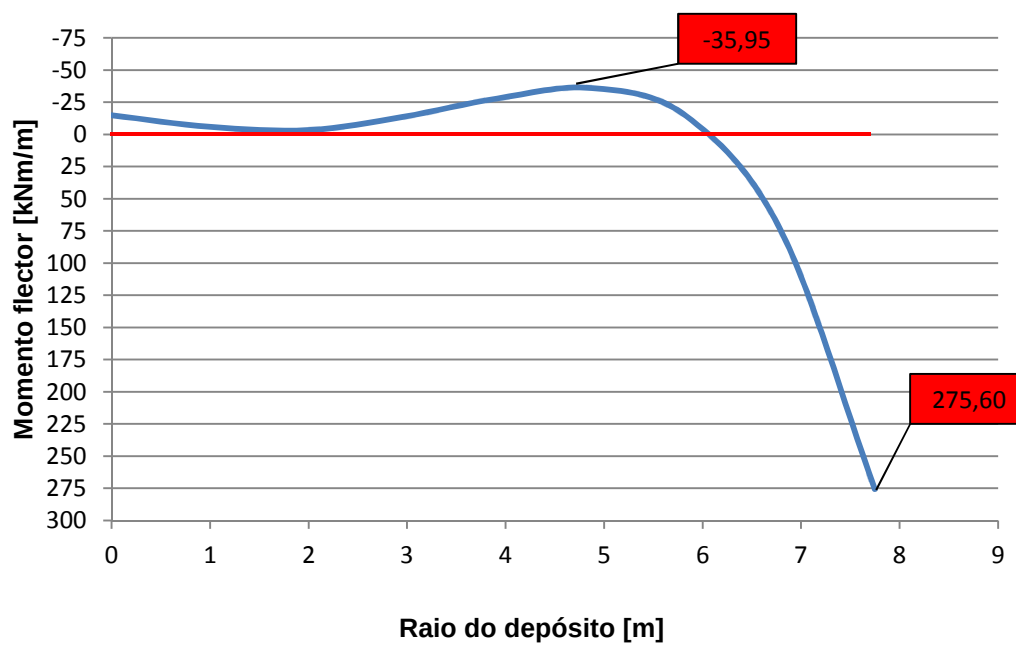


Esforço transversal



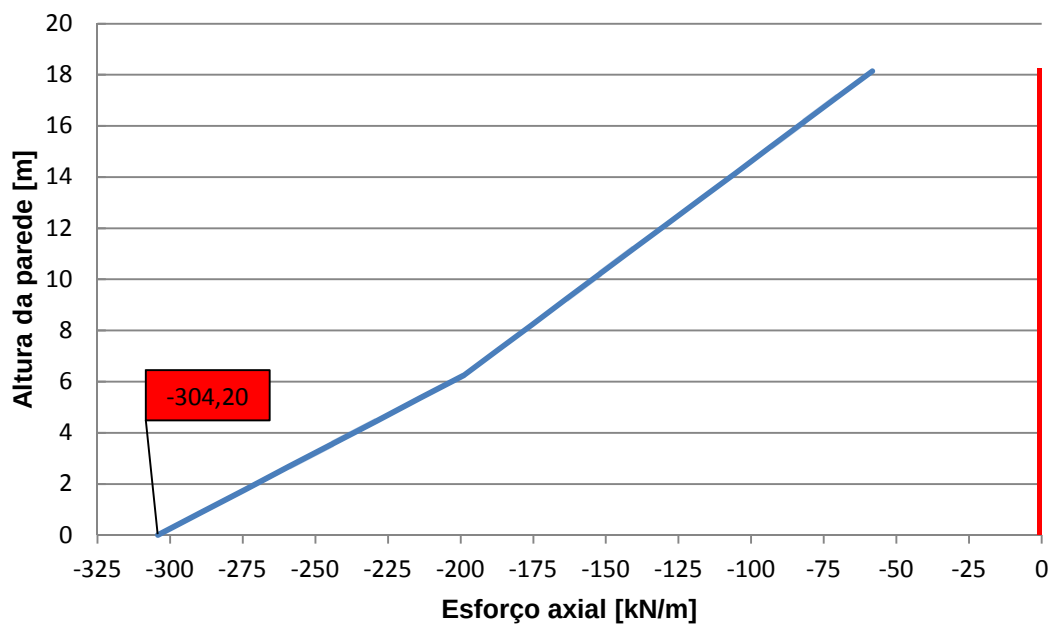
Laje de fundo do DA-1

Momento flector

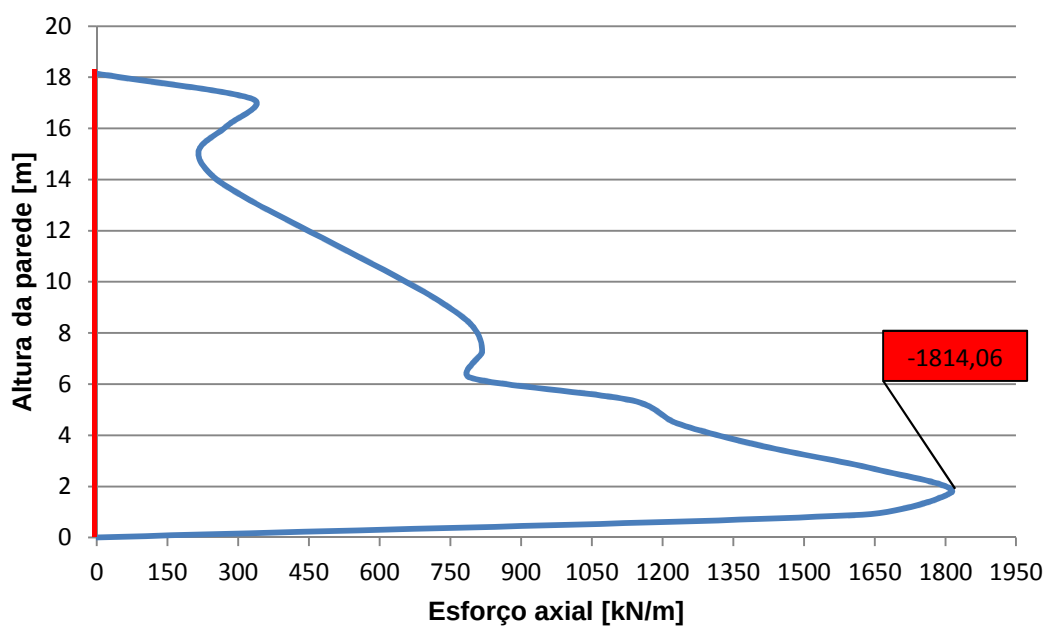


Parede do DA-1

Esforço axial de sentido vertical

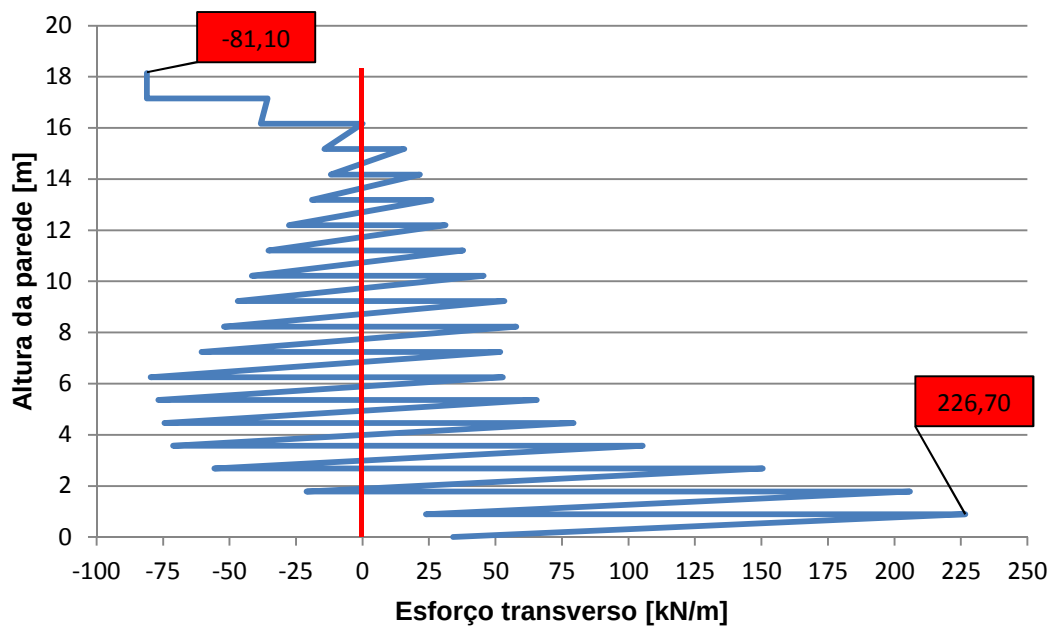


Esforço axial de sentido circunferencial

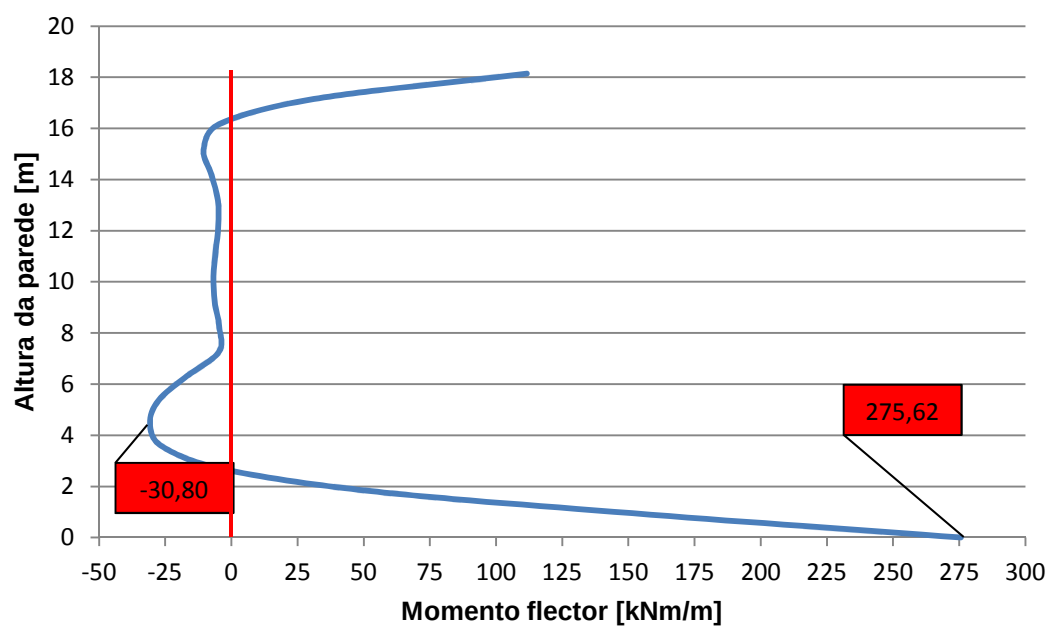


Parede do DA-1

Esforço transversal

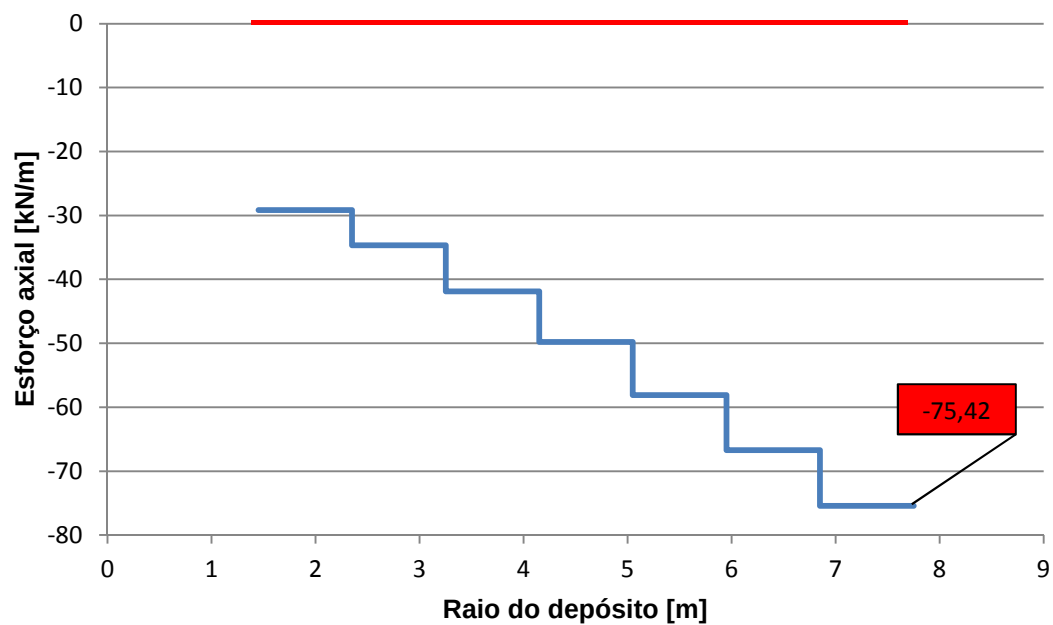


Momento flector



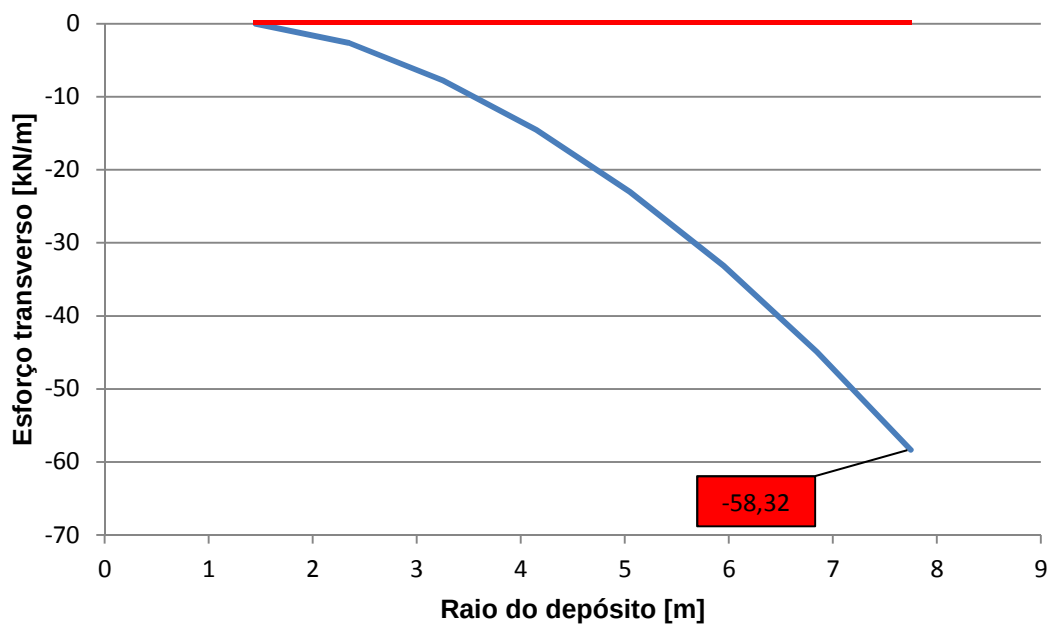
Laje de cobertura do DA-1

Esforço axial de sentido radial

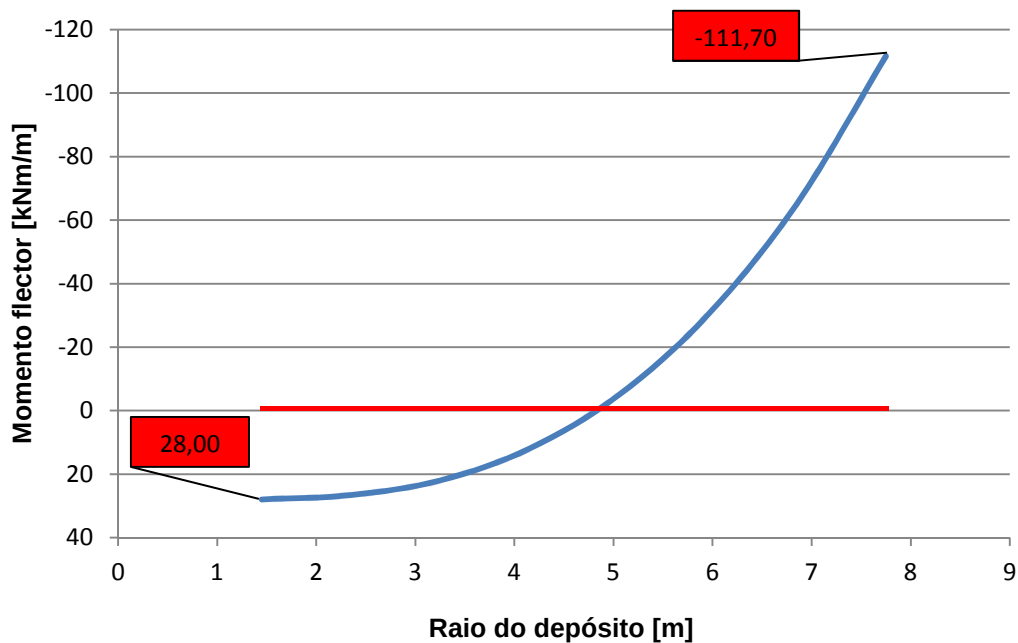


Laje de cobertura do DA-1

Esforço transverso



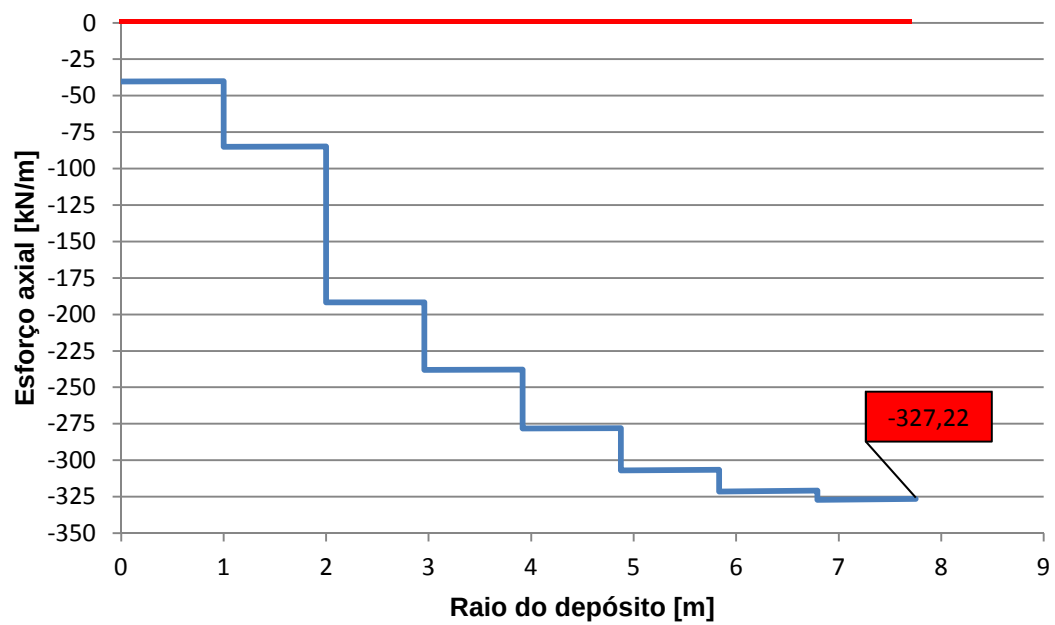
Momento flector



A2.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RELATIVOS À COMBINAÇÃO DE ACÇÕES ELU-2

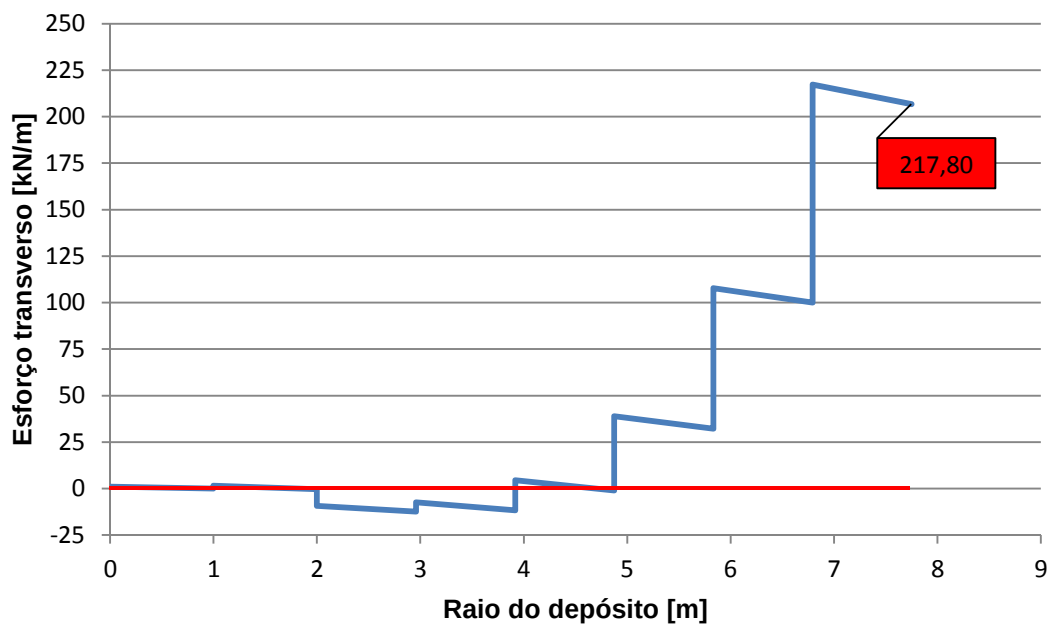
Laje de fundo do DA-1

Esforço axial de sentido radial

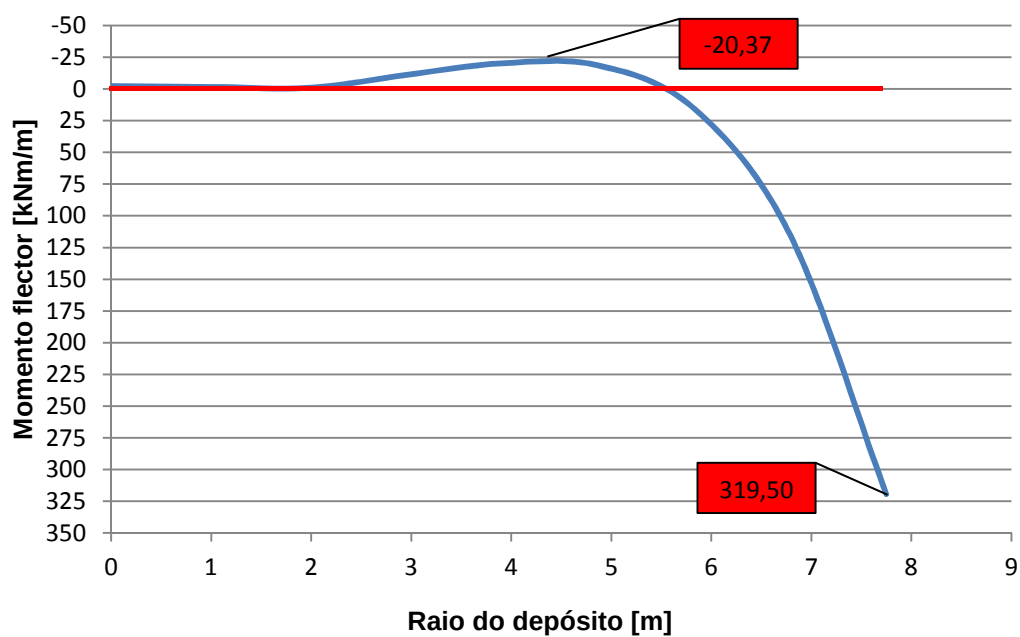


Laje de fundo do DA-1

Esforço transverso

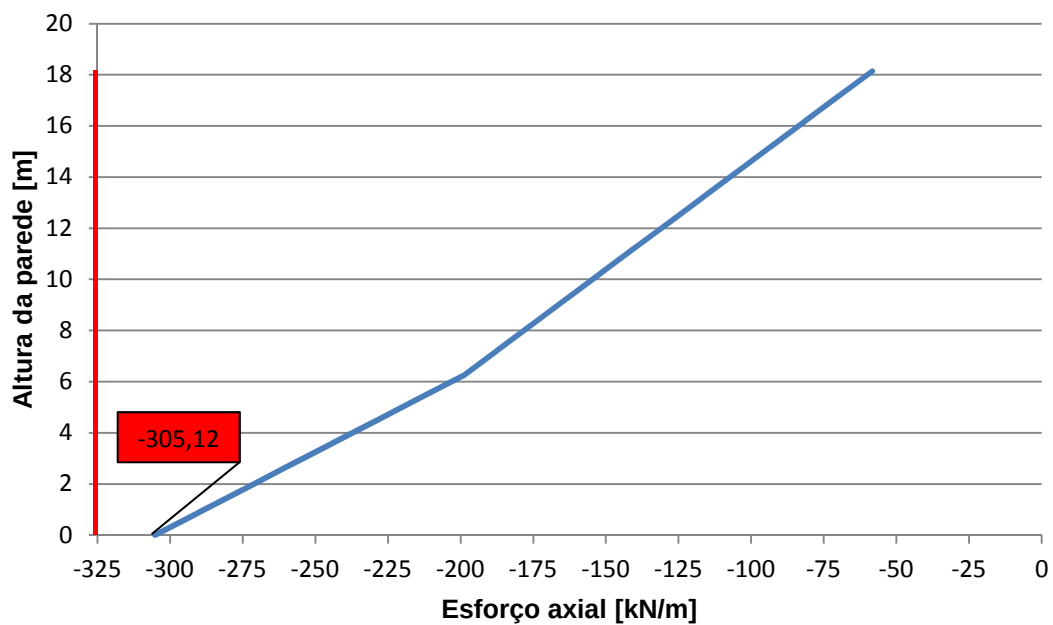


Momento flector

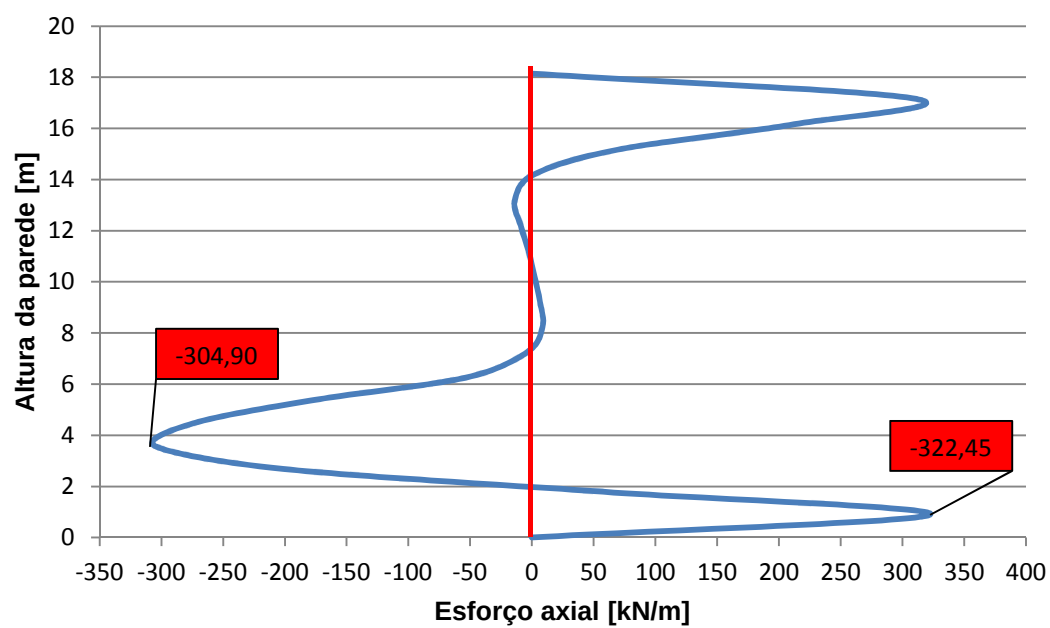


Parede do DA-1

Esforço axial de sentido vertical

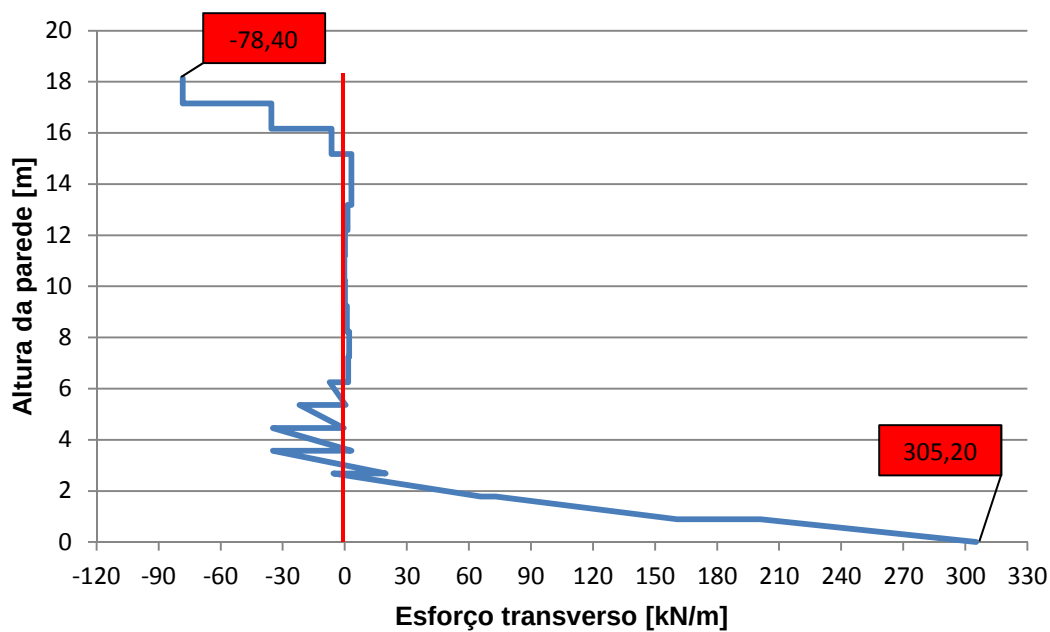


Esforço axial de sentido circunferencial

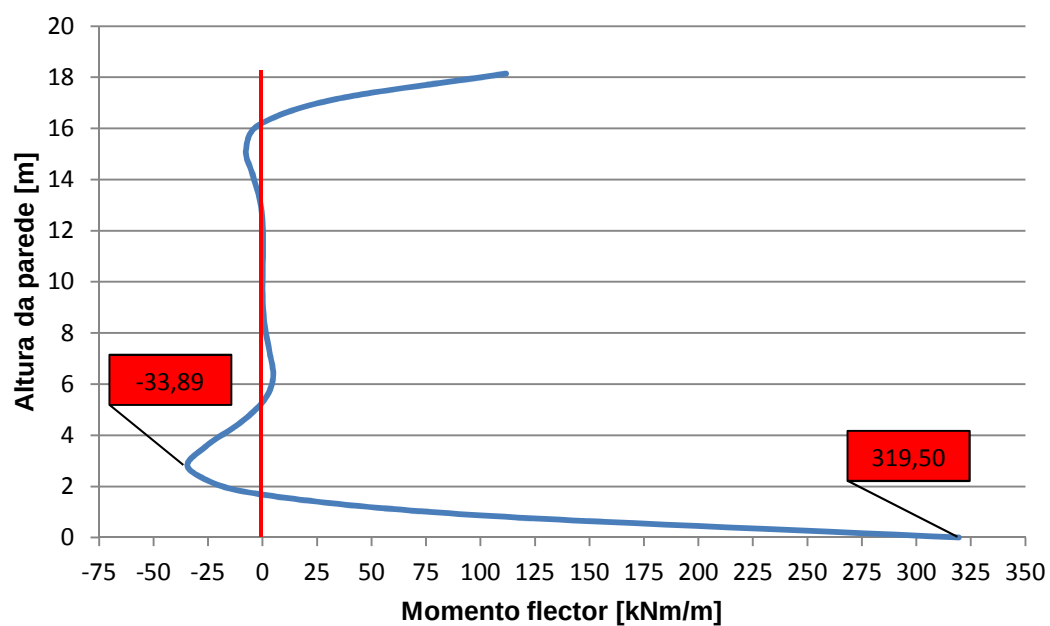


Parede do DA-1

Esforço transverso

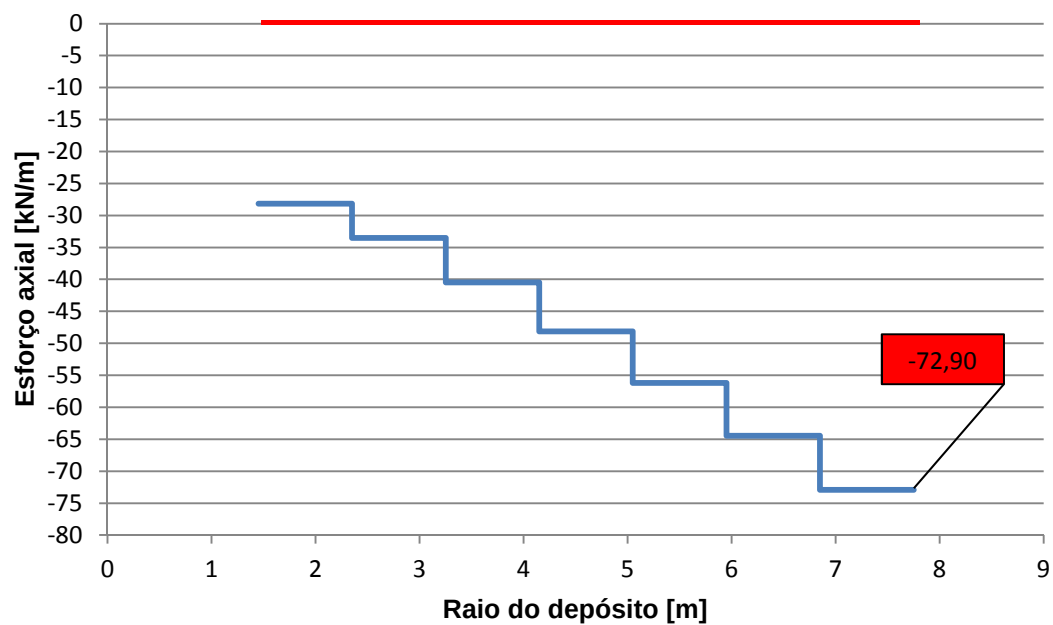


Momento flector



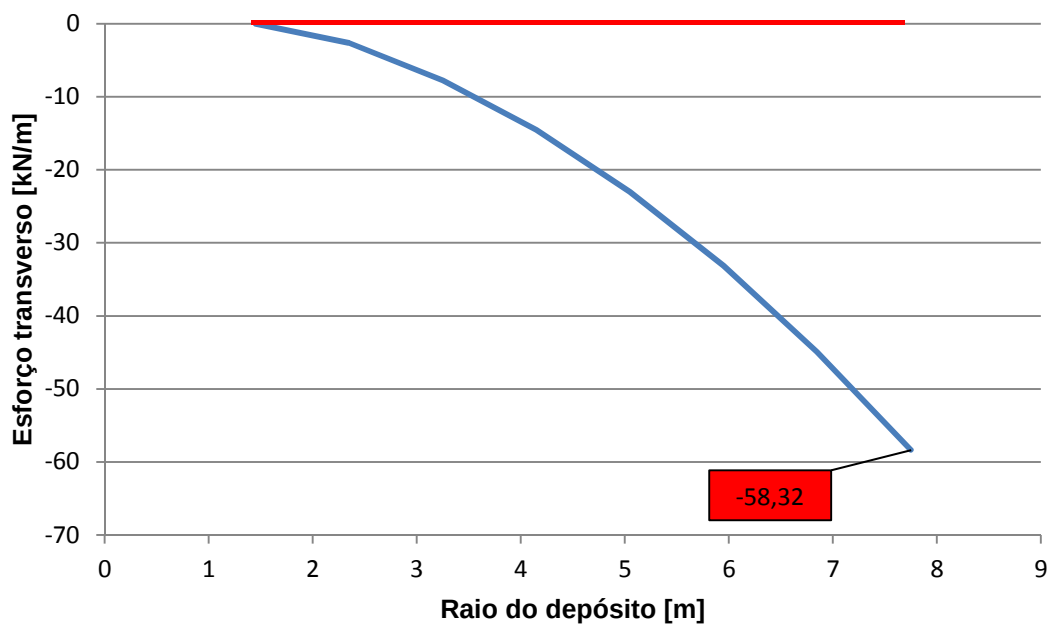
Laje de cobertura do DA-1

Esforço axial de sentido radial

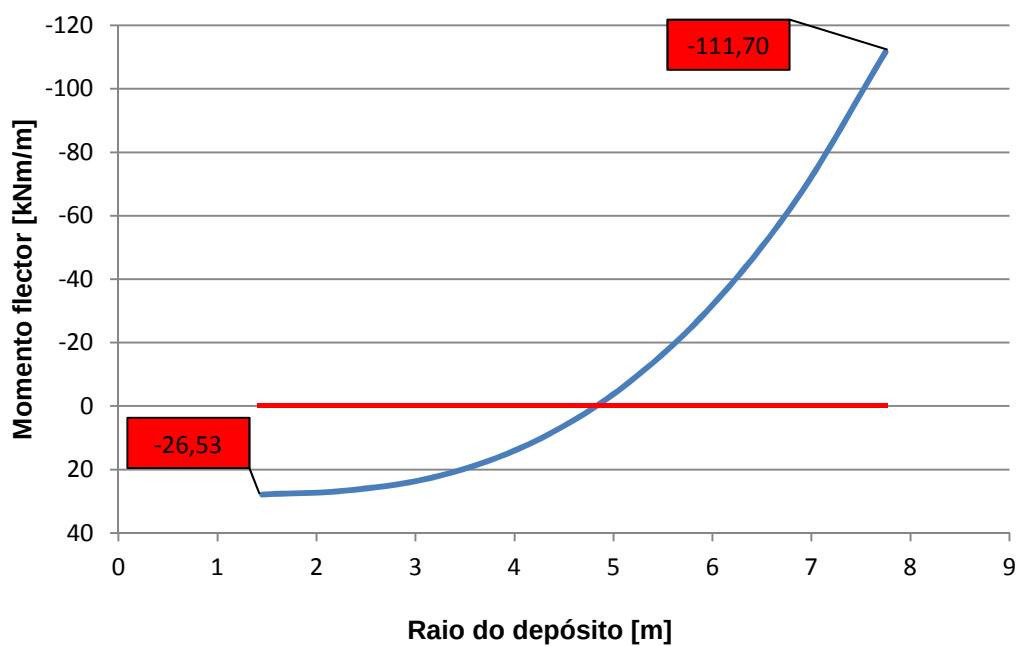


Laje de cobertura do DA-1

Esforço transverso



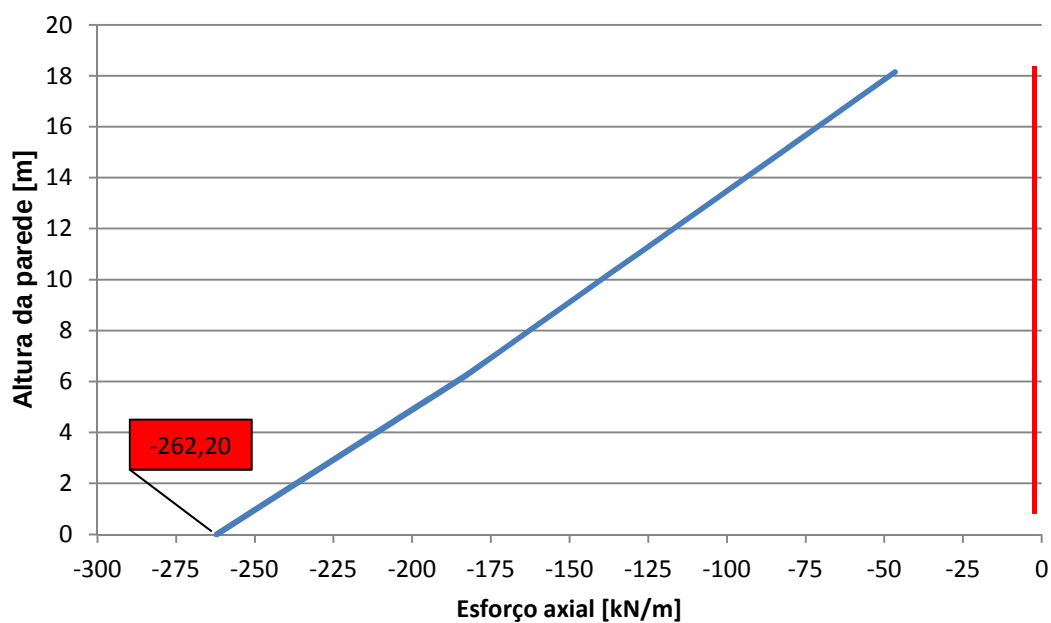
Momento flector



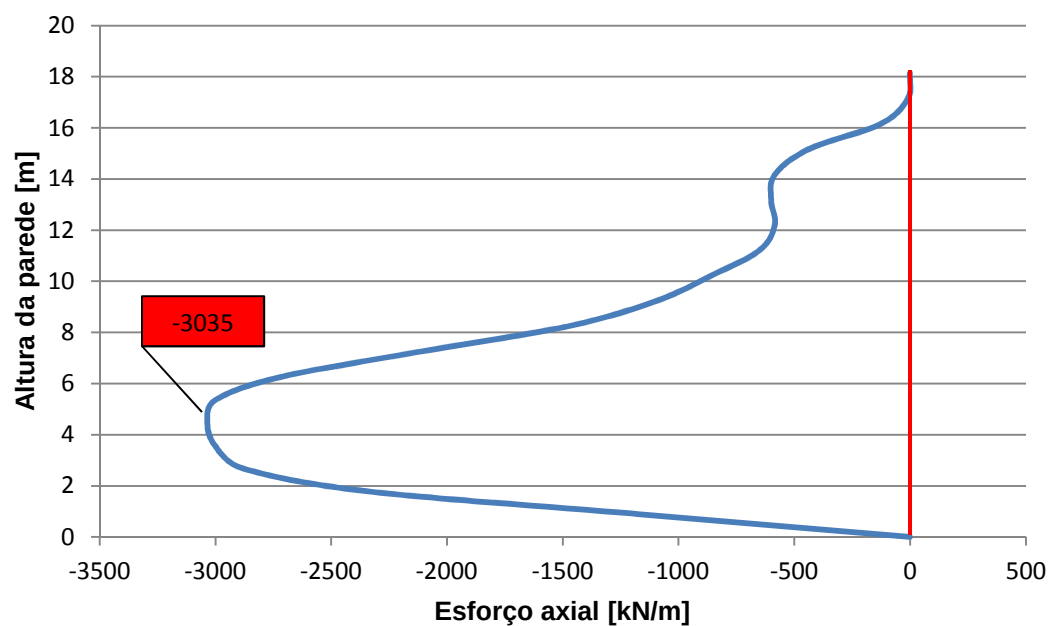
A2.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RELATIVOS À COMBINAÇÃO DE ACÇÕES ELU-3

Parede do DA-1

Esforço axial de sentido vertical

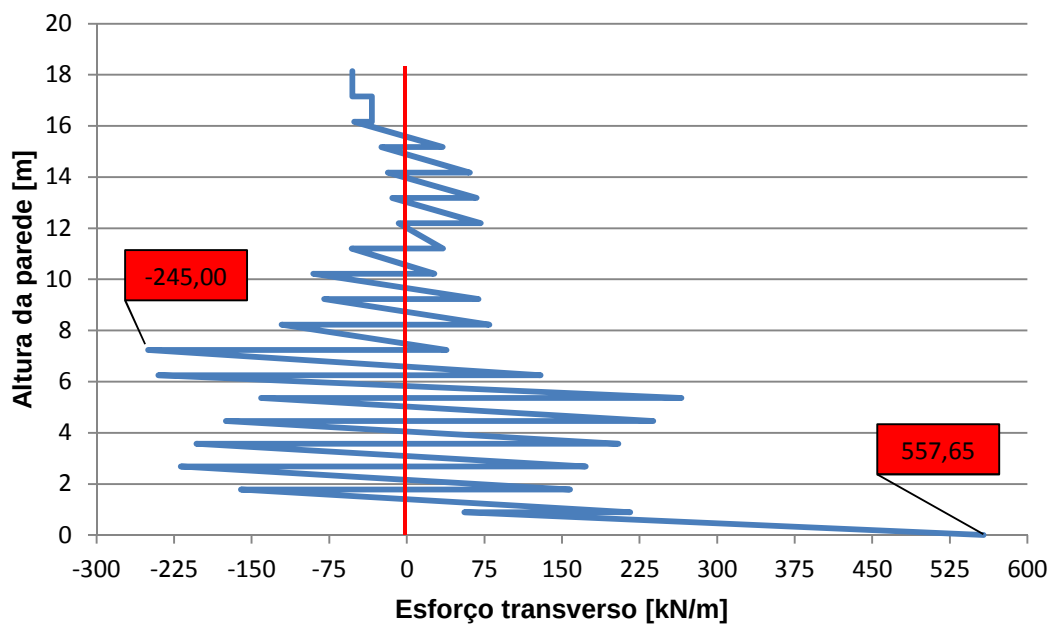


Esforço transversal

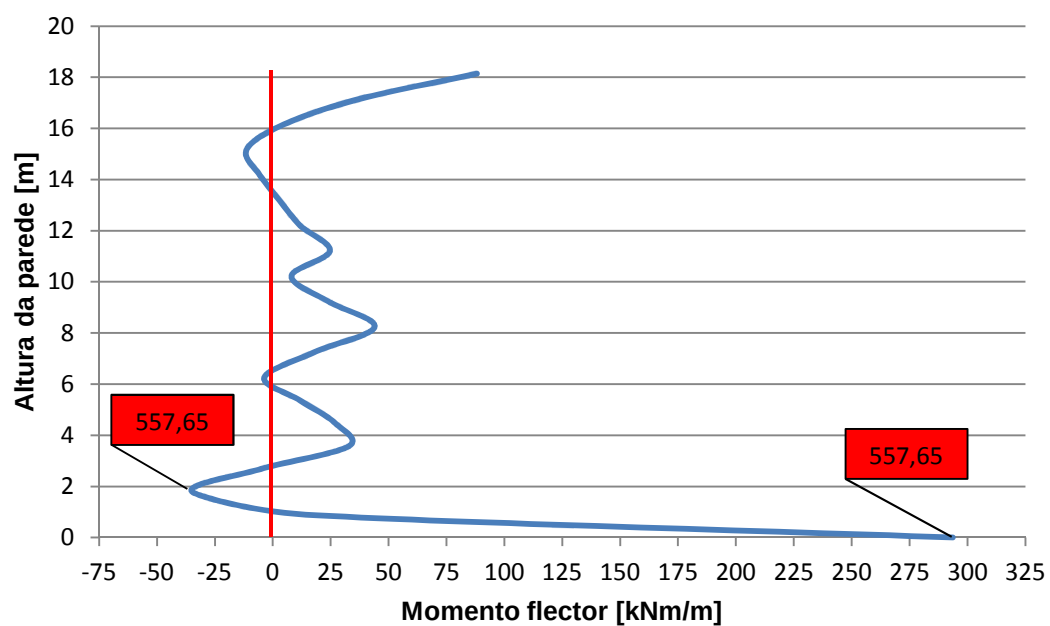


Parede do DA-1

Esforço transverso



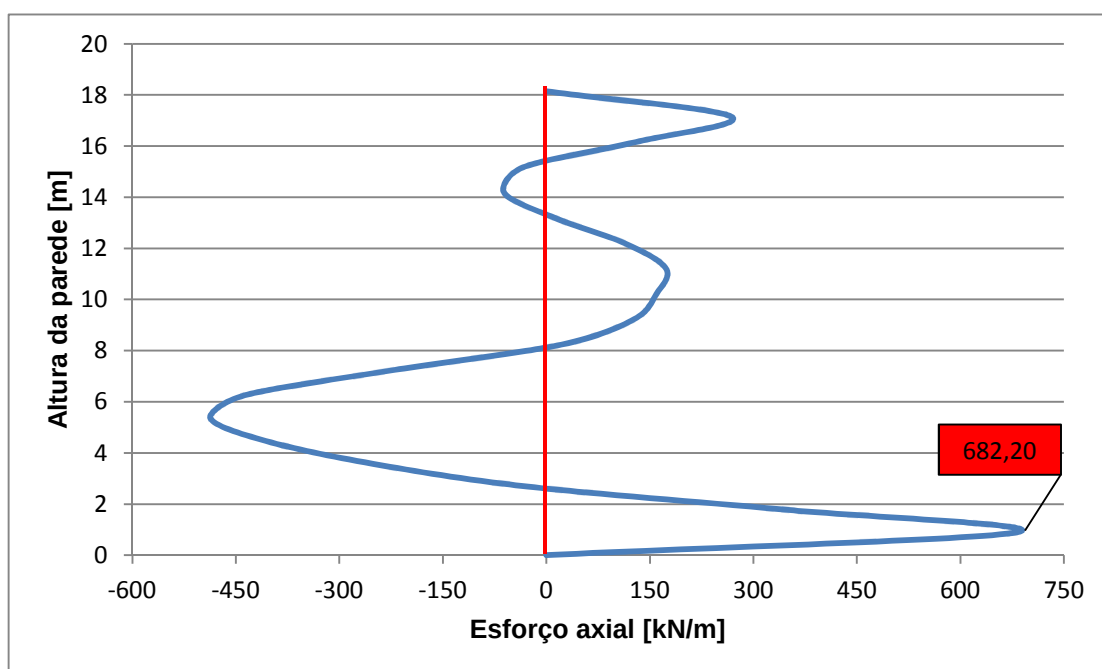
Momento flector



A2.4. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RELATIVOS À COMBINAÇÃO DE ACÇÕES ELU-4

Parede do DA-1

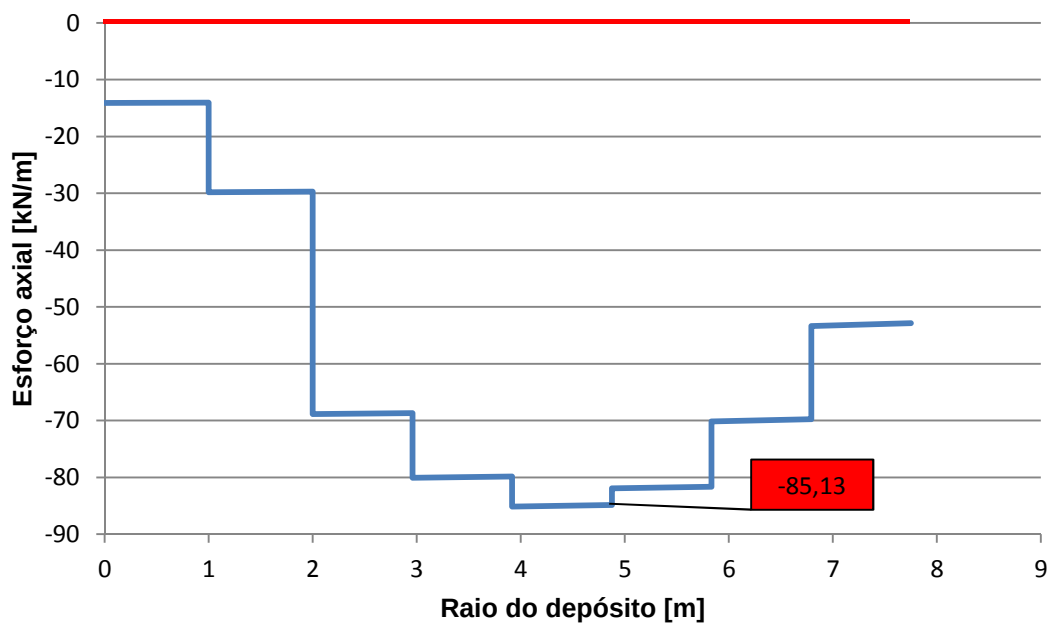
Esforço axial de sentido circunferencial



A2.5. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RELATIVOS À COMBINAÇÃO DE ACÇÕES ELS-1

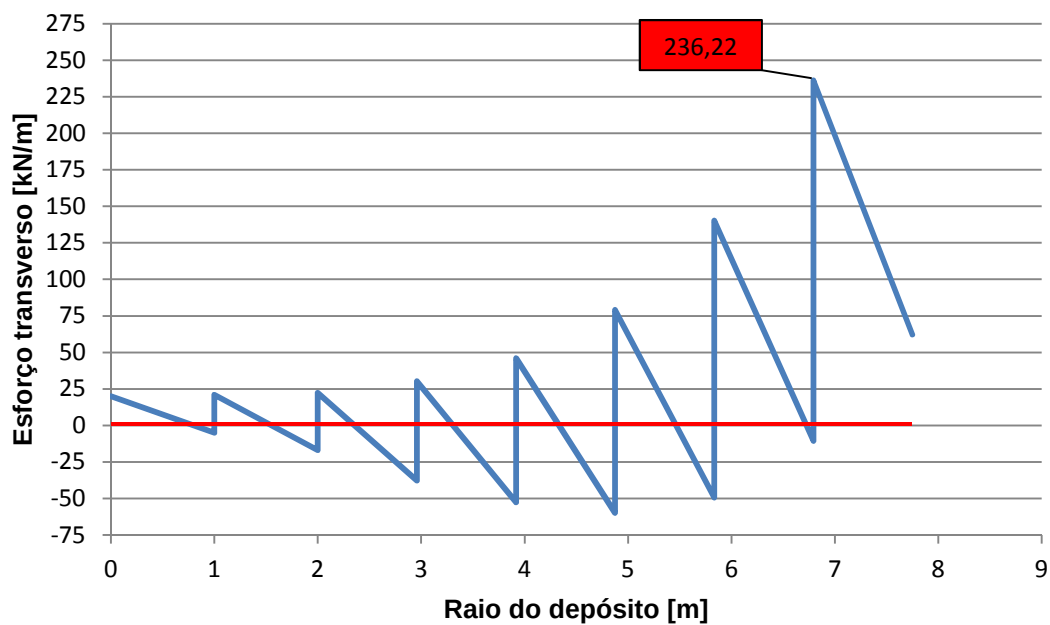
Laje de fundo do DA-1

Esforço axial de sentido radial

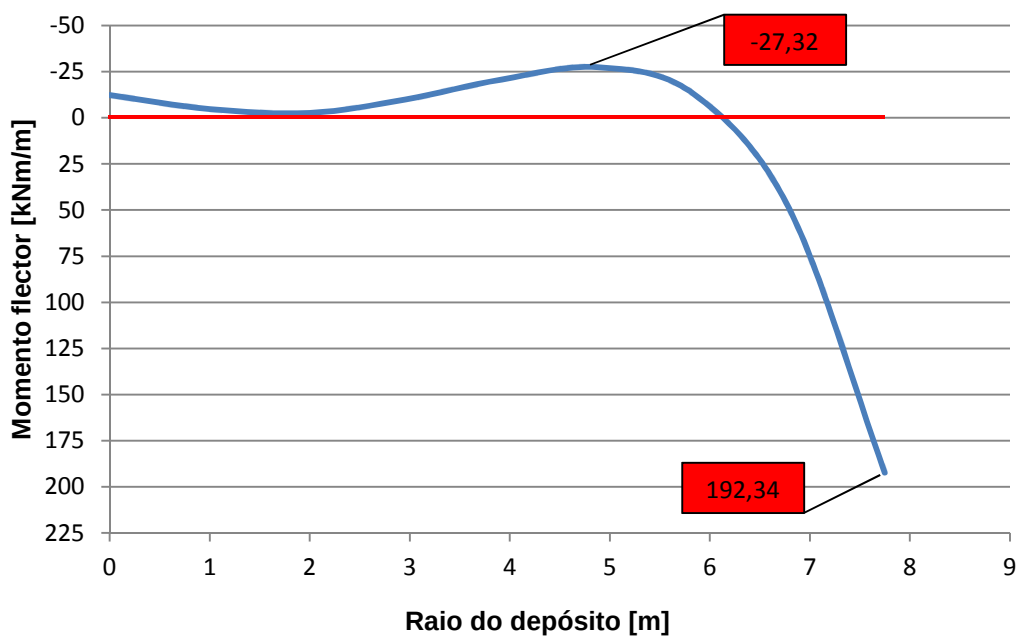


Laje de fundo do DA-1

Esforço transverso

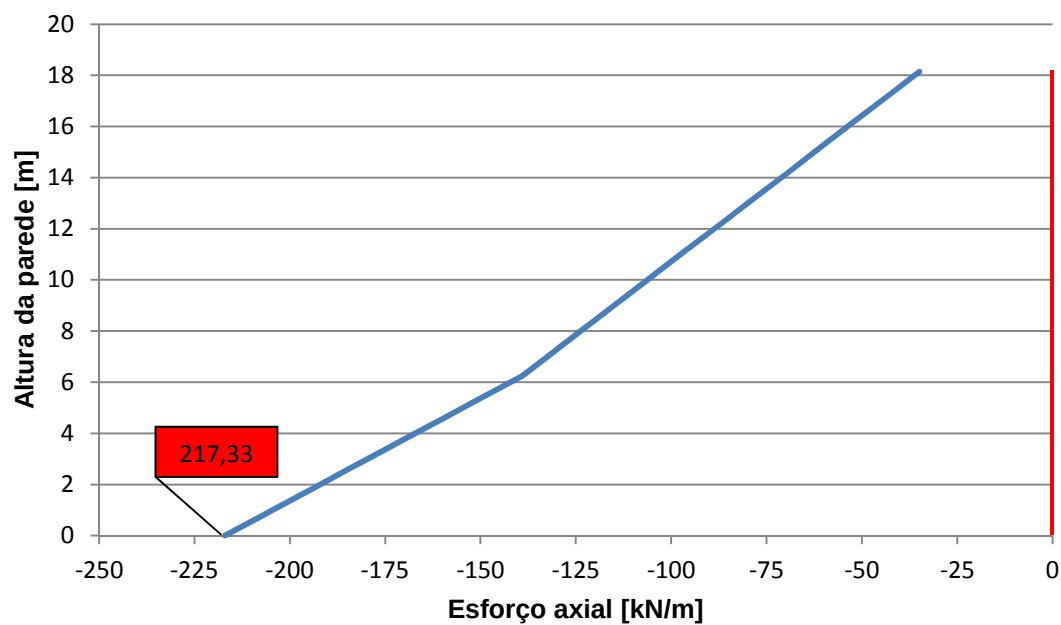


Momento flector

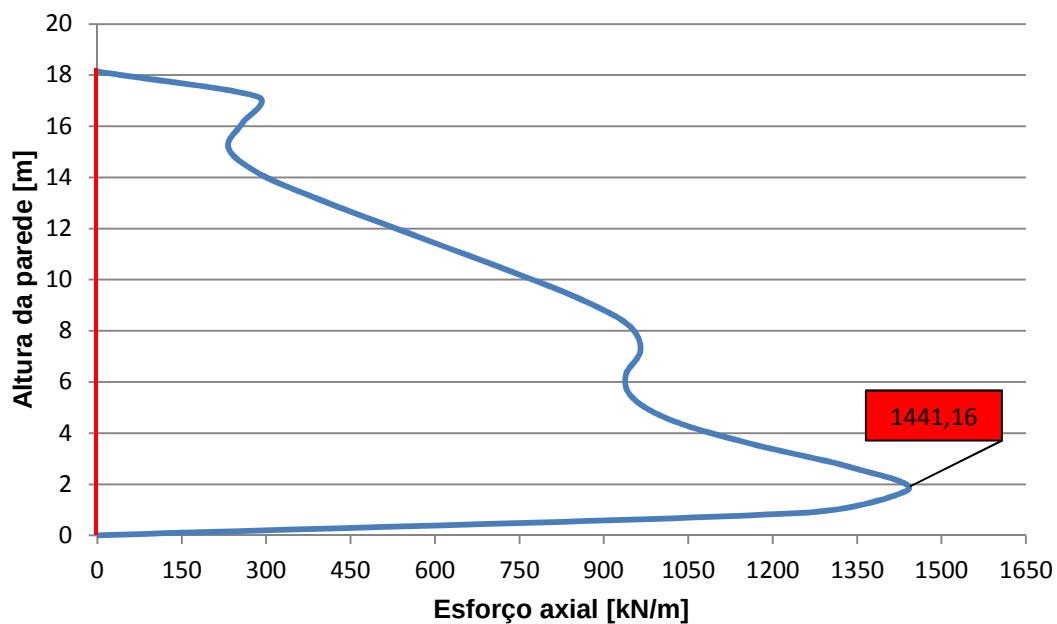


Parede do DA-1

Esforço axial de sentido vertical

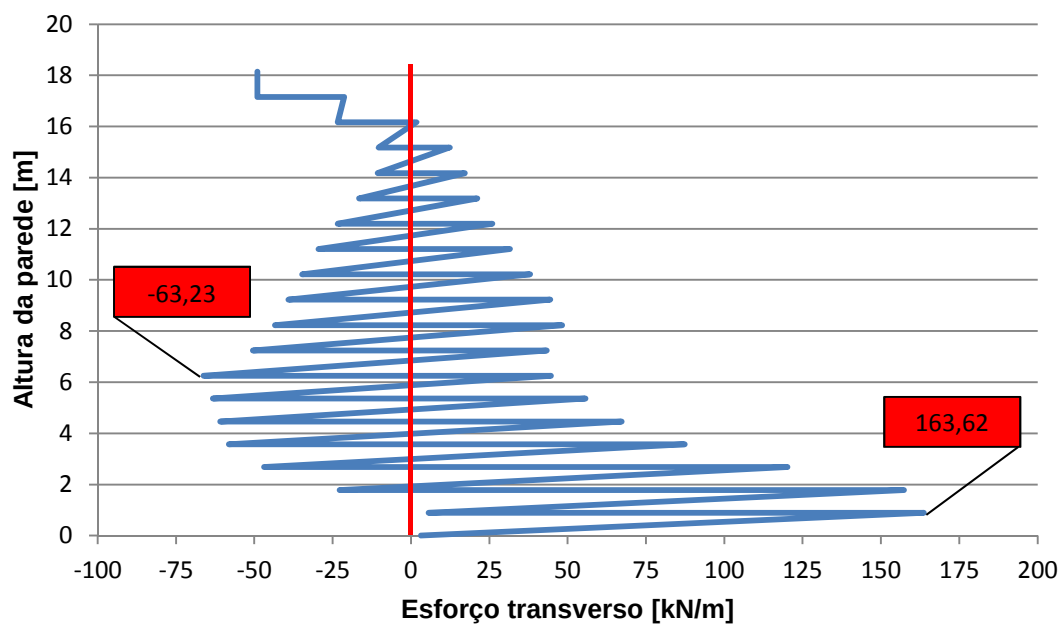


Esforço axial de sentido circunferencial

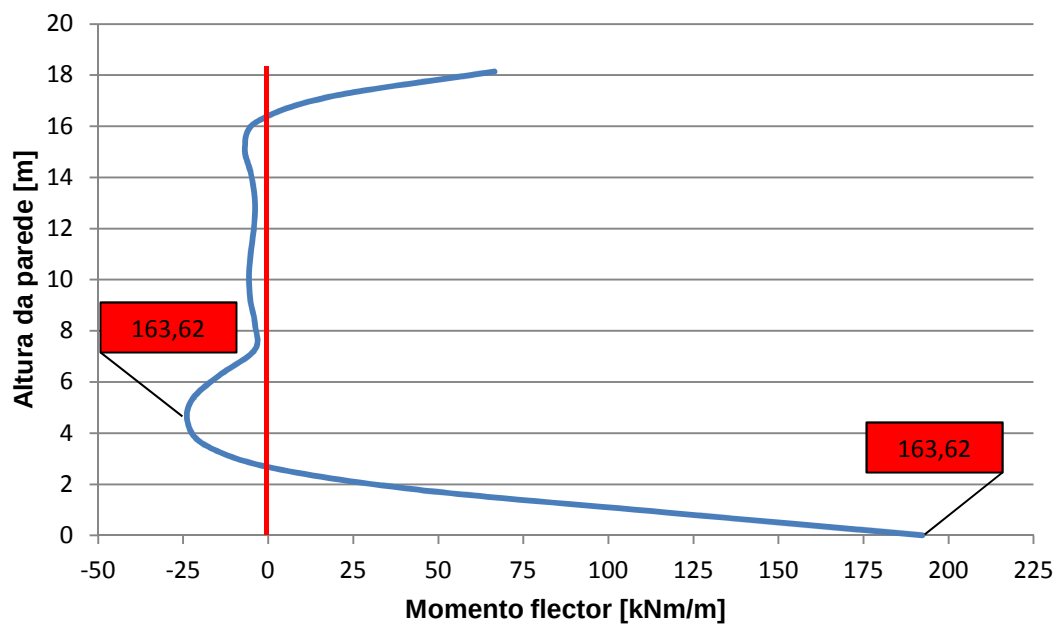


Parede do DA-1

Esforço transverso

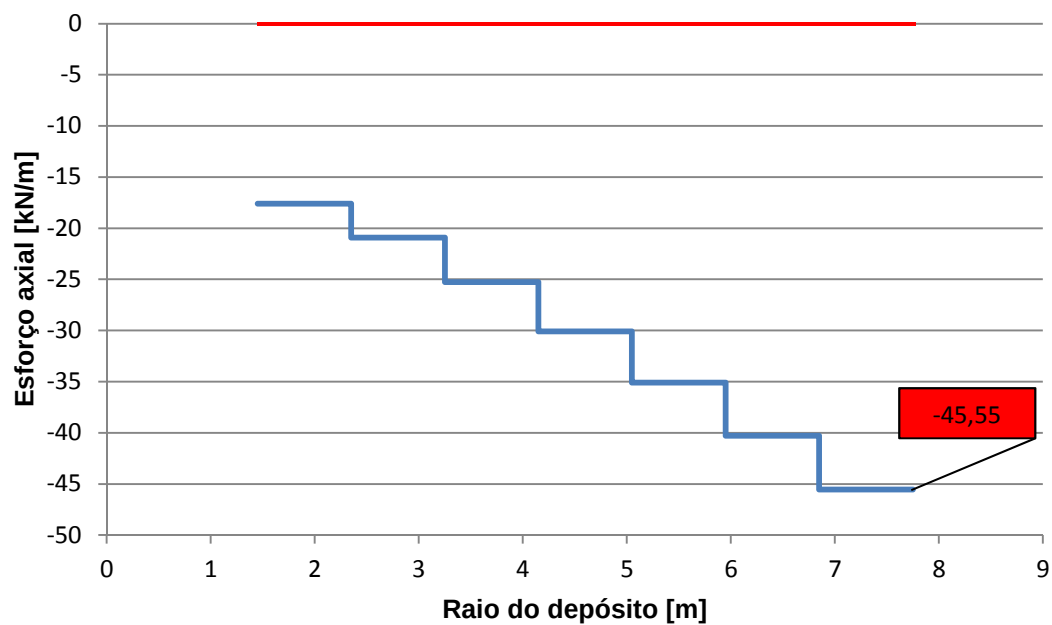


Momento flector



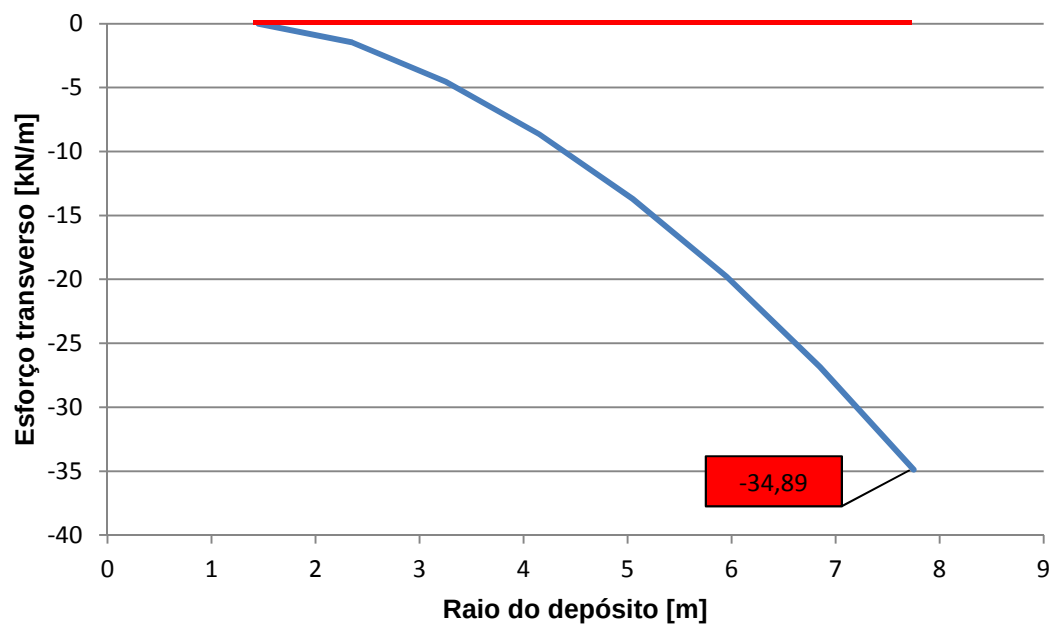
Laje de cobertura do DA-1

Esforço axial de sentido radial

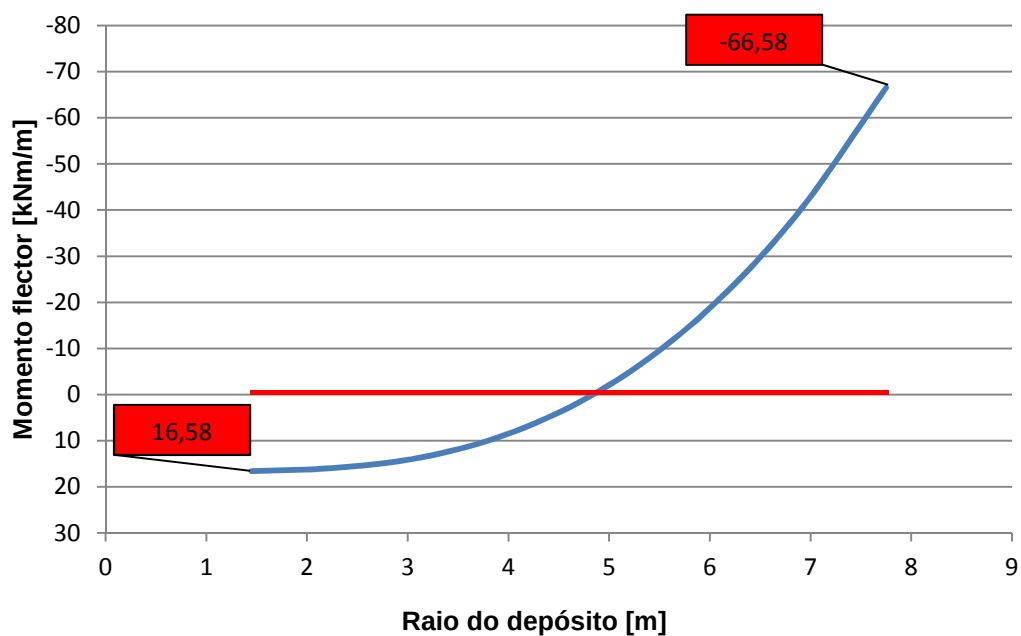


Laje de cobertura do DA-1

Esforço transverso



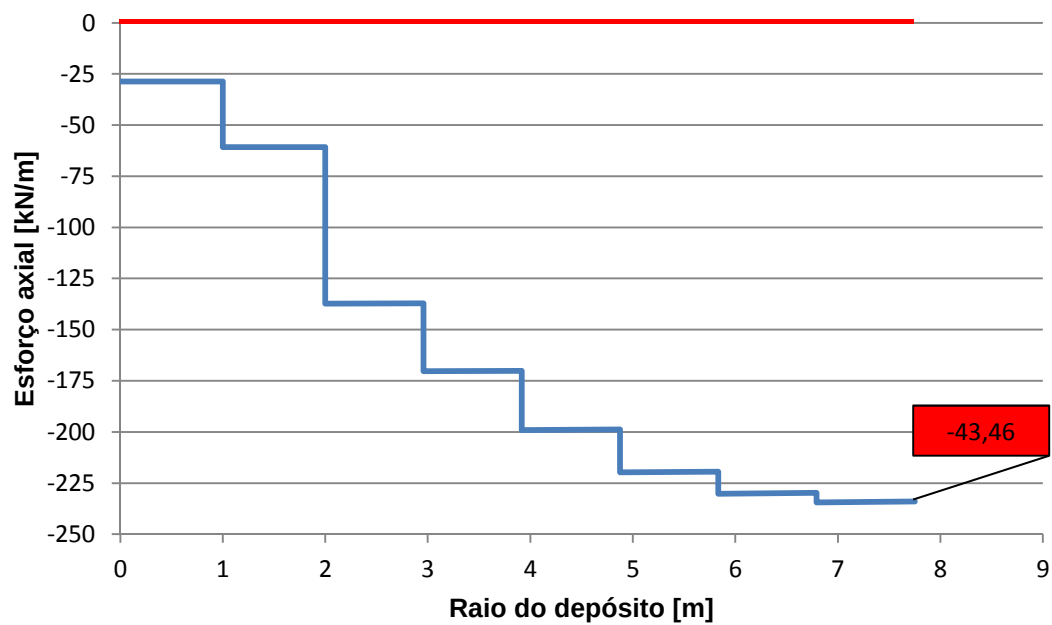
Momento flector



A2.6. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS RELATIVOS À COMBINAÇÃO DE ACÇÕES ELS-2

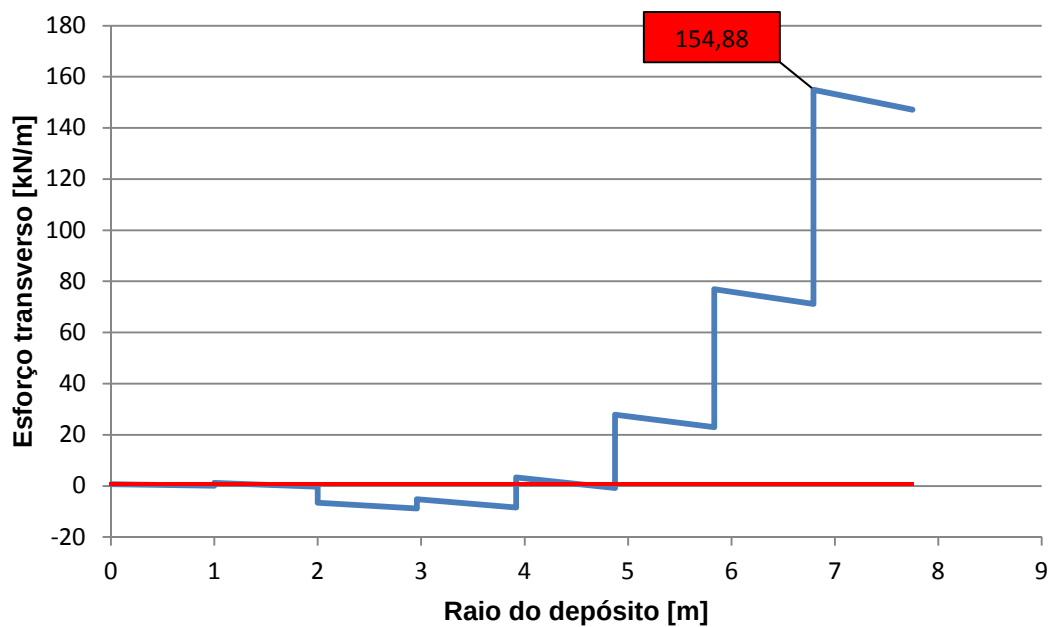
Laje de fundo do DA-1

Esforço axial de sentido radial

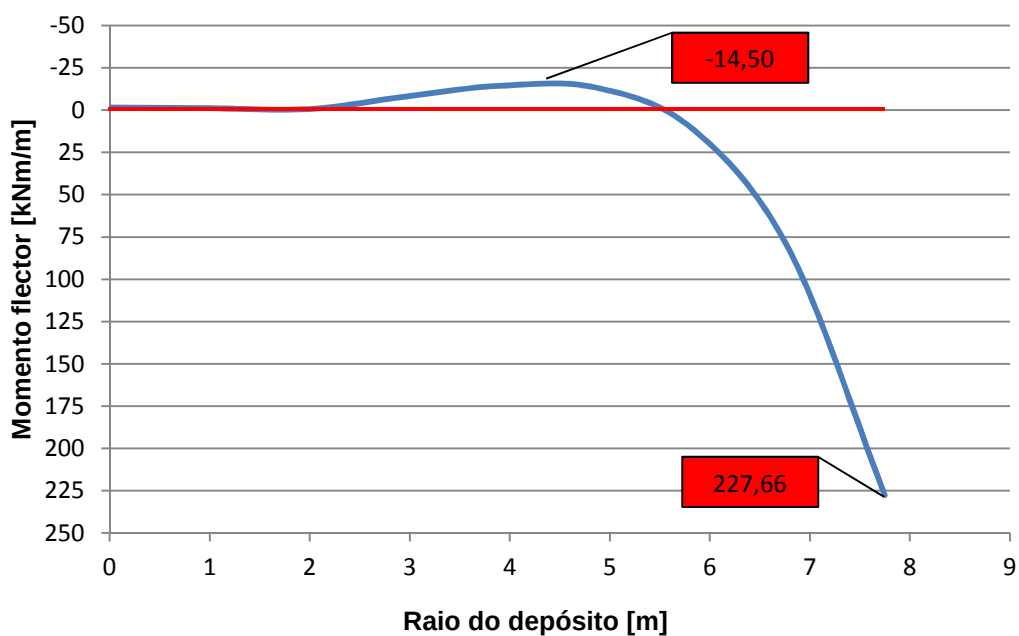


Laje de fundo do DA-1

Esforço transverso

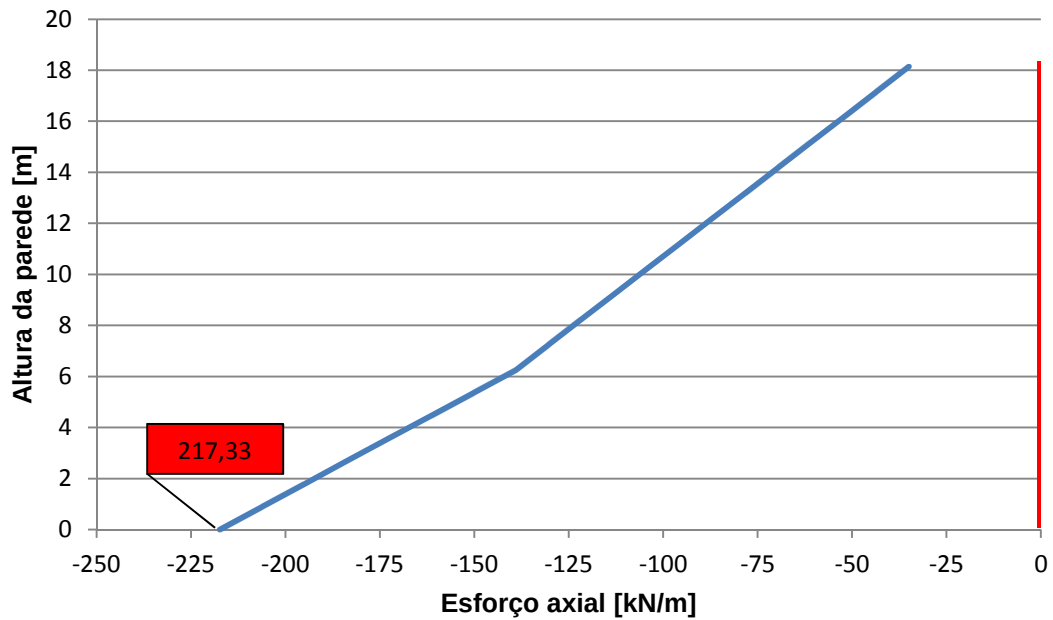


Momento flector

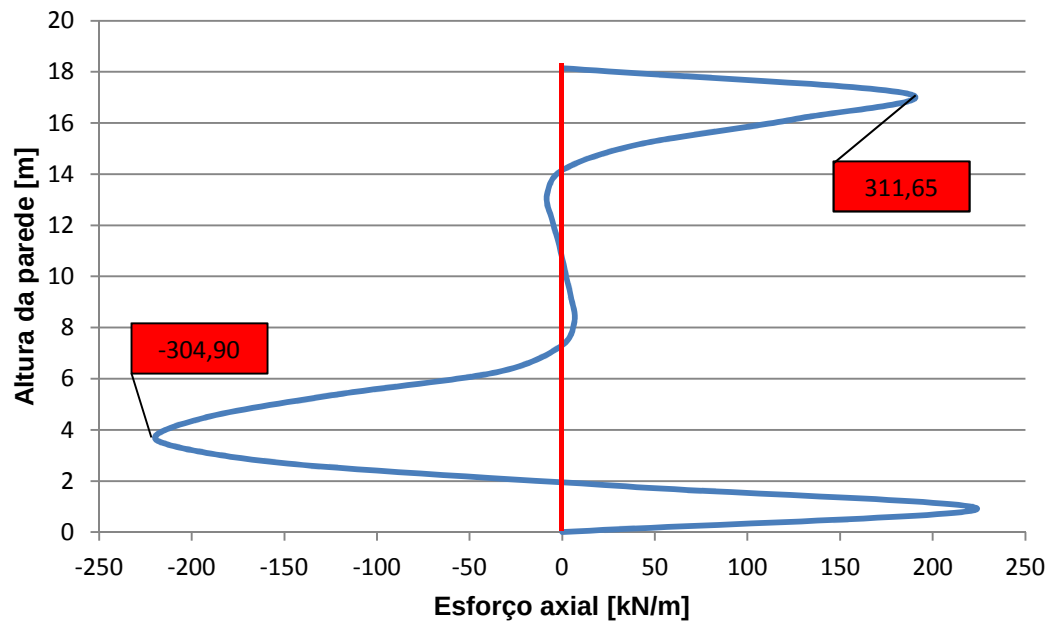


Parede do DA-1

Esforço axial de sentido vertical

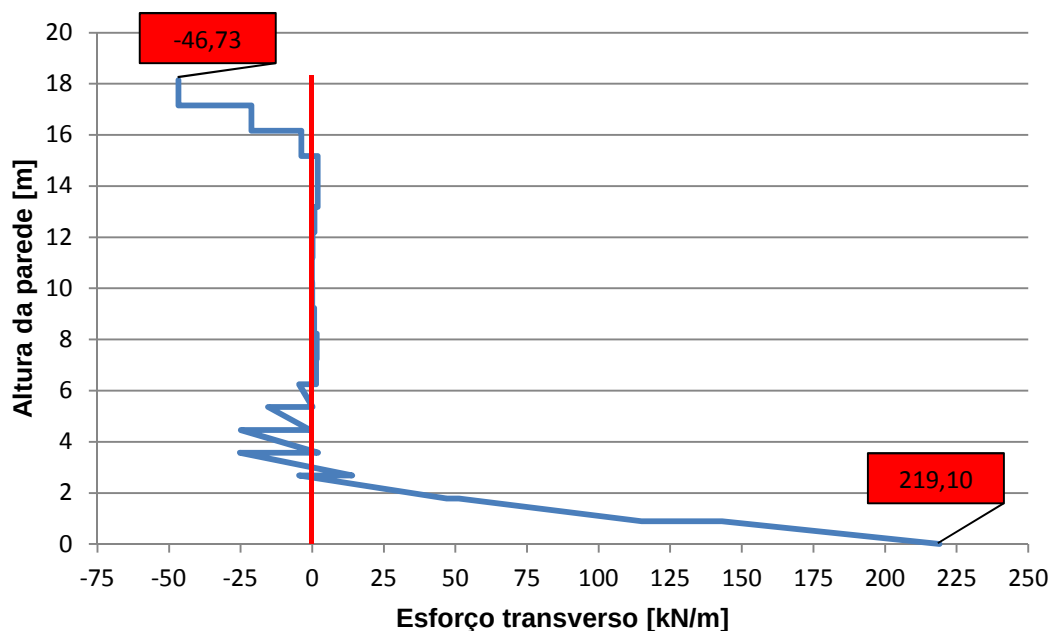


Esforço axial de sentido circunferencial

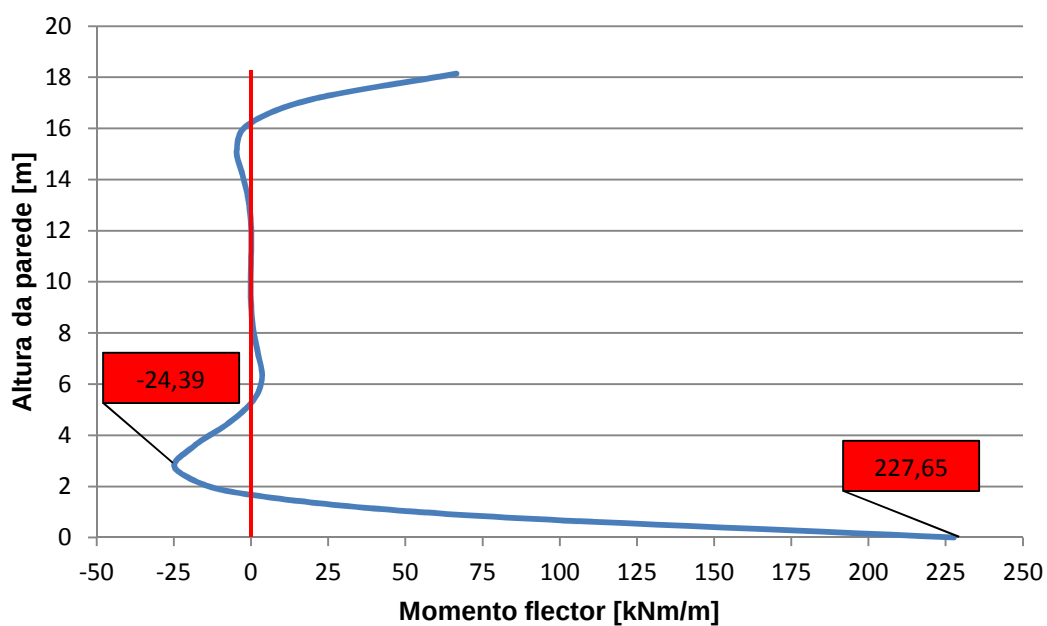


Parede do DA-1

Esforço transverso

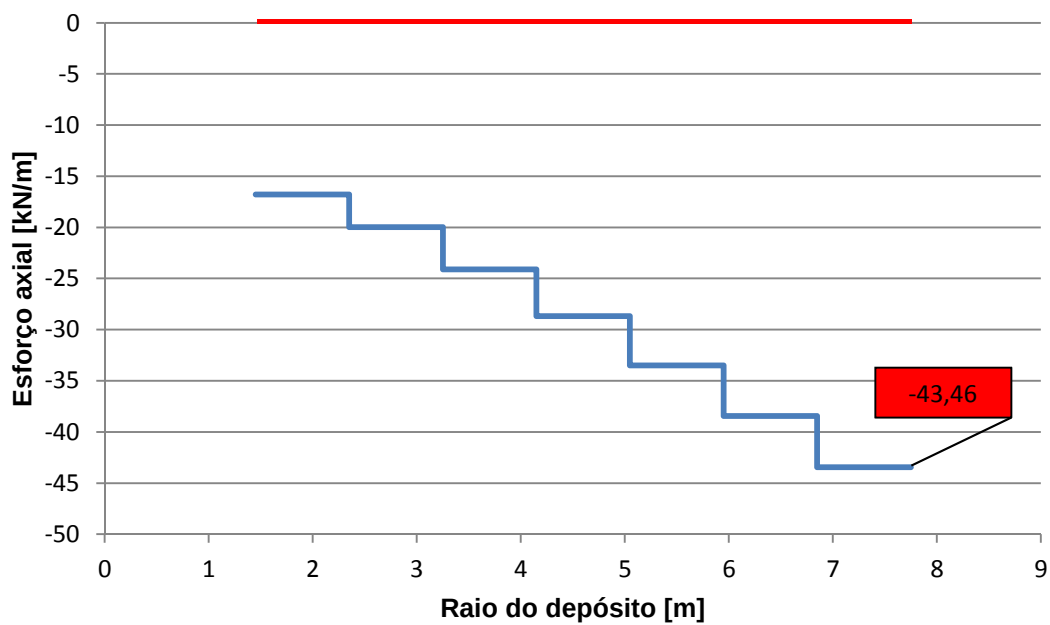


Momento flector



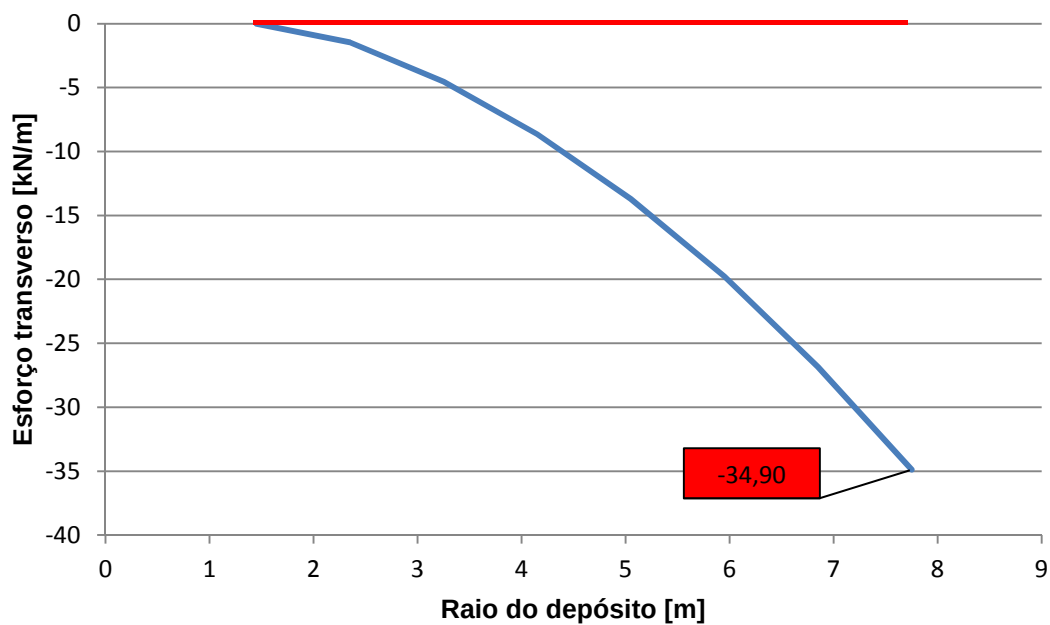
Laje de cobertura do DA-1

Esforço axial de sentido radial

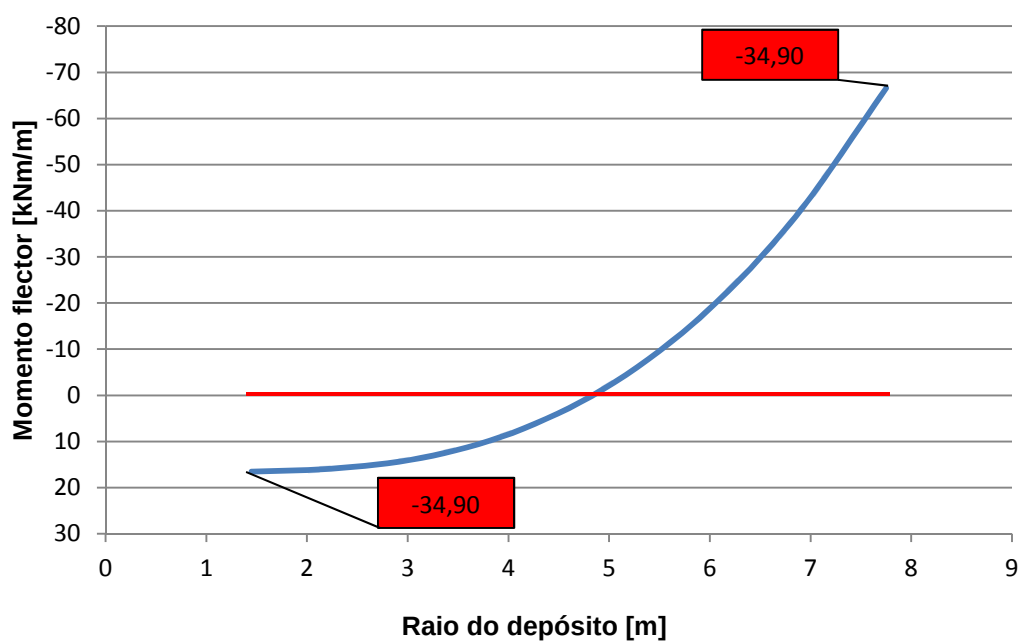


Laje de cobertura do DA-1

Esforço transversal



Momento flector



Anexo A.3

EVOLUÇÃO DA RETRACÇÃO DO BETÃO DA PAREDE DO DA-1 NO PERÍODO DE UM ANO

Os cálculos das extensões de retracção apresentadas no presente anexo, foram realizados de acordo com o disposto na secção 3.1.4 e no Anexo B da norma NP EN 1992-1-1 (2010). As referidas extensões são referentes a uma secção de betão de $0,50 \times 1,00 \text{ m}^2$ exposta a uma humidade relativa ambiente de 80%.

Quadro A.3.1 – Dados base para o cálculo da extensão total de retracção

$\varepsilon_{ca}(\infty) [\text{‰}]$	k_h	α_{ds1}	α_{ds2}	β_{RH}	$\varepsilon_{cd,0} [\text{‰}]$	h_0 [mm]
0,0625	0,725	4,000	0,120	0,756	0,253	400,000

Quadro A.3.2 – Evolução da retracção do betão da parede do DA-1 no período de um ano

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t) [\text{‰}]$	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t) [\text{‰}]$	$\varepsilon_{cs}(t) [\text{‰}]$
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	0,181	0,011	0,000	0,000	0,011
2	0,246	0,015	0,000	0,000	0,015
3	0,293	0,018	0,000	0,000	0,018
4	0,330	0,021	0,000	0,000	0,021
5	0,361	0,023	0,000	0,000	0,023
6	0,387	0,024	0,003	0,001	0,025
7	0,411	0,026	0,006	0,001	0,027
8	0,432	0,027	0,009	0,002	0,029
9	0,451	0,028	0,012	0,002	0,030
10	0,469	0,029	0,015	0,003	0,032
11	0,485	0,030	0,018	0,003	0,034
12	0,500	0,031	0,021	0,004	0,035
13	0,514	0,032	0,024	0,004	0,037
14	0,527	0,033	0,027	0,005	0,038
15	0,539	0,034	0,030	0,006	0,039
16	0,551	0,034	0,033	0,006	0,041
17	0,562	0,035	0,036	0,007	0,042
18	0,572	0,036	0,039	0,007	0,043
19	0,582	0,036	0,042	0,008	0,044
20	0,591	0,037	0,045	0,008	0,045
21	0,600	0,038	0,048	0,009	0,046
22	0,609	0,038	0,050	0,009	0,047
23	0,617	0,039	0,053	0,010	0,048
24	0,625	0,039	0,056	0,010	0,049
25	0,632	0,040	0,059	0,011	0,050
26	0,639	0,040	0,062	0,011	0,051

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
27	0,646	0,040	0,064	0,012	0,052
28	0,653	0,041	0,067	0,012	0,053
29	0,659	0,041	0,070	0,013	0,054
30	0,666	0,042	0,072	0,013	0,055
31	0,672	0,042	0,075	0,014	0,056
32	0,677	0,042	0,078	0,014	0,057
33	0,683	0,043	0,080	0,015	0,057
34	0,688	0,043	0,083	0,015	0,058
35	0,694	0,043	0,086	0,016	0,059
36	0,699	0,044	0,088	0,016	0,060
37	0,704	0,044	0,091	0,017	0,061
38	0,709	0,044	0,093	0,017	0,061
39	0,713	0,045	0,096	0,018	0,062
40	0,718	0,045	0,099	0,018	0,063
41	0,722	0,045	0,101	0,019	0,064
42	0,726	0,045	0,104	0,019	0,064
43	0,731	0,046	0,106	0,019	0,065
44	0,735	0,046	0,109	0,020	0,066
45	0,739	0,046	0,111	0,020	0,067
46	0,742	0,046	0,114	0,021	0,067
47	0,746	0,047	0,116	0,021	0,068
48	0,750	0,047	0,118	0,022	0,069
49	0,753	0,047	0,121	0,022	0,069
50	0,757	0,047	0,123	0,023	0,070
51	0,760	0,048	0,126	0,023	0,071
52	0,764	0,048	0,128	0,024	0,071
53	0,767	0,048	0,130	0,024	0,072
54	0,770	0,048	0,133	0,024	0,073
55	0,773	0,048	0,135	0,025	0,073
56	0,776	0,049	0,137	0,025	0,074
57	0,779	0,049	0,140	0,026	0,074
58	0,782	0,049	0,142	0,026	0,075
59	0,785	0,049	0,144	0,027	0,076
60	0,788	0,049	0,147	0,027	0,076
61	0,790	0,049	0,149	0,027	0,077
62	0,793	0,050	0,151	0,028	0,077
63	0,796	0,050	0,153	0,028	0,078
64	0,798	0,050	0,156	0,029	0,078
65	0,801	0,050	0,158	0,029	0,079
66	0,803	0,050	0,160	0,029	0,080

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
67	0,805	0,050	0,162	0,030	0,080
68	0,808	0,050	0,164	0,030	0,081
69	0,810	0,051	0,167	0,031	0,081
70	0,812	0,051	0,169	0,031	0,082
71	0,815	0,051	0,171	0,031	0,082
72	0,817	0,051	0,173	0,032	0,083
73	0,819	0,051	0,175	0,032	0,083
74	0,821	0,051	0,177	0,033	0,084
75	0,823	0,051	0,179	0,033	0,084
76	0,825	0,052	0,182	0,033	0,085
77	0,827	0,052	0,184	0,034	0,085
78	0,829	0,052	0,186	0,034	0,086
79	0,831	0,052	0,188	0,034	0,086
80	0,833	0,052	0,190	0,035	0,087
81	0,835	0,052	0,192	0,035	0,087
82	0,837	0,052	0,194	0,036	0,088
83	0,838	0,052	0,196	0,036	0,088
84	0,840	0,053	0,198	0,036	0,089
85	0,842	0,053	0,200	0,037	0,089
86	0,844	0,053	0,202	0,037	0,090
87	0,845	0,053	0,204	0,037	0,090
88	0,847	0,053	0,206	0,038	0,091
89	0,848	0,053	0,208	0,038	0,091
90	0,850	0,053	0,210	0,039	0,092
91	0,852	0,053	0,212	0,039	0,092
92	0,853	0,053	0,214	0,039	0,093
93	0,855	0,053	0,216	0,040	0,093
94	0,856	0,054	0,218	0,040	0,093
95	0,858	0,054	0,220	0,040	0,094
96	0,859	0,054	0,221	0,041	0,094
97	0,861	0,054	0,223	0,041	0,095
98	0,862	0,054	0,225	0,041	0,095
99	0,863	0,054	0,227	0,042	0,096
100	0,865	0,054	0,229	0,042	0,096
101	0,866	0,054	0,231	0,042	0,097
102	0,867	0,054	0,233	0,043	0,097
103	0,869	0,054	0,234	0,043	0,097
104	0,870	0,054	0,236	0,043	0,098
105	0,871	0,054	0,238	0,044	0,098

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
106	0,872	0,055	0,240	0,044	0,099
107	0,874	0,055	0,242	0,044	0,099
108	0,875	0,055	0,243	0,045	0,099
109	0,876	0,055	0,245	0,045	0,100
110	0,877	0,055	0,247	0,045	0,100
111	0,878	0,055	0,249	0,046	0,101
112	0,880	0,055	0,251	0,046	0,101
113	0,881	0,055	0,252	0,046	0,101
114	0,882	0,055	0,254	0,047	0,102
115	0,883	0,055	0,256	0,047	0,102
116	0,884	0,055	0,258	0,047	0,103
117	0,885	0,055	0,259	0,048	0,103
118	0,886	0,055	0,261	0,048	0,103
119	0,887	0,055	0,263	0,048	0,104
120	0,888	0,056	0,264	0,049	0,104
121	0,889	0,056	0,266	0,049	0,104
122	0,890	0,056	0,268	0,049	0,105
123	0,891	0,056	0,269	0,049	0,105
124	0,892	0,056	0,271	0,050	0,106
125	0,893	0,056	0,273	0,050	0,106
126	0,894	0,056	0,274	0,050	0,106
127	0,895	0,056	0,276	0,051	0,107
128	0,896	0,056	0,278	0,051	0,107
129	0,897	0,056	0,279	0,051	0,107
130	0,898	0,056	0,281	0,052	0,108
131	0,899	0,056	0,283	0,052	0,108
132	0,900	0,056	0,284	0,052	0,108
133	0,900	0,056	0,286	0,052	0,109
134	0,901	0,056	0,287	0,053	0,109
135	0,902	0,056	0,289	0,053	0,109
136	0,903	0,056	0,290	0,053	0,110
137	0,904	0,056	0,292	0,054	0,110
138	0,905	0,057	0,294	0,054	0,110
139	0,905	0,057	0,295	0,054	0,111
140	0,906	0,057	0,297	0,054	0,111
141	0,907	0,057	0,298	0,055	0,111
142	0,908	0,057	0,300	0,055	0,112
143	0,909	0,057	0,301	0,055	0,112

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
144	0,909	0,057	0,303	0,056	0,112
145	0,910	0,057	0,304	0,056	0,113
146	0,911	0,057	0,306	0,056	0,113
147	0,912	0,057	0,307	0,056	0,113
148	0,912	0,057	0,309	0,057	0,114
149	0,913	0,057	0,310	0,057	0,114
150	0,914	0,057	0,312	0,057	0,114
151	0,914	0,057	0,313	0,058	0,115
152	0,915	0,057	0,315	0,058	0,115
153	0,916	0,057	0,316	0,058	0,115
154	0,916	0,057	0,318	0,058	0,116
155	0,917	0,057	0,319	0,059	0,116
156	0,918	0,057	0,321	0,059	0,116
157	0,918	0,057	0,322	0,059	0,117
158	0,919	0,057	0,323	0,059	0,117
159	0,920	0,057	0,325	0,060	0,117
160	0,920	0,058	0,326	0,060	0,117
161	0,921	0,058	0,328	0,060	0,118
162	0,922	0,058	0,329	0,060	0,118
163	0,922	0,058	0,331	0,061	0,118
164	0,923	0,058	0,332	0,061	0,119
165	0,923	0,058	0,333	0,061	0,119
166	0,924	0,058	0,335	0,061	0,119
167	0,925	0,058	0,336	0,062	0,120
168	0,925	0,058	0,337	0,062	0,120
169	0,926	0,058	0,339	0,062	0,120
170	0,926	0,058	0,340	0,062	0,120
171	0,927	0,058	0,342	0,063	0,121
172	0,927	0,058	0,343	0,063	0,121
173	0,928	0,058	0,344	0,063	0,121
174	0,929	0,058	0,346	0,063	0,121
175	0,929	0,058	0,347	0,064	0,122
176	0,930	0,058	0,348	0,064	0,122
177	0,930	0,058	0,350	0,064	0,122
178	0,931	0,058	0,351	0,064	0,123
179	0,931	0,058	0,352	0,065	0,123
180	0,932	0,058	0,354	0,065	0,123
181	0,932	0,058	0,355	0,065	0,123
182	0,933	0,058	0,356	0,065	0,124
183	0,933	0,058	0,357	0,066	0,124

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
184	0,934	0,058	0,359	0,066	0,124
185	0,934	0,058	0,360	0,066	0,124
186	0,935	0,058	0,361	0,066	0,125
187	0,935	0,058	0,363	0,067	0,125
188	0,936	0,058	0,364	0,067	0,125
189	0,936	0,059	0,365	0,067	0,126
190	0,937	0,059	0,366	0,067	0,126
191	0,937	0,059	0,368	0,068	0,126
192	0,937	0,059	0,369	0,068	0,126
193	0,938	0,059	0,370	0,068	0,127
194	0,938	0,059	0,371	0,068	0,127
195	0,939	0,059	0,373	0,068	0,127
196	0,939	0,059	0,374	0,069	0,127
197	0,940	0,059	0,375	0,069	0,128
198	0,940	0,059	0,376	0,069	0,128
199	0,940	0,059	0,377	0,069	0,128
200	0,941	0,059	0,379	0,070	0,128
201	0,941	0,059	0,380	0,070	0,129
202	0,942	0,059	0,381	0,070	0,129
203	0,942	0,059	0,382	0,070	0,129
204	0,943	0,059	0,383	0,070	0,129
205	0,943	0,059	0,385	0,071	0,130
206	0,943	0,059	0,386	0,071	0,130
207	0,944	0,059	0,387	0,071	0,130
208	0,944	0,059	0,388	0,071	0,130
209	0,944	0,059	0,389	0,071	0,131
210	0,945	0,059	0,390	0,072	0,131
211	0,945	0,059	0,392	0,072	0,131
212	0,946	0,059	0,393	0,072	0,131
213	0,946	0,059	0,394	0,072	0,131
214	0,946	0,059	0,395	0,073	0,132
215	0,947	0,059	0,396	0,073	0,132
216	0,947	0,059	0,397	0,073	0,132
217	0,947	0,059	0,398	0,073	0,132
218	0,948	0,059	0,400	0,073	0,133
219	0,948	0,059	0,401	0,074	0,133
220	0,949	0,059	0,402	0,074	0,133
221	0,949	0,059	0,403	0,074	0,133
222	0,949	0,059	0,404	0,074	0,134
223	0,950	0,059	0,405	0,074	0,134

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
224	0,950	0,059	0,406	0,075	0,134
225	0,950	0,059	0,407	0,075	0,134
226	0,951	0,059	0,409	0,075	0,134
227	0,951	0,059	0,410	0,075	0,135
228	0,951	0,059	0,411	0,075	0,135
229	0,952	0,059	0,412	0,076	0,135
230	0,952	0,059	0,413	0,076	0,135
231	0,952	0,060	0,414	0,076	0,136
232	0,952	0,060	0,415	0,076	0,136
233	0,953	0,060	0,416	0,076	0,136
234	0,953	0,060	0,417	0,077	0,136
235	0,953	0,060	0,418	0,077	0,136
236	0,954	0,060	0,419	0,077	0,137
237	0,954	0,060	0,420	0,077	0,137
238	0,954	0,060	0,421	0,077	0,137
239	0,955	0,060	0,422	0,078	0,137
240	0,955	0,060	0,423	0,078	0,137
241	0,955	0,060	0,424	0,078	0,138
242	0,955	0,060	0,425	0,078	0,138
243	0,956	0,060	0,427	0,078	0,138
244	0,956	0,060	0,428	0,079	0,138
245	0,956	0,060	0,429	0,079	0,138
246	0,957	0,060	0,430	0,079	0,139
247	0,957	0,060	0,431	0,079	0,139
248	0,957	0,060	0,432	0,079	0,139
249	0,957	0,060	0,433	0,079	0,139
250	0,958	0,060	0,434	0,080	0,139
251	0,958	0,060	0,435	0,080	0,140
252	0,958	0,060	0,436	0,080	0,140
253	0,958	0,060	0,437	0,080	0,140
254	0,959	0,060	0,438	0,080	0,140
255	0,959	0,060	0,439	0,081	0,140
256	0,959	0,060	0,440	0,081	0,141
257	0,959	0,060	0,441	0,081	0,141
258	0,960	0,060	0,442	0,081	0,141
259	0,960	0,060	0,443	0,081	0,141
260	0,960	0,060	0,443	0,081	0,141
261	0,960	0,060	0,444	0,082	0,142
262	0,961	0,060	0,445	0,082	0,142
263	0,961	0,060	0,446	0,082	0,142

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
264	0,961	0,060	0,447	0,082	0,142
265	0,961	0,060	0,448	0,082	0,142
266	0,962	0,060	0,449	0,082	0,143
267	0,962	0,060	0,450	0,083	0,143
268	0,962	0,060	0,451	0,083	0,143
269	0,962	0,060	0,452	0,083	0,143
270	0,963	0,060	0,453	0,083	0,143
271	0,963	0,060	0,454	0,083	0,144
272	0,963	0,060	0,455	0,084	0,144
273	0,963	0,060	0,456	0,084	0,144
274	0,964	0,060	0,457	0,084	0,144
275	0,964	0,060	0,458	0,084	0,144
276	0,964	0,060	0,459	0,084	0,144
277	0,964	0,060	0,459	0,084	0,145
278	0,964	0,060	0,460	0,085	0,145
279	0,965	0,060	0,461	0,085	0,145
280	0,965	0,060	0,462	0,085	0,145
281	0,965	0,060	0,463	0,085	0,145
282	0,965	0,060	0,464	0,085	0,146
283	0,965	0,060	0,465	0,085	0,146
284	0,966	0,060	0,466	0,086	0,146
285	0,966	0,060	0,467	0,086	0,146
286	0,966	0,060	0,468	0,086	0,146
287	0,966	0,060	0,468	0,086	0,146
288	0,966	0,060	0,469	0,086	0,147
289	0,967	0,060	0,470	0,086	0,147
290	0,967	0,060	0,471	0,087	0,147
291	0,967	0,060	0,472	0,087	0,147
292	0,967	0,060	0,473	0,087	0,147
293	0,967	0,060	0,474	0,087	0,147
294	0,968	0,060	0,475	0,087	0,148
295	0,968	0,060	0,475	0,087	0,148
296	0,968	0,060	0,476	0,087	0,148
297	0,968	0,061	0,477	0,088	0,148
298	0,968	0,061	0,478	0,088	0,148
299	0,969	0,061	0,479	0,088	0,148
300	0,969	0,061	0,480	0,088	0,149
301	0,969	0,061	0,481	0,088	0,149
302	0,969	0,061	0,481	0,088	0,149
303	0,969	0,061	0,482	0,089	0,149

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
304	0,969	0,061	0,483	0,089	0,149
305	0,970	0,061	0,484	0,089	0,149
306	0,970	0,061	0,485	0,089	0,150
307	0,970	0,061	0,486	0,089	0,150
308	0,970	0,061	0,486	0,089	0,150
309	0,970	0,061	0,487	0,089	0,150
310	0,970	0,061	0,488	0,090	0,150
311	0,971	0,061	0,489	0,090	0,150
312	0,971	0,061	0,490	0,090	0,151
313	0,971	0,061	0,490	0,090	0,151
314	0,971	0,061	0,491	0,090	0,151
315	0,971	0,061	0,492	0,090	0,151
316	0,971	0,061	0,493	0,091	0,151
317	0,972	0,061	0,494	0,091	0,151
318	0,972	0,061	0,494	0,091	0,152
319	0,972	0,061	0,495	0,091	0,152
320	0,972	0,061	0,496	0,091	0,152
321	0,972	0,061	0,497	0,091	0,152
322	0,972	0,061	0,498	0,091	0,152
323	0,973	0,061	0,498	0,092	0,152
324	0,973	0,061	0,499	0,092	0,152
325	0,973	0,061	0,500	0,092	0,153
326	0,973	0,061	0,501	0,092	0,153
327	0,973	0,061	0,502	0,092	0,153
328	0,973	0,061	0,502	0,092	0,153
329	0,973	0,061	0,503	0,092	0,153
330	0,974	0,061	0,504	0,093	0,153
331	0,974	0,061	0,505	0,093	0,154
332	0,974	0,061	0,505	0,093	0,154
333	0,974	0,061	0,506	0,093	0,154
334	0,974	0,061	0,507	0,093	0,154
335	0,974	0,061	0,508	0,093	0,154
336	0,974	0,061	0,508	0,093	0,154
337	0,975	0,061	0,509	0,094	0,154
338	0,975	0,061	0,510	0,094	0,155
339	0,975	0,061	0,511	0,094	0,155
340	0,975	0,061	0,511	0,094	0,155
341	0,975	0,061	0,512	0,094	0,155
342	0,975	0,061	0,513	0,094	0,155
343	0,975	0,061	0,514	0,094	0,155

t [Dias]	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$ [‰]	$\beta_{ds}(t, t_s)$	$\varepsilon_{cd}(t)$ [‰]	$\varepsilon_{cs}(t)$ [‰]
344	0,976	0,061	0,514	0,094	0,155
345	0,976	0,061	0,515	0,095	0,156
346	0,976	0,061	0,516	0,095	0,156
347	0,976	0,061	0,517	0,095	0,156
348	0,976	0,061	0,517	0,095	0,156
349	0,976	0,061	0,518	0,095	0,156
350	0,976	0,061	0,519	0,095	0,156
351	0,976	0,061	0,520	0,095	0,156
352	0,977	0,061	0,520	0,096	0,157
353	0,977	0,061	0,521	0,096	0,157
354	0,977	0,061	0,522	0,096	0,157
355	0,977	0,061	0,522	0,096	0,157
356	0,977	0,061	0,523	0,096	0,157
357	0,977	0,061	0,524	0,096	0,157
358	0,977	0,061	0,525	0,096	0,157
359	0,977	0,061	0,525	0,096	0,158
360	0,978	0,061	0,526	0,097	0,158
361	0,978	0,061	0,527	0,097	0,158
362	0,978	0,061	0,527	0,097	0,158
363	0,978	0,061	0,528	0,097	0,158
364	0,978	0,061	0,529	0,097	0,158
365	0,978	0,061	0,529	0,097	0,158

