

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS SEMI-ENTERRADOS CIRCULARES DE BETÃO ARMADO PRÉ- ESFORÇADO

JOÃO MIGUEL Giesta RAMOS

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

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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.

AGRADECIMENTOS

Aos meus Pais, Rui e Maria, irmão Mário e namorada Marta, por todo o importante apoio que souberam sempre transmitir.

Ao Prof. Abel Henriques, orientador desta tese, pela sua simpatia, disponibilidade e conhecimentos partilhados.

Ao Prof. Rui Carneiro de Barros, pela forma como soube transmitir os seus conhecimentos oportunamente.

Aos colegas de curso, Tómané, Valdir, Fábio, José Miguel, Pedro Gomes, por toda a amizade e partilha de conhecimento.

RESUMO

Neste trabalho investigam-se métodos de análise e dimensionamento de reservatórios circulares semi-enterrados de betão armado pré-esforçado, tendo em conta as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas do líquido armazenado, o efeito das deformações resultantes da retracção do betão, as pressões exteriores provenientes do solo e da eventualidade da subida do nível freático.

Procuram-se apresentar duas diferentes metodologias de análise de reservatórios: a primeira baseada numa análise simplificada com base em elementos de barra; uma outra recorrendo ao método dos elementos finitos. Este estudo permite assim avaliar a aplicabilidade de ferramentas de cálculo simples e definir recomendações para o dimensionamento mais expedito deste tipo de estruturas.

Estabelecem-se recomendações gerais para a garantia da durabilidade, definindo-se as causas e o controlo da fendilhação em reservatórios. Aborda-se o dimensionamento do pré-esforço, bem como a sua contribuição no dimensionamento da parede, onde se salienta uma atenção especial dada ao controlo da fendilhação.

É igualmente analisado o dimensionamento da laje de fundo e de cobertura e posteriormente indicados os desenhos de execução das armaduras necessárias na parede, laje de fundo e cobertura do reservatório.

Efectua-se uma avaliação da estabilidade contra a flutuação na eventualidade da subida do nível freático acima da cota da laje de fundo do reservatório.

É realizada uma avaliação simplificada da acção sísmica sobre reservatórios cilíndricos.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

PALAVRAS-CHAVE: Reservatórios Circulares, Semi-Enterrados, Dimensionamento de Betão Armado Pré-Esforçado, Fendilhação, Retracção, Método dos Elementos Finitos, Estabilidade contra a Flutuação, Resposta Sísmica de Reservatórios.

ABSTRACT

This work deals with the analysis and design methods of circular prestressed concrete and semi-buried reservoirs, considering the hydrostatic and hydrodynamic pressures of the stored liquid, the effect of deformations due to concrete shrinkage and exterior pressures due to earth and water table.

It is presented two different methodologies to analyse reservoirs: an analysis based on bar elements and the other one based on the finite element method. This revision shows the applicability of simple calculation tools and the definition of easier ways to design this kind of structures.

General recommendations are established to guarantee durability, while the cracking origin and how it is controlled in tanks are defined. The prestress design is explained, as well as its contribution to the tank wall design, where special attention is given to the cracking control.

Design aspects of the bottom and top slab are also analysed and it is detailed the design of the necessary reinforcement bars in the wall, bottom and top slab of the tank.

The evaluation of the stability against uplift, in the case of water table occurrence above the bottom slab of the tank.

A simple evaluation for seismic analysis of circular storage tanks is established.

Finally, general conclusions about the work developed are put forward.

KEYWORDS: Circular Storage Tanks, Semi-Buried, Design of Prestressed Concrete, Cracking, Shrinkage, Finite Element Method, Stability against Uplift, Seismic Response of Tanks.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DE RESERVATÓRIOS	1
1.2. CLASSIFICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS	2
1.2.1. RESERVATÓRIO DO TIPO APOIADO	5
1.2.2. RESERVATÓRIO DO TIPO ENTERRADO	5
1.2.3. RESERVATÓRIO DO TIPO SEMI-ENTERRADO	5
1.2.4. RESERVATÓRIO DO TIPO ELEVADO	5
1.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
1.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE RESERVATÓRIOS	7
1.5. TÉCNICAS DE PRÉ-ESFORÇO EM RESERVATÓRIOS	8
1.5.1. TÉCNICA DE PRÉ-ESFORÇO DE LAÇADAS (“LOOPS”) CONTÍNUAS	8
1.5.2. MECANISMO DE ANCORAGENS DE EXTREMIDADE	9
1.6. ÂMBITO DO TRABALHO	12

2. MODELOS DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO	13
2.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM RESERVATÓRIO CILÍNDRICO	13
2.2. CARACTERIZAÇÃO DO RESERVATÓRIO E DO TERRENO ENVOLVENTE	15
2.3. ACÇÕES ACTUANTES NO RESERVATÓRIO SEMI-ENTERRADO	21
2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DAS ETAPAS	21
2.3.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA DO LÍQUIDO ARMAZENADO	22
2.3.3. PESO PRÓPRIO DA LAJE DE COBERTURA	22
2.3.4. RETRACÇÃO DO BETÃO	23
2.3.5. PRÉ-ESFORÇO	25
2.3.6. ACÇÃO DO SOLO NA PAREDE DO RESERVATÓRIO	26
2.3.7. SUBIDA DO NÍVEL FREÁTICO	28

2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS RECORRENDO A UM PROGRAMA DE PÓRTICOS PLANOS

.....	29
2.4.1. ESFORÇOS DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA.....	35
2.4.1.1. Deformada.....	35
2.4.1.2. Diagramas de esforços da parede	36
2.4.1.3. Diagramas de esforços na laje de fundo	38
2.4.2. ESFORÇOS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA LAJE DE COBERTURA	39
2.4.2.1. Deformada.....	39
2.4.2.2. Diagramas de esforços na laje de cobertura.....	40
2.4.2.3. Diagramas de esforços na parede	41
2.4.3. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA PAREDE.....	42
2.4.3.1. Deformada.....	42
2.4.3.2. Diagramas de esforços na parede	43
2.4.3.3. Diagramas de esforços na laje de fundo	44
2.4.4. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA LAJE DE COBERTURA	45
2.4.4.1. Deformada.....	45
2.4.4.2. Diagramas de esforços na parede	45
2.4.5. ESFORÇOS DEVIDO AO PRÉ-ESFORÇO	46
2.4.5.1. Deformada.....	47
2.4.5.2. Diagramas de esforços na parede	47
2.4.5.3. Diagramas de esforços na laje de fundo.....	48
2.4.6. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DE SOLO LATERAL.....	50
2.4.6.1. Deformada.....	50
2.4.6.2. Diagramas de esforços na parede	50
2.4.6.3. Diagramas de esforços na laje de fundo	51
2.4.7. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DO NÍVEL FREÁTICO NA SUPERFÍCIE E DE SOLO LATERAL.....	53
2.4.7.1. Deformada.....	53
2.4.7.2. Diagramas de esforços na parede	53
2.4.7.3. Diagramas de esforços na laje de fundo	54
2.4.8. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA APOIADO E CHEIO.....	55
2.4.8.1. Diagrama de esforços na parede (sem pré-esforço).....	56
2.4.8.2. Diagramas de esforços na laje de fundo (sem pré-esforço)	57
2.4.8.3. Diagramas de esforços na parede (com pré-esforço).....	58

2.4.8.4. Diagramas de esforços na laje de fundo (com pré-esforço)	59
2.4.9. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA SEMI-ENTERRADO E VAZIO	60
2.4.9.1. Diagrama de esforços na parede	60
2.4.9.2. Diagramas de esforços na laje de fundo.....	61
2.4.10. ENVOLVENTE DE ESFORÇOS.....	63
2.4.10.1. Parede	63
2.4.10.2. Laje de fundo.....	64
2.5. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA PAREDE COM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	65
2.5.1. ESFORÇOS DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA.....	66
2.5.1.1. Deformada.....	66
2.5.1.2. Diagramas de esforços da parede	67
2.5.1.3. Diagramas de esforços na laje de fundo.....	68
2.5.2. ESFORÇOS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA LAJE DE COBERTURA	69
2.5.2.1. Deformada.....	69
2.5.2.2. Diagramas de esforços na laje de cobertura	69
2.5.2.3. Diagramas de esforços na parede	70
2.5.3. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA PAREDE	71
2.5.3.1. Deformada.....	71
2.5.3.2. Diagramas de esforços na parede	72
2.5.3.3. Diagramas de esforços na laje de fundo.....	73
2.5.4. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA LAJE DE COBERTURA.....	74
2.5.4.1. Deformada.....	74
2.5.4.2. Diagramas de esforços na parede	74
2.5.5. ESFORÇOS DEVIDO AO PRÉ-ESFORÇO	76
2.5.5.1. Deformada.....	76
2.5.5.2. Diagramas de esforços na parede	76
2.5.5.3. Diagramas de esforços na laje de fundo.....	77
2.5.6. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DE SOLO LATERAL.....	79
2.5.6.1. Deformada.....	79
2.5.6.2. Diagramas de esforços na parede	79
2.5.6.3. Diagramas de esforços na laje de fundo.....	80
2.5.7. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DO NÍVEL FREÁTICO NA SUPERFÍCIE E DE SOLO LATERAL.....	82
2.5.7.1. Deformada.....	82

2.5.7.2. Diagramas de esforços na parede	82
2.5.7.3. Diagramas de esforços na laje de fundo	83
2.5.8. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA APOIADO E CHEIO.....	84
2.5.8.1. Diagrama de esforços na parede (sem pré-esforço).....	84
2.5.8.2. Diagramas de esforços na laje de fundo (sem pré-esforço)	85
2.5.8.3. Diagramas de esforços na parede (com pré-esforço).....	86
2.5.8.4. Diagramas de esforços na laje de fundo (com pré-esforço)	87
2.5.9. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA SEMI-ENTERRADO E VAZIO	88
2.5.9.1. Diagrama de esforços na parede	88
2.5.9.2. Diagramas de esforços na laje de fundo	89
2.5.10. ENVOLVENTE DE ESFORÇOS.....	91
2.5.10.1. Parede	91
2.5.10.2. Laje de fundo	92
2.6. CONCLUSÃO.....	93

3. DURABILIDADE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO – DIMENSIONAMENTO DA PAREDE	95
3.1. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A GARANTIA DE DURABILIDADE	95
3.2. CAUSAS E CONTROLO DA FENDILHAÇÃO	96
3.3. DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO NA PAREDE DO RESERVATÓRIO	97
3.3.1. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	98
3.3.2. LIMITAÇÃO DE TENSÕES	101
3.3.2.1. Limitação da tensão no betão	101
3.3.2.2. Limitação da tensão no pré-esforço	104
3.3.3. POSICIONAMENTO VERTICAL DOS CORDÕES DE PRÉ-ESFORÇO	104
3.4. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO CIRCUNFERENCIAL	105
3.5. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO RADIAL	106
3.6. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS E ABERTURA DE FENDAS	109
3.6.1. ARMADURAS MÍNIMAS	109
3.6.2. ABERTURA DE FENDAS	110
3.6.2.1. Cálculo da armadura vertical para controlo de fendilhação	113
3.6.2.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo da fendilhação	114

3.7. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO	115
3.8. LIMITAÇÃO DAS TENSÕES NO BETÃO	117

4. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE FUNDO E DE COBERTURA DO RESERVATÓRIO 119

4.1. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE FUNDO	119
4.1.1. QUANTIFICAÇÃO DO NÚMERO E DISPOSIÇÃO DE ESTACAS	119
4.1.2. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS CIRCUNFERENCIAIS.....	121
4.1.3. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS RADIAIS	122
4.1.4. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS	122
4.1.5. CÁLCULO DE ABERTURA DE FENDAS.....	123
4.1.5.1. Cálculo da armadura radial para controlo de fendilhação	123
4.1.5.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo de fendilhação	123
4.1.6. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	124
4.2. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE COBERTURA	125
4.2.1. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS CIRCUNFERENCIAIS.....	125
4.2.2. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS RADIAIS	125
4.2.3. ARMADURAS MÍNIMAS	126
4.2.4. ABERTURA DE FENDAS.....	126
4.2.4.1. Cálculo da armadura radial para controlo de fendilhação	126
4.2.4.2. Cálculo da armadura circunferencial para controlo de fendilhação	126
4.2.5. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	127

5. DESENHOS DE EXECUÇÃO DAS ARMADURAS 129

6. ESTABILIDADE CONTRA A FLUTUAÇÃO 133

6.1. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO VERTICAL DE DESESTABILIZAÇÃO	135
6.2. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO VERTICAL DE ESTABILIZAÇÃO	135
6.2.1. ACÇÃO DO PESO PRÓPRIO	136
6.2.2. ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA AO DESLIZAMENTO DEVIDO AO ATRITO LATERAL	136
6.2.2.1. Aplicando coeficientes parciais às propriedades do solo	136
6.2.2.2. Aplicando coeficiente parcial à resistência do solo.....	137
6.2.2.3. Tratar o coeficiente parcial do ângulo de atrito do solo como um factor de resistência	138

6.2.2.4. Conclusão sobre a afectação da resistência ao deslizamento	139
---	-----

6.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO	139
--	------------

7. AVALIAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA SOBRE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS

7.1. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	141
--	------------

7.1.1. IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE SOLO	141
--	-----

7.1.2. ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO	142
--	-----

7.1.3. ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL.....	143
--	-----

7.1.4. CASO DO RESERVATÓRIO EM ESTUDO	144
---	-----

7.2. INTERACÇÃO RESERVATÓRIO - LÍQUIDO ARMAZENADO	146
--	------------

7.2.1. INTRODUÇÃO	146
-------------------------	-----

7.2.2. MODELO DE ANÁLISE DINÂMICA	147
---	-----

7.2.2.1. Propriedades do modelo	148
---------------------------------------	-----

7.2.2.2. Respostas sísmicas.....	149
----------------------------------	-----

7.3. IMPULSO DINÂMICO DEVIDO AO INCREMENTO DE PRESSÃO DO SOLO	152
--	------------

7.4. IMPULSO HIDRODINÂMICO DEVIDO À EXISTÊNCIA DE ÁGUA NO MACIÇO	153
---	------------

7.5. COMBINAÇÃO SÍSMICA	154
--------------------------------------	------------

7.5.1. COMBINAÇÃO DE MOMENTO FLECTOR MÁXIMO	154
---	-----

7.5.2. COMBINAÇÃO DE ESFORÇO TRANSVERSO MÁXIMO	155
--	-----

7.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA PAREDE	155
--	------------

7.6.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO	155
---	-----

7.6.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO	156
---	-----

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. CONCLUSÕES	159
------------------------------	------------

8.2. SUGESTÕES PARA A CONTINUAÇÃO DO ESTUDO	160
--	------------

BIBLIOGRAFIA	161
---------------------------	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Exemplo de E.T.A.R.s e E.T.A.s.	1
Fig. 1.2 – Exemplo de um reservatório enterrado.	3
Fig. 1.3 – Reservatório semi-enterrado, Etar de Miranda do Corvo.	3
Fig. 1.4 – Exemplo de reservatório apoiado	4
Fig. 1.5 – Exemplo de reservatório elevado.	4
Fig. 1.6 – Reservatórios enterrados de secção variável.	4
Fig. 1.7 – Cobertura cónica.	6
Fig. 1.8 – Cobertura esférica.	6
Fig. 1.9 – Cobertura elíptica.	6
Fig. 1.10 – Forma trepante.	7
Fig. 1.11 – Forma deslizante.	7
Fig. 1.12 – Novelo mecânico rotativo, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	8
Fig. 1.13 – “Máquina de fiação” do pré-esforço num reservatório, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	9
Fig. 1.14 – Grampos para reter a tensão necessária, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	9
Fig. 1.15 – Extremidade passiva em forma de cogumelo, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	10
Fig. 1.16 – Extremidade passiva em bolbo de amarração.	10
Fig. 1.17 – Ancoragem de extremidade – sistema de Magnel, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	11
Fig. 1.18 – Ancoragem com cunha central (Cone de Freyssinet), adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	11
Fig. 1.19 – Ancoragem com cunhas nervuradas, adaptado de <i>Chi e Biberstein (1963)</i>	11
Fig. 2.1 – Esforços num elemento de casca.	14
Fig. 2.2 – Caracterização geotécnica.	16
Fig. 2.3 – Pressão aplicada sobre uma fundação e respectivo deslocamento do solo.	16
Fig. 2.4 – Modelo proposto por Winkler.	17
Fig. 2.5 – Correlações entre q_c e N_{SPT} em função da granulometria do solo.	18
Fig. 2.6 – Coeficientes de winkler, consoante a largura da base.	19
Fig. 2.7 – Após escavação – Situação de reservatório apoiado.	21
Fig. 2.8 – Acção da pressão hidrostática do líquido armazenado (água).	22
Fig. 2.9 – Acção do peso próprio da laje de cobertura.	22
Fig. 2.10 – Efeito da retracção na parede do reservatório.	24
Fig. 2.11 – Acção de um cordão de pré-esforço na parede do reservatório.	25
Fig. 2.12 – Coeficientes de segurança parciais para acções e parâmetros do terreno	26

Fig. 2.13 – Acção do solo sobre a parede do reservatório.....	27
Fig. 2.14 – Acção da água existente no solo sobre o reservatório..	28
Fig. 2.15 – Pressão hidrostática sobre a parede do reservatório..	29
Fig. 2.16 – Forças N_θ desenvolvidas devido à pressão hidrostática num reservatório cilíndrico.....	29
Fig. 2.17 – Comportamento de “viga sobre fundação elástica”	30
Fig. 2.18 – Modelo estrutural adoptar na parede do reservatório..	30
Fig. 2.19 – Esforço circunferencial, N_θ , e deflexão, w , gerados num tubo devido à pressão aplicada, p ..	30
Fig. 2.20 – Faixa representativa de um metro de parede..	31
Fig. 2.21 – Simulação da rigidez dos anéis através de molas e aplicação da pressão hidrostática..	33
Fig. 2.22 – Simulação de retracção do betão através de assentamentos de apoio..	34
Fig. 2.23 – Simulação da retracção da laje de cobertura através de um deslocamento horizontal.....	34
Fig. 2.24 – Deformada do reservatório devido à Pressão Hidrostática.....	35
Fig. 2.25 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede..	36
Fig. 2.26 – Diagrama de momento flector radial na parede..	36
Fig. 2.27 – Diagrama de momento flector circunferencial na parede..	37
Fig. 2.28 – Efeito do coeficiente de poisson.....	37
Fig. 2.29 – Diagrama de esforços transversos na parede..	37
Fig. 2.30 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo.....	38
Fig. 2.31 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	38
Fig. 2.32 – Diagrama de esforço transversos na laje de fundo.....	39
Fig. 2.33 – Deformada do reservatório devido ao peso próprio da laje de cobertura.....	39
Fig. 2.34 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de cobertura..	40
Fig. 2.35 – Diagrama de momento flector radial na laje de cobertura..	40
Fig. 2.36 – Diagrama de esforço transversos na laje de cobertura..	41
Fig. 2.37 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede..	41
Fig. 2.38 – Diagrama de momento flector radial na parede..	41
Fig. 2.39 – Diagrama de esforço transversos na parede..	42
Fig. 2.40 – Deformada do reservatório devido à retracção da parede.....	42
Fig. 2.41 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede..	43
Fig. 2.42 – Diagrama de momento flector radial na parede..	43
Fig. 2.43 – Diagrama de esforço transversos na parede..	43
Fig. 2.44 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo.....	44
Fig. 2.45 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	44

Fig. 2.46 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	44
Fig. 2.47 – Deformada do reservatório devido à retracção da laje de cobertura.....	45
Fig. 2.48 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	45
Fig. 2.49 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	46
Fig. 2.50 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	46
Fig. 2.51 – Deformada do reservatório devido ao pré-esforço..	47
Fig. 2.52 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	47
Fig. 2.53 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	48
Fig. 2.54 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	48
Fig. 2.55 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo..	48
Fig. 2.56 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	49
Fig. 2.57 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	49
Fig. 2.58 – Deformada do reservatório devido à acção do solo lateral.....	50
Fig. 2.59 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	50
Fig. 2.60 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	51
Fig. 2.61 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	51
Fig. 2.62 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo..	51
Fig. 2.63 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	52
Fig. 2.64 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	52
Fig. 2.65 – Deformada do reservatório devido à acção do solo e da subida do nível freático..	53
Fig. 2.66 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	53
Fig. 2.67 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	54
Fig. 2.68 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	54
Fig. 2.69 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo..	54
Fig. 2.70 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	55
Fig. 2.71 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	55
Fig. 2.72 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura}) na Parede	56
Fig. 2.73 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura}) na Parede.....	56
Fig. 2.74 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura}) na Parede.....	56
Fig. 2.75 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.....	57
Fig. 2.76 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo..	57
Fig. 2.77 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.....	57
Fig. 2.78 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura} +Pré-Esforço) na Parede	58

Fig. 2.79 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura} .+Pré-Esforço) na Parede.....	58
Fig. 2.80 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura} .+Pré-Esforço) na Parede.....	58
Fig. 2.81 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.....	59
Fig. 2.82 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.....	59
Fig. 2.83 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.....	59
Fig. 2.84 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.....	60
Fig. 2.85 – Diagrama de momento flector radial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.....	60
Fig. 2.86 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retracção+Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.....	61
Fig. 2.87 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.....	61
Fig. 2.88 – Diagrama de momentos flectores radiais (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo	61
Fig. 2.89 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.....	62
Fig. 2.90 – Envolvente de esforço axial e circunferencial na Parede	63
Fig. 2.91 – Envolvente de momento flector radial na Parede	63
Fig. 2.92 – Envolvente de esforço transverso na Parede	63
Fig. 2.93 – Envolvente de esforço axial e circunferencial na Laje de Fundo	64
Fig. 2.94 – Envolvente de momento flector radial na Parede	64
Fig. 2.95 – Envolvente de esforço transverso na Laje de Fundo	64
Fig. 2.96 – Geometria do elemento PLANE82	65
Fig. 2.97 – Modelação do reservatório através de elementos finitos	66
Fig. 2.98 – Deformada do reservatório devido à Pressão Hidrostática.....	66
Fig. 2.99 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	67
Fig. 2.100 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	67
Fig. 2.101 – Diagrama de esforços transversos na parede.....	67
Fig. 2.102 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo.....	68
Fig. 2.103 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo.....	68
Fig. 2.104 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo.....	68
Fig. 2.105 – Deformada do reservatório devido ao peso próprio da laje de cobertura.....	69

Fig. 2.106 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de cobertura..	69
Fig. 2.107 – Diagrama de momento flector radial na laje de cobertura..	70
Fig. 2.108 – Diagrama de esforço transverso na laje de cobertura..	70
Fig. 2.109 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	70
Fig. 2.110 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	71
Fig. 2.111 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	71
Fig. 2.112 – Deformada do reservatório devido à retracção da parede..	71
Fig. 2.113 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	72
Fig. 2.114 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	72
Fig. 2.115 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	72
Fig. 2.116 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo..	73
Fig. 2.117 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	73
Fig. 2.118 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	73
Fig. 2.119 – Deformada do reservatório devido à retracção da laje de cobertura.....	74
Fig. 2.120 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	74
Fig. 2.121 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	75
Fig. 2.122 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	75
Fig. 2.123 – Deformada do reservatório devido ao pré-esforço..	76
Fig. 2.124 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	76
Fig. 2.125 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	77
Fig. 2.126 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	77
Fig. 2.127 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo..	77
Fig. 2.128 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	78
Fig. 2.129 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	78
Fig. 2.130 – Deformada do reservatório devido à acção do solo lateral..	79
Fig. 2.131 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	79
Fig. 2.132 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	80
Fig. 2.133 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	80
Fig. 2.134 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo..	80
Fig. 2.135 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	81
Fig. 2.136 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo..	81
Fig. 2.137 – Deformada do reservatório devido à acção do solo e da subida do nível freático..	82
Fig. 2.138 – Diagrama de esforço axial circunferencial na parede.....	82

Fig. 2.139 – Diagrama de momento flector radial na parede.....	83
Fig. 2.140 – Diagrama de esforço transverso na parede.....	83
Fig. 2.141 – Diagrama de esforço axial circunferencial na laje de fundo.....	83
Fig. 2.142 – Diagrama de momento flector radial na laje de fundo..	84
Fig. 2.143 – Diagrama de esforço transverso na laje de fundo.....	84
Fig. 2.144 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura}) na Parede	84
Fig. 2.145 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura}) na Parede..	85
Fig. 2.146 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura}) na Parede..	85
Fig. 2.147 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo..	85
Fig. 2.148 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo..	86
Fig. 2.149 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo..	86
Fig. 2.150 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura} +Pré-Esforço) na Parede	86
Fig. 2.151 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura} +Pré-Esforço) na Parede..	87
Fig. 2.152 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção+PP _{laje cobertura} +Pré-Esforço) na Parede..87	
Fig. 2.153 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.....	87
Fig. 2.154 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.....	88
Fig. 2.155 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.....	88
Fig. 2.156 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.....	88
Fig. 2.157 – Diagrama de momento flector radial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.....	89
Fig. 2.158 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retracção+Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede	89
Fig. 2.159 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.....	89
Fig. 2.160 – Diagrama de momentos flectores radiais (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo	90
Fig. 2.161 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo	90
Fig. 2.162 – Envolvente de esforço axial e circunferencial na Parede	91
Fig. 2.163 – Envolvente de momento flector radial na Parede	91
Fig. 2.164 – Envolvente de esforço transverso na Parede	91

Fig. 2.165 – Envolvente de esforço axial e circunferencial na Laje de Fundo.....	92
Fig. 2.166 – Envolvente de momento flector radial na Parede	92
Fig. 2.167 – Envolvente de esforço transversal na Laje de Fundo.....	92
Fig. 2.168 – Comparação resultados entre ftool e ansys – pressão hidrostática na parede (esforço axial circunferencial).....	93
Fig. 3.1 – Cordão de pré-esforço.	98
Fig. 3.2 – Resistência média relativa do betão à compressão quando sujeito a cargas elevadas, admitindo uma idade de carregamento de 14 dias.	103
Fig. 3.3 – Disposição dos monocordões ao longo da parede do reservatório.....	104
Fig. 3.4 – Representação do Estado Limite Último de Flexão segundo uma distribuição rectangular de tensões.	107
Fig. 3.5 – Diagrama de extensões na rotura segundo um diagrama rectangular de tensões.	108
Fig. 3.6 –Análise em secção fendilhada sujeita a flexão simples	112
Fig. 3.7 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de flexão radial.	113
Fig. 3.8 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de tracção simples.....	114
Fig. 4 – Disposição em planta dos anéis de estacas.	120
Fig. 5.1 – Corte representativo da disposição das armaduras existentes no reservatório.	130
Fig. 5.2 – Planta representativa da disposição das armaduras inferiores existentes na laje de fundo do reservatório.....	131
Fig. 5.3 – Planta representativa da disposição das armaduras superiores existentes na laje de fundo do reservatório.....	131
Fig. 5.4 – Planta representativa da disposição das armaduras inferiores existentes na laje de cobertura do reservatório.	132
Fig. 5.5 – Planta representativa da disposição das armaduras superiores existentes na laje de cobertura do reservatório.	132
Fig. 6.1 – Perda de equilíbrio por impulsão (EC7).	133
Fig. 6.2 – Acção vertical de estabilização.	135
Fig. 7.1 – Zonamento de Portugal Continental.	143
Fig. 7.2 – Formato dum espectro de resposta elástica de aceleração.	143
Fig. 7.3 – Espectro de resposta elástica de cálculo para amortecimentos de 0,5% e 2%.	145
Fig. 7.4 – Resposta Impulsiva e convectiva dum reservatório, Barros (2007).	146
Fig. 7.5 – Interação reservatório - líquido modelado pelos sistemas generalizados de um grau de liberdade.....	147
Fig. 7.6 – Localização de $S_e(T_{imp})$ e $S_e(T_{con})$ no espectro de resposta elástica de cálculo para amortecimentos de 2% e 0,5%, respectivamente.....	150

Fig. 7.7 – Esforço transversal actuante na parede devido à acção dinâmica..... 156

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Erro introduzido na tensão adoptando uma tensão uniforme média	14
Quadro 2.2 – Características do reservatório.	15
Quadro 2.3 – Valores de I_s para o centro de sapatas flexíveis sobre um meio elástico com fronteira rígida á profundidade Z	19
Quadro 2.4 – Resumo dos coeficientes de Winkler.	20
Quadro 2.5 – Valores de K_h	23
Quadro 2.6 – Quantificação da Retracção da Parede.	24
Quadro 2.7 – Quantificação da Retracção da laje de cobertura.	25
Quadro 2.8 – Quantificação da pressão do solo na parede do reservatório.	27
Quadro 3.1 – Cordões de pré-esforço disponíveis.	98
Quadro 3.2 – Características dos cordões de aço de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço	98
Quadro 3.3 – Armaduras de pré-esforço a dispor na parede do reservatório.	100
Quadro 3.4 – Tensões médias nas armaduras de pré-esforço.	104
Quadro 3.5 – Armaduras ordinárias circunferenciais de tracção a dispor na parede do reservatório	106
Quadro 3.6 – Armaduras ordinárias verticais a dispor na parede do reservatório	109
Quadro 3.7 – Dimensionamento de armaduras verticais de controlo de fendilhação	114
Quadro 3.8 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação	115
Quadro 3.9 – Armaduras de esforço transversal a dispor na parede do reservatório.....	117
Quadro 4.1 – Número de estacas em cada anel	119
Quadro 4.2 – Valor de tracção em cada estaca.....	120
Quadro 4.3 – Armadura de tracção em cada estaca	120
Quadro 4.4 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na laje de fundo do reservatório	121
Quadro 4.5 – Armaduras ordinárias radiais a dispor na laje de fundo do reservatório	122
Quadro 4.6 – Dimensionamento de armaduras radiais de controlo de fendilhação	123
Quadro 4.7 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação	124
Quadro 4.8 – Armaduras de esforço transversal a dispor na laje de fundo do reservatório	124
Quadro 4.9 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na laje de cobertura do reservatório...	125
Quadro 4.10 – Armaduras ordinárias radiais a dispor na laje de cobertura do reservatório	126
Quadro 4.11 – Dimensionamento de armaduras radiais de controlo de fendilhação	126
Quadro 4.12 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação	127
Quadro 4.13 – Armaduras de esforço transversal a dispor na laje de fundo do reservatório	127

Quadro 5 – Comprimentos de amarração das armaduras verticais e radiais do reservatório.....	130
Quadro 6.1 – Coeficientes Parciais para Acções (γ_F).....	134
Quadro 6.2 – Coeficientes Parciais para Parâmetros do solo (γ_M)	134
Quadro 6.3 – Coeficientes Parciais para Resistência do terreno (γ_R)	135
Quadro 6.4 – Situações de afectação	139
Quadro 6.5 – Factor de Segurança das diversas situações de afectação.....	139
Quadro 7.1 – Classificação do solo, segundo EC8	141
Quadro 7.2 – Factor de importância.....	142
Quadro 7.3 – Acelerações máximas de referência da zona 2	144
Quadro 7.4 – Valor dos parâmetros T_B , T_C , T_D e S referentes à zona 2	145
Quadro 7.5 – Coeficientes C_i e C_c para os períodos naturais, massas m_i e m_c e alturas h_i e h_c desde a base do ponto de aplicação da resultante da pressão hidrodinâmica na parede, para as componentes impulsiva e convectiva	148
Quadro 7.6 – Parâmetros para o cálculo da resposta sísmica	151
Quadro 7.7 – Armaduras de esforço transversal necessárias na parede do reservatório	157

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras minúsculas latinas

c – recobrimento das armaduras [mm]

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

f_{cm} – tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

$f_{cm}(t)$ – tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias [MPa]

$f_{cm,sus}(t, t_0)$ – resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeito a compressões elevadas à idade $t_0 < t$ [MPa]

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]

f_{ctd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples [MPa]

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples [MPa]

$f_{p0,1k}$ – valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [MPa]

f_{pd} – valor de cálculo da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [MPa]

f_{pk} – valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [MPa]

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado [MPa]

h – espessura da parede [m]

h_l – espessura da laje [m]

k – coeficiente de permeabilidade do solo (m/s)

k_s – coeficiente de Winkler [MPa/m]

l_{bd} – comprimento de amarração de cálculo [m]

$l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência [m]

p – pressão interior aplicada sobre as paredes do reservatório [kN/m²]

q – pressão de cada cordão de pré-esforço

r – raio do reservatório [m]

s – espessura equivalente uniforme da parede do reservatório [m]

w – deflexão ou variação de raio [m]

w_k – largura de fendas [mm]

Letras maiúsculas latinas

A – área de cada mola [m²]

A_c – área da secção transversal do betão [mm²]

A_p – área da secção transversal das armaduras de pré-esforço [m²]

A_s – área da secção transversal das armaduras de betão armado [m²]

A 500 – aço com uma tensão de cedência igual a 500 MPa.

API 650 – American Petroleum Institute

C 30/37 – betão cuja resistência característica, isto é, em que o valor com probabilidade de ser ultrapassado em 95% dos casos, é de 30 MPa em cilindros de 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, ou de 37 MPa em cubos de 15 cm de aresta, aos 28 dias de idade.

D – diâmetro do reservatório [m]

D/H_w – esbelteza da laje

E_c – módulo de elasticidade do betão [GPa]

E_s – módulo de elasticidade do aço [GPa]

EC 0 – Eurocódigo 0

EC 1 – Eurocódigo 1

EC 2 – Eurocódigo 2

EC 7 – Eurocódigo 7

EC 8 – Eurocódigo 8

h_0 – espessura equivalente [mm]

H – altura do reservatório [m]

H_w – altura de água no reservatório [m]

I_s – factor que depende a geometria e rigidez da sapata

IS 1893 – Indian Standard

K – rigidez da mola [kN/m]

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

K_h – coeficiente que depende da espessura equivalente

L – comprimento de cada mola [m]

M_θ – momento circunferencial [kN.m/m]

N_θ – esforço axial circunferencial [kN/m]

N_t – esforço axial de tracção [kN]

$N_{r,e}$ – esforço axial resistente de compressão [kN]

N_{SPT} – número de pancadas

$P_{m\acute{a}x}$ – valor da força de pré-esforço máxima (inicial) [kN]

P_0 – valor da força de pré-esforço máxima deduzida das perdas instantâneas [kN]

P_∞ – valor da força de pré-esforço mínima (a tempo infinito) [kN]

q_c – resistência de ponta [MPa]

S – área da superfície da parede do reservatório [m²]

u – perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem [mm]

V – volume do reservatório [m^3]

$V_{Rd,c}$ – valor de cálculo do esforço transversal resistente [kN]

Letras minúsculas gregas

α^T – coeficiente de dilatação térmica [$^{\circ}C^{-1}$]

β – coeficiente numérico

γ_w – peso volúmico da água [kN/m^3]

ε_{cu3} – extensão última do betão à compressão correspondente ao diagrama de tensões rectangular

ε_{cs} – extensão total do betão devida à retracção

ε_{cd} – extensão de retracção por secagem

$\varepsilon_{cd,0}$ – extensão de retracção por secagem de referência

ε_{ca} – extensão de retracção autogénea

ε_r – extensão radial

ε_u – extensão do perímetro

Δr – encurtamento devido à retracção [mm]

λ – parâmetro definidor do comportamento da laje de fundo

ν – coeficiente de Poisson do betão

ν_s – coeficiente de Poisson do solo

ρ - massa volúmica do líquido [kg/m^3]

σ_{θ} – tensão circunferencial [MPa]

σ_c – tensão no betão [MPa]

σ_r – tensão radial [MPa]

$\sigma_{p,máx}$ – tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço [MPa]

$\sigma_{p,0}$ – tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço [MPa]

ϕ – diâmetro de um varão de aço [mm]

$\phi'k$ – ângulo de atrito do solo característico ($^{\circ}$)

$\phi'd$ – ângulo de atrito do solo de projecto ($^{\circ}$)

$\delta'k$ – ângulo de atrito entre solo e betão ($^{\circ}$)

γ – peso volúmico do solo (kN/m^3)

γ' – peso volúmico submerso do solo (kN/m^3)

γ_G – coeficiente de segurança parcial relativo às acções permanentes

γ_Q – coeficiente de segurança parcial relativo às acções variáveis

γ_P — coeficiente de segurança parcial relativo à acção do pré-esforço

γ_M — coeficiente de segurança parcial relativo aos parâmetros de resistência do terreno

γ_F — coeficiente de segurança parcial relativo às acções

$\gamma_{\phi'}$ — coeficiente de segurança parcial relativo ao ângulo de atrito do solo

1

INTRODUÇÃO

1.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DE RESERVATÓRIOS

A utilização de tanques de betão armado e pré-esforçado para contenção e armazenamento de líquidos é bastante corrente em obras de engenharia. Exemplos típicos da sua utilização dizem respeito a Estações de Tratamento de Águas (E.T.A.), responsáveis por tornar as águas, provenientes das barragens, potáveis e destina-las para consumo público; Estações de Tratamentos de Águas Residuais (E.T.A.R.), cuja função é a de recolha e tratamento das águas residuais de origem doméstica e/ou industrial com o destino de serem escoadas para o mar/rio ou ser reutilizadas para usos domésticos; Reservatórios de Acumulação, cuja finalidade é atender às necessidades de consumo nas épocas em que o vazão do curso de água não é suficiente; Reservatórios de Distribuição, usado no abastecimento das comunidades, é construído para garantir a quantidade de água necessária, melhorar as condições de pressão da água na rede de distribuição e constituir uma reserva contra incêndio. Logo este tipo de estruturas, são de funcionamento vital para a sociedade.



Fig. 1.1 – Exemplo de E.T.A.R.s e E.T.A.s.

1.2. CLASSIFICAÇÃO DE RESERVATÓRIOS

A classificação dos reservatórios pode ser estabelecida consoante,

- A sua função:
 - i) Distribuição ou equilíbrio - são reservatórios de armazenamento que alimentam directamente as redes de distribuição;
 - ii) Regularização de transporte – são reservatórios intercalados no sistema adutor que têm por objectivo servir de “volantes de regularização” aos diferentes regimes de funcionamento do sistema. De entre as suas variadas aplicações pode referir-se a regularização de transições entre condutas elevatórias e adutoras gravíticas, ou entre uma estação de tratamento e o antecedente ou sequente troço adutor;
 - iii) Reserva para combate a incêndio e de armazenamento de líquidos diversos;
- A sua implantação:
 - i) Enterrados (Fig. 1.2);
 - ii) Semi-Enterrados (Fig. 1.3);
 - iii) Apoiados (Fig. 1.4);
 - iv) Elevados ou Torres de Pressão (Fig. 1.5);
- A sua capacidade:
 - i) pequenos ($V < 500 \text{ m}^3$);
 - ii) médios (entre 500 m^3 e 5000 m^3);
 - iii) grandes ($V > 5000 \text{ m}^3$);
- A sua forma:
 - i) secção rectangular;
 - ii) secção quadrada;
 - iii) secção circular;
 - iv) secção variável (Fig. 1.6);
- O modo de encerramento:
 - i) Cobertos;
 - ii) Não Cobertos;
- Ao material de construção:
 - i) Aço;
 - ii) Betão Armado;
 - iii) Betão Armado e Pré-esforçado;
 - iv) Alvenaria;
- A configuração da construção:
 - i) Simples (não compartimentados);
 - ii) Compartimentados;
 - iii) Sobrepostos;
 - iv) Sobrepostos e Compartimentados;

- A natureza do líquido ou material armazenado:
 - i) Água;
 - ii) Vinho;
 - iii) Cerveja;
 - iv) Hidrocarbonetos (petróleo, gasolina, etc);



Fig. 1.2 – Reservatório Enterrado.



Fig. 1.3 – Reservatório Semi-Enterrado, Etar de Miranda do Corvo.



Fig. 1.4 – Reservatório Apoiado.



Fig. 1.5 – Reservatório Elevado.



Fig. 1.6 – Reservatórios Enterrados de Secção Variável.

1.2.1. RESERVATÓRIO DO TIPO APOIADO

Os reservatórios do tipo apoiado constroem-se directamente sobre a superfície do terreno. A sua utilização é frequente, quando o terreno onde se vai implantar possui capacidade necessária para suportar as cargas impostas, sem sofrer deformações importantes. Uma das suas vantagens, diz respeito a situações em que é necessária uma certa altura para poder descarregar o líquido com uma pressão hidrostática adequada. Apresenta também uma maior facilidade de instalação, operação e manutenção das tubagens de entrada e saída de líquidos.

1.2.2. RESERVATÓRIO DO TIPO ENTERRADO

Os reservatórios do tipo enterrado constroem-se totalmente abaixo da superfície do terreno. Implantam-se quando o comportamento do terreno é adequado para o funcionamento hidráulico da rede de distribuição ou quando é necessário escavar para encontrar um estrato de terreno mais resistente. Têm como vantagens, a conservação da água contra as variações de temperatura a que os reservatórios apoiados estão sujeitos, mas também o facto de não alterarem a paisagem e as suas coberturas poderem servir para as mais diversas funções, como áreas ajardinadas, campos de jogos, zona de aterragem de helicópteros. Os seus principais inconvenientes, são as escavações de custo elevado, a dificuldade de fazer inspecções e manutenção a possíveis infiltrações e fugas de líquido.

1.2.3. RESERVATÓRIO DO TIPO SEMI-ENTERRADO

Os reservatórios semi-enterrados, são aqueles em que uma parte da construção se encontra abaixo do nível do terreno e a restante acima do mesmo. A construção deste tipo de reservatório está definido por razões de topografia, paisagísticas, quando o custo de escavação é muito elevado e não se justifica devido à sua localização desvantajosa ou por razões geotécnicas. Permite uma maior facilidade de acesso às instalações do que os reservatórios totalmente enterrados.

1.2.4. RESERVATÓRIO DO TIPO ELEVADO

Os reservatórios elevados, são projectados quando há necessidade de garantia de uma pressão mínima na rede e as cotas do terreno disponíveis não oferecem condições para que o mesmo seja do tipo térreo (apoiado, enterrado, semi-enterrado). Apresentam como desvantagens, o facto de não possibilitarem o armazenamento de grandes volumes de água, o seu impacto visual e a maior dificuldade de construção.

1.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Relativamente à utilização de cobertura, esta justifica-se quando a natureza do líquido que armazena necessita de estar protegido. O seu formato depende de razões estéticas e de custo, mas sobretudo do diâmetro do reservatório. Para pequenos valores do mesmo (até 12 metros), a solução em laje leva a menores custos. A partir de diâmetros superiores, a adopção de laje obriga à utilização de apoios internos (pilares), e por isso pode-se justificar adopção de cobertura em casca cónica (Fig. 1.7), esférica (Fig. 1.8) ou até elíptica (Fig. 1.9). Ainda de referir que as coberturas, normalmente, apresentam aberturas no centro ou nas extremidades, favorecendo a saída de material ou inspecção do mesmo.

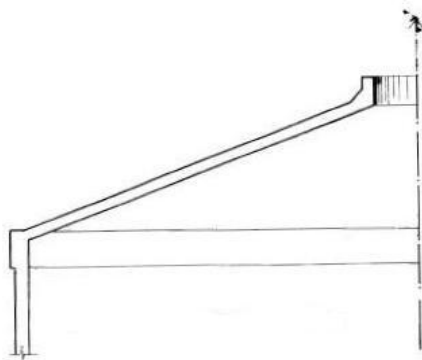


Fig. 1.7 – Cobertura Cônica.

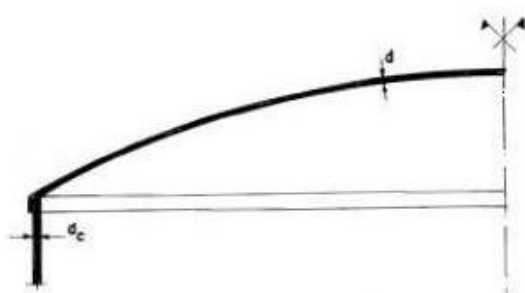


Fig. 1.8 – Cobertura Esférica.

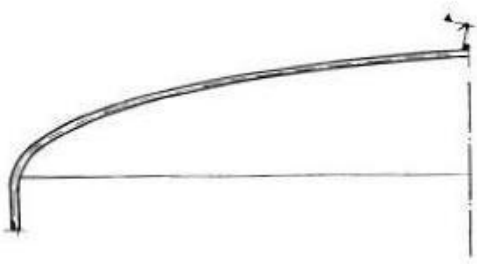


Fig. 1.9 – Cobertura Elíptica.

Quanto à forma geométrica do reservatório, as mais usuais são as de secção em planta rectangular e circular. As circulares comportam-se melhor quanto à distribuição de esforços, devido às simetrias de revolução da sua superfície e dos carregamentos. A sua capacidade de armazenamento em geral pode ser elevada. Já as secções rectangulares, não tendo uma simetria de revolução, apresentam esforços maiores e tornam-se inconvenientes para grandes capacidades de líquido a armazenar. Daí os reservatórios circulares permitirem espessuras mais pequenas e consequentemente mais económicos. A escolha da fundação do reservatório, depende do tipo de terreno em que se executará a obra,

podendo recorrer-se a fundações directas (sapata) ou indirectas (estacas). Quando a construção se destina a armazenar líquidos diferentes da água, convém fazer um estudo preliminar do comportamento do betão na presença desse líquido específico.

1.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE RESERVATÓRIOS

Existem no mercado da construção de reservatórios cilíndricos em betão armado betonado *in situ*, dois tipos de formas que são habitualmente mais usadas: a forma trepante (Fig. 1.10) e a deslizante (Fig. 1.11). A diferença fundamental entre ambas, reside no facto de que nas formas trepantes a betonagem é feita por etapas e com auxílio duma grua, enquanto nas deslizantes, a betonagem é contínua e as formas deslizam verticalmente impulsionadas por equipamentos hidráulicos (bombas hidráulicas, macacos, cavaletes, etc).



Fig. 1.10 – Forma Trepante.



Fig. 1.11 – Forma Deslizante.

1.5. TÉCNICAS DE PRÉ-ESFORÇO EM RESERVATÓRIOS

São apresentados, em seguida, as técnicas mais comuns de aplicação de pré-esforço em reservatórios.

1.5.1. TÉCNICA DE PRÉ-ESFORÇO DE LAÇADAS (“LOOPS”) CONTÍNUAS

Este método é utilizado para produzir uma dada tensão em fios pré-esforçados aplicados a estruturas no processo de trefilagem a frio. O fio pré-esforçado tem de ser circular e liso e possuir um diâmetro relativamente pequeno, na ordem dos 5 mm. Antes de se iniciar o pré-esforço, uma ponta do cabo é apontada radialmente para o interior do novelo ou meada de cabo (fornecido pelo fabricante) num comprimento de cerca de 30 cm. A extremidade do fio é então inserida numa amarração do novelo e puxada manualmente com a tensão necessária no novelo, o qual desliza sobre um eixo horizontal (técnica “come-along”) conforme representado na Fig. 1.12. O fio de pré-esforço é então colocado à volta da estrutura com uma força de pré-esforço prevista, sendo tudo realizado numa única operação.

No caso de grandes estruturas como reservatórios, a “máquina de fiação” do fio de pré-esforço em torno da estrutura (tanque) desloca-se à volta do reservatório durante a operação de tensionamento. Este sistema é também conhecido por carrossel para reservatórios (ver Fig. 1.13), sendo desenvolvido pela empresa norte-americana *Preload* (Chi e Biberstein, 1963).

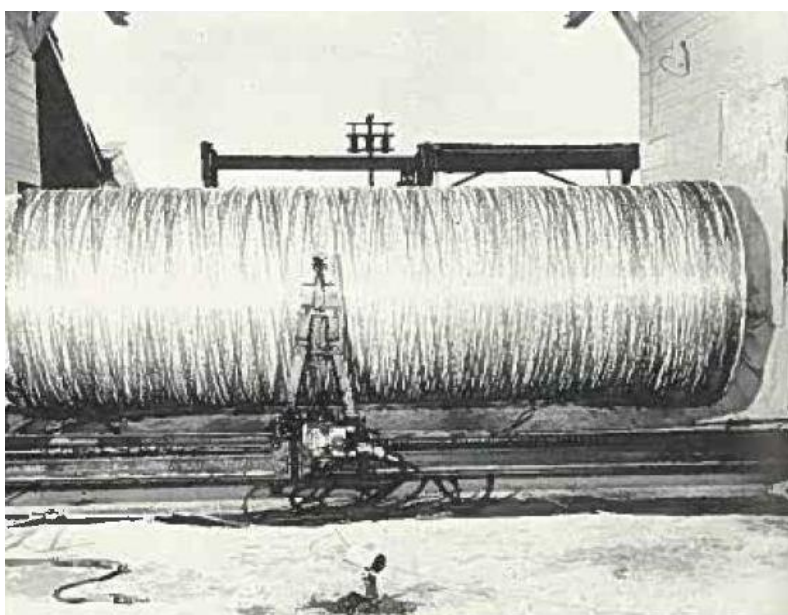


Fig. 1.12 – Novelo mecânico rotativo, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

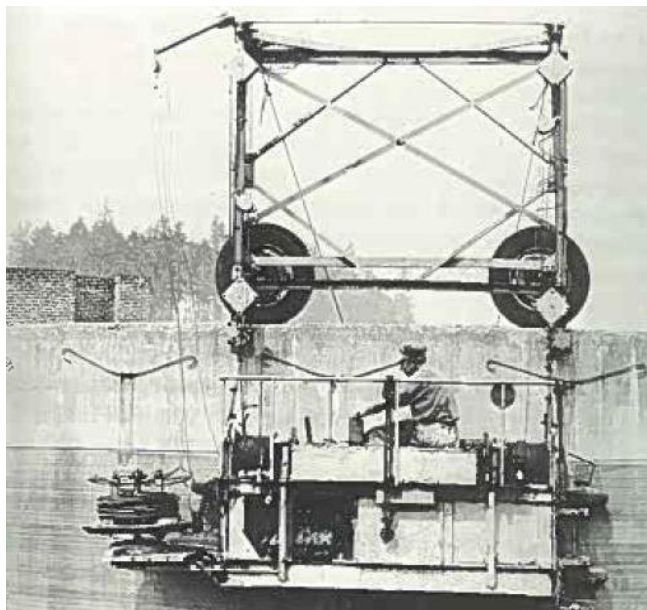


Fig. 1.13 – “Máquina de fiação” do pré-esforço num reservatório, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

1.5.2. MECANISMO DE ANCORAGENS DE EXTREMIDADE

Quando se pré-esforçam reservatórios de betão armado por pós-tensão onde são empregues enrolamentos contínuos de fio, a extremidade inicial dos enrolamentos necessita de ancoragem. O termo ancoragem é aplicado aos dispositivos e, ou, artifícios utilizados para fixar os cabos de pré-esforço tensionados, de forma a manter a carga aplicada pelo macaco hidráulico, impedindo que o cabo volte ao estado original, isto é, sem tensão. Nestes casos, é habitual prender-se simplesmente o fio à volta de pontos de amarração pré-localizados no betão. A extremidade final do fio é ligada a algumas laçadas adjacentes por um grande número de grampos que retêm a tensão necessária, como se pode verificar pela análise da Fig. 1.14.

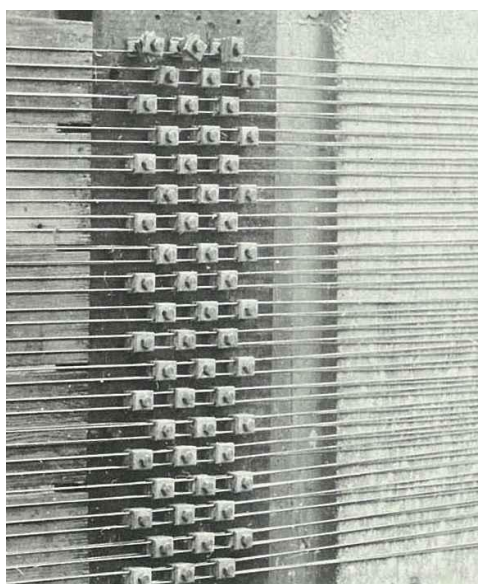


Fig. 1.14 – Grampos para reter a tensão necessária, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

A extremidade passiva de um membro pós-tensionado pode ser ancorada recorrendo a dispositivos relativamente simples. Se os cordões são colocados antes de se realizar a betonagem, a extremidade passiva pode ser simplesmente o próprio cordão disposto em forma de cogumelo com ganchos (ver Fig. 1.15) ou bolbos de amarração (Fig. 1.16).

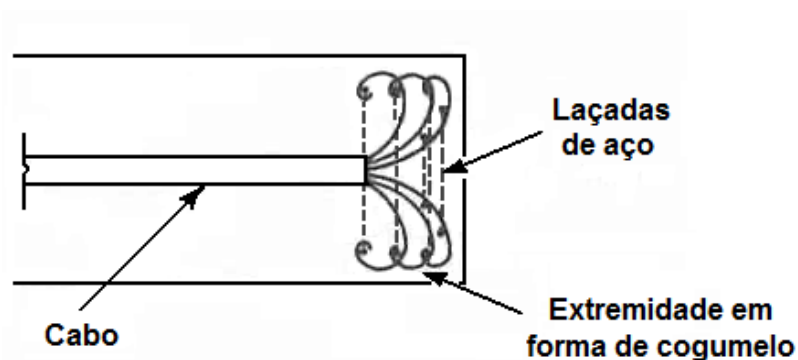


Fig. 1.15 – Extremidade passiva em forma de cogumelo, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

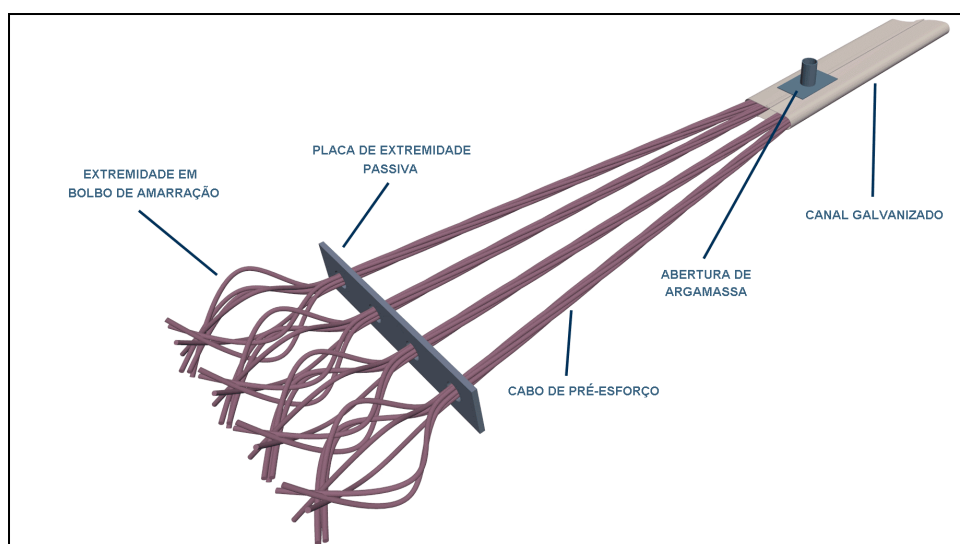


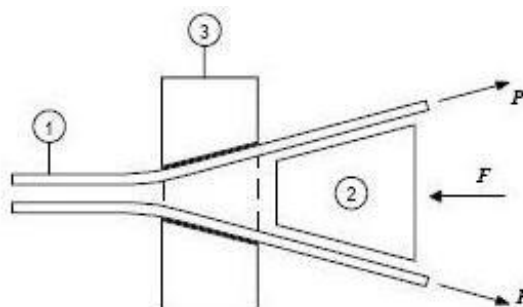
Fig. 1.16 – Extremidade passiva em bolbo de amarração.

Num reservatório, os mecanismos mais usualmente utilizados para ancorar os cordões de pré-esforço são as chamados cunhas.

As cunhas usadas para ancoragem baseiam-se principalmente na fricção existente entre elas e os próprios cordões de aço. A vantagem mecânica da acção das cunhas é a de aumentar a pressão normal nos cordões durante a colocação inicial das cunhas, bem como do subsequente puxar do cordão após a transferência do pré-esforço. O acréscimo da pressão entre o cordão e a cunha aumenta, por sua vez, a fricção entre estes. Uma condição de equilíbrio pode, eventualmente, ser atingida quando o cordão conseguir manter a sua tensão pré-determinada, sendo considerado como devidamente ancorado.

A cunha pode possuir várias formas, tais como uma placa plana (Fig. 1.17), cone, ou cone roscado (Fig. 1.18), dependendo da forma e natureza dos cordões de pré-esforço.

Em muitas circunstâncias, as superfícies das cunhas são também nervuradas de modo que os dentes se encaixem nos cordões para aumentar a fricção (ver Fig. 1.19).



- 1 - fios de aço;
- 2 - cunha de ancoragem (cone macho);
- 3 - apoio da cunha (cone fêmea)

P = força de pré-esforço dos fios de aço do cabo;
 F = força aplicada sobre a cunha para ancorar o cabo;

Fig. 1.17 – Ancoragem de extremidade – sistema de Magnel, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

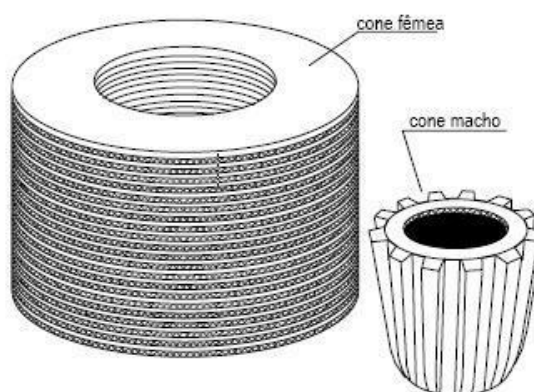


Fig. 1.18 – Ancoragem com cunha central (Cone de Freyssinet), adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

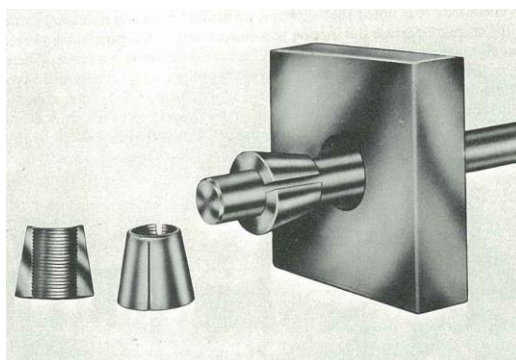


Fig. 1.19 – Ancoragem com cunhas nervuradas, adaptado de *Chi e Biberstein (1963)*.

1.6. ÂMBITO DO TRABALHO

Este trabalho tem como principal objectivo, analisar e dimensionar um reservatório de secção circular semi-enterrado em betão armado e pré-esforçado, tendo em consideração os tipos de esforços provenientes das diferentes etapas a que o reservatório pode estar sujeito (cheio e vazio), assim como, problemas relacionados com deformações impostas, nomeadamente a retracção, característica do material betão. Sendo as estruturas para contenção de líquidos particularmente sensíveis a problemas de fendilhação, é de elevada importância o controle da mesma para garantir estanquidade.

O escasso conhecimento na área de projecto de reservatórios em betão armado pré-esforçado, aliado à falta de normas e recomendações específicas para este tipo de estruturas, tem conduzido com frequência a concepções estruturais menos adequadas. Com esse intuito, o tipo de estrutura semi-enterrado, permite abordar tanto as problemáticas dum reservatório enterrado como o de um apoiado. Daí, serão colocados um certo tipo de cenários para que se possa aproveitar a potencialidade do estudo.

No Capítulo 2 procura-se completar esse conhecimento através do estudo e análise comparativa de diferentes modelos de cálculo que permitam obter os esforços internos de um reservatório, quer por acção das cargas aplicadas directamente (pressões hidrostáticas, pressões do solo, acção do pré-esforço), quer devido às deformações impostas (retracção do betão). As potencialidades de cada modelo são evidenciadas recorrendo a um exemplo realista, de modo a que se consigam corroborar mais facilmente os diversos métodos adoptados.

No Capítulo 3 aborda-se a temática da durabilidade de reservatórios, expondo-se algumas recomendações gerais para a garantia de durabilidade deste tipo de estruturas, bem como as causas e controlo da fendilhação do betão. É também efectuado o dimensionamento do pré-esforço, bem como o cálculo de armaduras ordinárias na parede necessárias para o estudo do controlo da fendilhação.

O dimensionamento da laje de fundo e de cobertura do reservatório em estudo, é efectuado no Capítulo 4.

No Capítulo 5 são apresentados os desenhos de execução das armaduras na parede e da laje de fundo e de cobertura do reservatório em estudo.

No Capítulo 6 é abordado a problemática da verificação de estabilidade contra a flutuação do reservatório, devido à subida do nível freático acima da cota da laje de fundo do mesmo.

No Capítulo 7 é proposto um procedimento simplificado do cálculo sísmico de reservatórios cilíndricos apoiados, considerando também o efeito dinâmico da pressão do solo e da água presente no mesmo, baseado no Eurocódigo 8.

Por fim, no Capítulo 8 enunciam-se algumas conclusões importantes, sugerindo-se igualmente estudos adicionais que poderão ser desenvolvidos em relação a esta temática.

2

MODELOS DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO

O presente capítulo, destina-se à análise de esforços num reservatório cilíndrico segundo dois modelos de cálculo diferentes. Numa primeira abordagem, será discutido o comportamento estrutural dum reservatório de secção circular (cilíndrico). De seguida, apresentar-se-á as características adoptadas para o reservatório, condições do terreno envolvente e acções actuates no modelo.

Posteriormente, será apresentado a análise de esforços realizada por um programa de Pórticos Planos (F-TOOL 2008) e comparada com os resultados provenientes de um programa de Elementos Finitos (ANSYS).

2.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM RESERVATÓRIO CILÍNDRICO

Um dos principais aspectos que se deve ter em conta durante o projecto dum reservatório de betão, diz respeito ao tipo de ligação entre a parede e a laje de fundo. O comportamento estrutural do reservatório, está intimamente relacionado com o tipo de ligação previsto. O modo como é escolhido esta ligação, depende da experiência do projectista, do tipo de geometria do reservatório em questão, das acções a ter em conta e das técnicas tradicionais de construção de cada país.

Apresenta-se de seguida os tipos de ligação possíveis entre a parede e a laje de fundo, em função da rigidez:

- União monolítica ou contínua – caracterizada por apresentar deslocamentos radiais e rotações meridionais iguais para a parede e para a laje de fundação. É usada habitualmente em reservatórios rectangulares e cilíndricos de betão armado e pré-esforçado de volume inferior a 10.000 m^3 ;
- União articulada ou rótula fixa – definida pela descontinuidade em termos de rotações meridionais e continuidade nos deslocamentos radiais. De uso habitual e muito aconselhado em depósitos cilíndricos de betão pré-esforçado de mais de 10.000 m^3 ;
- União deslizante – identificada por apresentar descontinuidade em termos quer de deslocamentos radiais quer de rotações meridionais, na união parede/laje de fundação. É um tipo de união presente em situações muito especiais, sendo pouco recorrente a sua utilização.

A solução de cascas cilíndricas (Fig. 2.1) pré-esforçadas em paredes de reservatórios é a concepção mais adequada e que pode conduzir às soluções mais económicas e com mais qualidade.

A parede de um reservatório é usualmente sujeita a uma pressão radial axissimétrica (simétrica relativamente a um eixo) que pode ser constante ou uniforme, variando com a altura total da casca. Quando a casca é livre, ou seja, sem restrições, esta pressão somente produz tensão circunferencial (σ_θ), dominada pela parcela de esforço axial circunferencial (N_θ):

$$\sigma_\theta = \frac{p \times r}{h} = \frac{N_\theta}{h} \quad (2.1)$$

p – pressão radial axissimétrica.

r – raio de curvatura.

h – espessura da casca.

Estando a casca com restrições nas suas extremidades, essa pressão acaba por introduzir também esforços transversos e momentos. Assim a casca, apresenta tensões radiais (σ_r) e inclusão da parcela de momento circunferencial (M_θ) na tensão circunferencial (σ_θ) conforme a Fig. 2.1 demonstra.

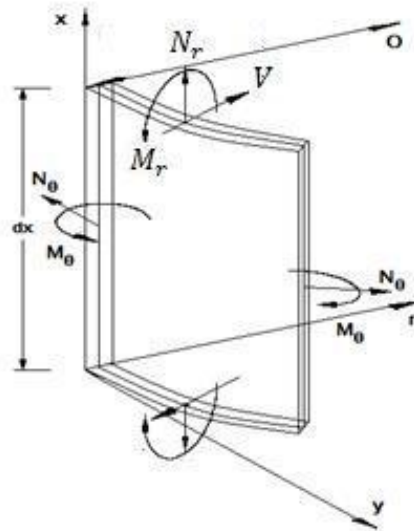


Fig. 2.1 – Esforços num elemento de casca.

Uma casca é uma estrutura curva cuja espessura (h) é pequena quando comparada com o seu raio de curvatura (r). Para relações h/r de pequena expressão, estudos de Chi e Biberstein (1963), dizem-nos que a flexão circunferencial (M_θ) pode ser desprezada. O erro cometido no cálculo da tensão circunferencial (σ_θ), desprezando essa parcela, fica dentro de limites aceitáveis conforme se pode verificar no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Erro introduzido na tensão adoptando uma tensão uniforme média.

h/r	0,01	0,05	0,1	0,2	0,3
Erro na tensão (%)	0,5	2,6	5,2	10,9	16,9

2.2. CARACTERIZAÇÃO DO RESERVATÓRIO E DO TERRENO ENVOLVENTE

Considera-se o estudo de um reservatório cilíndrico coberto e semi-enterrado até à profundidade de 3,5 metros e fundado em estacas, dotado das características indicadas no Quadro 2.2. A ligação escolhida entre a parede e a laje de fundo, assim como com a laje de cobertura, é do tipo monolítico ou de continuidade. A profundidade a que o reservatório está enterrado, é no sentido de respeitar critérios paisagísticos, permitir uma pressão hidrostática adequada na rede e de custos de escavação. A utilização de estacas, é no sentido de evitar danos às ligações de tubagens e de acessos com o exterior devido a possíveis assentamentos da camada superficial e problemas de liquefacção na ocorrência de um sismo, assim como assegurar a transmissão das cargas estruturais a um firme rígido com capacidade resistente suficiente.

Quadro 2.2 – Características do reservatório.

D (m)	H (m)	h_{parede} (m)	$h_{cobertura}$ (m)	$h_{laje\ de\ fundo}$ (m)	Tipo de betão	Tipo de aço	ν
10	8	0,30	0.25	0,30	C 30/37	A 500	0,15

No caso em estudo,

$$\frac{h}{r} = \frac{0,30}{5} = 0,06 \quad (2.2)$$

O que comprova que a casca cilíndrica em análise é fina segundo o Quadro 2.1, e que o erro na tensão, adoptando uma tensão uniforme média é aproximadamente igual a 3,1%. Facto que irá ser comprovado posteriormente na análise de esforços.

Sabendo que o volume de um cilindro é dado por $\pi \times r^2 \times H$, obtém-se para o reservatório em análise um volume aproximado de 625 m³.

Relativamente às condições geotécnicas em que o reservatório é inserido e observando a Fig. 2.2, destaca-se uma camada superficial de solo arenoso com um peso volúmico (γ) de 20 kN/m³, ângulo de atrito (ϕ') de 30°, ângulo de atrito entre solo e betão (δ') igual a 2/3 do ângulo de atrito do solo, um coeficiente de poisson (ν) de 0.35 e um coeficiente de permeabilidade (k) de 10⁻² m/s. À profundidade de 10 metros, encontra-se um firme rígido de natureza granítica, apresentando um valor N_{SPT} de 60 pancadas (Ensaio SPT), reunindo as condições necessárias para transmissão das cargas estruturais através da utilização de estacas (fundações indirectas). O Ensaio SPT (Standart Penetration Test), é um ensaio que é utilizado principalmente para a determinação das propriedades mecânicas dos solos arenosos e que consiste na determinação do número de pancadas que é necessário para atingir uma penetração do amostrador de 0,30 m.

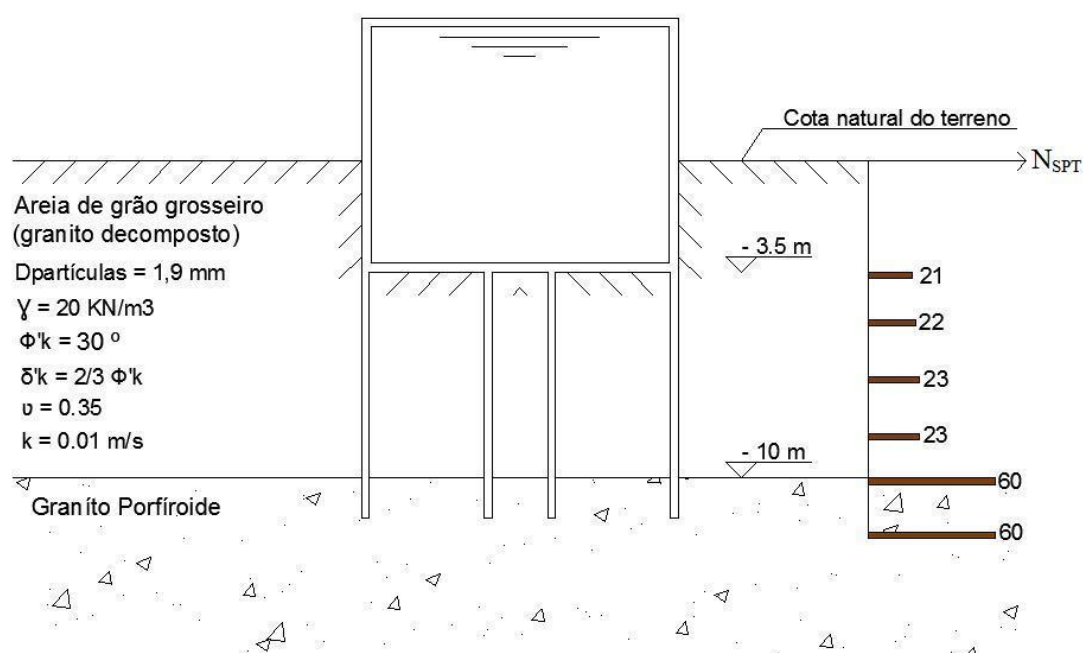


Fig. 2.2 – Caracterização Geotécnica.

A análise do problema de interacção solo – laje de fundo é realizada recorrendo ao conceito do coeficiente de reacção originalmente proposto por Winkler em 1867. Neste modelo o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear. A rigidez dessas molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada (p) e o deslocamento do solo (s), constante essa designada por coeficiente de Winkler, k_s (ver Fig. 2.3). O coeficiente k_s é então definido como sendo a pressão necessária para provocar um deslocamento unitário sendo, portanto, expresso em MPa/m.

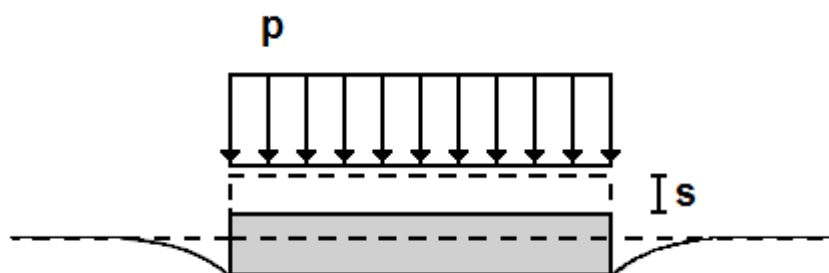


Fig. 2.3 – Pressão aplicada sobre uma fundação e respectivo deslocamento do solo.

O modelo de cálculo consiste assim em assimilar a laje de fundo a uma peça linear (viga) apoiada num meio elástico “discreto” constituído por molas infinitamente próximas, mas sem ligação entre elas, como está esquematizado na Fig. 2.4.

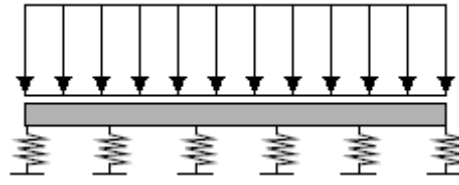


Fig. 2.4 – Modelo proposto por Winkler.

O problema fundamental neste modelo revela-se assim em determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo abaixo da laje de fundo. Como foi anteriormente exposto, o coeficiente de Winkler, k_s , é igual a:

$$k_s = \frac{p}{s} = \frac{1}{B \times \frac{(1-\nu_s^2)}{E_s} \times I_s} \quad (2.3)$$

onde o deslocamento do solo, s , vem dado por:

$$s = p \times B \times \frac{(1-\nu_s^2)}{E_s} \times I_s \quad (2.4)$$

sendo

- p , a pressão exercida sobre a laje de fundo;
- B , a largura da laje, no caso em estudo o raio entre estacas;
- E_s e ν_s , o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do solo, respectivamente;
- I_s , um factor que depende da geometria e rigidez da sapata, assim como do ponto da mesma sob o qual se pretende o assentamento.

De acordo com a Fig. 2.2, à profundidade de 3,5 m o solo arenoso em contacto com a laje de fundo do reservatório, apresenta um N_{SPT} de 21 pancada. Logo, segundo Burland & Burbridge (Fig. 2.5), para um diâmetro médio das partículas de 1,9 mm, a relação $q_c/N_{(SPT)}$ é de 0.9, em que q_c significa a resistência de ponta ao avanço do aparelho CPT. Assim, q_c assume o valor de 18,9 MPa.

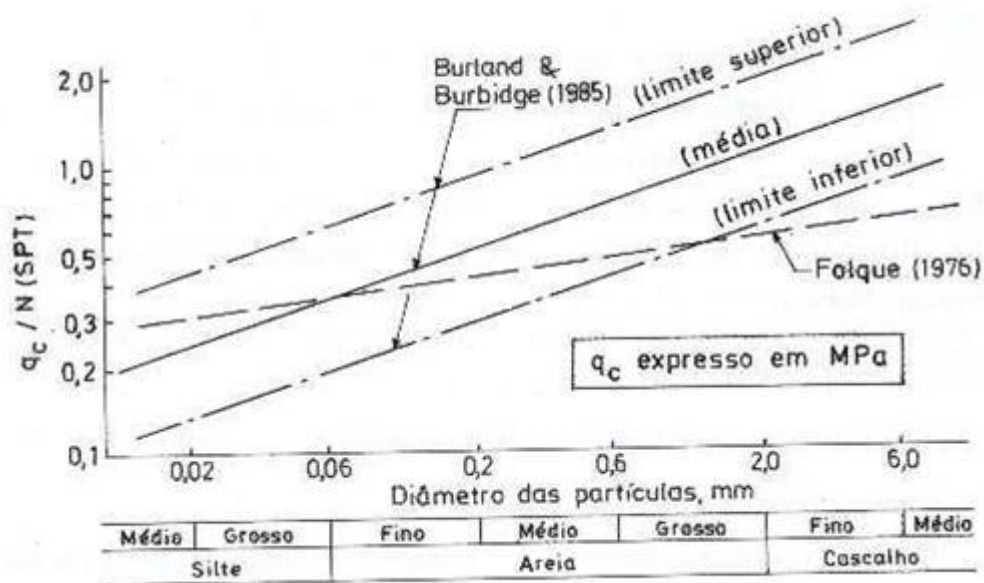


Fig. 2.5 – Correlações entre q_c e N_{SPT} em função da granulometria do solo (Mecânica dos Solos – II Volume, 2006).

Quanto à correlação da resistência de ponta (q_c) com o módulo de deformabilidade (E_s), ela é habitualmente expressa por uma relação de proporcionalidade do tipo, $E_s = \alpha \times q_c$, em que o parâmetro adimensional α varia dentro de limites bastante latos. No que respeita a depósitos de solos arenosos e graníticos, α pode assumir um valor de 3,0 a 3,5.

Assumindo um valor de $\alpha = 3$, o módulo de deformabilidade da camada superficial de solo arenoso vem,

$$E_s = 3 \times 18.9 = 56.7 \text{ MPa.} \quad (2.5)$$

É possível então quantificar o coeficiente de Winkler, k_s , representativo da reacção do solo. Atendendo a critérios de repartição das cargas, são constituídos dois anéis de estacas, que podem ser simuladas através do impedimento dos deslocamentos verticais no local onde estão situadas, estando as mesmas localizadas debaixo da parede e a cerca de 1 metro do centro do reservatório.

Sabendo que o diâmetro do reservatório é de 10 metros, fundado em estacas a cerca de 1 metro e a 5 metros do centro, logo existem dois coeficientes de Winkler (Fig. 2.6), K_{s1} e K_{s2} , relacionados com as diferentes larguras de base entre estacas, que podem provocar assentamentos no terreno devido a pressões aplicadas.

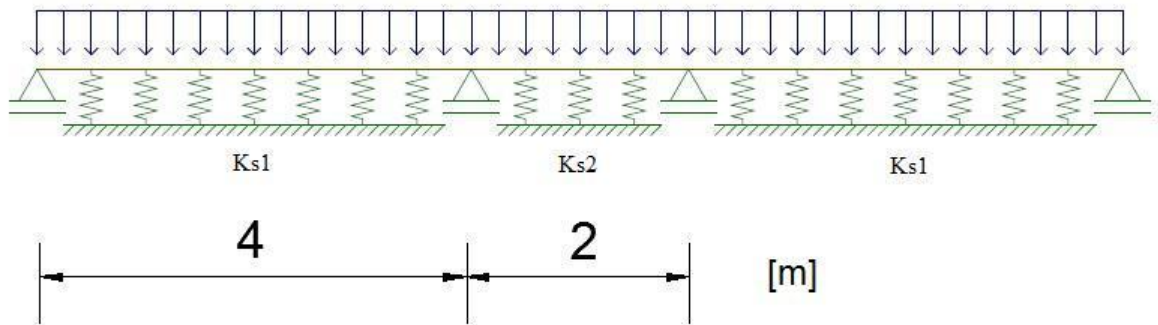


Fig. 2.6 – Coeficientes de winkler, consoante a largura da base.

No caso da largura de 4 metros e estando o estrato firme à profundidade de 10 metros,

$$\frac{Z}{B} = \frac{(10-3.5)}{4} = 1.625 \quad (2.6.)$$

Logo, segundo o Quadro 2.3 equivale a ter um $I_s = 0.81$ e daí vem,

$$k_s 1 = \frac{1}{4 \times \frac{(1-0.35^2)}{56700} \times 0.81} = 20 \text{ MPa/m} \quad (2.7.)$$

Quadro 2.3 – Valores de I_s para o centro de sapatas flexíveis sobre um meio elástico com fronteira rígida à profundidade Z .

Z/B	I_s (sapatas circulares)
0,0	0,00
0,1	0,09
0,25	0,24
0,5	0,48
1,0	0,70
1,5	0,80
2,5	0,88
3,5	0,91
5,0	0,94
∞	1,00

No Quadro 2.4, encontra-se resumido o cálculo dos coeficientes de Winkler, k_s , a adoptar conforme a largura da base.

Quadro 2.4 – Resumo dos coeficientes de Winkler

	$B \text{ (m)}$	Z/B	I_s	$E_s \text{ (MPa)}$	ν_s	$Ks \text{ (MPa/m)}$
k_{s1}	4	1.625	0,81	56.7	0.35	20
k_{s2}	2	3.25	0.90	56.7	0.35	36

As molas a usar no modelo apresentarão então uma rigidez condizente com estes valores de k_s , admitindo-se que estarão espaçadas de 1 metro.

Para caracterizar a rigidez relativa solo – laje de fundo utiliza-se o parâmetro λ , dado por:

$$\lambda = \left(\frac{k_s}{4 \times EI} \right)^{0,25} = \left(\frac{20 \times 12}{4 \times 33 \times 10^3 \times 10 \times 0,3^3} \right)^{0,25} \cong 0,30 \quad (2.8.)$$

O produto de λ pelo comprimento L da laje de fundo define uma grandeza adimensional que permite classificar a fundação quanto ao seu comportamento. Assim tem-se que λL é aproximadamente igual a 3.

Sabendo que,

$$\begin{cases} \lambda L \leq 0,8 (\approx 1) \rightarrow \text{rígida} \\ 0,8 (\approx 1) < \lambda L < 3,0 \rightarrow \text{semi-rígida} \\ \lambda L \geq 3,0 \rightarrow \text{flexível} \end{cases} \quad (2.9.)$$

Conclui-se que a laje de fundo apresenta um comportamento flexível, moldando-se à estrutura do solo e estando, por isso, bem assente na sua superfície.

2.3. ACÇÕES ACTUANTES NO RESERVATÓRIO SEMI-ENTERRADO

2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DAS ETAPAS

No caso dum reservatório semi-enterrado, há que ter em atenção duas situações críticas de dimensionamento. Numa primeira fase, após a escavação do terreno, quando a estrutura já foi executada e a escavação foi inicialmente feita com um volume maior que o determinado pelas dimensões externas do reservatório, e onde o excesso irá ser utilizado como aterro lateral após conclusão da obra, antes de se fazer esse aterro, é feito um teste para verificar possíveis fugas do líquido no reservatório. Portanto, nesse período antes do aterro, deve-se levar em consideração a situação de acções de um reservatório do tipo apoiado no solo e cheio com o líquido armazenado, como demonstra a Fig. 2.7.

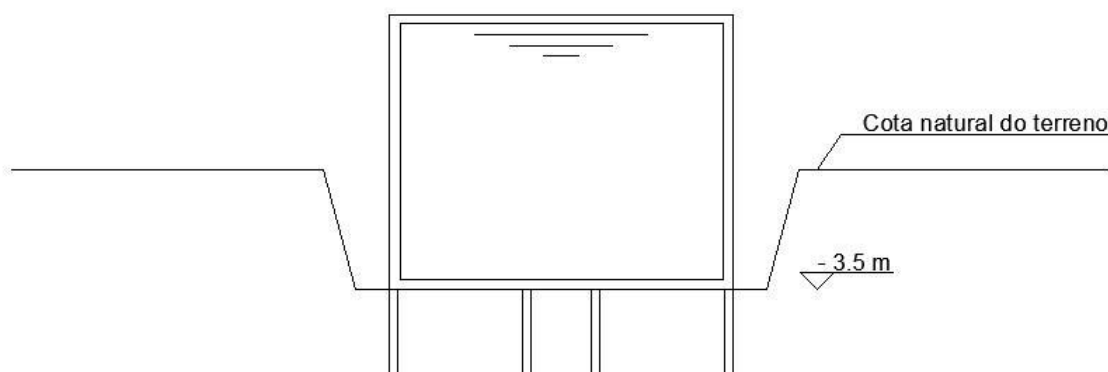


Fig. 2.7 – Após escavação - Situação de reservatório apoiado.

As acções a considerar nesta fase, dizem respeito à pressão hidrostática do líquido, que neste caso é água, aos efeitos das deformações impostas impedidas (retracção do betão), efeito do peso próprio da laje de cobertura sobre a parede e acção de pré-esforço.

Numa segunda fase, quando o reservatório já se encontra semi-enterrado, a existência de impulsos laterais gerados pela existência de solo, contribui para a redução dos esforços gerados pela pressão hidrostática, daí já não ser crítico para o dimensionamento estudar o reservatório quando se encontra cheio com o líquido armazenar. Logo há que estudar a situação em que o reservatório se encontra vazio, ou seja, sem líquido armazenado. Neste caso, a acção do solo juntamente com a acção do pré-esforço actuam no mesmo sentido radial e contribuem para compressão circunferencial do reservatório.

Uma eventual existência ou subida do nível freático, que no caso de estações de tratamento de águas residuais, por serem frequentemente implantadas em terrenos de baixas cotas, próximos de linhas de água, ou pela simples ocorrência de chuvas intensas, pode elevar o nível freático acima da cota da laje de fundo. Nessa situação, a laje de fundo fica sujeita a subpressões e a parede a pressões laterais criadas pela subida nível freático. Pressões essas, de sentido radial iguais às do solo e do pré-esforço, no caso da parede.

Estas subpressões, podem provocar a flutuação do reservatório, principalmente quando este se encontra vazio, pondo em risco a estrutura, equipamentos e circuitos de ligação. Resumindo, nesta segunda etapa, devem ser considerados a acção do solo lateral, do pré-esforço, acção da água existente no maciço, peso próprio da laje de cobertura e os efeitos da retracção quando o reservatório se encontra vazio.

2.3.2. PRESSÃO HIDROSTÁTICA DO LÍQUIDO ARMAZENADO

Quanto à pressão hidrostática, a acção é facilmente quantificável, resultando do produto da altura de líquido (que se assume ser água) pelo respectivo peso volúmico. Sabendo que o peso volúmico da água, γ_w , é aproximadamente igual a 10 kN/m^3 e que o reservatório se encontra cheio até ao seu topo, a pressão hidrostática na base da parede vale 80 kN/m^2 (Fig. 2.8).

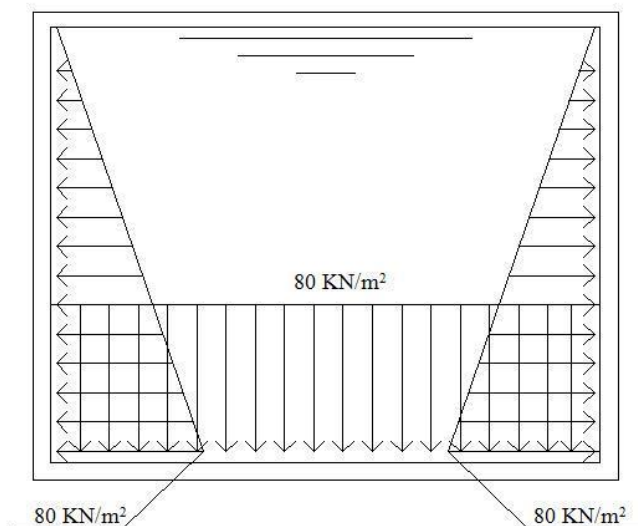


Fig. 2.8 – Acção da pressão hidrostática do líquido armazenado (água).

2.3.3. PESO PRÓPRIO DA LAJE DE COBERTURA

A laje de cobertura tem espessura de 0.25 m e é dimensionada para a carga de peso próprio de 6.25 kN/m^2 (25×0.25) mais uma sobrecarga de terraço acessível (categoria I), que segundo o EC 1 (2002) cláusula 6.3.4.1 (1) e (2), é de 2 kN/m^2 .

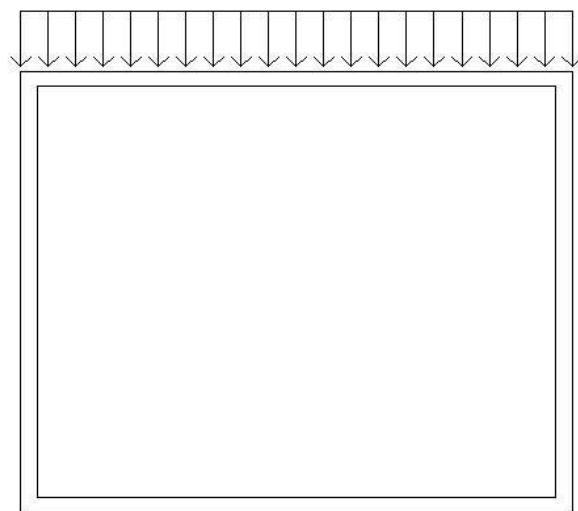


Fig. 2.9 – Acção do peso próprio da laje de cobertura.

2.3.4. RETRACÇÃO DO BETÃO

A quantificação da retracção é realizada através da consideração de um encurtamento da parede. Admite-se que a betonagem é executada em quatro etapas, cada uma com 2 metros de altura. Considera-se também que o fundo do reservatório foi betonado antes da parede, pelo que, quando se procede à construção da parede o fundo já sofreu uma parcela substancial da retracção. Assim, em termos de cálculo interessa apenas admitir o encurtamento diferencial entre a base e o anel superior considerado.

O mesmo raciocínio deve ser adoptado nas seguintes etapas de betonagem, pois considera-se que quando se betonar um anel, o anterior já sofreu grande parte do seu encurtamento conferindo uma certa rigidez à base do anel seguinte, impedindo-a de se movimentar enquanto a outra extremidade do anel se encontrar livre.

Segundo o EC 2, podemos quantificar a retracção, através dos seguintes cálculos,

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.10.)$$

Em que:

- ε_{cs} , extensão total de retracção
- ε_{cd} , extensão de retracção por secagem
- ε_{ca} , extensão de retracção autógena

$$\varepsilon_{cd} (tempo = \infty) = K_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (2.11.)$$

- K_h , coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 , de acordo com o Quadro 2.5

Quadro 2.5 – Valores de K_h .

h_0 (mm)	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0,70

$$h_0 = 2 \times \frac{A_c}{u} \quad (2.12.)$$

- A_c , área da secção transversal do betão
- u , perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem
- $\varepsilon_{cd,0}$, extensão de retracção por secagem de referência

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp \left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (2.13.)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (2.14.)$$

- f_{cm} , valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa)
- $f_{cm0} = 10$ MPa
- α_{ds1} , coeficiente que depende do tipo de cimento
 - = 3 para cimento da Classe S
 - = 4 para cimento da Classe N
 - = 6 para cimento da Classe R
- α_{ds2} , coeficiente que depende do tipo de cimento
 - = 0.13 para cimento da Classe S
 - = 0.12 para cimento da Classe N
 - = 0.11 para cimento da Classe R
- RH , humidade relativa ambiente (%)
- $RH_0 = 100\%$

$$\varepsilon_{ca}(\text{tempo} = \infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (2.15.)$$

- f_{ck} , valor característico da tensão de resistência (MPa)

No Quadro 2.6, encontra-se resumido a quantificação da retracção, assumindo um cimento classe R, e uma humidade relativa ambiente de 90%.

Quadro 2.6 – Quantificação da Retracção da Parede

A_c (mm ²)	u (mm)	h_0 (mm)	K_h	β_{RH}	$\varepsilon_{cd,0}$ (‰)	$\varepsilon_{cd}(\infty)$ (‰)	$\varepsilon_{ca}(\infty)$ (‰)	ε_{cs} (‰)
9707521	64717	300	0.75	0.42	0.207	0.155	0.05	0.2

O valor de retracção de cada anel é $\varepsilon_{cs} = 0,2$ ‰.

Esquematicamente:

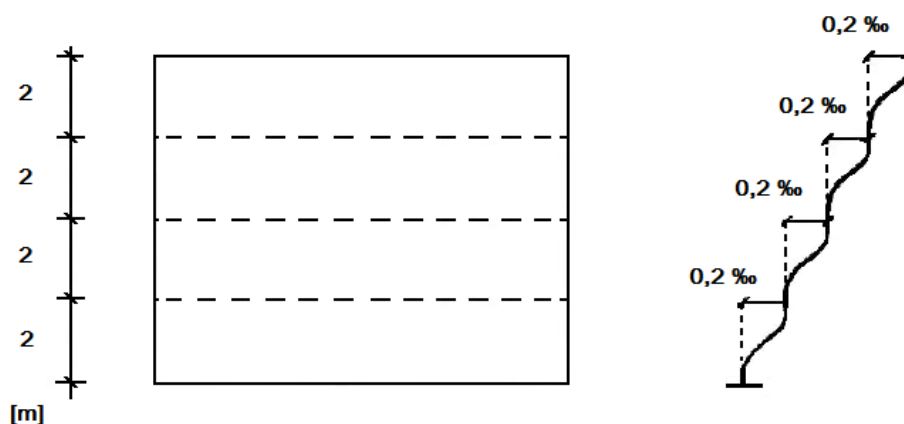


Fig. 2.10 - Efeito da retracção na parede do reservatório.

Há ainda a considerar o efeito da retracção da laje de cobertura na parede do reservatório, que é simulada através dum deslocamento horizontal no topo da parede e de valor igual ao do encurtamento calculado. O valor da retracção está quantificado no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 – Quantificação da Retracção da laje de cobertura

A_c (mm ²)	u (mm)	h_0 (mm)	K_h	β_{RH}	$\varepsilon_{cd,0}$ (‰)	$\varepsilon_{cd(\infty)}$ (‰)	$\varepsilon_{ca(\infty)}$ (‰)	ε_{cs} (‰)
3926991	31916	246	0.80	0.42	0.207	0.17	0.05	0.22

O encurtamento (Δr) resultante da extensão de retracção, é dado pela seguinte equação:

$$\Delta r = \varepsilon_{cs} \times r \quad (2.16)$$

onde r , corresponde ao raio do reservatório.

2.3.5. PRÉ-ESFORÇO

A acção de pré-esforço circunferencial é dimensionada para “combater” os esforços de tracção circunferencial impostos na parede do reservatório, devido à pressão hidrostática, permitindo um melhor comportamento em serviço da parede (controlo da fendilhação). A sua disposição circunferencial, controlando os esforços de tracção circunferenciais (N_θ), actua como uma pressão radial ao longo do perímetro da parede e à altura a que cada cordão está disposto (Fig. 2.11). O valor da pressão de cada cordão, é de $q = \frac{P}{r}$ (kN/m).

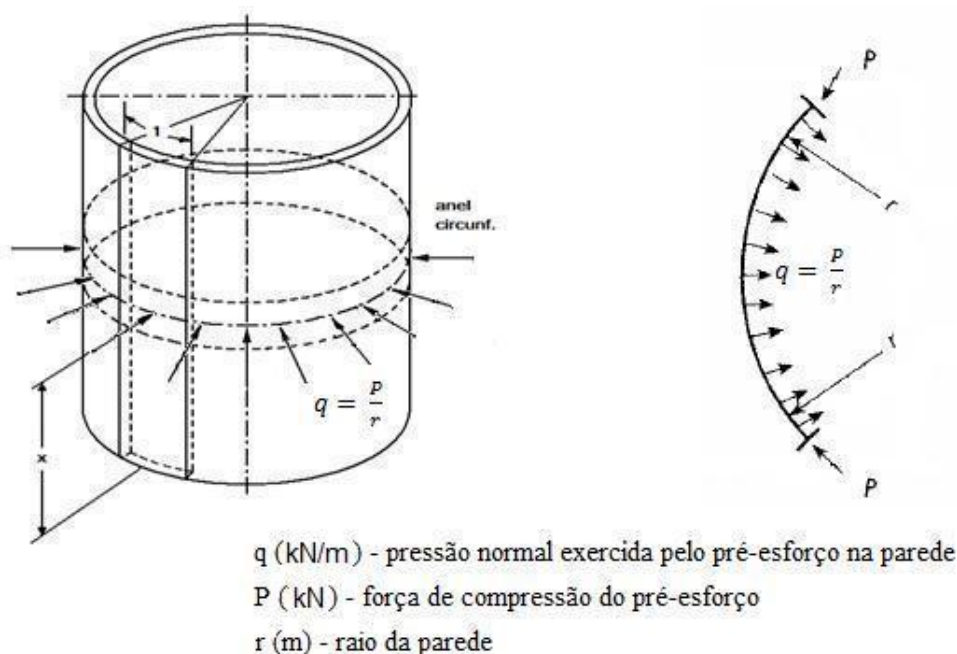


Fig. 2.11 - Acção de um cordão de pré-esforço na parede do reservatório.

Embora o pré-esforço controle os esforços de tracção circunferenciais, produz identicamente esforços na direcção radial tal como a pressão hidrostática, o que contribui igualmente para a sua redução. Quando o reservatório se encontra vazio, e como o pré-esforço produz esforços de sentido contrário aos da pressão hidrostática, torna-se por isso necessário estudar a segurança da parede na ausência do líquido armazenado.

2.3.6. ACÇÃO DO SOLO NA PAREDE DO RESERVATÓRIO

Em reservatórios com rigidez suficiente, como é o caso dos reservatórios de betão, a deformação da parede e o consequente deslocamento ou movimento do solo lateral não é suficiente para mobilizar o estado limite activo ou passivo do terreno. Nestes casos, o EC 7 (2004), cláusula 9.5.2 (2), diz que para solos normalmente consolidados, deve ser assumido o estado em repouso do solo em redor duma estrutura de retenção se a deformação ou movimento da estrutura for inferior a $5 \times 10^{-4} \times h$, em que h é a altura da parcela enterrada da parede.

Como o reservatório está enterrado a uma profundidade de 3.5 metros, o solo encontra-se em estado de repouso se a deformação da parede nessa altura de 3.5 metros, for inferior a $5 \times 10^{-4} \times 3.5 = 0.00175$ m. Facto que irá ser comprovado na análise de esforços.

De referir ainda, que caso se adoptasse o estado limite activo do terreno no caso concreto de um reservatório em que não ocorresse deformação suficiente para a sua mobilização, estaríamos a subdimensionar a estrutura, já que o estado de repouso é mais gravoso que o estado limite activo.

De acordo com o EC 7, os valores de cálculo das acções e das propriedades dos materiais, são calculados utilizando os coeficientes de segurança parciais referentes aos parâmetros de resistência do terreno (γ_M) e às acções (γ_F).

No âmbito da abordagem de cálculo 1, definida no EC 7, para o dimensionamento da parede do reservatório, a verificação da segurança em estruturas pode ser efectuada por duas combinações de coeficientes parciais de segurança (Ver Fig. 2.12).

Acções γ_F		Símbolo	Combinações	
			1	2
Permanentes	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variáveis	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Parâmetros do terreno γ_M		Símbolo	Combinações	
			1	2
Ângulo de resistência ao corte ^a		$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão efectiva		$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência não drenada		γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial		γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico		γ_γ	1,0	1,0

^a Factor aplicado à tg ϕ'

Fig. 2.12 – Coeficientes de segurança parciais para acções e parâmetros do terreno – Abordagem de cálculo 1 do EC7.

Dado que é do âmbito deste trabalho apenas estudar o dimensionamento interno da estrutura, isto é, os estados limites essencialmente dependentes da resistência dos elementos estruturais, a combinação 1 é a combinação mais gravosa em termos de acção sobre o reservatório.

Como estamos perante um solo com ângulo de resistência ao corte (ϕ') de 30° e um peso volúmico (γ), utilizando o respectivo coeficiente de segurança parcial, $\gamma_{\phi'}$, de 1.0, pode-se calcular $\phi'd$ tal que,

$$\tan \phi'd = \frac{\tan \phi'k}{\gamma_{\phi'}} \Leftrightarrow \phi'd = \tan^{-1}\left(\frac{\tan 30^\circ}{1.0}\right) = 30^\circ \quad (2.17.)$$

A pressão do solo sobre a parede do reservatório assume a forma duma carga triangular de valor igual à tensão horizontal de repouso (Fig. 2.13), que pode ser determinada pelo coeficiente de impulso em repouso (K_0). Para solos normalmente consolidados (areias ou argilas), K_0 pode ser avaliado pela seguinte expressão semi-empírica,

$$K_0 = 1 - \sin \phi'd \quad (2.18.)$$

Por outro lado, a tensão vertical de repouso é dada pela equação $\sigma_{v0}(H) = \gamma \times H$ e a tensão horizontal de repouso por $\sigma_{h0}(H) = K_0 \times \sigma_v$.

A resultante da carga triangular de pressão do solo sobre a parede, é designada por impulso, e pode ser determinada pela equação 2.19.

$$I = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_0 \quad (\text{KN/m}) \quad (2.19.)$$

No Quadro 2.8 apresenta-se a quantificação do valor máximo da pressão do solo na parede do reservatório, que se encontra à profundidade de 3,5 metros.

Quadro 2.8 – Quantificação da pressão do solo na parede do reservatório.

$\phi'd$ ($^\circ$)	γ (kN/m ³)	H (m)	K_0	σ_{v0} (H = 3,5) (kN/m ²)	σ_{h0} (H = 3,5) (kN/m ²)	I (kN/m)
30	20	3.5	0.5	70	35	61.25

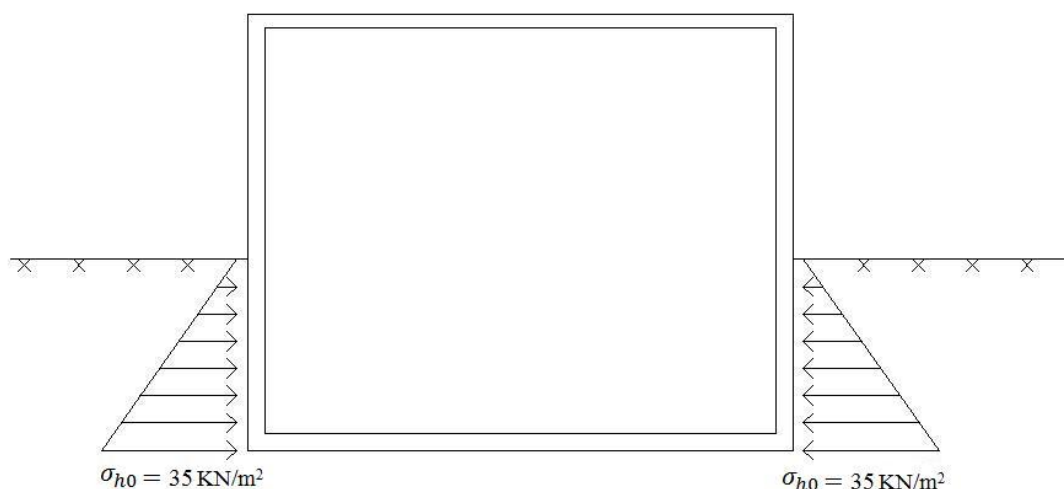


Fig. 2.13 – Acção do solo sobre a parede do reservatório.

2.3.7. SUBIDA DO NÍVEL FREÁTICO

Em reservatórios semi-enterrados, deve ser analisado o caso do nível freático se encontrar a uma cota superior à da laje de fundo. Neste caso, além da acção externa do solo, é necessário considerar também a pressão na parede e a subpressão na laje de fundo devido à presença de água no solo. O valor desta acção sobre a laje de fundo e sobre as paredes é proporcional à altura H_{NF} , conforme se pode verificar na Fig. 2.14.

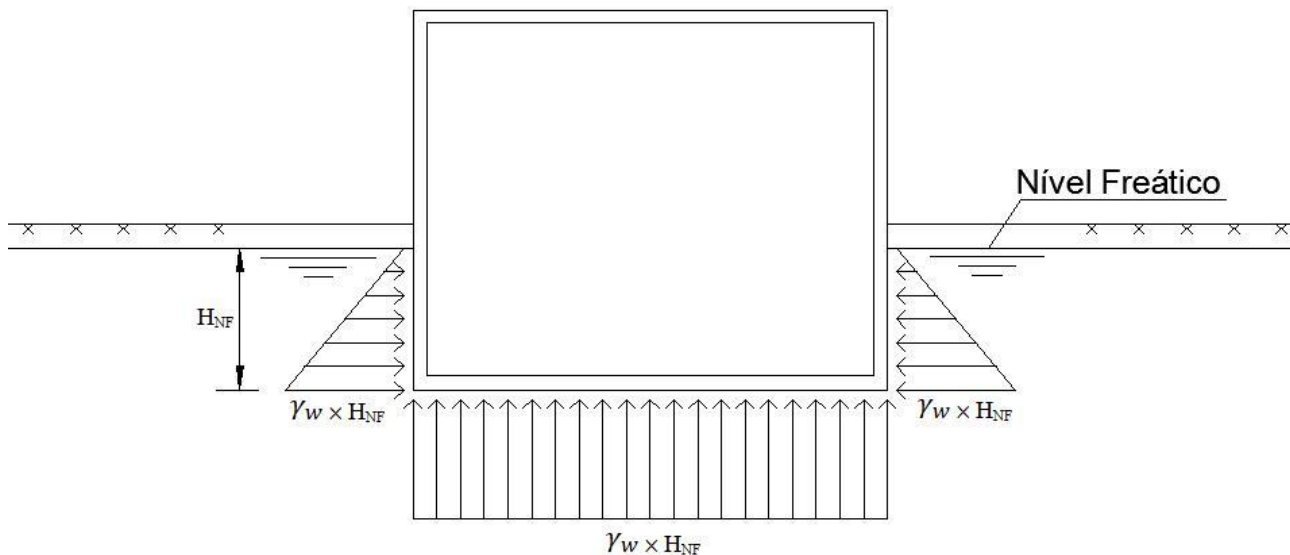


Fig. 2.14 – Acção da água existente no solo sobre o reservatório.

Considerando que o nível freático, no caso do reservatório em estudo, chega à superfície do terreno ($H_{NF} = 3.5$ m) e sabendo que o peso volúmico da água (γ_w) é aproximadamente igual a 10 kN/m^3 , resulta uma pressão de valor máximo na base do reservatório igual a 35 kN/m^2 .

No entanto, a existência de água no maciço altera o peso volúmico do solo (γ), passando a valer $\gamma' = (\gamma - \gamma_w)$ e designando-se por peso volúmico submerso. Isto deve ser levado em atenção no cálculo da pressão do solo sobre a parede do reservatório à profundidade de 3,5 metros, pois a mesma passa a valer $17,5 \text{ kN/m}^2$, ou seja, metade do valor caso o nível freático estivesse abaixo da laje de fundo do reservatório.

2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS RECORRENDO A UM PROGRAMA DE PÓRTICOS PLANOS

Esta análise é realizada recorrendo ao programa de pórticos planos *FTOOL* (2008).

Na Fig. 2.15 é apresentado um modelo equivalente para análise do reservatório em estudo, que corresponde analisar uma faixa de 5 metros de raio e 1 metro de largura de parede:

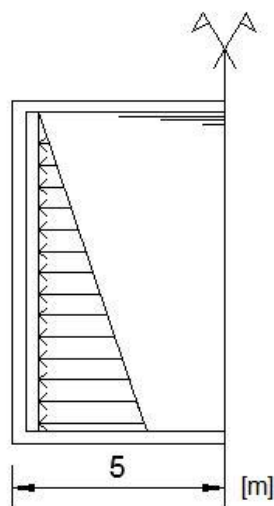


Fig. 2.15 - Pressão hidrostática sobre a parede do reservatório.

Como é possível entender, por efeito das pressões hidrostáticas, um qualquer ponto da parede do reservatório sofre um dado deslocamento y na direcção radial.

Surgem então forças N_θ , que tendem a “puxar” o ponto de volta para a sua posição inicial, como está representado na Fig. 2.16.

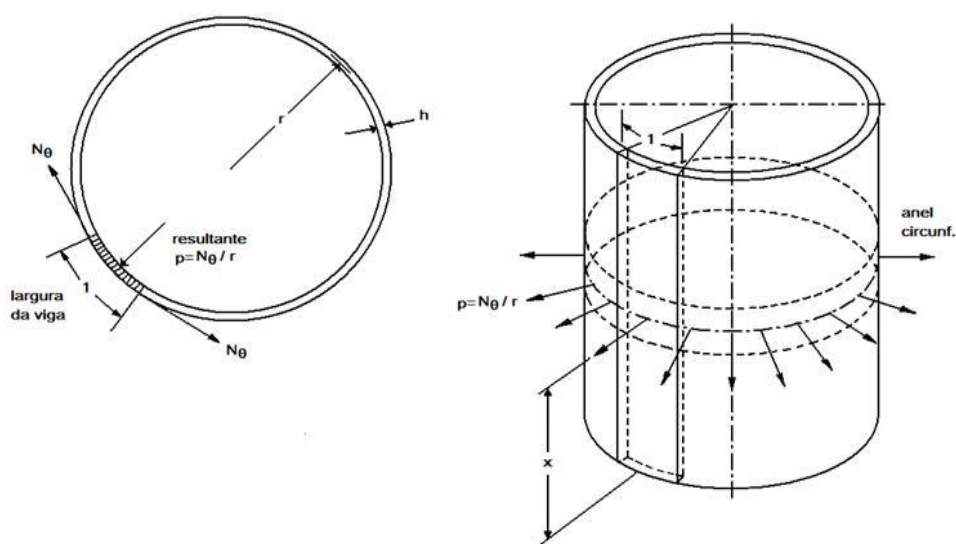


Fig. 2.16 – Forças N_θ desenvolvidas devido à pressão hidrostática num reservatório cilíndrico.

Assim, pode-se fazer uma analogia entre este comportamento da parede e o comportamento da chamada “viga sobre fundação elástica”, esquematizado na Fig. 2.17.

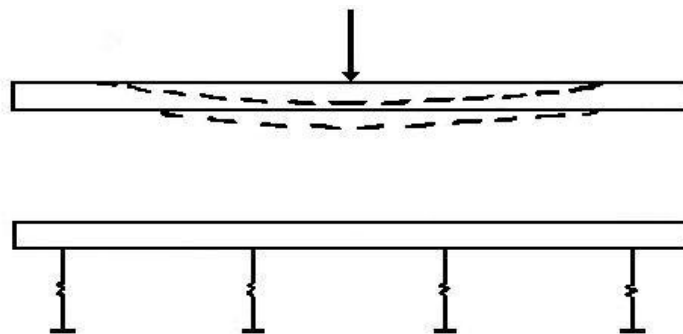


Fig. 2.17 – Comportamento de “viga sobre fundação elástica”.

Pelo que será possível a seguinte disposição estrutural na parede:

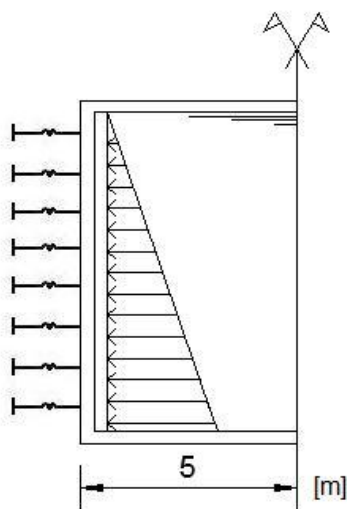


Fig. 2.18 – Modelo estrutural adoptar na parede do reservatório.

Torna-se necessário calcular a rigidez, K , de cada uma das molas a usar no modelo de cálculo, bem como a respectiva área de influência.

Atente-se agora na Fig. 2.19:

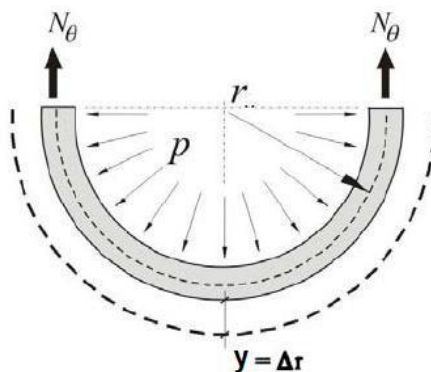


Fig. 2.19 – Esforço circunferencial, N_θ , e deflexão, y , gerados num tubo devido à pressão aplicada, p .

Pela chamada fórmula dos tubos vem:

$$N_{\theta} = p \times r \Leftrightarrow p = \frac{N_{\theta}}{r}, \quad (2.20)$$

onde p representa a pressão aplicada por m^2 de área de parede e r é o raio do reservatório em metros.

A rigidez de cada mola, K , para um dado deslocamento y da parede, pode ser obtida por:

$$K = \frac{p \text{ (kN/m)}}{y} = \frac{p \text{ (kN/m}^2\text{)} \times 1 \text{ m de faixa}}{y} = \frac{N_{\theta}}{r \times y} \quad (2.21)$$

Por outro lado:

$$N_{\theta} = \sigma \times S = \varepsilon_u \times E \times S \quad (2.22)$$

Sabe-se que quando um dado ponto da parede sofre um deslocamento y , as extensões radiais ε_r e de perímetro ε_u , são dadas pelas expressões:

$$\varepsilon_r = \frac{y}{r}; \quad \varepsilon_u = \frac{y}{r} \quad (2.23)$$

Considerando o estudo da parede apenas numa faixa de um metro com espessura h , ou seja, a secção em análise, S , fica igual a $1 \times h$.

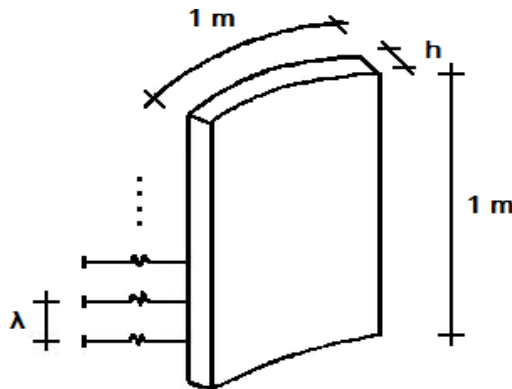


Fig. 2.20 – Faixa representativa de um metro de parede.

O que voltando à equação (2.22), resulta em:

$$N_{\theta} = E \times S \times \frac{y}{r} = E \times h \times \frac{y}{r} \quad (2.24)$$

Substituindo a equação (2.24) na equação (2.21), tem-se:

$$K = \frac{E \times h \times \frac{y}{r}}{r \times y} = \frac{h \times E}{r^2} \quad [\text{kN} / \text{m} / (1 \text{ m altura} \times 1 \text{ m de faixa de parede})] \quad (2.25)$$

Analisando a rigidez das molas:

$$\Delta L = \frac{N \times L}{E \times A} \Leftrightarrow \frac{N}{\Delta L} = \frac{E \times A}{L} \therefore K = \frac{E \times A}{L} \quad (2.26)$$

onde L representa o comprimento da mola.

Igualando as expressões (2.25) e (2.26), vem:

$$\frac{h \times E}{r^2} = \frac{E \times A}{L} \Leftrightarrow A = \frac{h \times L}{r^2} \quad (2.27)$$

A equação geral da área de cada uma das molas fica então definida:

$$A \text{ (m}^2\text{)} = \frac{h \times L}{r^2} \times \lambda, \quad (2.28)$$

onde λ representa o espaçamento entre as barras.

Assumindo que o reservatório a analisar possui molas de 0,5 metros de comprimento espaçadas de 0,25 metros, a área de cada barra fica então igual a:

$$A = \frac{0,3 \times 0,5}{5^2} \times 0,25 = 1,5 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad (a = 2,5 \text{ m}; b = 6 \times 10^{-4} \text{ m}) \quad (2.29)$$

Sabendo que o módulo de elasticidade médio de um betão C30/37 é 33 GPa, a rigidez de cada mola da parede fica então definida:

$$K = \frac{E \times A}{L} = \frac{33 \times 10^6 \times 1,5 \times 10^{-3}}{0,5} = 99000 \text{ kN/m} \quad (2.30)$$

Relativamente à laje de fundo e conforme já explicado e quantificado na secção 2.2, a sua interacção com o terreno é simulada através de coeficientes de Winkler (molas). Sabendo que as estacas são simuladas pelo impedimento dos deslocamentos verticais no local onde estão situadas, é possível apresentar na Fig. 2.21, o modelo estrutural final a ser analisado num programa de pórticos planos.

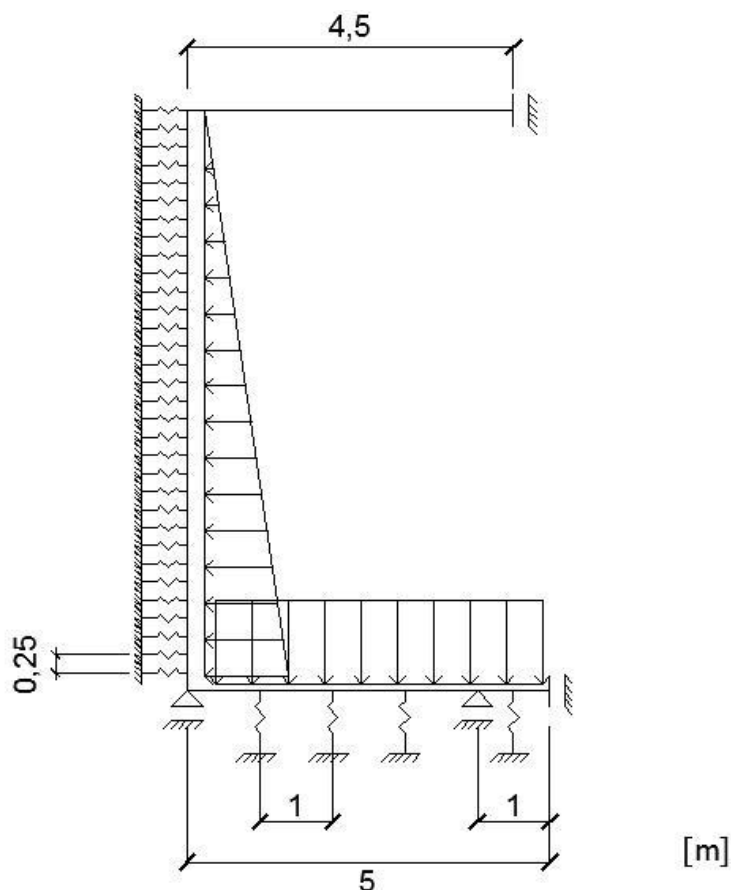


Fig. 2.21 – Simulação da rigidez dos anéis através de molas e aplicação da pressão hidrostática.

A razão pela qual a laje de cobertura, do modelo estrutural apresentada na Fig. 2.21, apresenta um raio inferior ao da laje de fundo, é porque se considera a existência duma abertura de 1 metro de diâmetro para acesso e visibilidade do interior do reservatório. Nessa abertura irá ser colocada uma tampa de acesso/selagem de outro material não estrutural.

Tal como exposto anteriormente, a betonagem é feita em quatro etapas consecutivas em que o diferencial da extensão considerado em cada anel é de 0,2‰. A retracção do betão é então simulada no programa de cálculo, através da imposição de assentamentos nas molas.

$$\varepsilon = \frac{\Delta r}{5} \Leftrightarrow 0,2\text{‰} = \frac{\Delta r}{5} \Leftrightarrow \Delta r = 1 \text{ mm} \quad (2.31)$$

Desta forma, tem-se até aos 2 m um assentamento de 1 mm, dos 2 aos 4 m um assentamento de 2 mm, dos 4 aos 6 m um assentamento de 3 mm e dos 6 aos 8 m um assentamento de 4 mm, como se pode observar na Fig. 2.22.

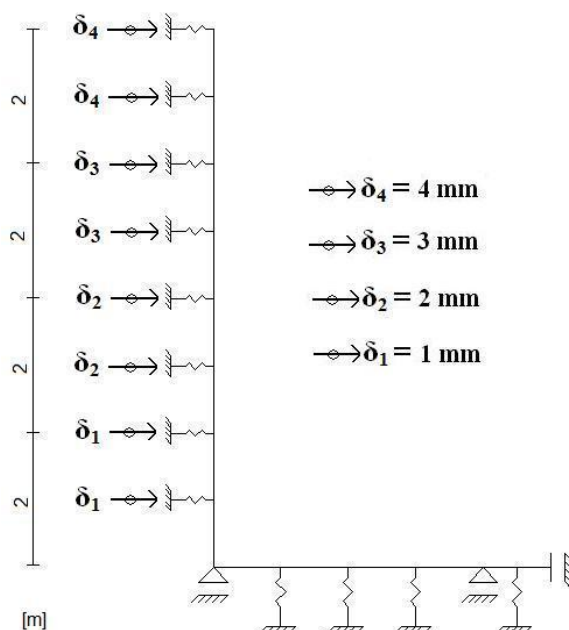


Fig. 2.22 – Simulação da retração do betão através de assentamentos de apoio.

A retração do betão da laje de cobertura é simulada no programa de cálculo, através da imposição de um assentamento horizontal no topo da parede (fig.2.23) de valor igual a,

$$\varepsilon = \frac{\Delta r}{5} \Leftrightarrow 0,22\text{‰} = \frac{\Delta r}{5} \Leftrightarrow \Delta r = 1.1 \text{ mm} \quad (2.31)$$

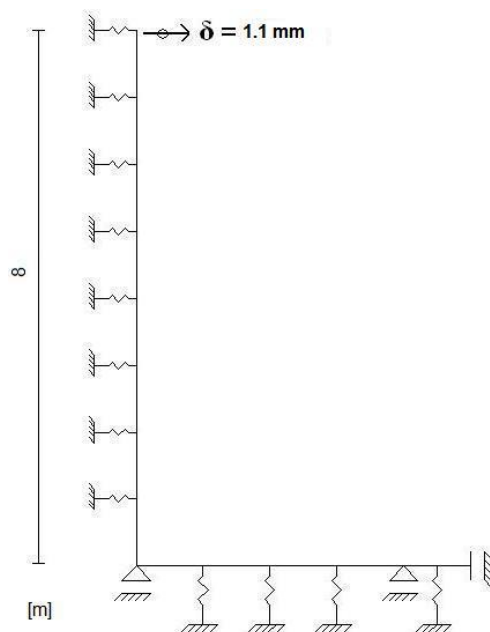


Fig. 2.23 – Simulação da retração da laje de cobertura através de um deslocamento horizontal.

Apresentam-se, de seguida, os diagramas de esforços radiais e circunferenciais, obtidos tendo em conta uma ligação monolítica da parede com a laje de fundo e de cobertura do reservatório.

A obtenção dos esforços circunferenciais, N_θ , ao longo da parede do reservatório está dependente da aplicação da expressão (2.22), pelo que é necessário obter-se a extensão radial ε_r em cada ponto da parede.

2.4.1. ESFORÇOS DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA

2.4.1.1. DEFORMADA

Ao observar a Fig. 2.24, verifica-se que na ligação da parede com a laje de fundo se gera uma rotação no sentido da parede para a laje. Isto porque, a pressão que actua na laje de fundo sobrepõem-se à acção das pressões hidrostáticas na parede, justificando a rotação que aí surge. As pressões hidrostáticas que actuam na laje de fundo fazem com que esta sofra deslocamentos no sentido descendente. De notar que devido à rotação existente entre a laje de fundo e a parede, resulta que o primeiro “anel” de betão desloca-se para o interior e fica comprimido. Ao avançar em altura na parede, o efeito das pressões hidrostáticas é dominante e tende a traccionar os anéis de betão.

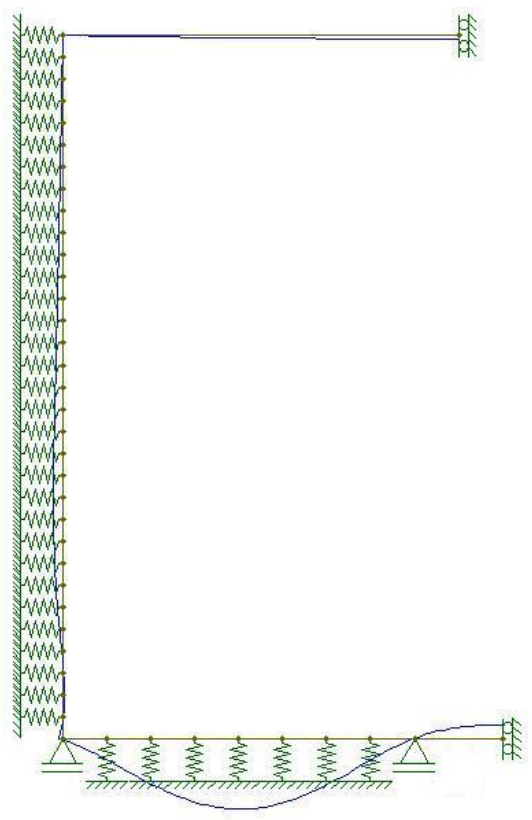


Fig. 2.24 – Deformada do reservatório devido à Pressão Hidrostática.

2.4.1.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DA PAREDE

Como resultado da rotação entre a laje de fundo e da parede, o primeiro anel de betão desloca-se para o interior e fica comprimido, justificando os valores negativos que surgem no diagrama de esforços axiais circunferenciais (Fig. 2.25). Ao avançar em altura na parede, o efeito das pressões hidrostáticas é dominante e tende a “dilatatar” os anéis de betão: surgem esforços axiais circunferenciais positivos – a secção está traccionada. Os esforços máximos de tracção são atingidos numa faixa perto dos 3 metros, que corresponde à parte mais deformada da parede. À medida que se aproxima do topo da parede as tracções vão diminuindo, o que seria de esperar já que a carga triangular correspondente à pressão hidrostática interior é cada vez mais pequena.

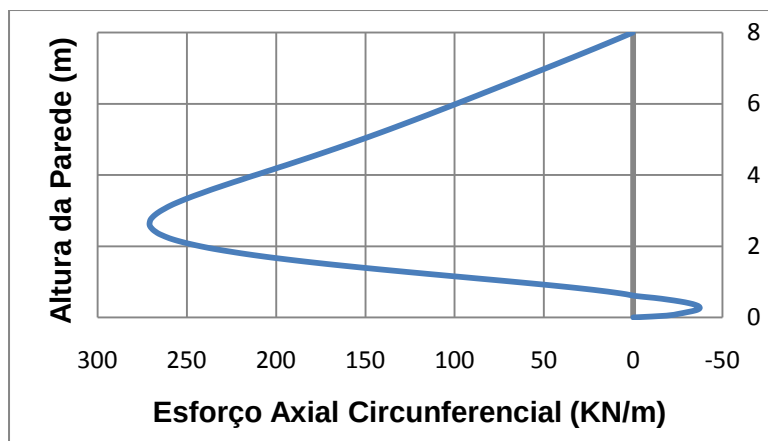


Fig. 2.25 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

Como se pode verificar, surge radialmente um momento positivo na zona de ligação da parede com a laje de fundo, associado à rotação atrás referida (Fig. 2.26). Por acção da pressão hidrostática interior, o momento vai diminuindo atingindo valores negativos muito baixos numa faixa onde ocorrem mais deformações.

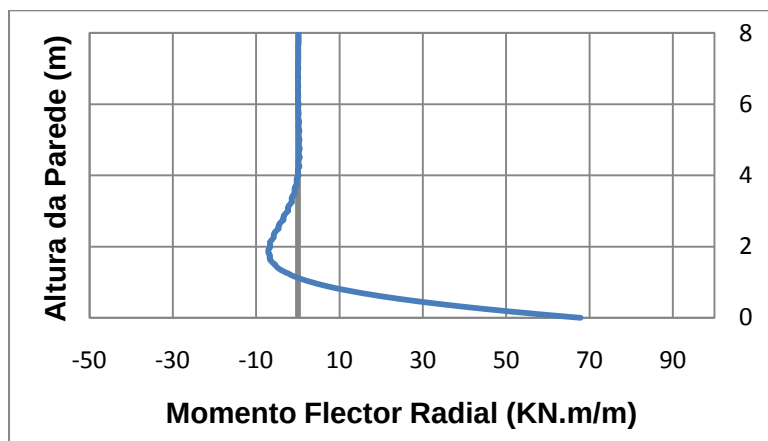


Fig. 2.26 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

Na direcção perpendicular (circunferencial) geram-se os momentos circunferenciais (Fig. 2.27) referidos nas secções 2.1 e 2.2, cuja representação gráfica é análoga à dos momentos radiais e que resultam do seu produto pelo coeficiente de Poisson ($\nu = 0.15$).

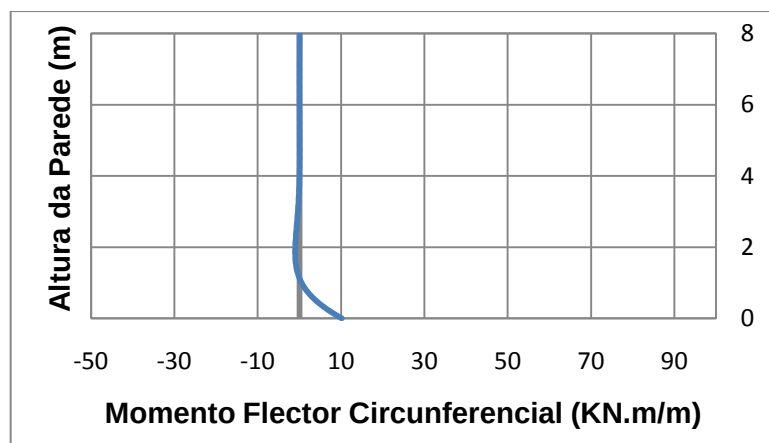


Fig. 2.27 – Diagrama de momento flector circunferencial na Parede.

Estes são os momentos que resultam do efeito dos momentos flectores radiais numa dada secção. Considere-se, por exemplo, um momento negativo a actuar numa dada direcção. Nessa secção, na direcção perpendicular, por efeito desse momento surge para cada um dos lados do eixo neutro um encurtamento e uma extensão relacionadas com o coeficiente de Poisson, como sugere a seguinte figura,

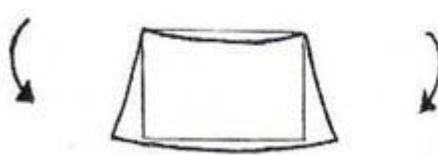


Fig. 2.28 – Efeito do coeficiente de Poisson.

Na secção imediatamente adjacente verifica-se este mesmo efeito: tal como representado na Fig. 2.28, as fibras de baixo vão sofrer uma extensão e as superiores um encurtamento. Para compatibilizar estas deformações surge um momento que contraria a tendência de encurtamento e extensão para um e outro lado do eixo neutro. Uma vez que os momentos circunferenciais resultantes são muito baixos (Fig. 2.27) tal como previsto nas secções 2.1 e 2.2, eles não serão contabilizados neste estudo.

Por último apresenta-se o diagrama de esforços transversos da parede:

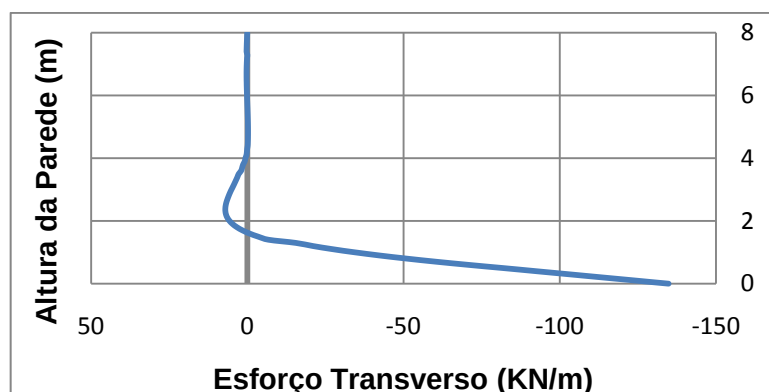


Fig. 2.29 – Diagrama de esforços transversos na Parede.

2.4.1.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

Por efeito da rotação entre a parede e a laje de fundo, a secção imediatamente adjacente vai descer, ficando traccionada, como se verifica pela deformada da estrutura (Fig. 2.24). Nessa zona surgem esforços axiais circunferenciais positivos (Fig. 2.30). Nas secções vizinhas, entre os dois apoios materializados por estacas, a carga hidrostática exerce grande pressão, cujo efeito é fazer descer a laje, provocando aí grandes deformações. As tracções que se fazem sentir traduzem-se em esforços axiais circunferenciais positivos na fibra inferior, que atingem o pico na zona de máxima deformação. Próximo do apoio, estas tracções vão diminuindo, pois é uma zona de grande rigidez. Do lado direito do apoio, a laje fica traccionada na fibra superior, após uma rotação induzida pela presença do apoio que contraria a acção da pressão hidrostática.

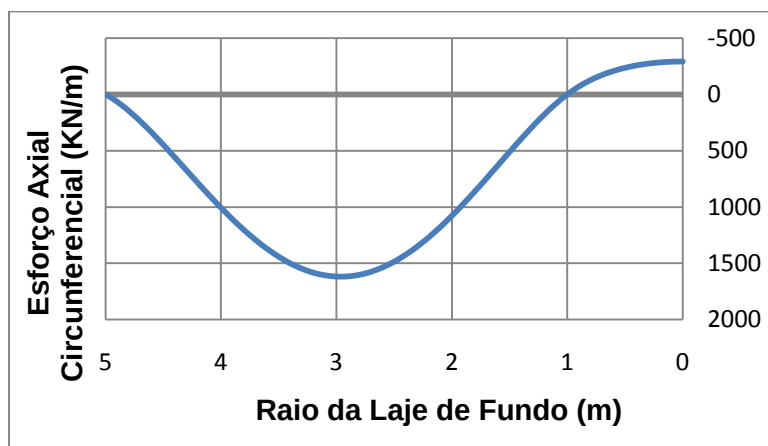


Fig. 2.30 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

Observando a Fig. 2.31, pode-se dizer que a laje de fundo apresenta um comportamento análogo ao de uma laje apoiada sobre 2 contornos. A pressão hidrostática ao longo da laje de fundo, gera um momento negativo na ligação da parede com a laje, devido ao apoio aí existente (apoio das estacas).

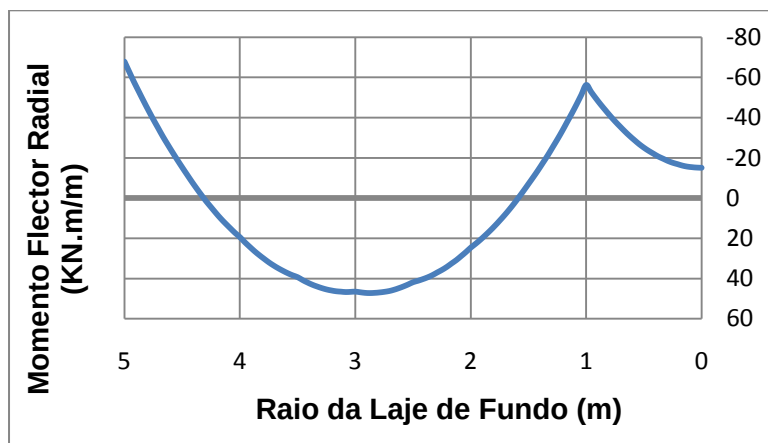


Fig. 2.31 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

Como as pressões são elevadas, nas secções vizinhas a deformada vai sendo cada vez maior. A laje vai descer, apresentando grandes deformações que traduzem o efeito das cargas, e os momentos que aí surgem são naturalmente positivos. Perto do apoio situado a 1 metro do centro do reservatório as

deformações tendem-se anular, devido à grande rigidez dessa zona, surgindo então momentos negativos.

Por último apresenta-se o diagrama de esforços transversos na laje de fundo:

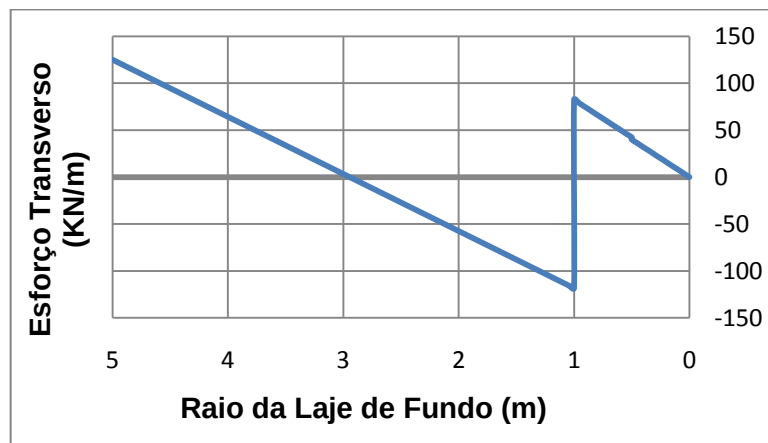


Fig. 2.32 – Diagrama de esforço transverso na Laje de Fundo.

2.4.2. ESFORÇOS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA LAJE DE COBERTURA

2.4.2.1. DEFORMADA

As cargas presentes na cobertura são o peso próprio e a sobrecarga, ambas com sentido descendente, provocando a deformação que está patente na deformada, ou seja, a laje desce.

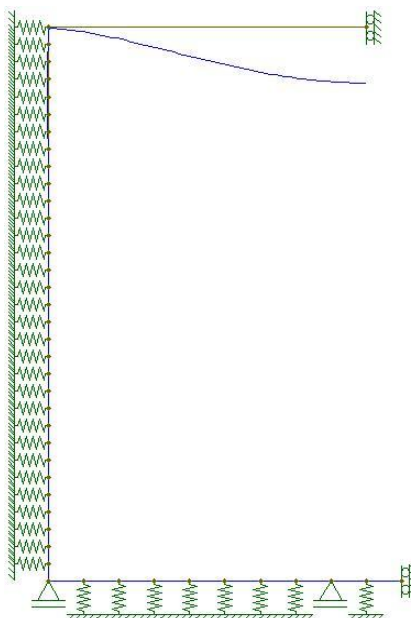


Fig. 2.33 – Deformada do reservatório devido ao Peso Próprio da Laje de Cobertura.

2.4.2.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE COBERTURA

Devido à continuidade da laje de cobertura com a parede, gera-se um momento negativo nessa ligação. Como a laje desce, devido ao carregamento actuante, surgem momentos positivos no centro.

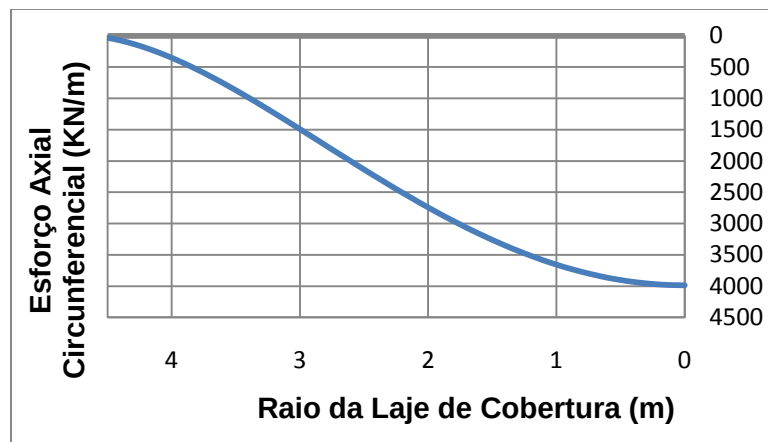


Fig. 2.34 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Cobertura.

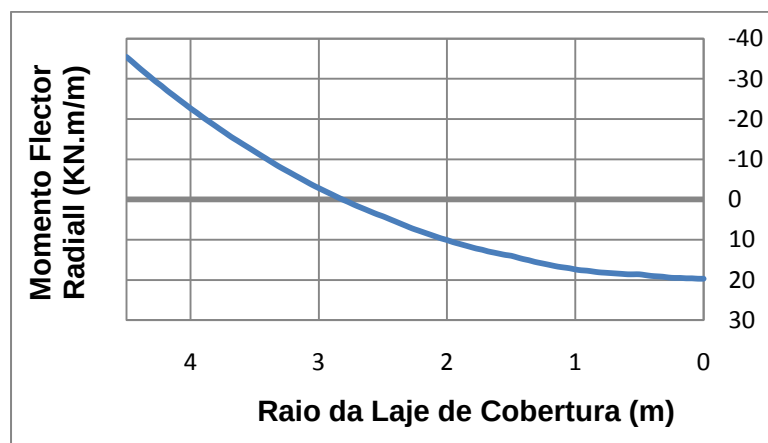


Fig. 2.35 – Diagrama de momento flector radial na Laje de Cobertura.

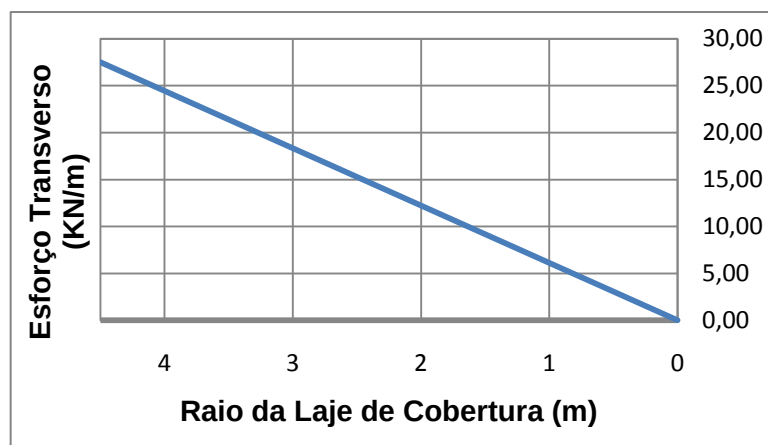


Fig. 2.36 – Diagrama de esforço transverso na Laje de Cobertura.

2.4.2.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

Devido à continuidade da parede com a laje de cobertura, a mesma provoca flexão da parede e introduz um momento negativo nesta última (Fig. 2.38).

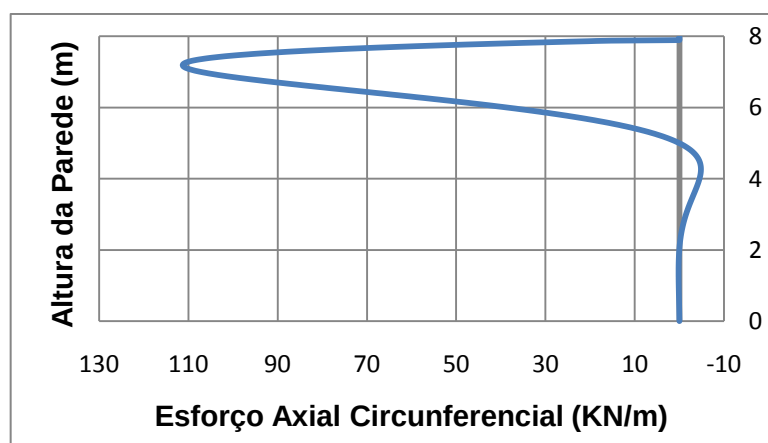


Fig. 2.37 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

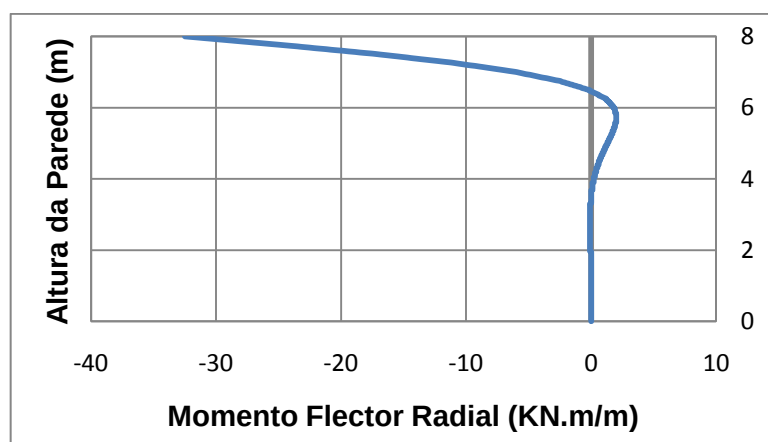


Fig. 2.38 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

Por último apresenta-se o diagrama de esforços transversos na parede:

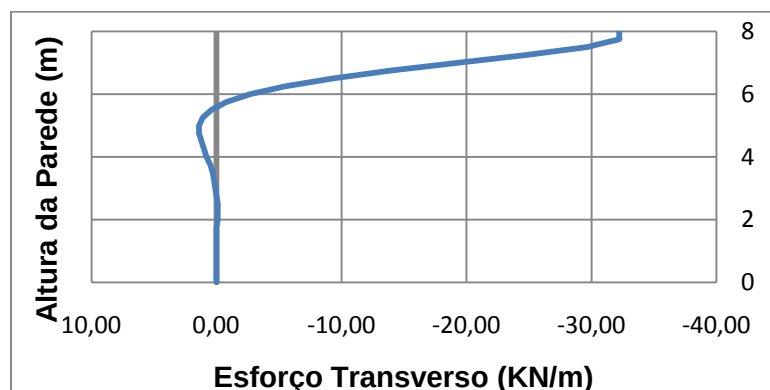


Fig. 2.39 – Diagrama de esforço transverso na Parede.

2.4.3. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA PAREDE

2.4.3.1. DEFORMADA

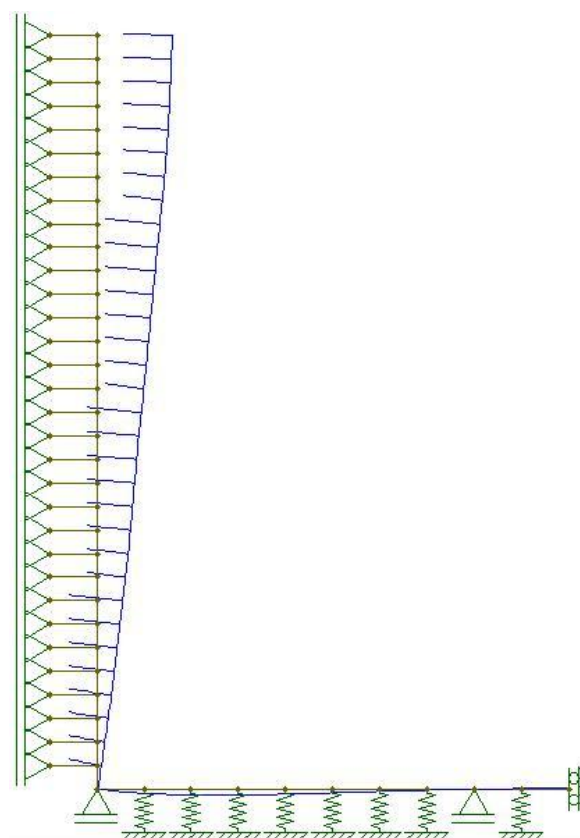


Fig. 2.40 – Deformada do reservatório devido à Retracção da Parede.

2.4.3.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

Verifica-se que os esforços introduzidos pela retracção são mais elevados que os introduzidos pela pressão hidrostática. Em particular, no que diz respeito ao esforço axial circunferencial, onde este é maior junto à ligação com a laje de fundo, resultante da restrição por esta introduzida.

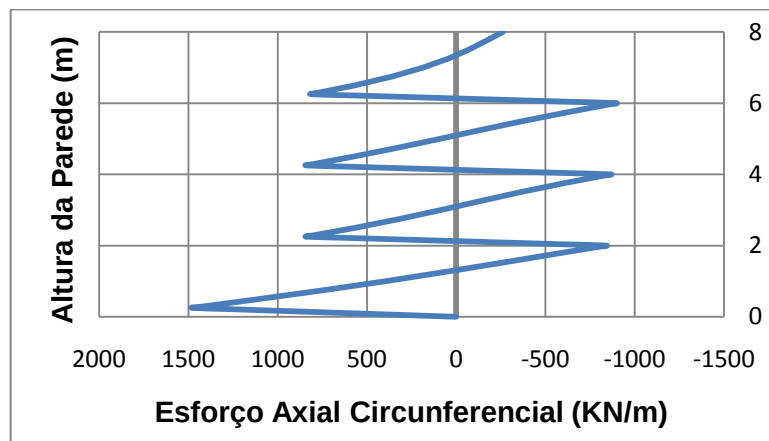


Fig. 2.41 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

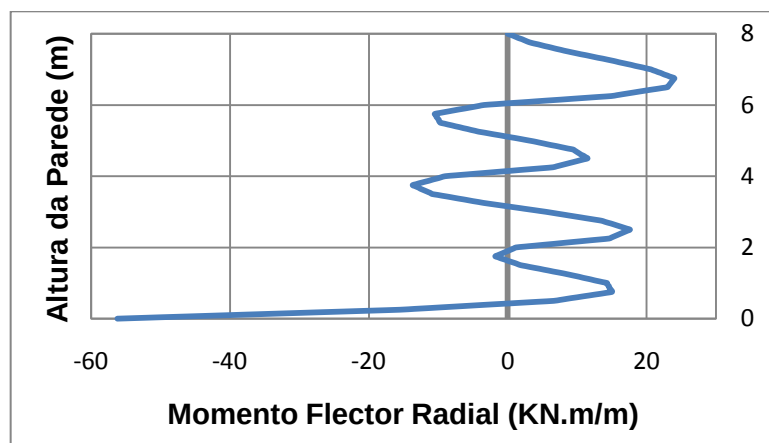


Fig. 2.42 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

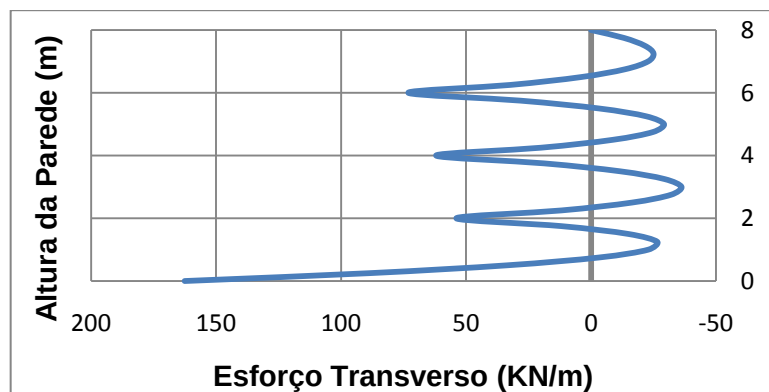


Fig. 2.43 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.4.3.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

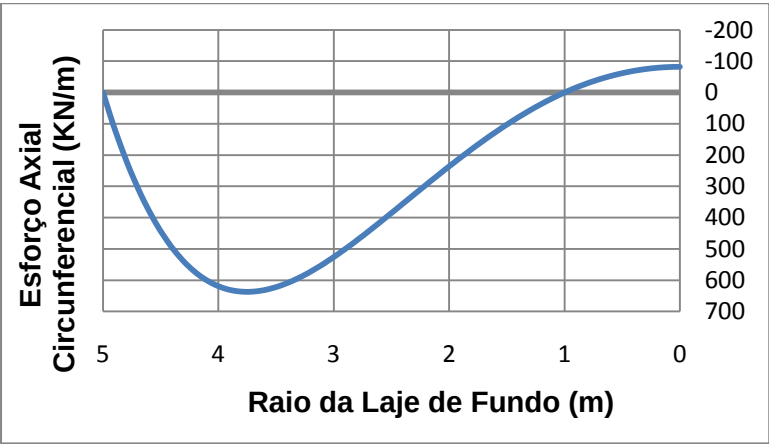


Fig. 2.44 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

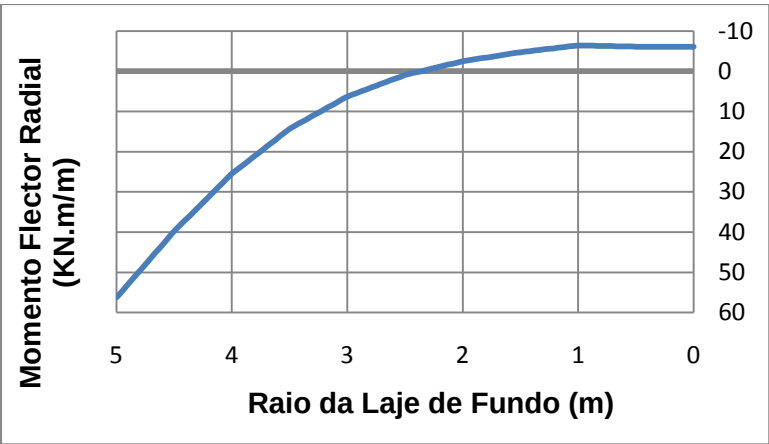


Fig. 2.45 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

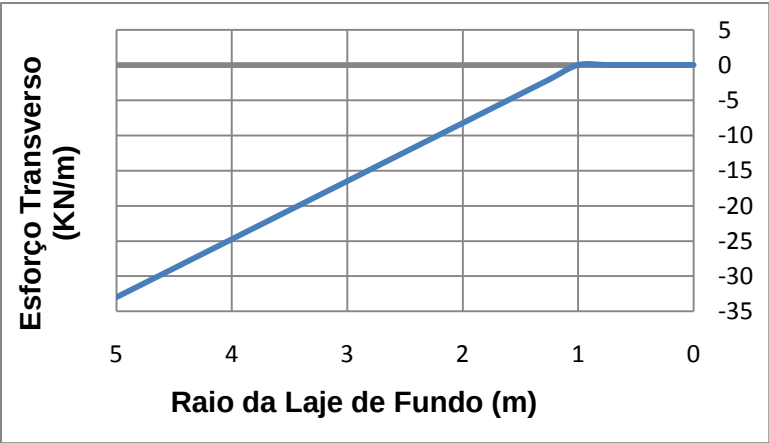


Fig. 2.46 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.4.4. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA LAJE DE COBERTURA

2.4.4.1. DEFORMADA

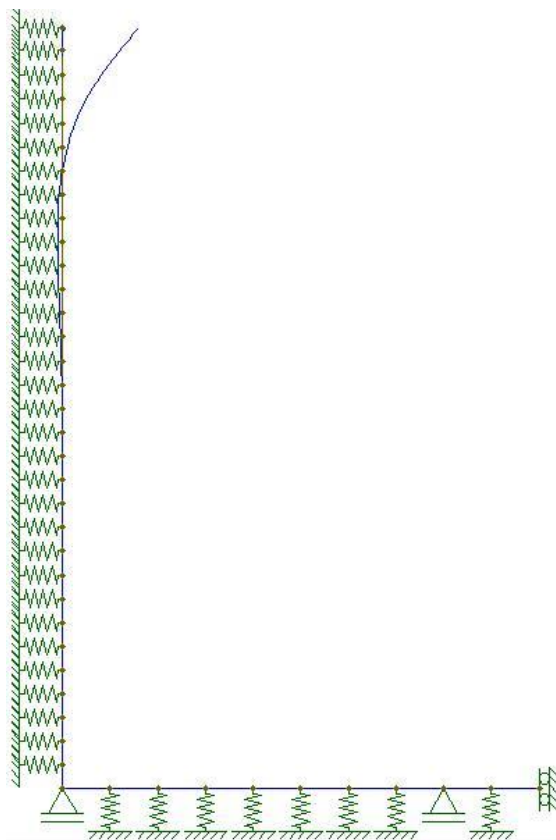


Fig. 2.47 – Deformada do reservatório devido à retracção da Laje de Cobertura.

2.4.4.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

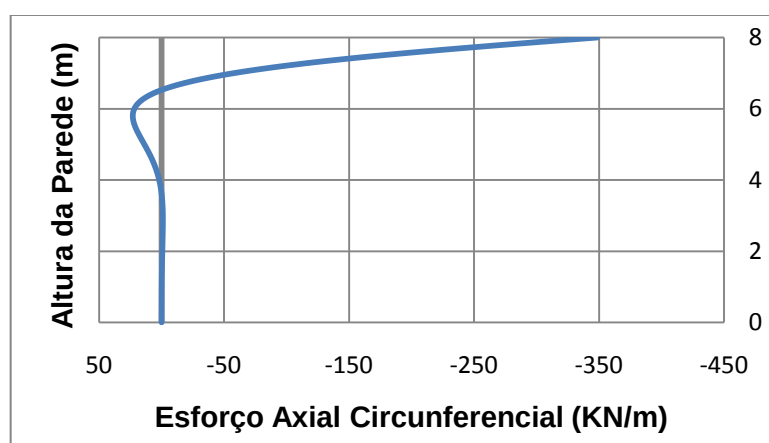


Fig. 2.48 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

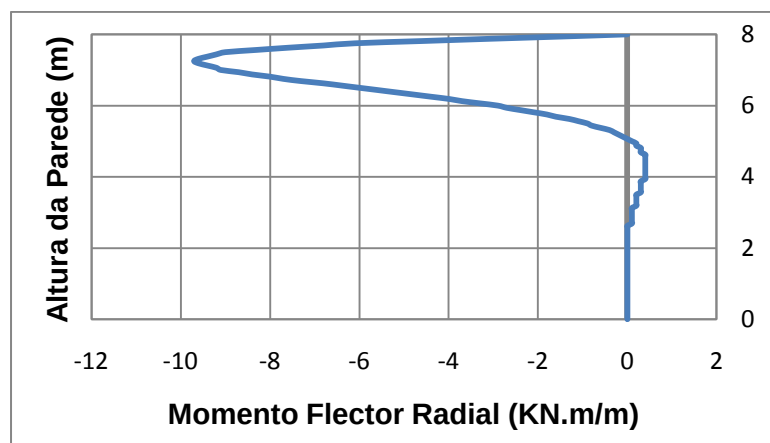


Fig. 2.49 – Diagrama de momentos flectores radiais na Parede.

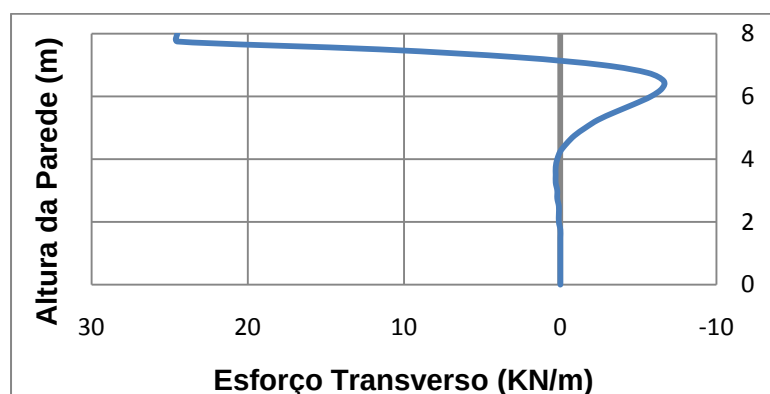


Fig. 2.50 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.4.5.ESFORÇOS DEVIDO AO PRÉ-ESFORÇO

A disposição circunferencial dos cabos de pré-esforço, actua como uma pressão radial ao longo do perímetro da parede e à altura a que cada cordão está disposto. Com base na força (P_0) e na disposição dos cabos de pré-esforço circunferenciais em altura, dimensionados posteriormente na secção 3.3, pode-se determinar a pressão que cada cordão exerce na parede. Para tal, sabendo que cada cordão apresenta uma área de 1.4 cm^2 e uma tensão média de 1395 MPa , a pressão de cada cabo de pré-esforço vem,

$$q = \frac{P_0}{r} = \frac{1395 \times 10^3 \times 1.4 \times 10^{-4}}{5} = 195.3 \text{ KN/m}$$

2.4.5.1. DEFORMADA

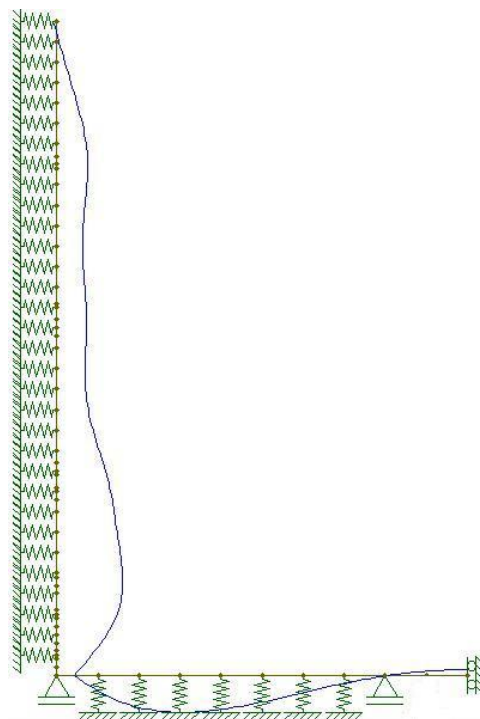


Fig. 2.51 – Deformada do reservatório devido ao Pré-Esforço.

2.4.5.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

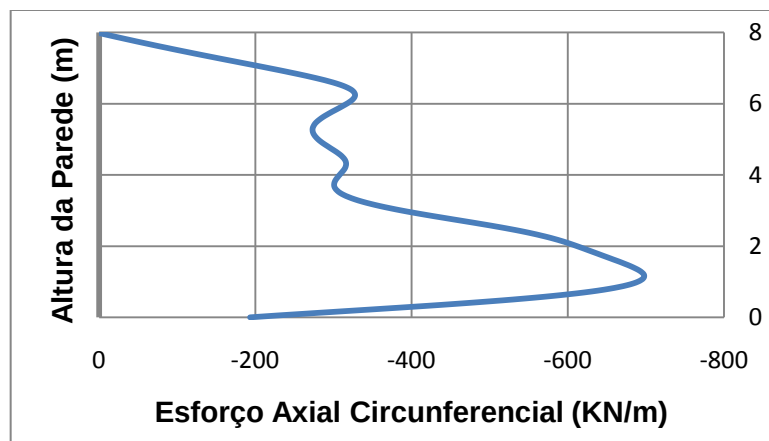


Fig. 2.52 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

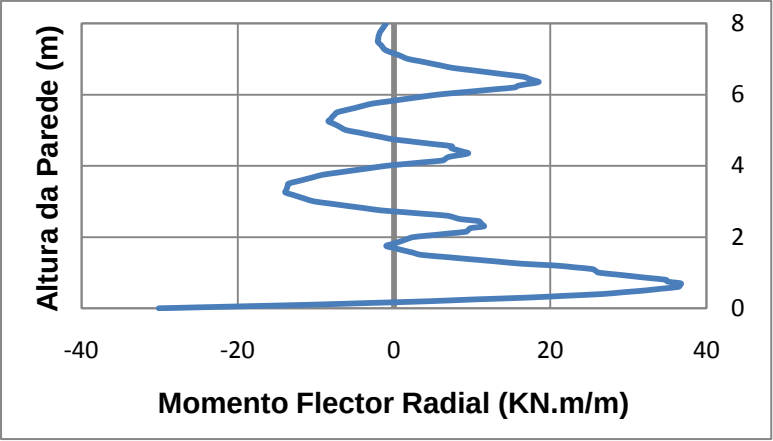


Fig. 2.53 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

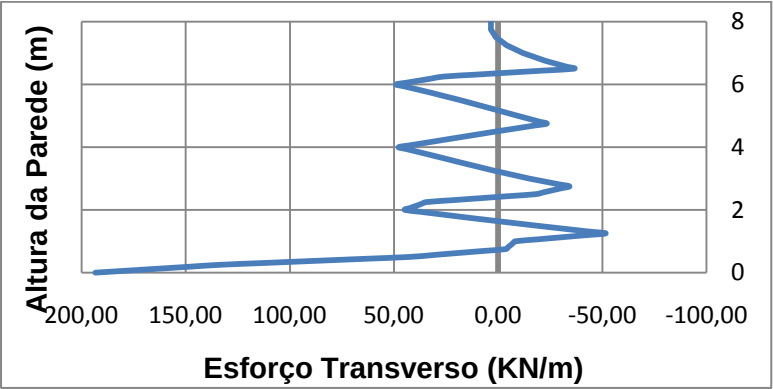


Fig. 2.54 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.4.5.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

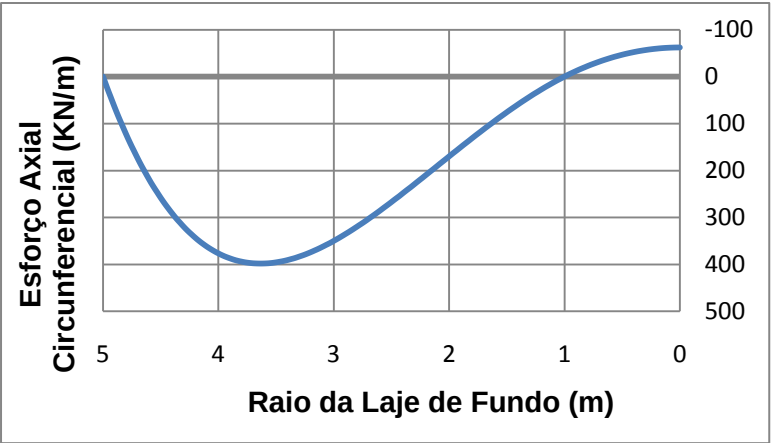


Fig. 2.55 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

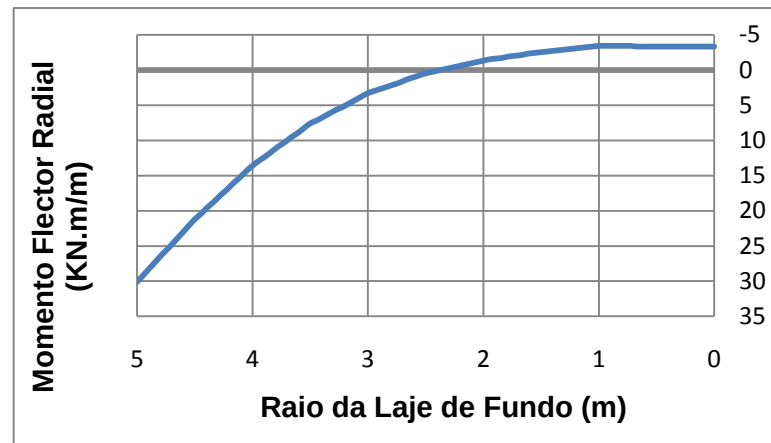


Fig. 2.56 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

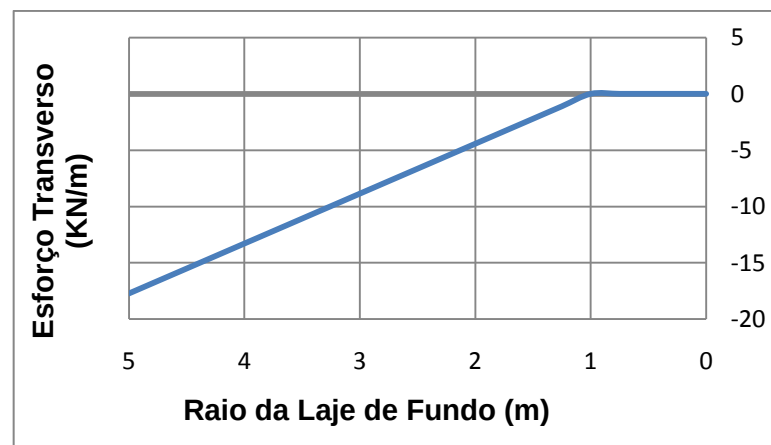


Fig. 2.57 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.4.6. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DE SOLO LATERAL

2.4.6.1. DEFORMADA

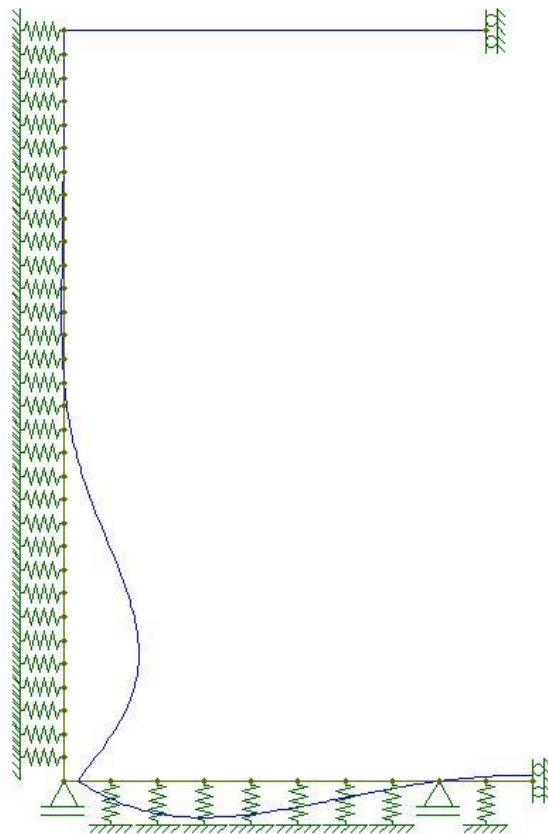


Fig. 2.58 – Deformada do reservatório devido à acção do Solo Lateral.

2.4.6.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

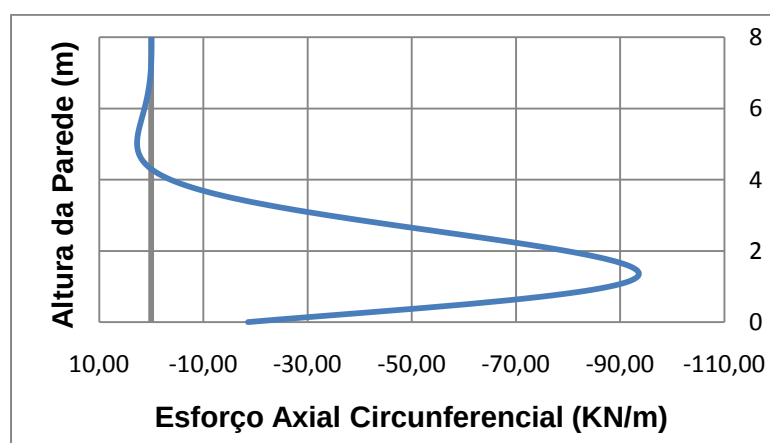


Fig. 2.59 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

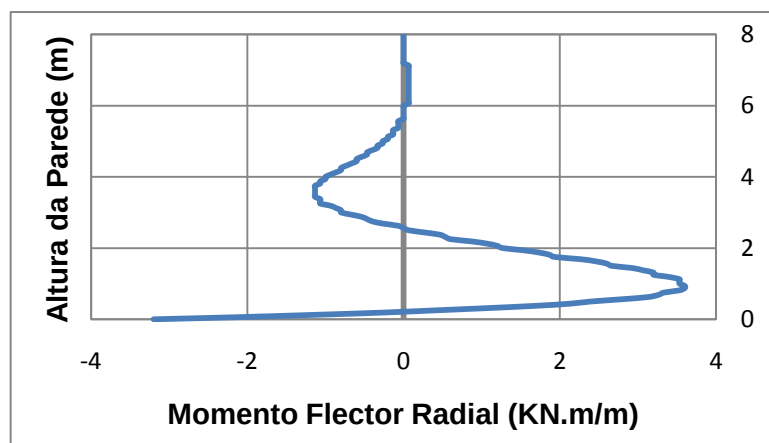


Fig. 2.60 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

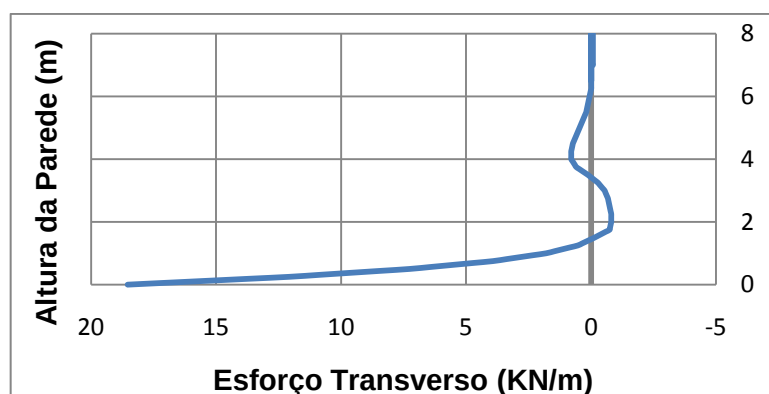


Fig. 2.61 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.4.6.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

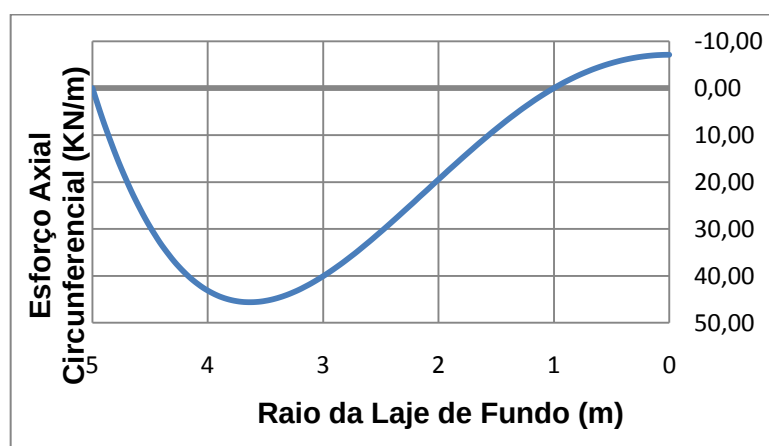


Fig. 2.62 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

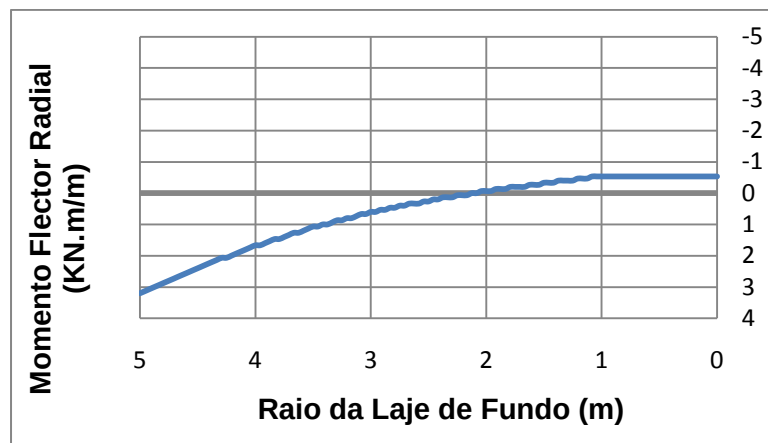


Fig. 2.63 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

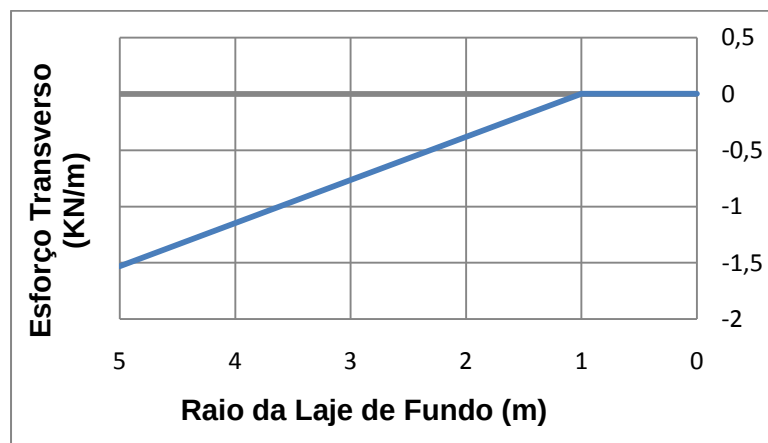


Fig. 2.64 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.4.7. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DE NÍVEL FREÁTICO NA SUPERFÍCIE E DE SOLO LATERAL (SOLO+ÁGUA)

2.4.7.1. DEFORMADA

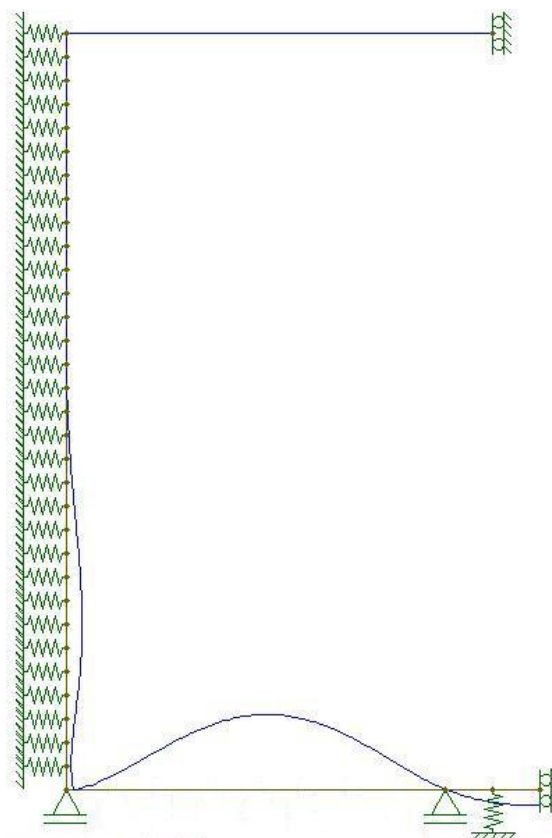


Fig. 2.65 – Deformada do reservatório devido à acção do solo e da subida do nível freático.

2.4.7.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

Na proximidade da ligação da parede com a laje de fundo, verifica-se uma inversão da tendência do esforço, devido à rotação da ligação, originada pela subpressão na laje de fundo proveniente da subida do nível freático.

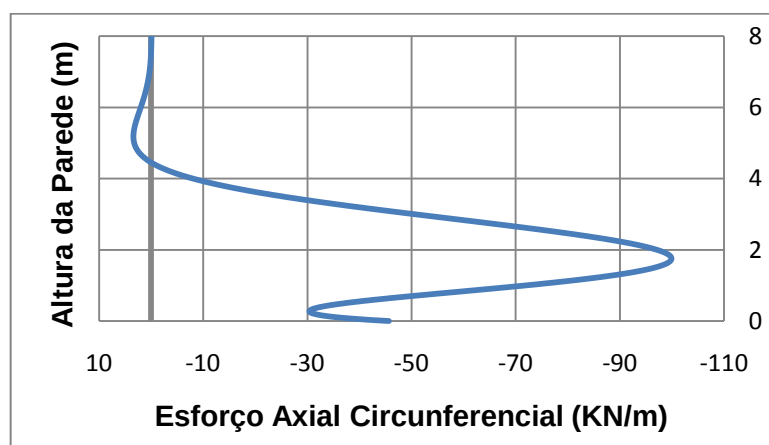


Fig. 2.66 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

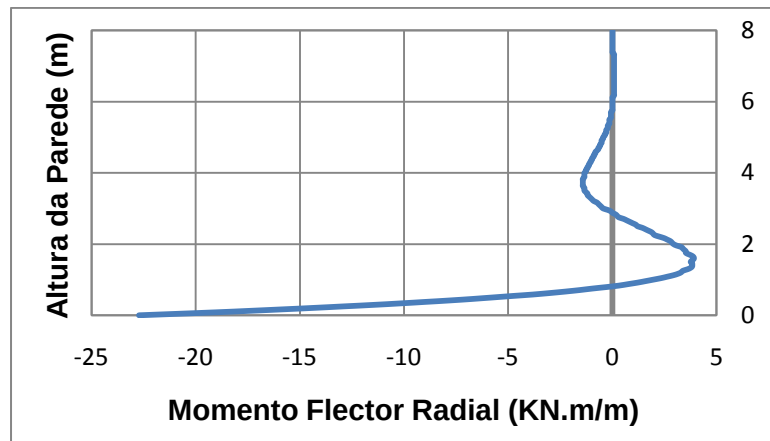


Fig. 2.67 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

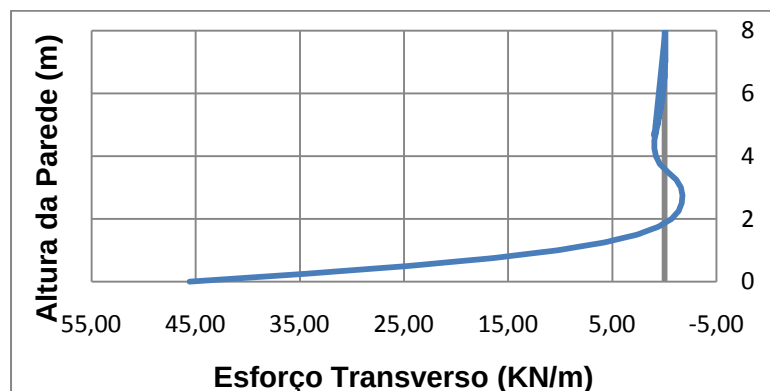


Fig. 2.68 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.4.7.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

Como se pode verificar nas Fig. 2.69 e 2.70, a subida do nível freático até à superfície induz esforços em fibras da laje de fundo que até agora não tinham experimentado tracções por efeito de outras acções.

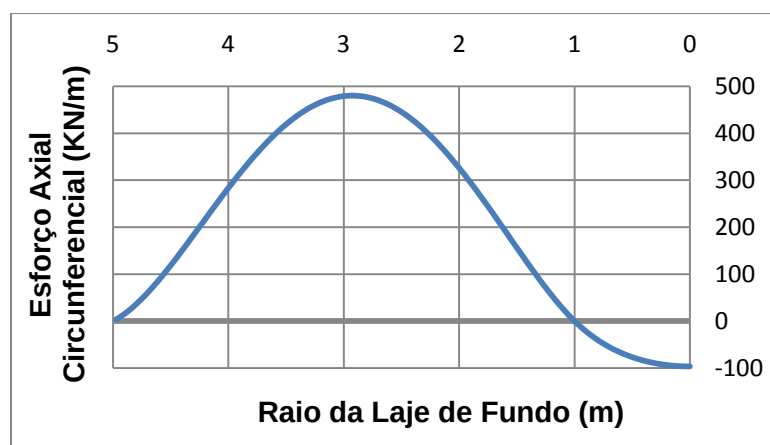


Fig. 2.69 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

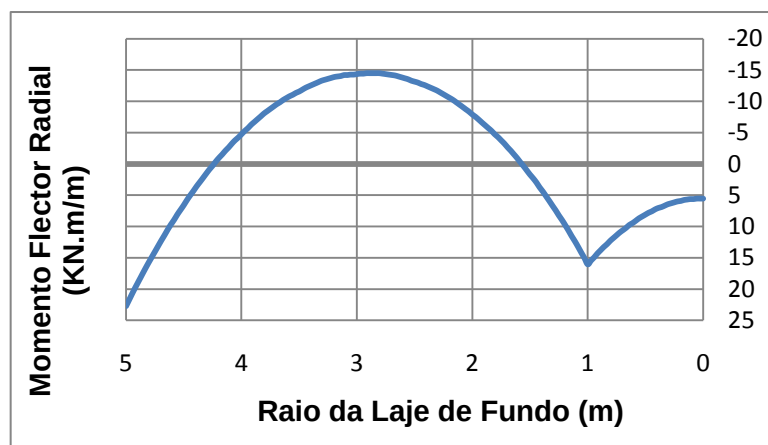


Fig. 2.70 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

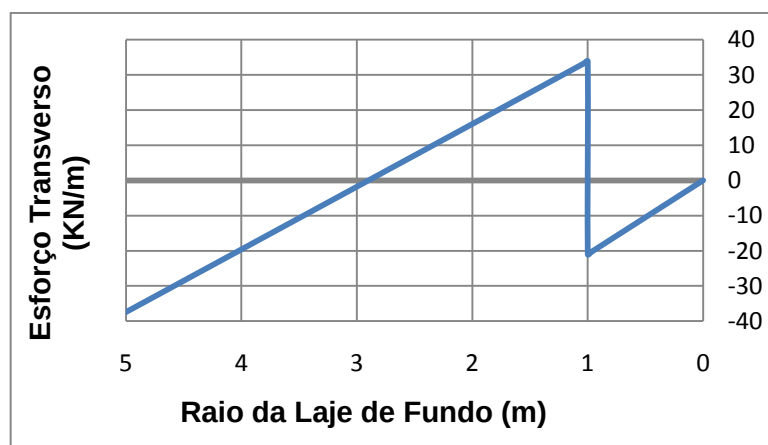


Fig. 2.71 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.4.8. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA APOIADO E CHEIO (SEM ATERRO LATERAL)

Nesta etapa, como anteriormente foi referido, para detecção de fugas de líquido e de anomalias estruturais, é feito um teste em que o reservatório é sujeito a uma situação do tipo apoiado no terreno (sem aterro lateral) e cheio com líquido armazenar. Trata-se de uma situação crítica já que não se considera o efeito redutor das terras relativamente ao da pressão hidrostática. No entanto, como anteriormente explicado, o efeito da retracção da parede assume-se como o predominante e daí a forma dos gráficos. Como tal, os esforços explicitados de seguida, resultarão das combinações mais gravosas onde se sobrepõe os diversos efeitos devido ao peso próprio da laje de cobertura, retracção da parede e da laje de cobertura, pressão hidrostática e acção do pré-esforço.

2.4.8.1. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE (SEM PRÉ-ESFORÇO)

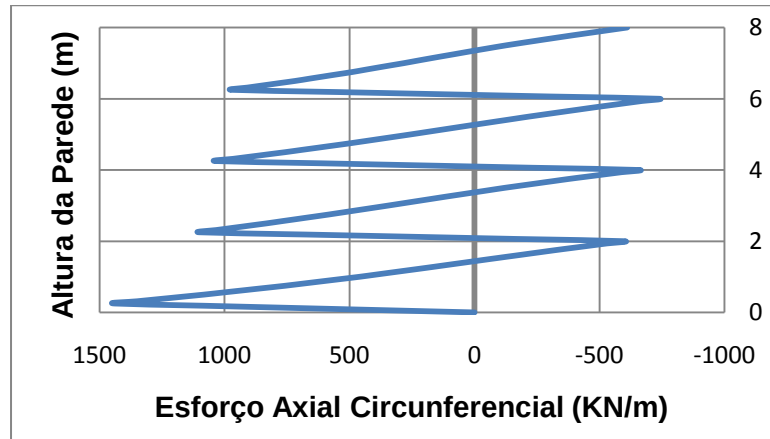


Fig. 2.72 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retração+PP_{laje cobertura}) na Parede.

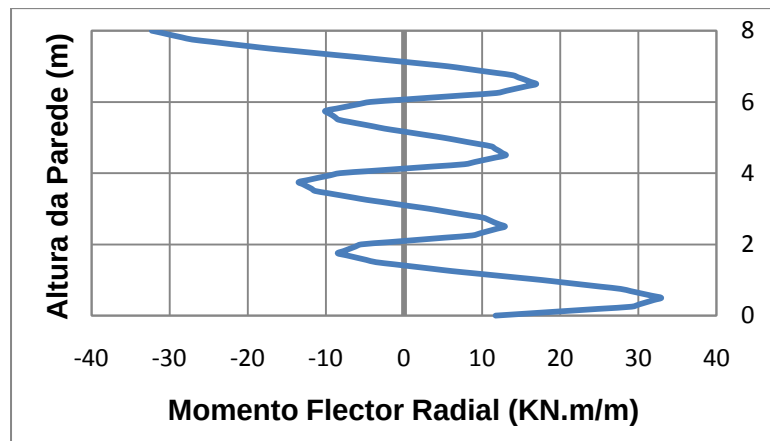


Fig. 2.73 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retração+PP_{laje cobertura}) na Parede.

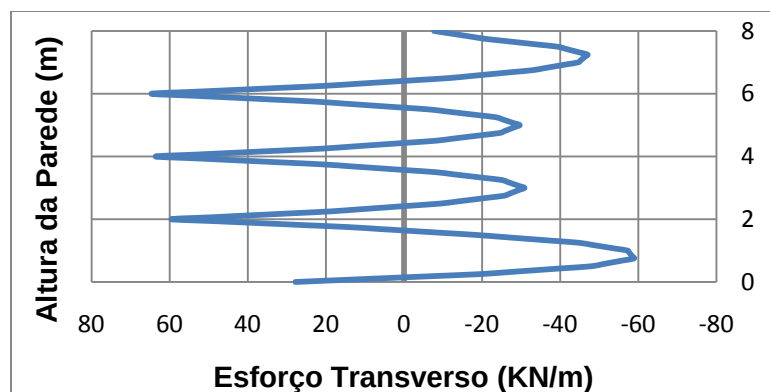


Fig. 2.74 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retração+PP_{laje cobertura}) na Parede.

2.4.8.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO (SEM PRÉ-ESFORÇO)

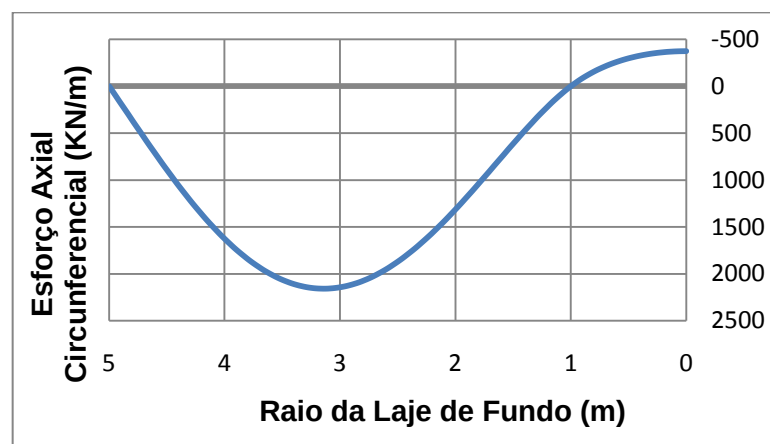


Fig. 2.75 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.

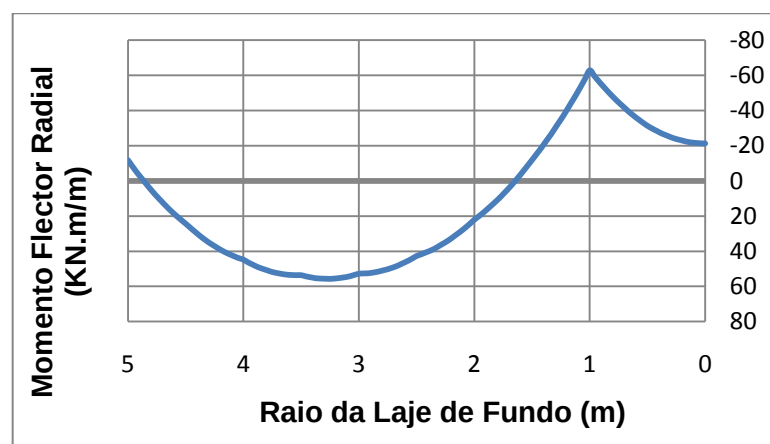


Fig. 2.76 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.

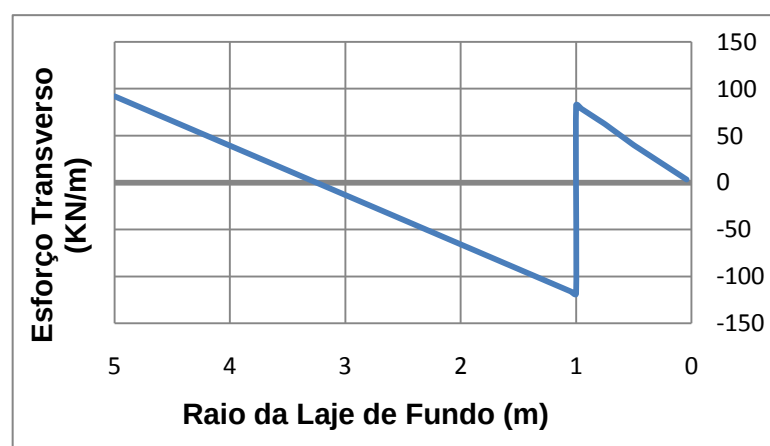


Fig. 2.77 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.

2.4.8.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE (COM PRÉ-ESFORÇO)

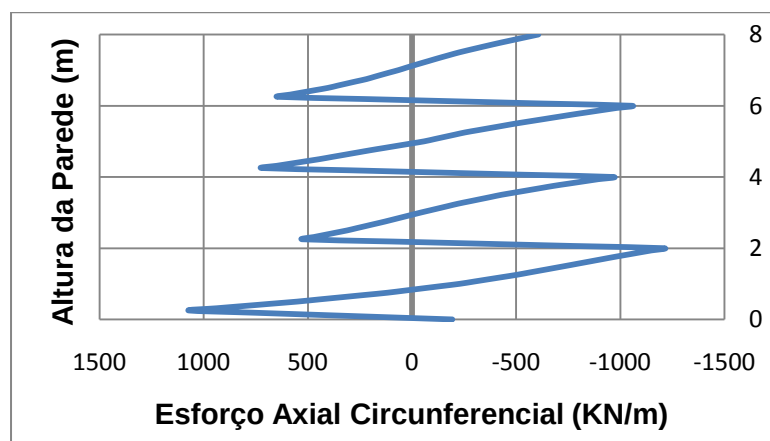


Fig. 2.78 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}.+Pré-Esforço) na Parede.

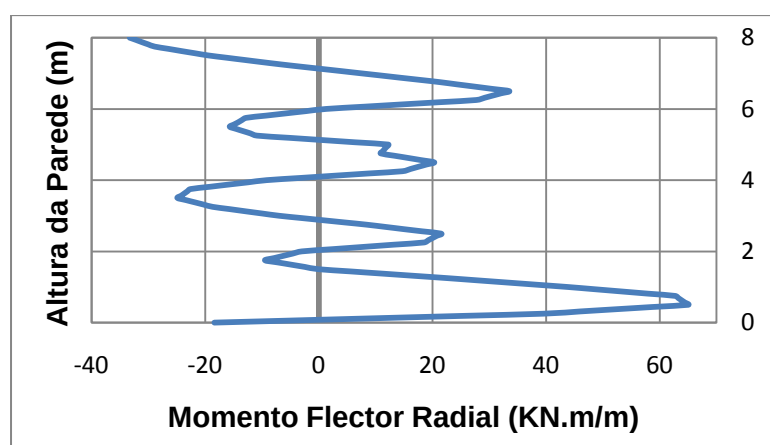


Fig. 2.79 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}.+Pré-Esforço) na Parede.

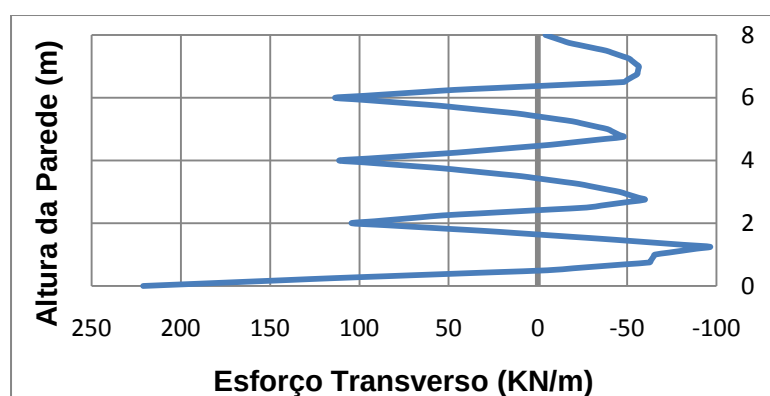


Fig. 2.80 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}.+Pré-Esforço) na Parede.

2.4.8.4. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO (COM PRÉ-ESFORÇO)

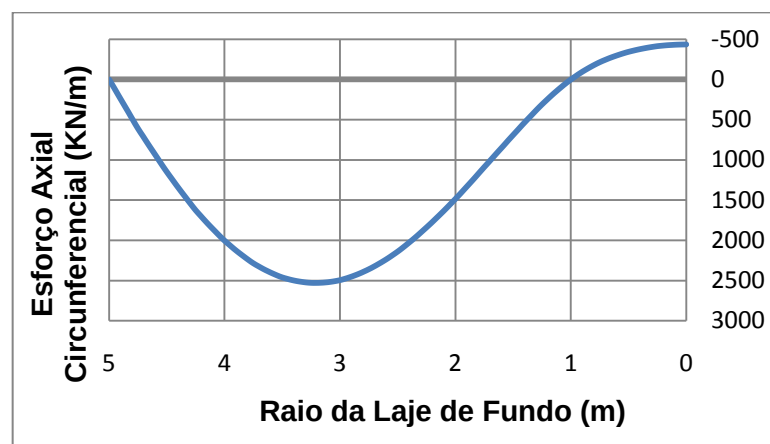


Fig. 2.81 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.

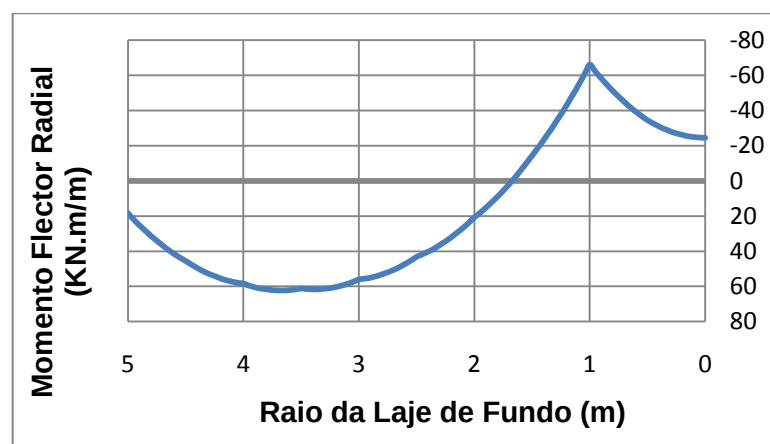


Fig. 2.82 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.

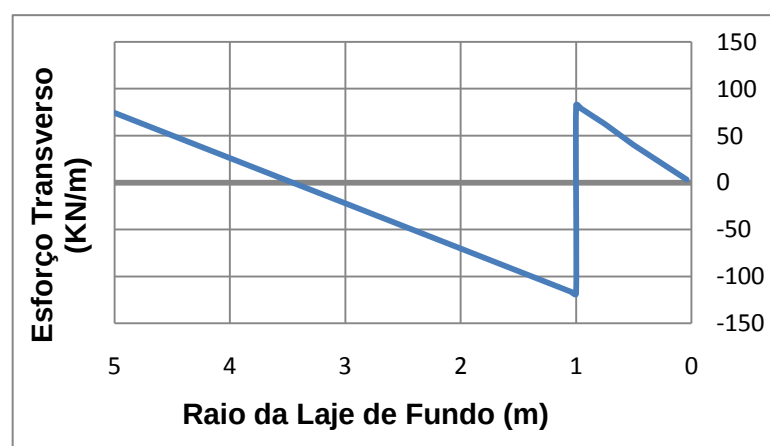


Fig. 2.83 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.

2.4.9. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA SEMI-ENTERRADO E VAZIO

Nesta etapa, como anteriormente foi referido, não é crítico o estudo do reservatório quando se encontra cheio com o líquido armazenar, daí ser necessário estudar a situação em que o reservatório se encontra vazio. Neste caso, a acção do solo juntamente com a acção do pré-esforço actuam no mesmo sentido radial e de compressão circunferencial do reservatório, sem oposição da pressão hidrostática dentro do reservatório. A juntar a isto, a possibilidade de subida do nível freático até à superfície contribui para o agravamento da pressão radial e da compressão circunferencial do reservatório. Por outro lado, as subpressões criadas pelo subida do nível freático, induz esforços em fibras da laje de fundo que até agora não tinham experimentado tracções por efeito de outras acções. As seguintes combinações de sobreposição de acções apresentadas, serão aquelas que causam os estados mais gravosos no reservatório, durante o período de tempo em que o mesmo se encontra vazio.

2.4.9.1. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

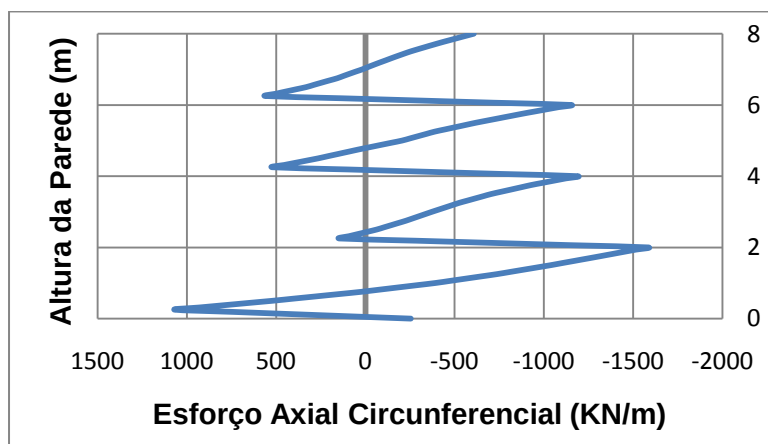


Fig. 2.84 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.

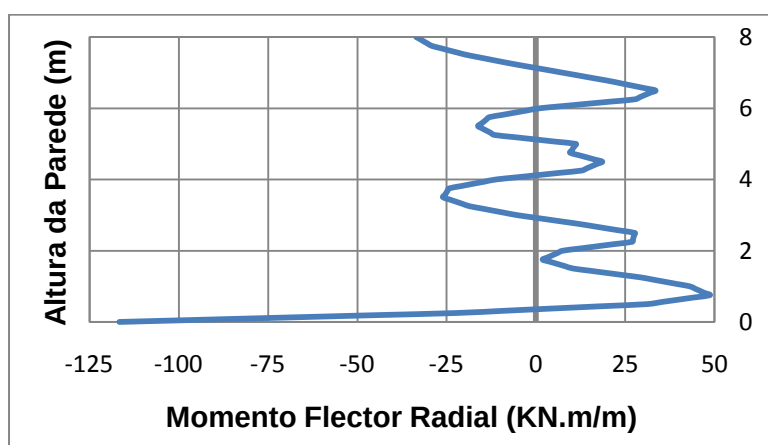


Fig. 2.85 – Diagrama de momento flector radial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.

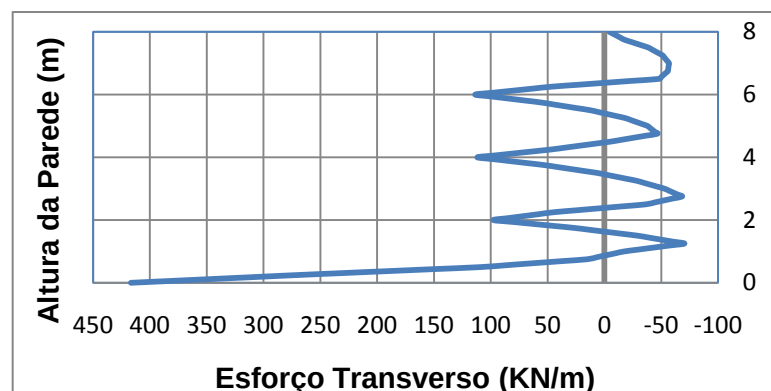


Fig. 2.86 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retracção+Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.

2.4.9.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

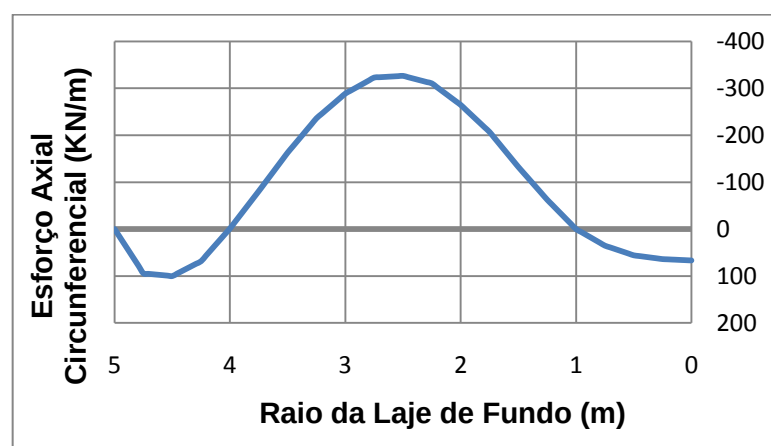


Fig. 2.87 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.

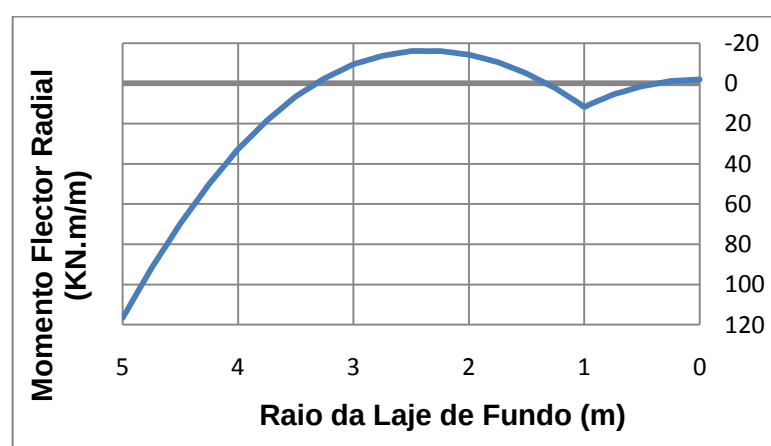


Fig. 2.88 – Diagrama de momentos flectores radiais (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.

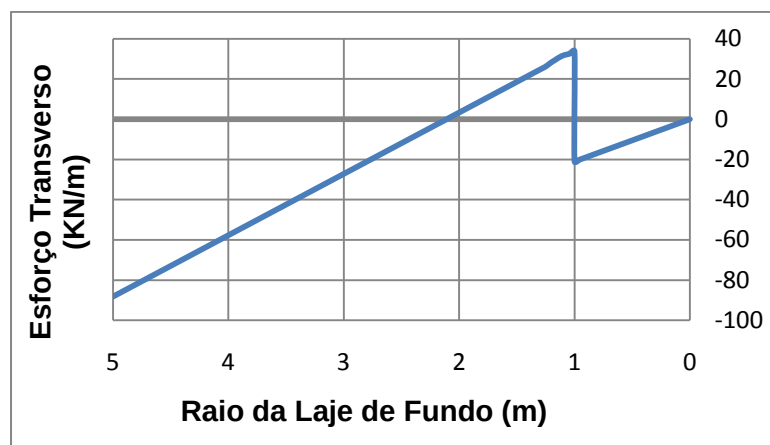


Fig. 2.89 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retração+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.

2.4.10. ENVOLVENTE DE ESFORÇOS

2.4.10.1. PAREDE

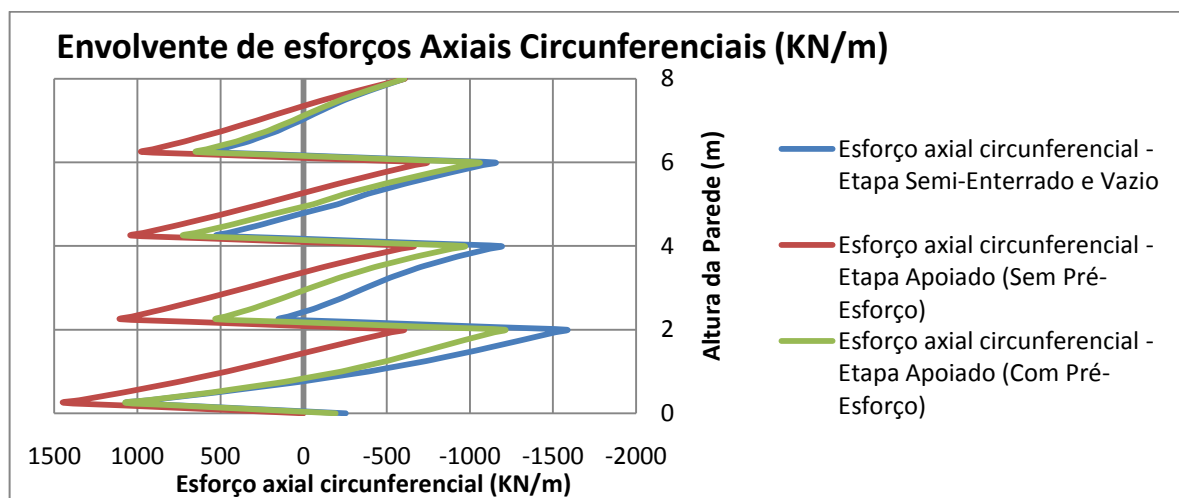


Fig. 2.90 – Envolvente de esforço axial e circunferencial na Parede.

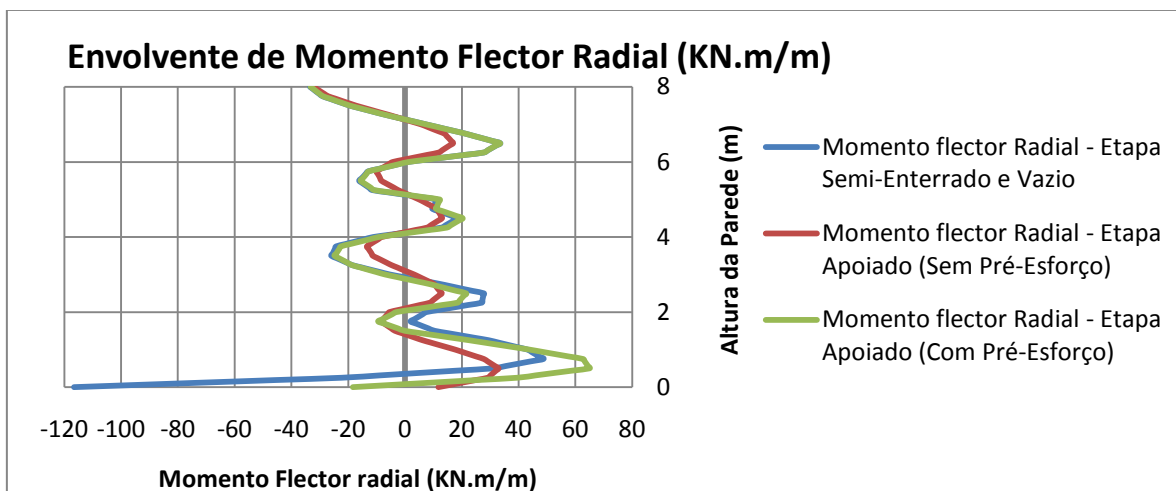


Fig. 2.91 – Envolvente de momento flector radial na Parede.

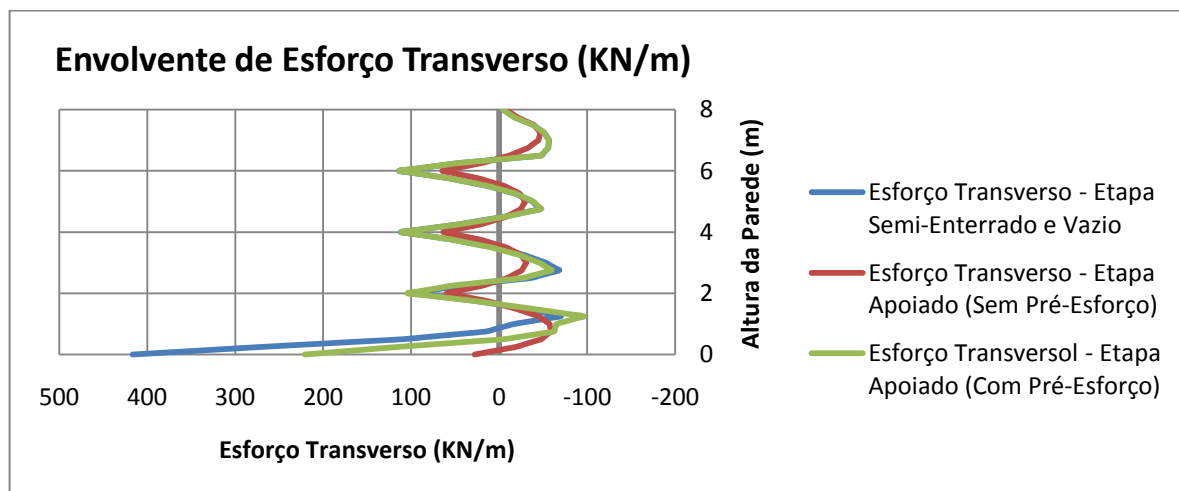


Fig. 2.92 – Envolvente de esforço transverso na Parede.

2.4.10.2. LAJE DE FUNDO

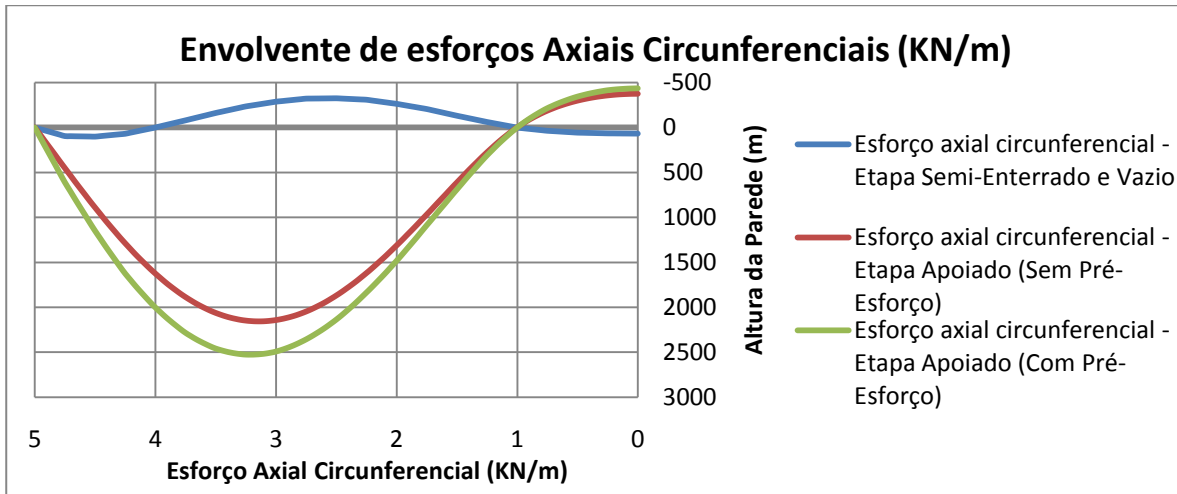


Fig. 2.93 – Envelope de esforço axial e circunferencial na Laje de Fundo.

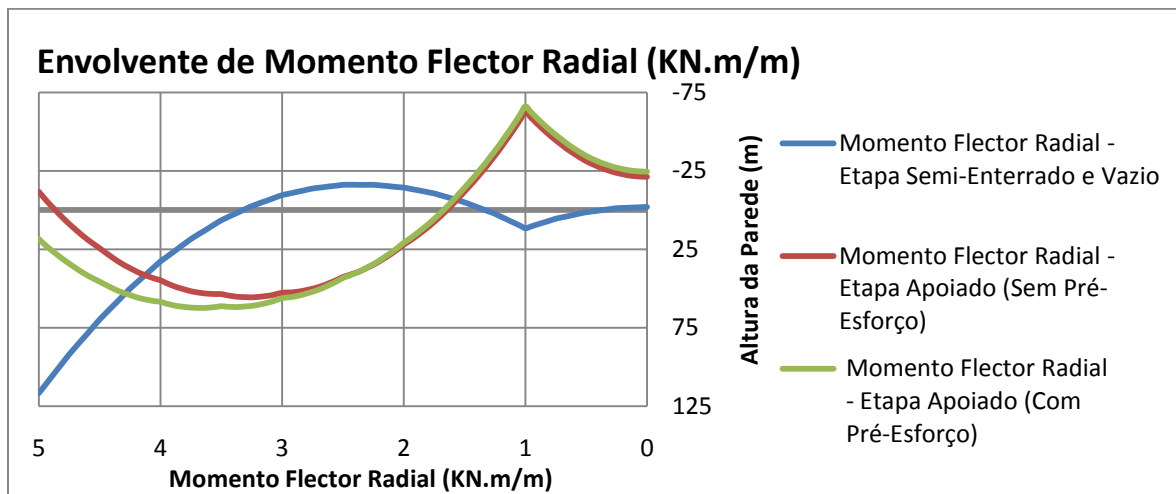


Fig. 2.94 – Envelope de momento flector radial na Parede.

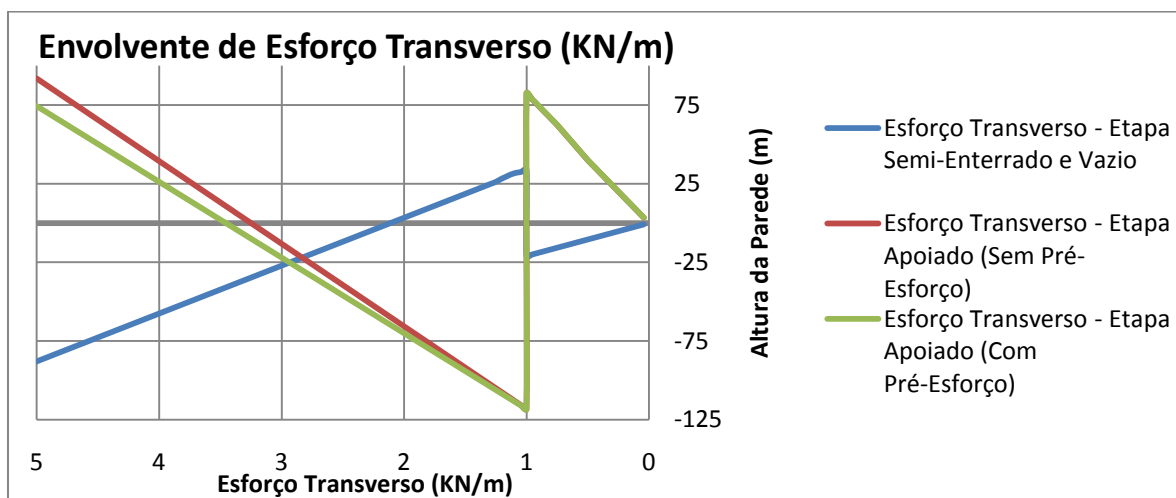


Fig. 2.95 – Envelope de esforço transversal na Laje de Fundo.

A diferença para o comportamento semi-enterrado é devido à subpressão do nível freático na laje.

2.5. ANÁLISE DOS ESFORÇOS RECORRENDO A UM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Esta análise é realizada recorrendo ao programa de elementos finitos ANSYS® (2007).

Nesta análise, a modelação do problema, dada a simetria em relação a um eixo (axissimetria) da estrutura, foi feita através do perfil duma secção vertical do reservatório (Fig. 2.97), centrado no seu eixo de axissimetria. Para tal, foram utilizados elementos bidimensionais que permitem fazer este tipo de modelação. Dentro da gama de elementos disponíveis e dada a geometria do perfil, foram utilizados elementos de oito nós, designados por *Plane82*.

Os elementos de oito nós têm geometrias de deslocamento compatíveis e são bastante apropriados para modelar fronteiras curvas. Estes são definidos por oito nós, em que cada um deles tem dois graus de liberdade: deslocamentos nas direcções nodais x e y , podendo ser utilizado como um elemento plano ou como um elemento axissimétrico. A sua geometria é traduzida pela Fig. 2.96.

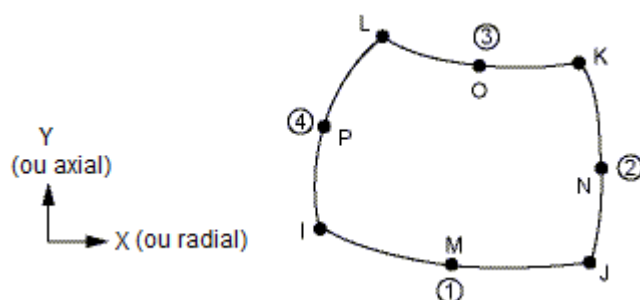


Fig. 2.96 – Geometria do elemento PLANE82.

A técnica numérica a ser empregue na resolução de problemas estruturais utilizando programas de elementos finitos admite resumidamente as seguintes etapas:

- Definição do tipo de elemento a ser usado;
- Definição das propriedades mecânicas do material;
- Geração da malha;
- Aplicação das forças actuantes na estrutura;
- Imposição das condições de apoio;
- Definição do tipo de cálculo a ser efectuado (estático, dinâmico, etc);
- Saída e análise dos resultados.

A retracção do betão é simulada através de uma variação de temperatura nos elementos. Sabendo que o diferencial de extensão no betão, anteriormente calculado, é igual a 0,2‰ e que o mesmo apresenta um coeficiente de dilatação térmica, α^T , igual a 1×10^{-5} , tem-se:

$$\varepsilon = \alpha^T \times \Delta T \Leftrightarrow \Delta T = -\frac{0,00002}{1 \times 10^{-5}} = -20^\circ\text{C} \quad (2.13)$$

Assim para os elementos da primeira betonagem ($0 \leq H \leq 2 \text{ m}$) é adoptada uma variação de temperatura de -20°C , nos da segunda betonagem ($2 \leq H \leq 4 \text{ m}$) -40°C , nos da terceira ($4 \leq H \leq 6 \text{ m}$) -60°C e nos da quarta betonagem ($6 \leq H \leq 8 \text{ m}$) -80°C .

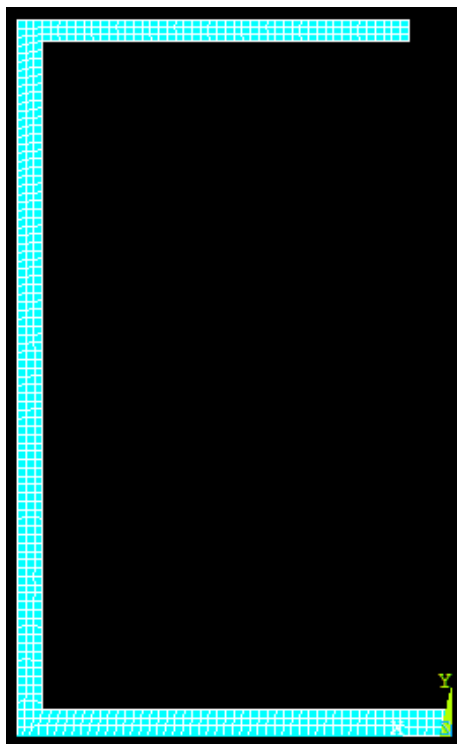


Fig. 2.97 – Modelação do reservatório através de elementos finitos.

2.5.1. ESFORÇOS DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA

2.5.1.1. DEFORMADA

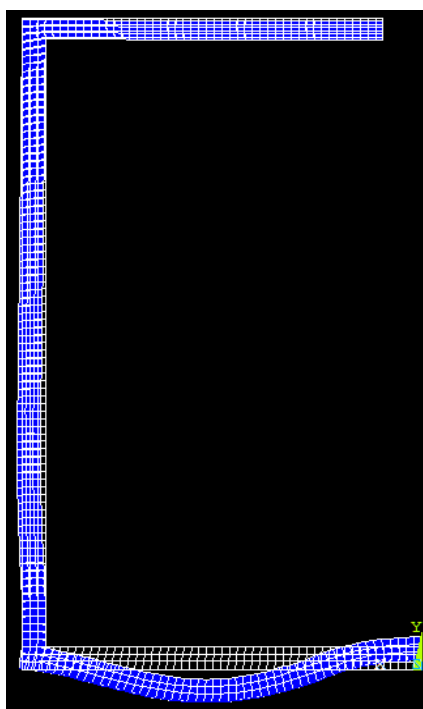


Fig. 2.98 – Deformada do reservatório devido à Pressão Hidrostática.

2.5.1.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DA PAREDE

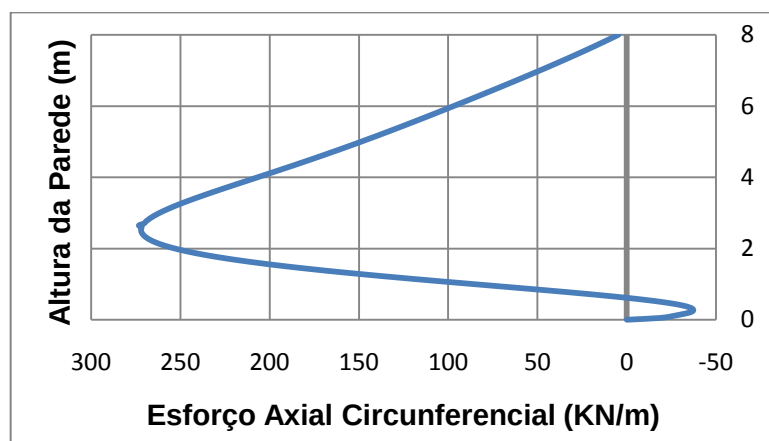


Fig. 2.99 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

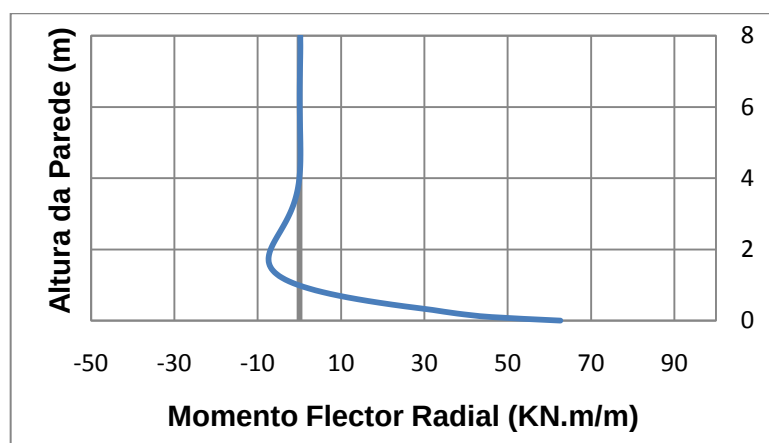


Fig. 2.100 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

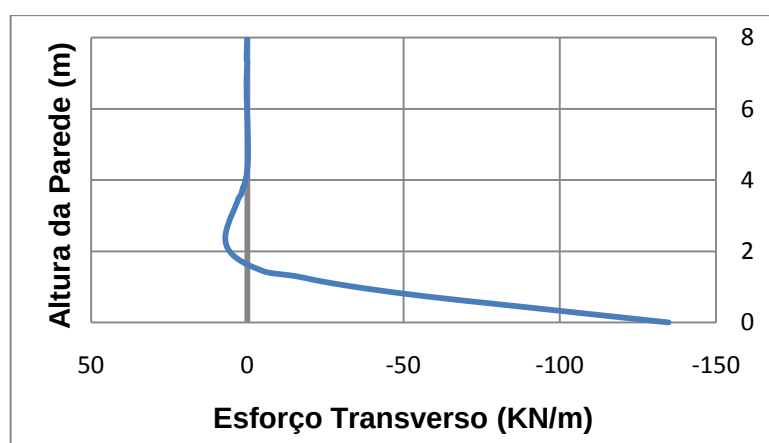


Fig. 2.101 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.5.1.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

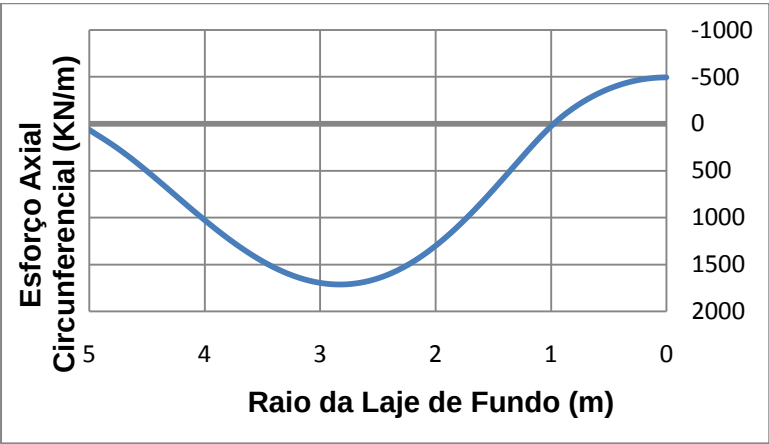


Fig. 2.102 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

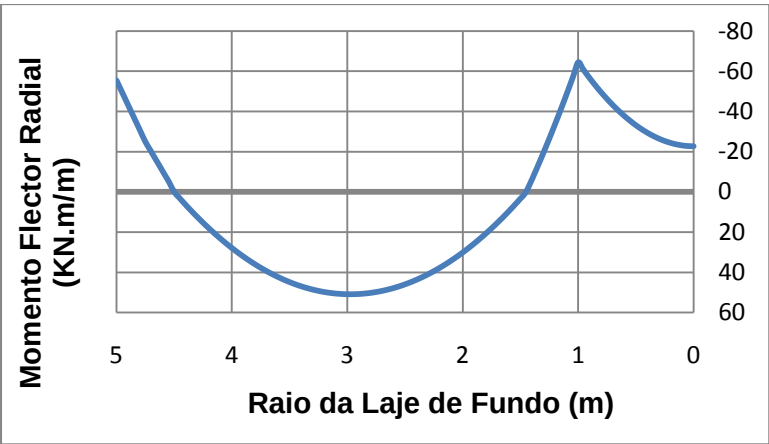


Fig. 2.103 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

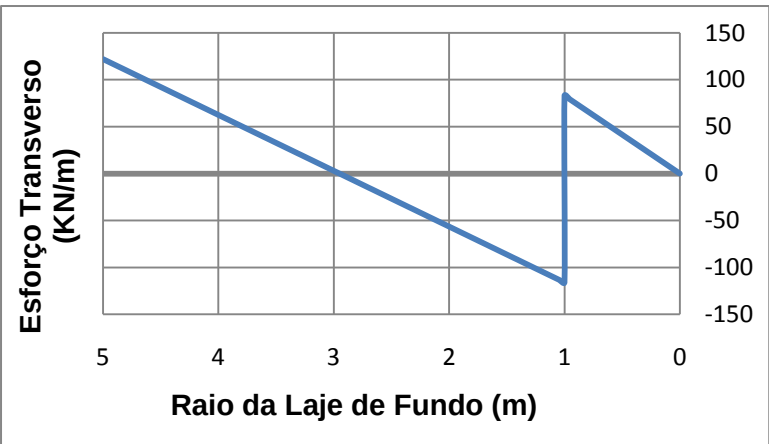


Fig. 2.104 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.5.2. ESFORÇOS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA LAJE DE COBERTURA

2.5.2.1. DEFORMADA

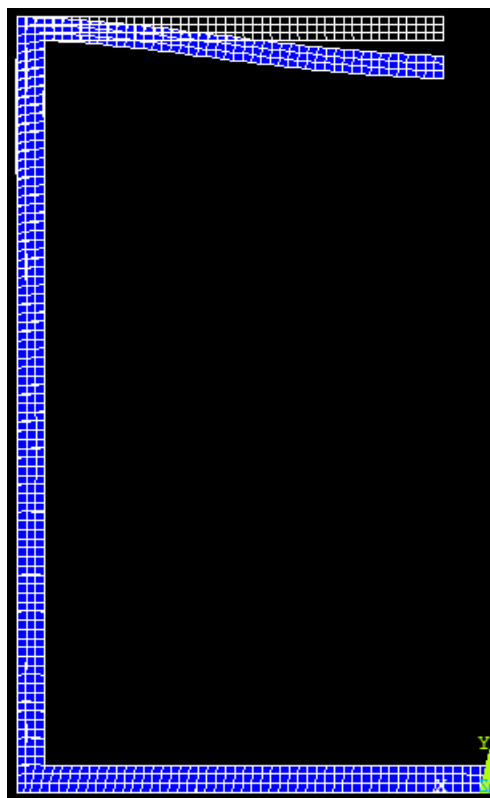


Fig. 2.105 – Deformada do reservatório devido ao Peso Próprio da Laje de Cobertura.

2.5.2.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE COBERTURA

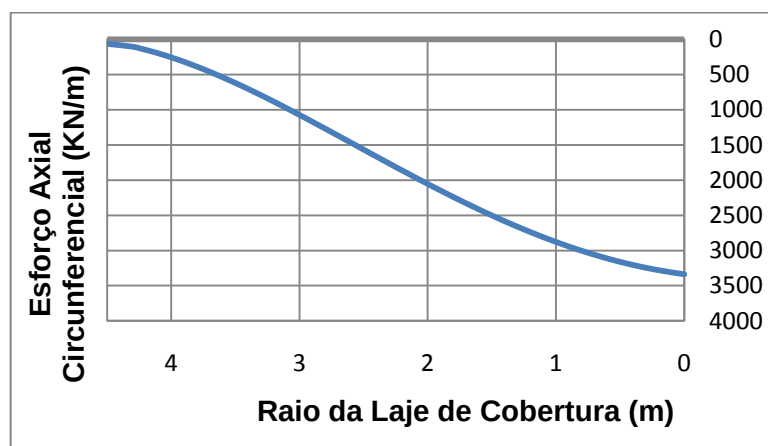


Fig. 2.106 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Cobertura.

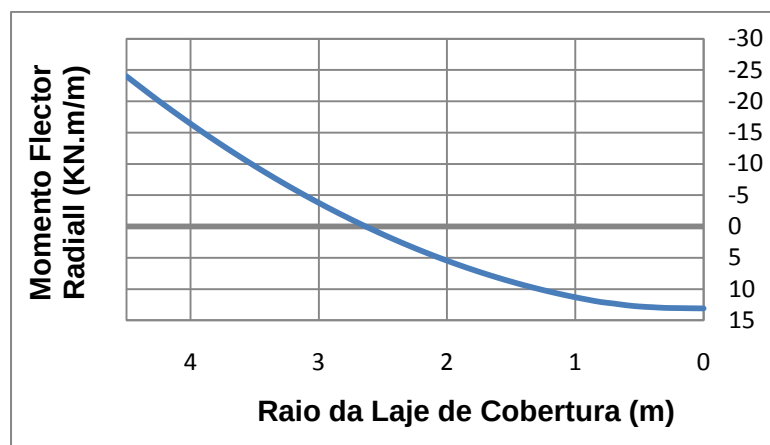


Fig. 2.107 – Diagrama de momento flector radial na Laje de Cobertura.

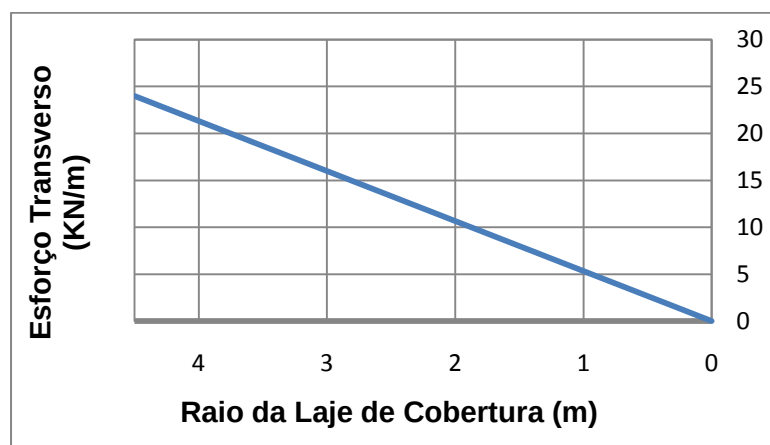


Fig. 2.108 – Diagrama de esforço transverso na Laje de Cobertura.

2.5.2.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

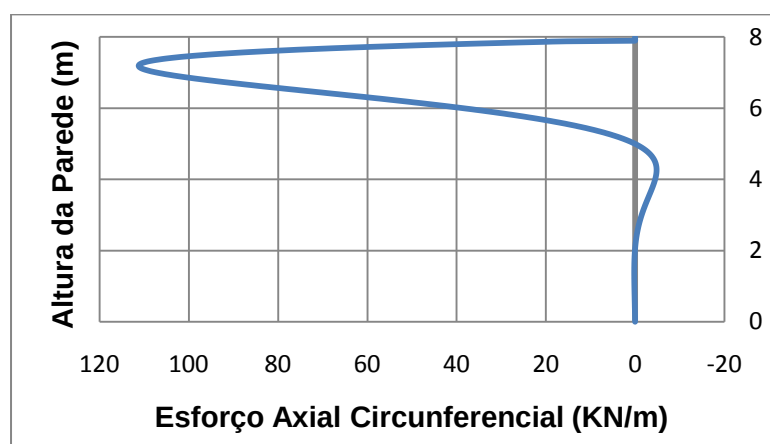


Fig. 2.109 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

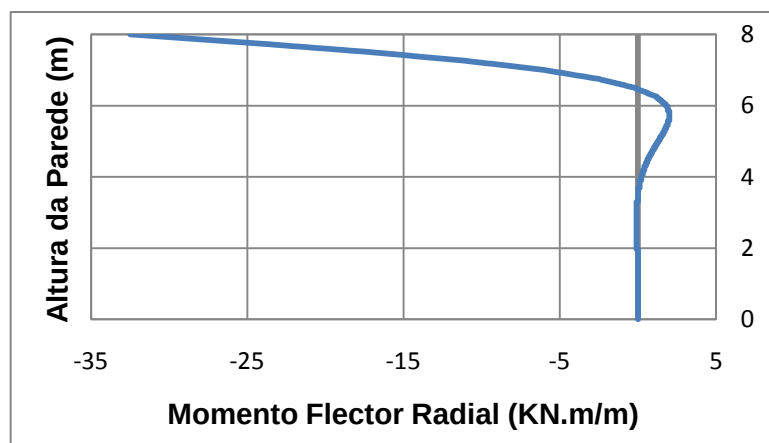


Fig. 2.110 – Diagrama de momentos flectores radiais na Parede.

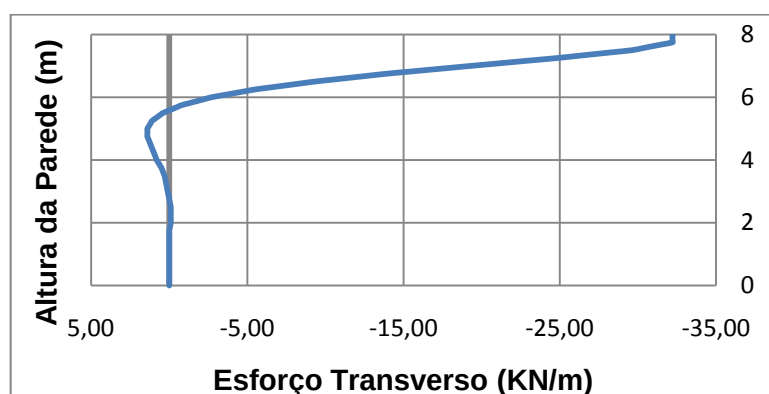


Fig. 2.111 – Diagrama de esforço transverso na Parede.

2.5.3. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA PAREDE

2.5.3.1. DEFORMADA

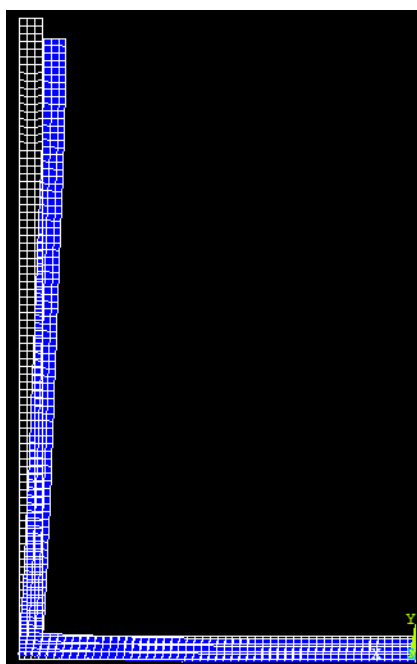


Fig. 2.112 – Deformada do reservatório devido à Retracção da Parede.

2.5.3.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

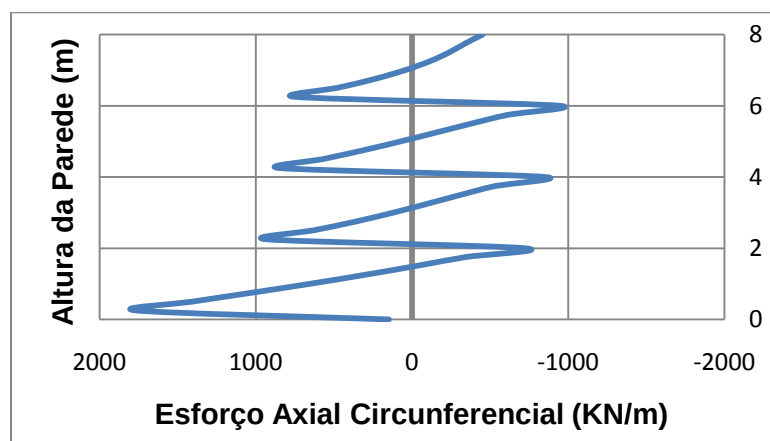


Fig. 2.113 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

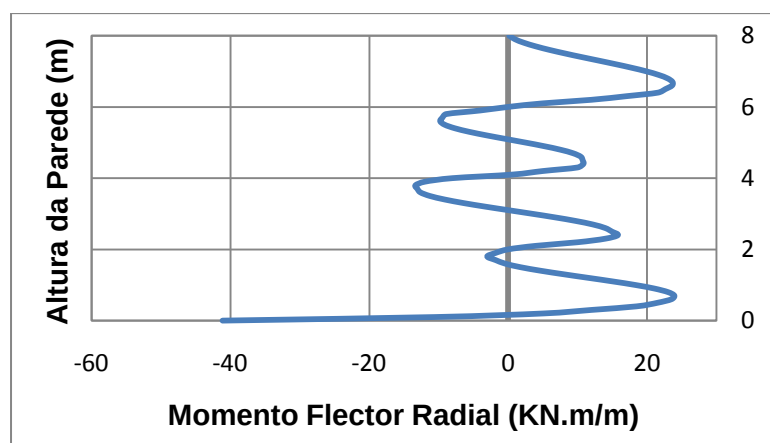


Fig. 2.114 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

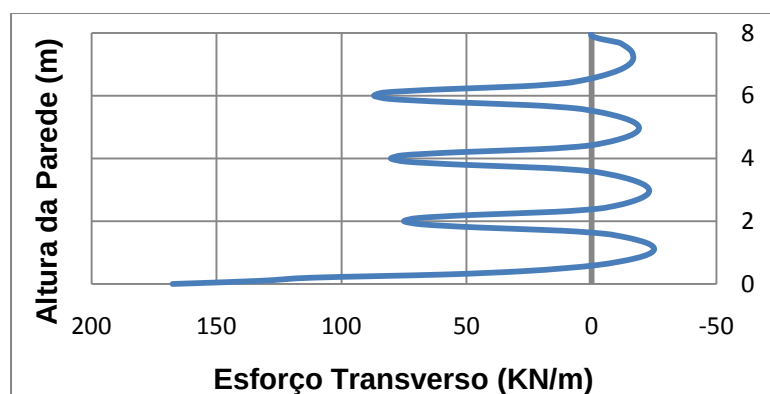


Fig. 2.115 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.5.3.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

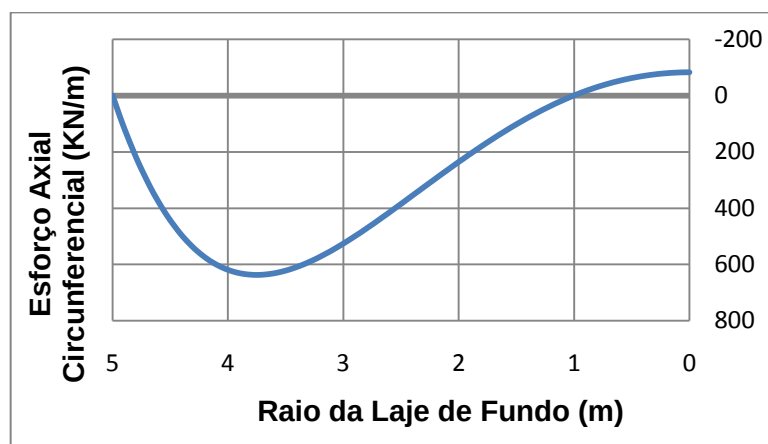


Fig. 2.116 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

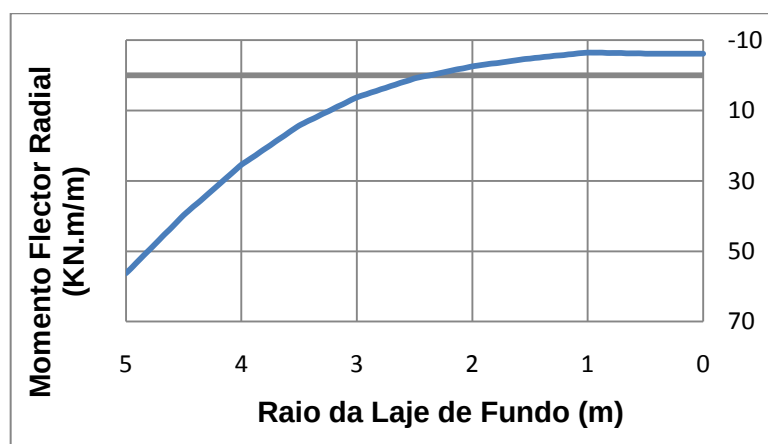


Fig. 2.117 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

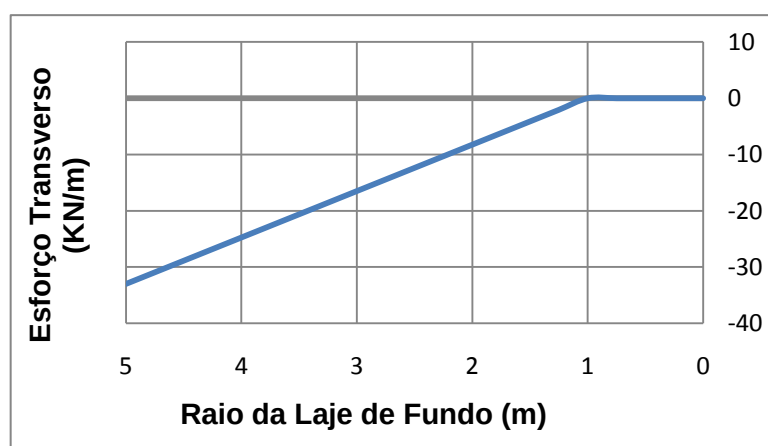


Fig. 2.118 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.5.4. ESFORÇOS DEVIDO À RETRACÇÃO DA LAJE DE COBERTURA

2.5.4.1. DEFORMADA

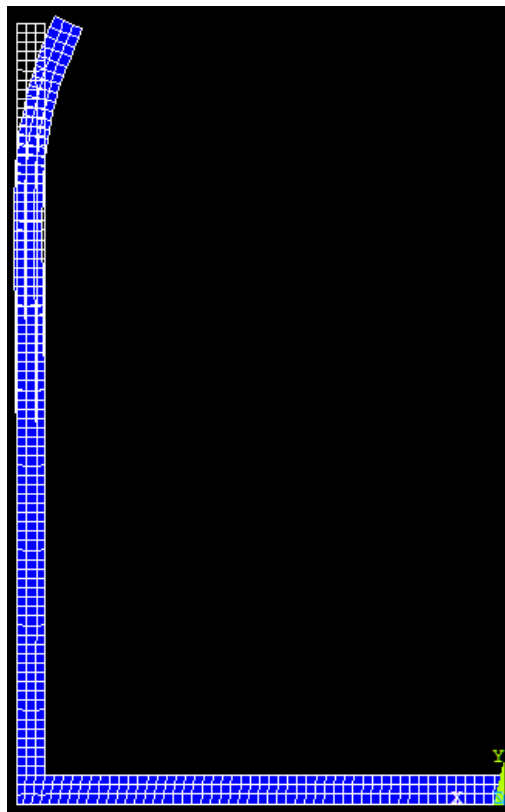


Fig. 2.119 – Deformada do reservatório devido à retracção da Laje de Cobertura.

2.5.4.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

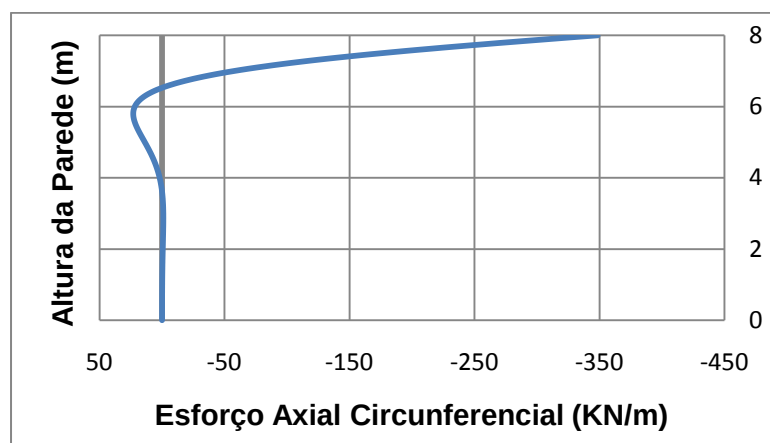


Fig. 2.120 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

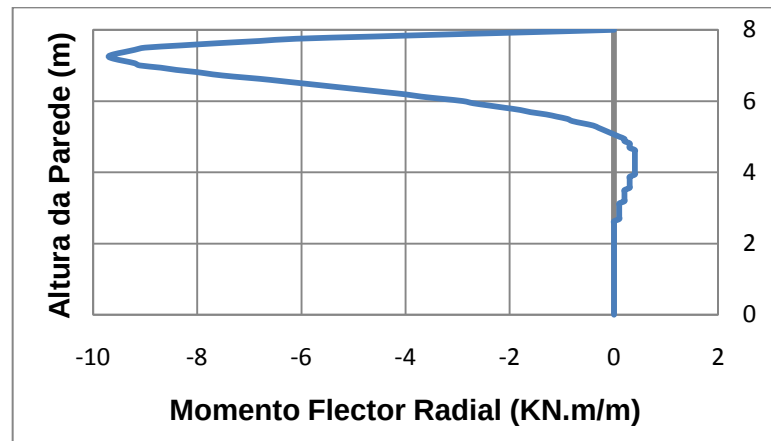


Fig. 2.121 – Diagrama de momentos flectores radiais na Parede.

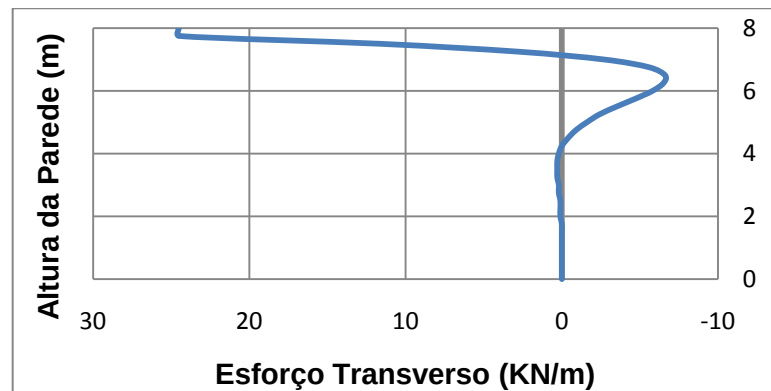


Fig. 2.122 – Diagrama de esforço transverso na Parede.

2.5.5. ESFORÇOS DEVIDO AO PRÉ-ESFORÇO

Tal como exposto anteriormente, recorreu-se à secção 3.3, para poder estudar acção do pré-esforço no reservatório.

2.5.5.1. DEFORMADA

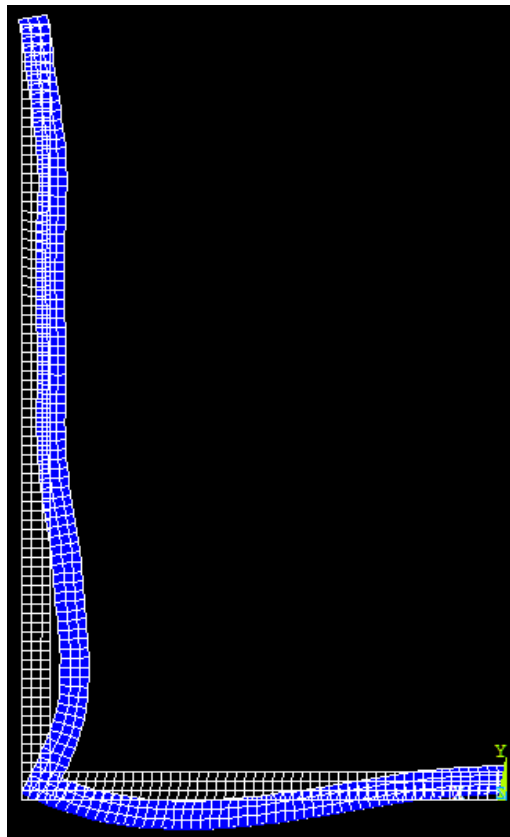


Fig. 2.123 – Deformada do reservatório devido ao Pré-Esforço.

2.5.5.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

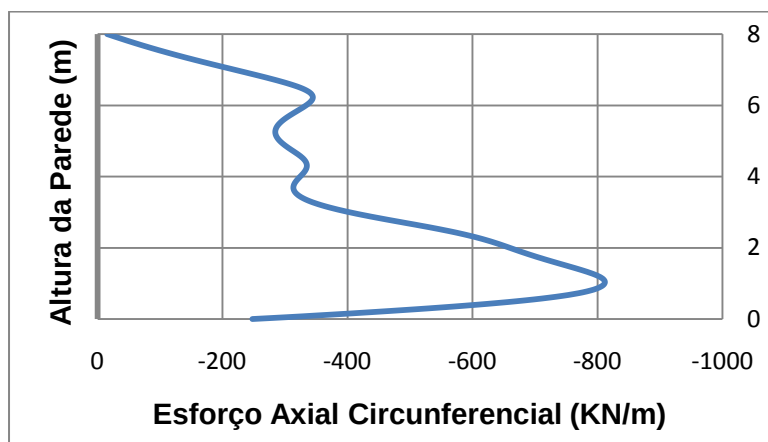


Fig. 2.124 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

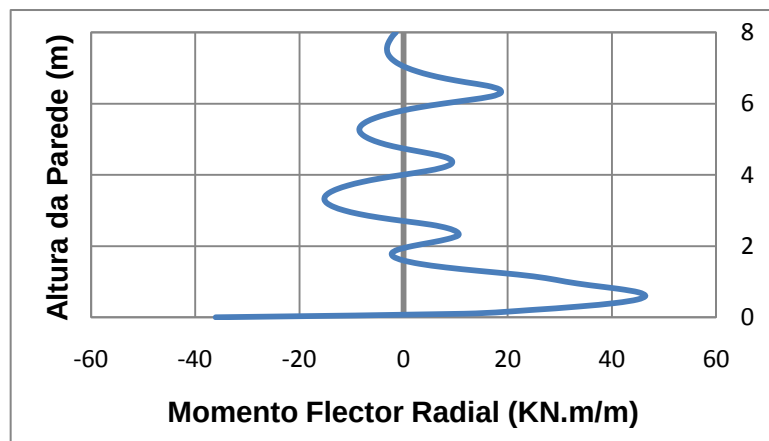


Fig. 2.125 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

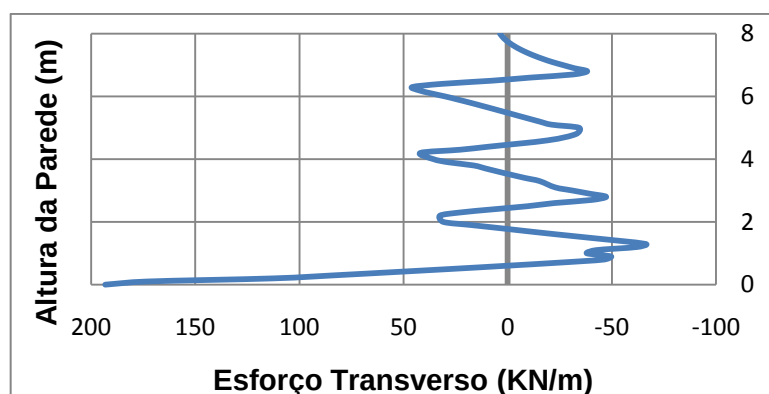


Fig. 2.126 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.5.5.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

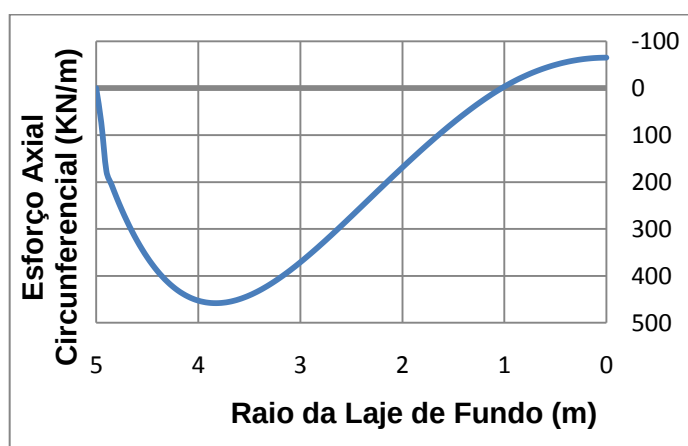


Fig. 2.127 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

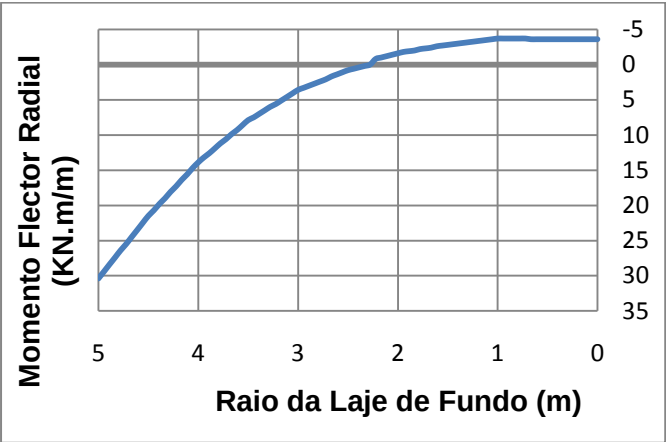


Fig. 2.128 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

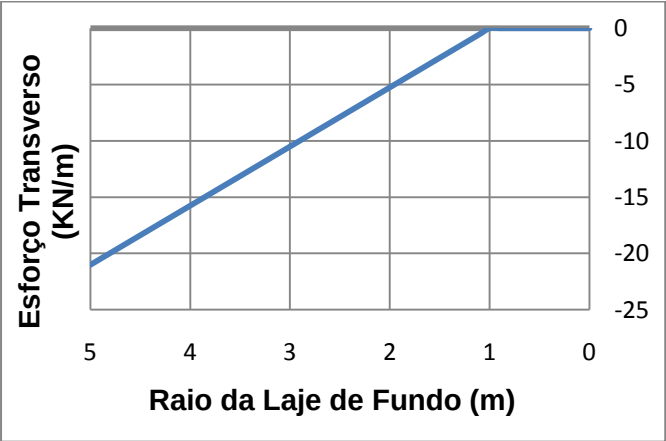


Fig. 2.129 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.5.6. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DE SOLO LATERAL

2.5.6.1. DEFORMADA

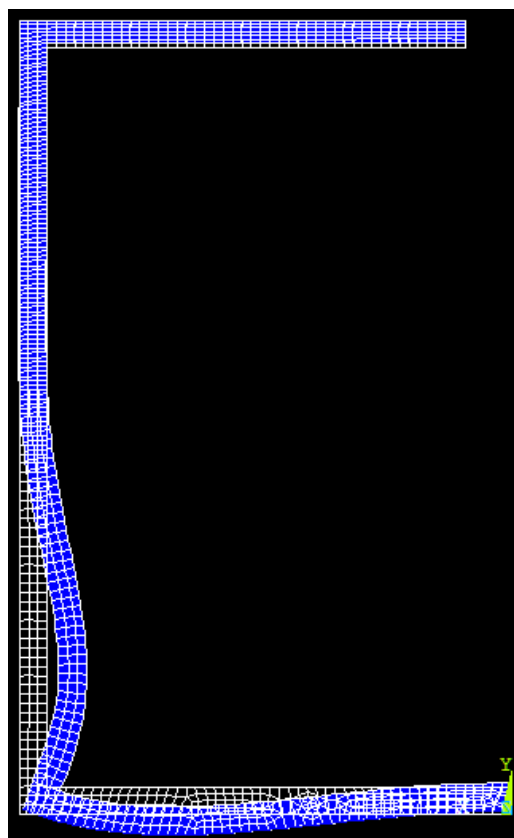


Fig. 2.130 – Deformada do reservatório devido à acção do Solo Lateral.

2.5.6.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

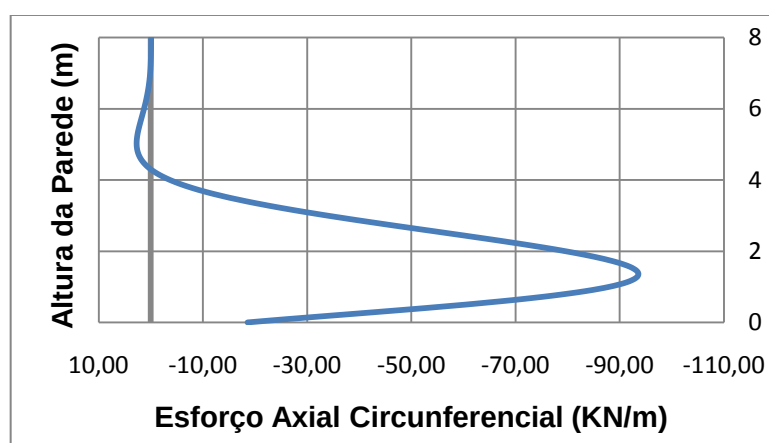


Fig. 2.131 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

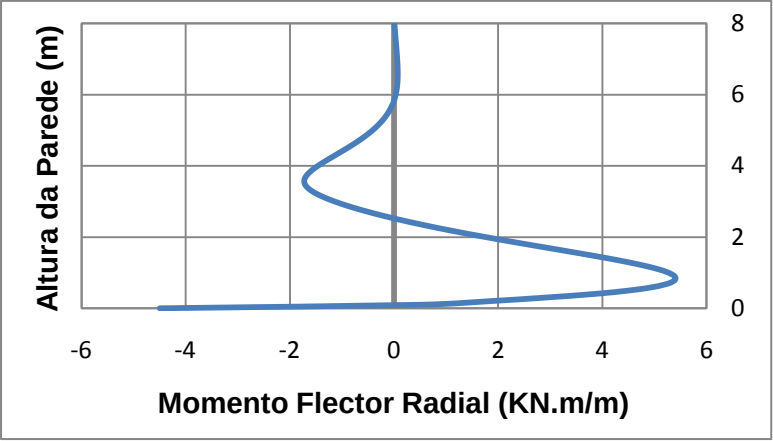


Fig. 2.132 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

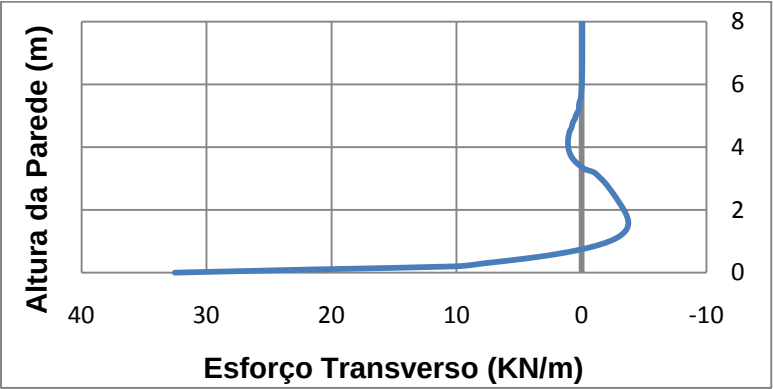


Fig. 2.133 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.5.6.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

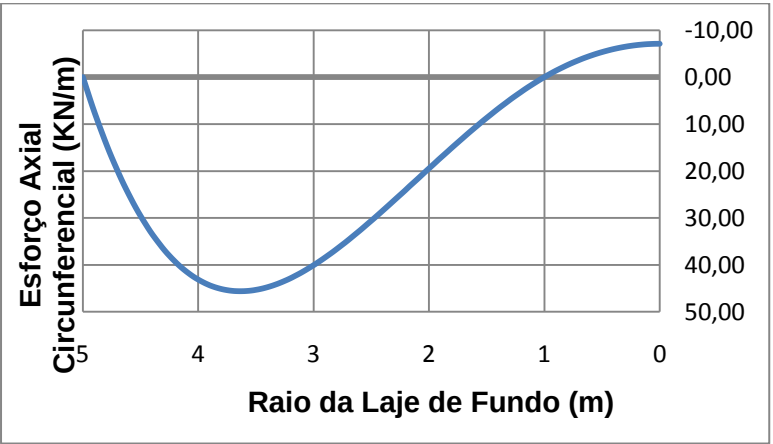


Fig. 2.134 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

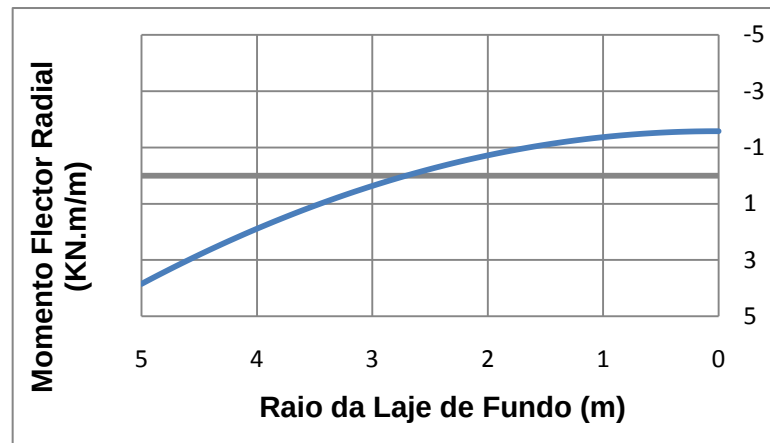


Fig. 2.135 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

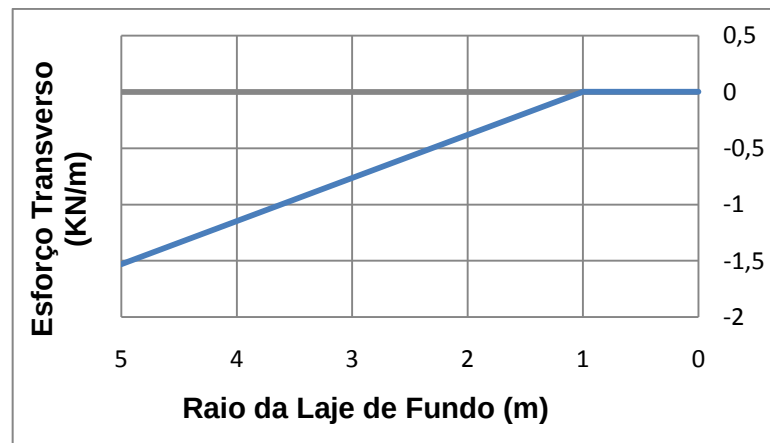


Fig. 2.136 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.5.7. ESFORÇOS DEVIDO À PRESENÇA DE NÍVEL FREÁTICO NA SUPERFÍCIE E DE SOLO LATERAL (SOLO+NF)

2.5.7.1. DEFORMADA

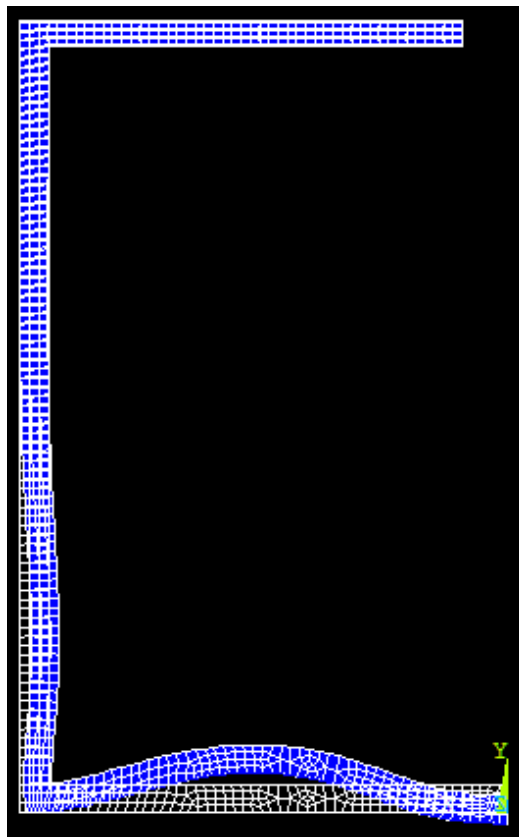


Fig. 2.137 – Deformada do reservatório devido à ação do Solo e da Subida do Nível Freático.

2.5.7.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

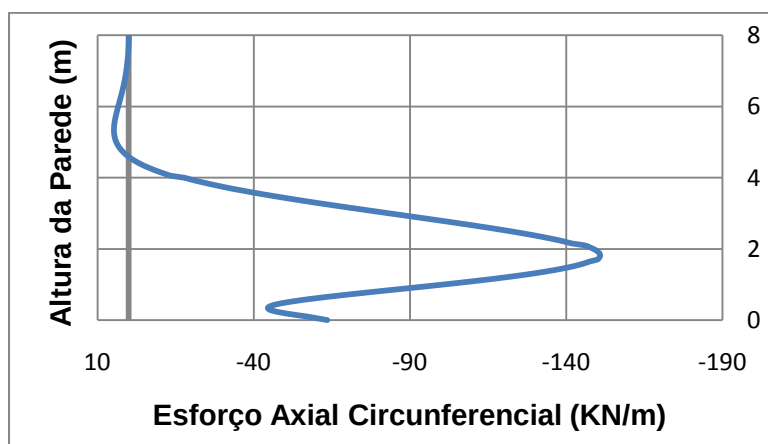


Fig. 2.138 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Parede.

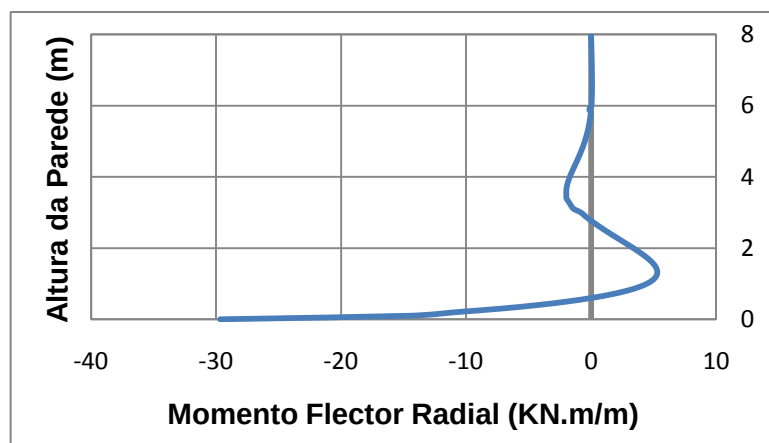


Fig. 2.139 – Diagrama de momento flector radial na Parede.

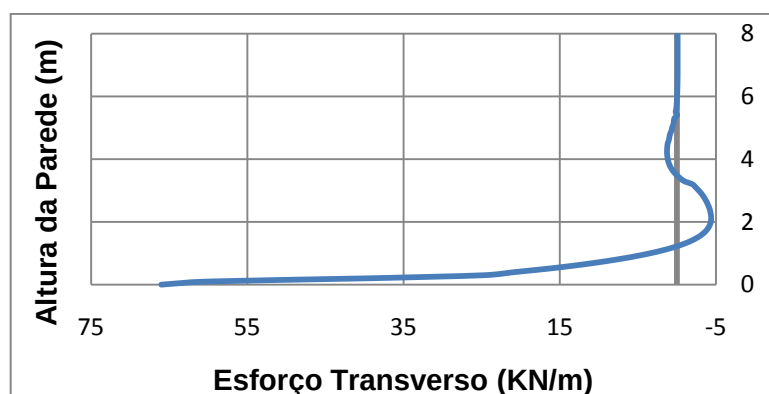


Fig. 2.140 – Diagrama de esforço transversal na Parede.

2.5.7.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

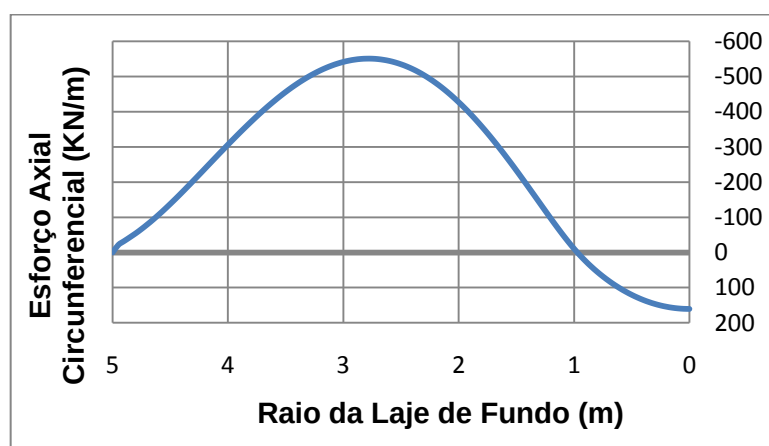


Fig. 2.141 – Diagrama de esforço axial circunferencial na Laje de Fundo.

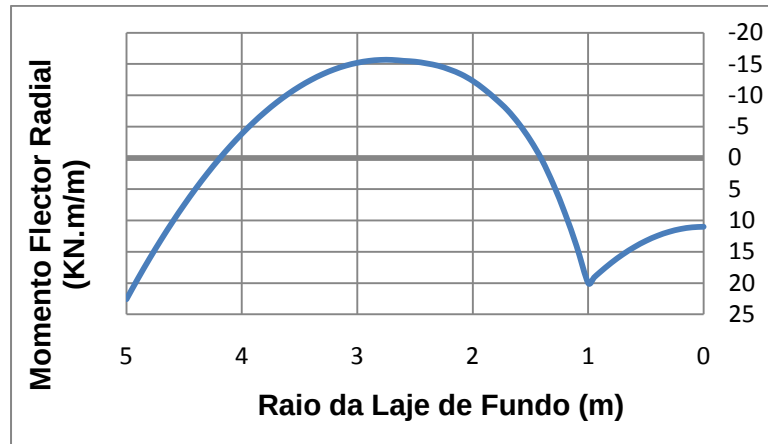


Fig. 2.142 – Diagrama de momentos flectores radiais na Laje de Fundo.

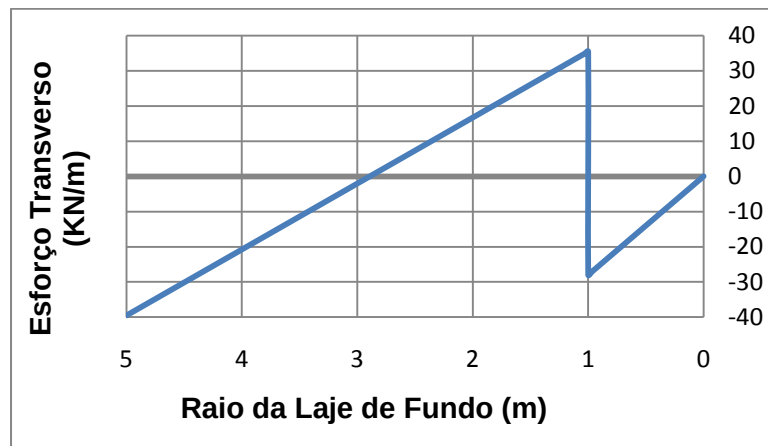


Fig. 2.143 – Diagrama de esforço transversal na Laje de Fundo.

2.5.8. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA APOIADO E CHEIO (SEM ATERRO LATERAL)

2.5.8.1. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE (SEM PRÉ-ESFORÇO)

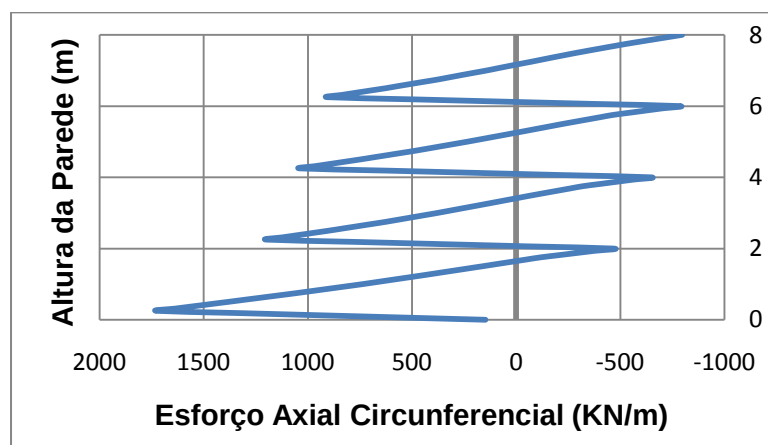


Fig. 2.144 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}) na Parede.

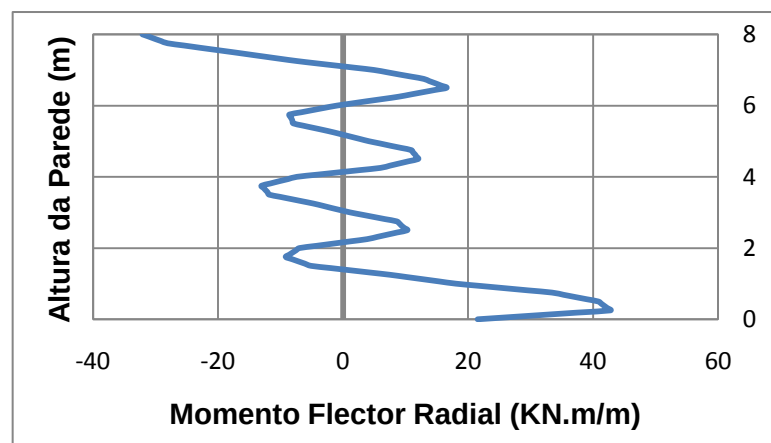


Fig. 2.145 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}) na Parede.

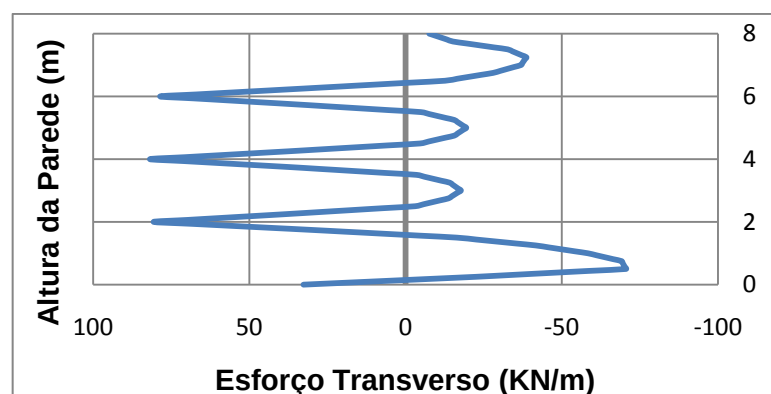


Fig. 2.146 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}) na Parede.

2.5.8.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO (SEM PRÉ-ESFORÇO)

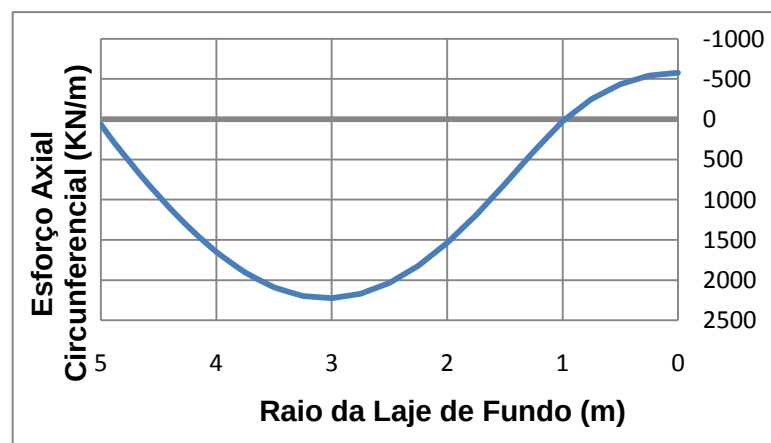


Fig. 2.147 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.

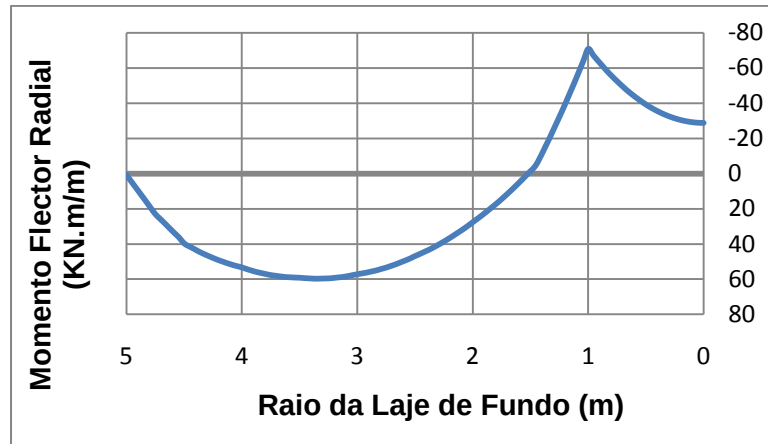


Fig. 2.148 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.

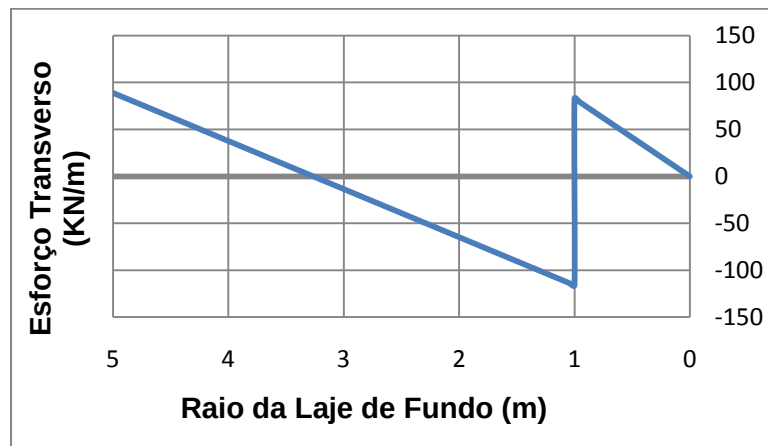


Fig. 2.149 – Diagrama de esforço transverso (P.H.+Retracção) na Laje de Fundo.

2.5.8.3. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE (COM PRÉ-ESFORÇO)

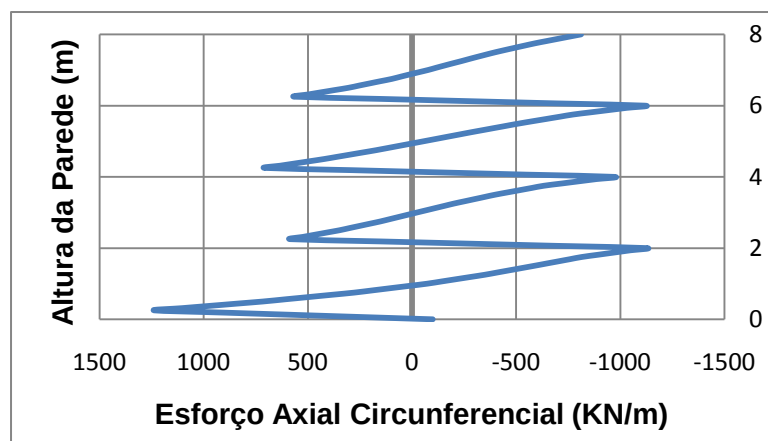


Fig. 2.150 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}.+Pré-Esforço) na Parede.

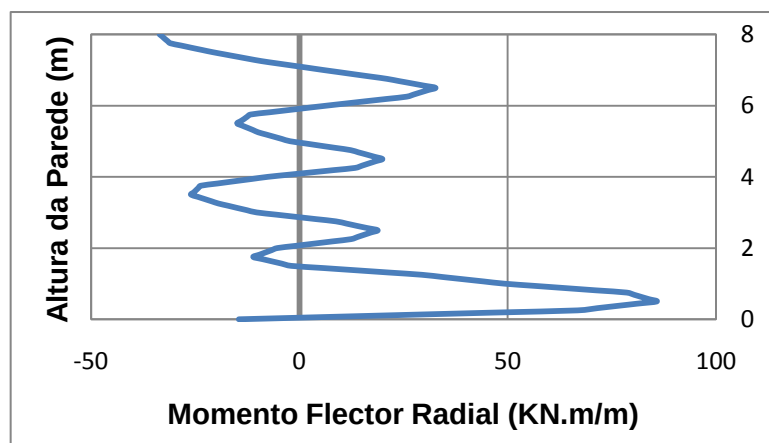


Fig. 2.151 – Diagrama de momento flector radial (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}.+Pré-Esforço) na Parede.

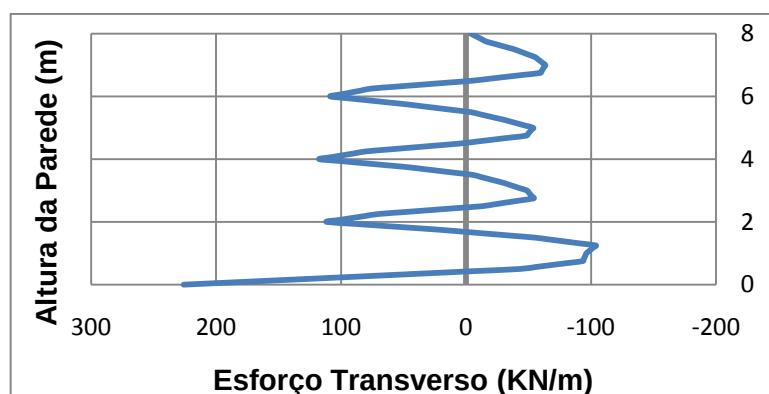


Fig. 2.152 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retracção+PP_{laje cobertura}.+Pré-Esforço) na Parede.

2.5.8.4. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO (COM PRÉ-ESFORÇO)

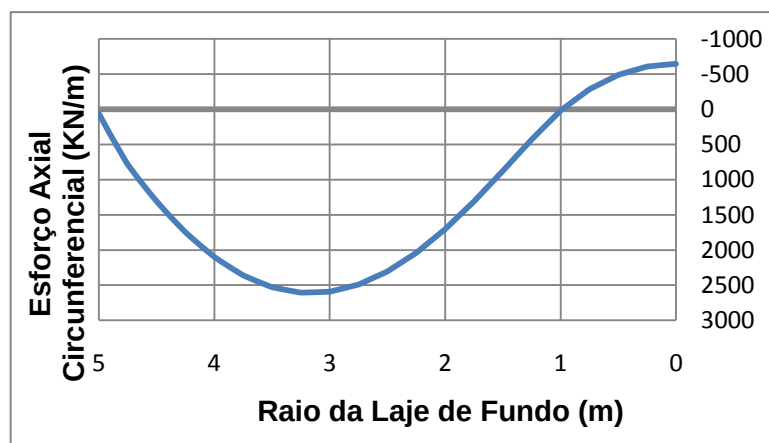


Fig. 2.153 – Diagrama de esforço axial circunferencial (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.

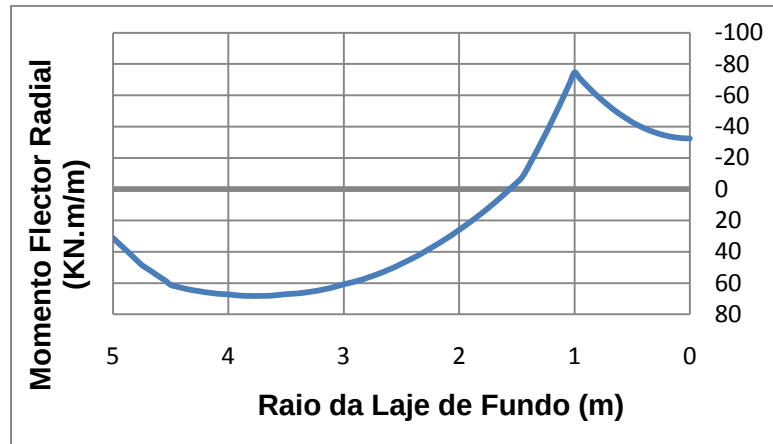


Fig. 2.154 – Diagrama de momentos flectores radiais (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.

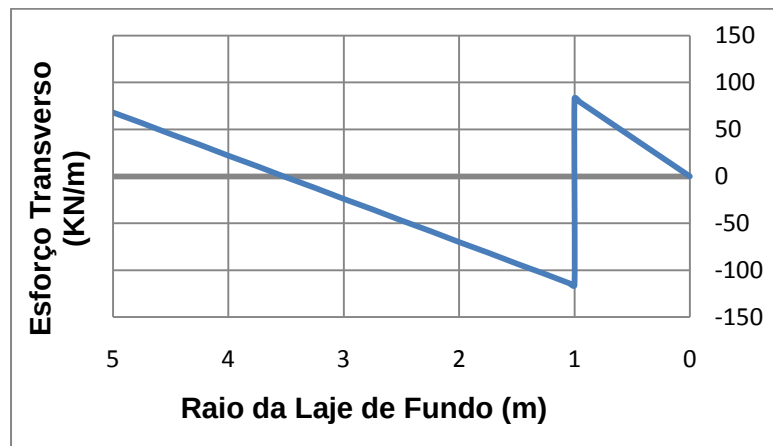


Fig. 2.155 – Diagrama de esforço transversal (P.H.+Retracção+ Pré-Esforço) na Laje de Fundo.

2.5.9. SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS NA ETAPA SEMI-ENTERRADO E VAZIO

2.5.9.1. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA PAREDE

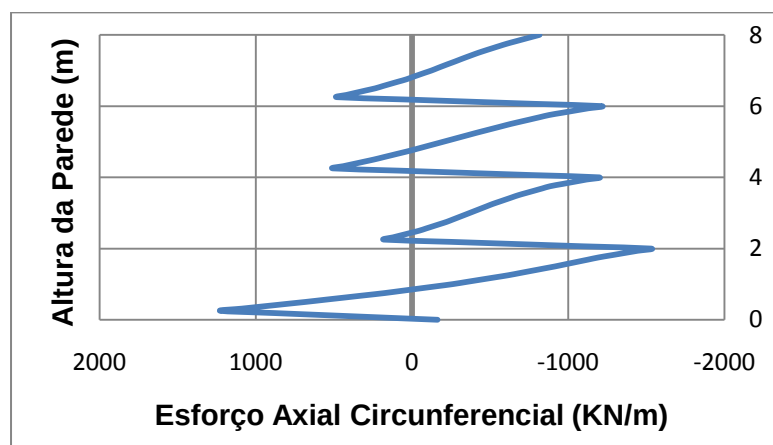


Fig. 2.156 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.

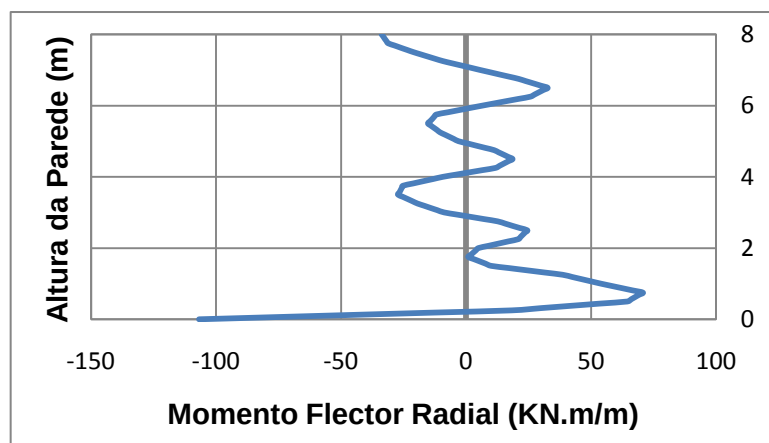


Fig. 2.157 – Diagrama de momento flector radial (Pré-Esforço+Retracção +Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.

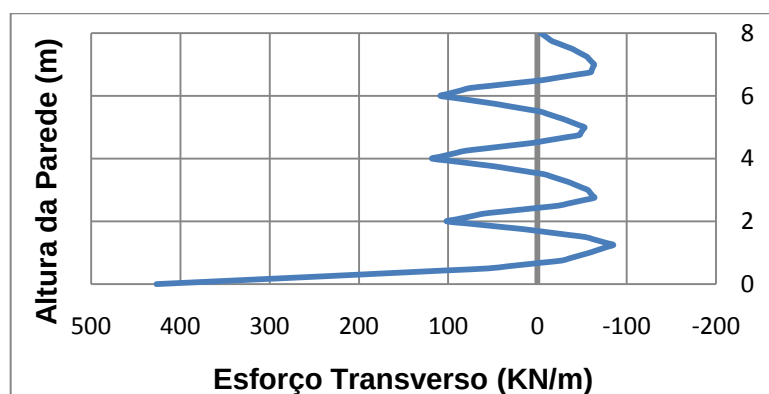


Fig. 2.158 – Diagrama de esforço transversal (Pré-Esforço+Retracção+Solo Lateral+Subida do Nível Freático) na Parede.

2.5.9.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NA LAJE DE FUNDO

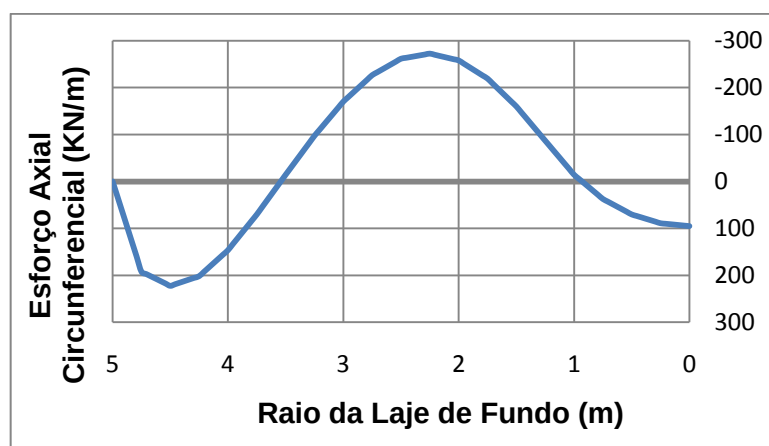


Fig. 2.159 – Diagrama de esforço axial circunferencial (Pré-Esforço+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.

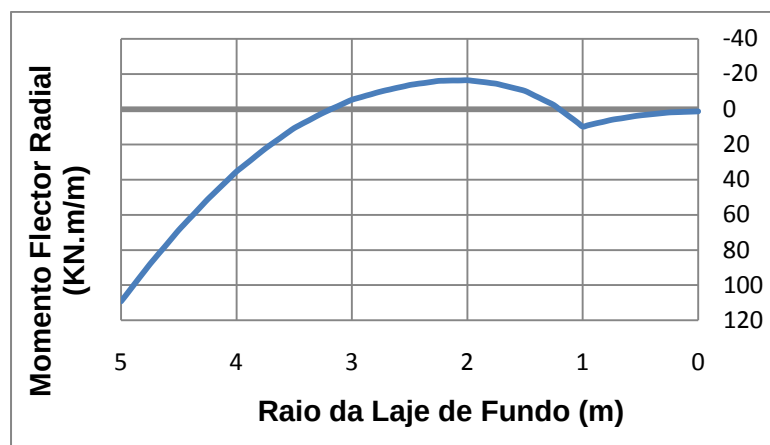


Fig. 2.160 – Diagrama de momentos flectores radiais (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.

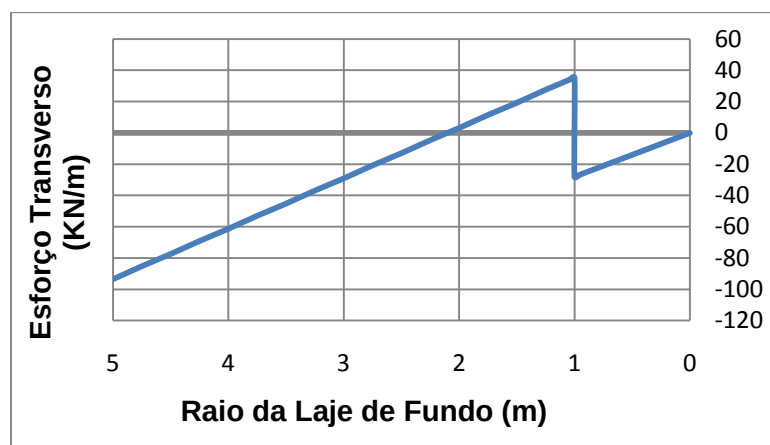


Fig. 2.161 – Diagrama de esforço transverso (Pré-Esforço+Retracção+Subida do Nível Freático) na Laje de Fundo.

2.5.10. ENVOLVENTE DE ESFORÇOS

2.5.10.1. PAREDE

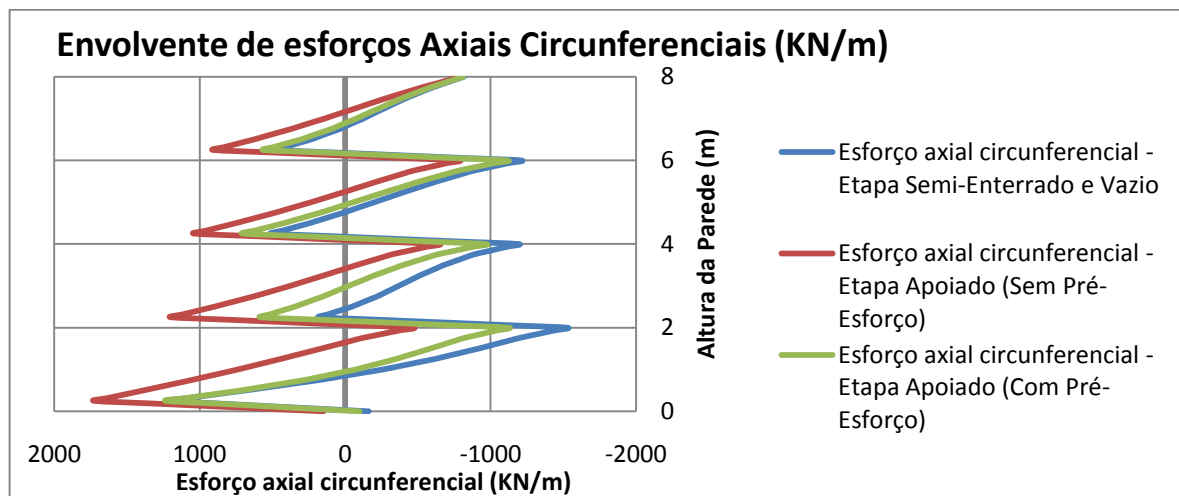


Fig. 2.162 – Envolvente de esforço axial e circunferencial na Parede.

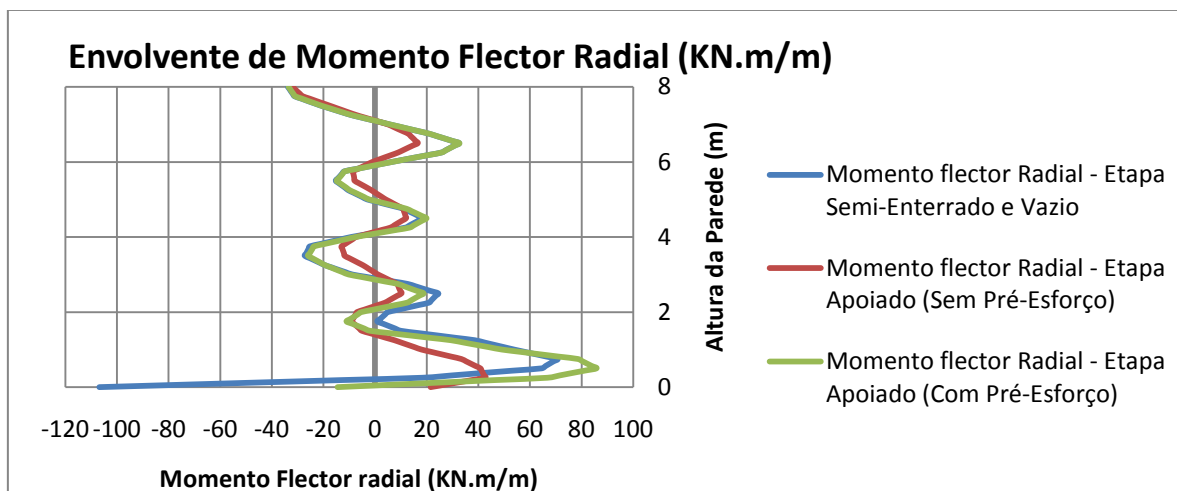


Fig. 2.163 – Envolvente de momento flector radial na Parede.

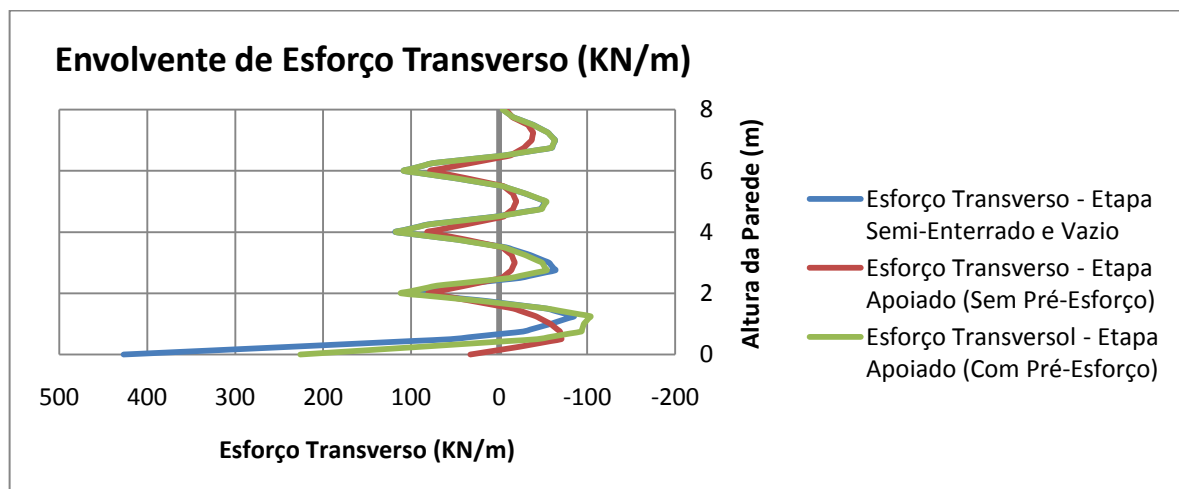


Fig. 2.164 – Envolvente de esforço transverso na Parede.

2.5.10.2. LAJE DE FUNDO

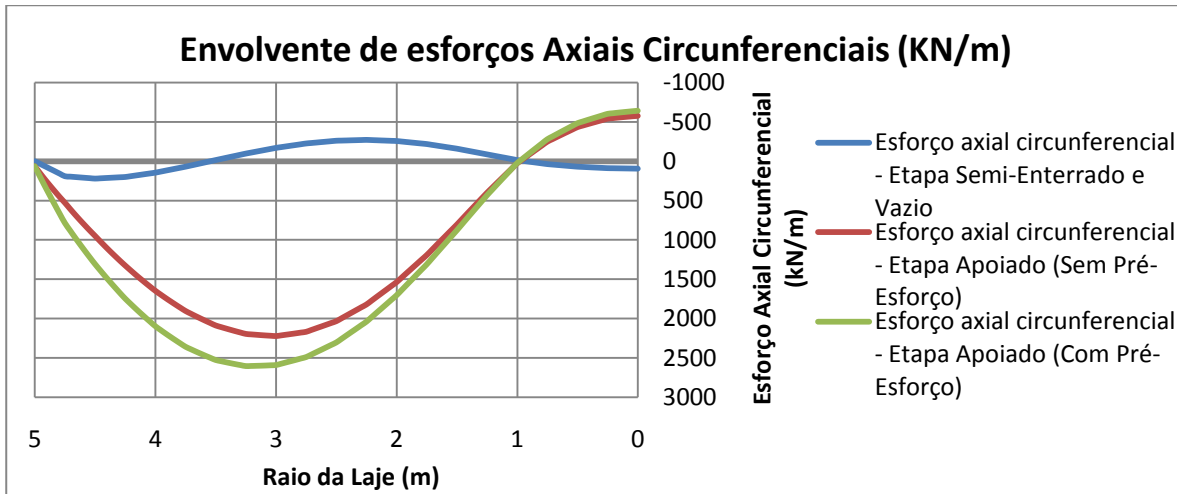


Fig. 2.165 – Envoltura de esforço axial e circunferencial na Laje de Fundo.

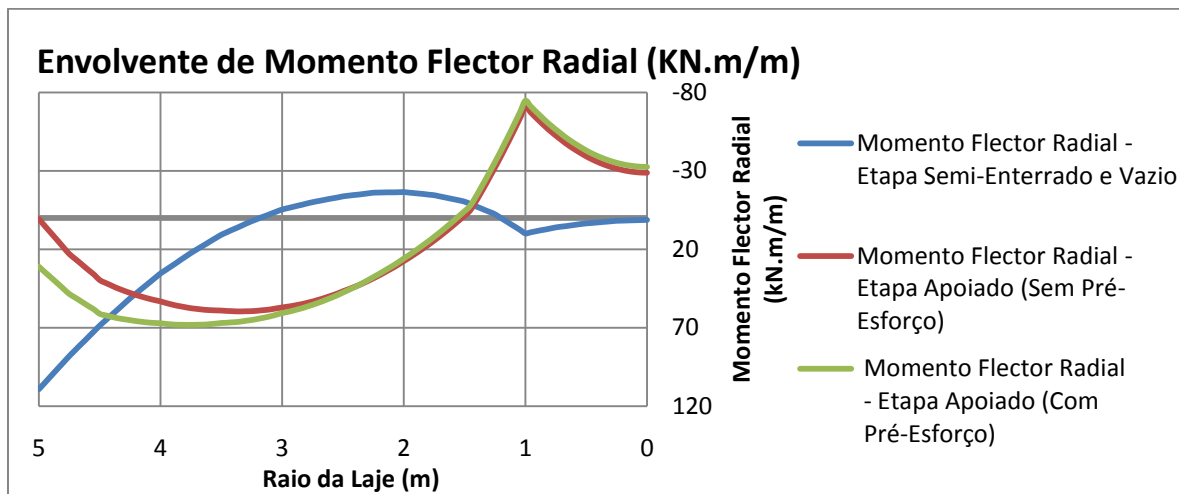


Fig. 2.166 – Envoltura de momento flector radial na Parede.

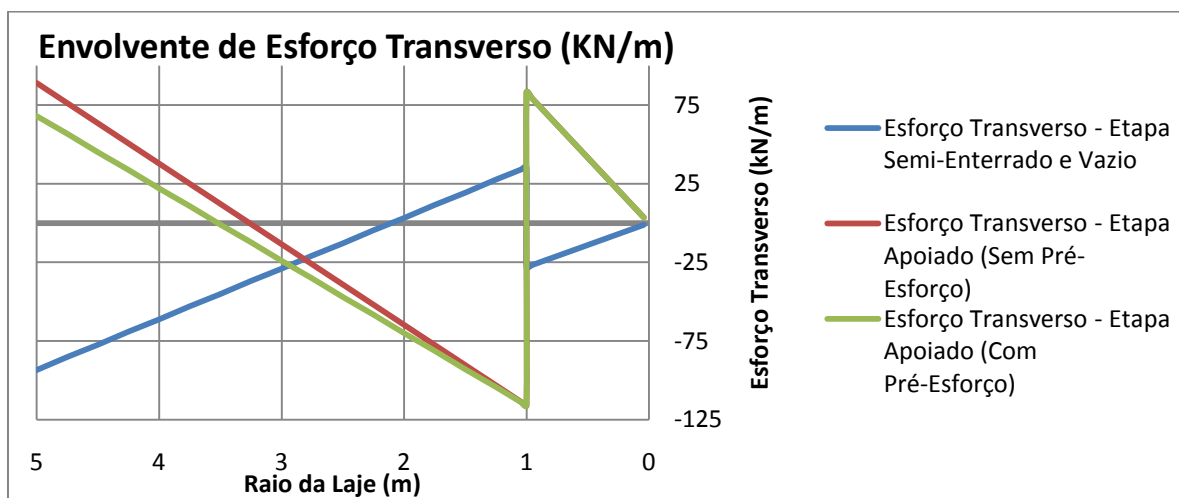


Fig. 2.167 – Envoltura de esforço transverso na Laje de Fundo.

2.6. CONCLUSÃO

Analisando os diagramas de sobreposição de efeitos na parede, verifica-se que assumem a forma e proximidade de valores dos efeitos da retracção, nomeadamente no que diz respeito ao esforço axial circunferencial. Isto porque, a resposta da estrutura a deformações impostas, depende directamente da sua rigidez. Estas deformações ao serem restringidas pela rigidez da ligação com a laje de fundo não permite que as deformações impostas se desenvolvam livremente, como tal, induzem-se esforços axiais circunferenciais elevados na estrutura.

Assim quando se compara o efeito a acção da retracção ao da pressão hidrostática na parede, verificamos que os esforços não sofrem grandes alterações em relação aos obtidos devido à retracção, o que evidencia a importância das deformações impostas relativamente à pressão hidrostática, neste tipo de estruturas.

Pelo contrário, na laje de fundo, verifica-se que a pressão hidrostática assume o papel preponderante. Os esforços induzidos pelo mesmo são bastante mais elevados que a das restantes acções actuantes.

A subida do nível freático, produz subpressões na laje de fundo, o que obriga a laje de fundo a ter um comportamento estrutural diferente, causando tracções em fibras que mais nenhuma outra acção provoca. Embora sejam grandezas, em valor absoluto, de ordem muito inferior aos da pressão hidrostática da água dentro do reservatório, requerem no entanto uma atenção especial.

A existência de solo lateral até 3,5 metros, comparativamente com a pressão hidrostática, ainda produz esforços axiais circunferenciais de relativa importância para a redução da mesma. Mas relativamente aos efeitos da retracção, são considerados praticamente desprezáveis. No entanto, o efeito conjunto da pressão do solo com a subida do nível freático, origina esforços de relevância assinalável na parede.

A acção de pré-esforço, permite reduzir os efeitos de tracção circunferenciais provenientes da retracção e da pressão hidrostática, daí a sua principal importância. No entanto, induz esforços radiais que se demonstram importantes quando o reservatório se encontra vazio.

A importância da envolvente de esforços, demonstra que as etapas a que o reservatório está sujeito, induzem intervalos diferentes de valores de esforços nas diversas fibras, revelando-se fundamental para o dimensionamento da estrutura.

Por último, analisando os gráficos anteriormente apresentados, verifica-se que os resultados obtidos através do programa de pórticos e do programa de elementos finitos são bastante semelhantes. Um exemplo ilustrativo dessa comparação é apresentado na Fig. 2.168. Assim, conclui-se que ao utilizar um programa de pórticos planos não se cometem grandes erros no estudo do problema, estando, por isso, verificada a aplicabilidade deste tipo de análise.

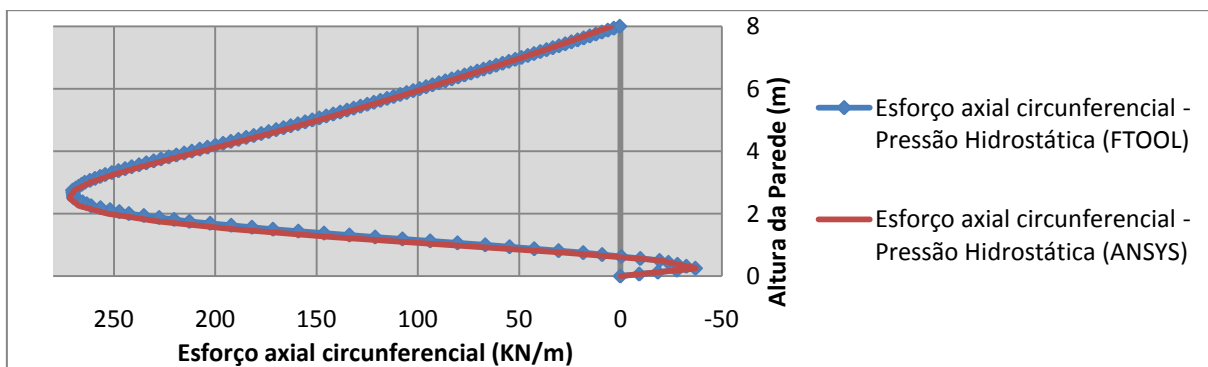


Fig. 2.168 – Comparação de resultados entre FTOOL e ANSYS – Pressão Hidrostática na Parede (Esforço axial Circunferencial).

3

DURABILIDADE DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO – DIMENSIONAMENTO DA PAREDE

3.1. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A GARANTIA DE DURABILIDADE

O tempo de vida útil de um reservatório depende, do dimensionamento e execução com materiais de qualidade, utilização de mão-de-obra especializada, do comportamento dos elementos estruturais de betão de armado e pré-esforçado, mas também das restantes componente incorporadas na estrutura, sem função estrutural, como drenos, juntas de dilatação, apoios, instalações, etc. No entanto, estes elementos não estruturais, possuem um tempo de vida útil mais curto do que o reservatório propriamente dito e portanto alguns elementos poderão ter que ser substituídos e reparados durante esse tempo. Cabe ao projectista a função de especificar as medidas necessárias para assegurar que o tempo de vida útil da estrutura é assegurada, para isso deve levar em conta as condições ambientais e de exposição da estrutura.

Essas medidas, podem ser estabelecidas, por exemplo, através de:

- Escolha apropriada da solução estrutural;
- Determinação da composição do betão;
- Definição da qualidade do betão e da espessura de recobrimento;
- Detalhe adequado das armaduras;
- Limitação da abertura de fendas;
- Medidas especiais de protecção para ambientes especialmente agressivos;
- Procedimentos especificados de inspecção e manutenção durante o uso da estrutura;
- Consideração de aspectos relativos à qualidade de execução;

No que respeita à manutenção, a estrutura deve ser inspeccionada regularmente. O projectista deve fornecer ao utente da obra um documento (planos de inspecção e de manutenção preventivas) em que estão listados os itens que devem ser examinados durante as observações e a frequência com que tais observações serão realizadas. Assim, deve ser observado o estado do betão, verificando se existe fendilhação, orifícios ou deterioração das paredes ou do fundo. O aparecimento de manchas de ferrugem será motivo de alerta, pois geralmente indicia corrosão das armaduras.

Um factor de garantia de durabilidade é a utilização de betão de baixa permeabilidade. Além de ser necessário para a realização de uma estrutura estanque, permite que sejam aumentadas as resistências

aos ataques químicos e à erosão das paredes, possibilitando uma melhor protecção das armaduras. A obtenção de um betão com estas características revela-se de vital importância e passa pela escolha do tipo de cimento, da relação água/cimento, da granulometria dos inertes, pela aplicação de aditivos e pelo controle das condições de cofragem e cura. É também muito importante a realização de uma boa compactação, evitando a segregação.

Por outro lado, a resistência à compressão não é por si só uma medida completa da durabilidade do betão, dado que esta depende principalmente das propriedades das camadas superficiais. A cofragem e a cura, pelo contrário, assumem uma influência decisiva sobre a permeabilidade destas camadas.

Tendo em conta a função e a natureza da estrutura em causa, deve impor-se um valor limite para a largura de fendas, w_k , de 0,15 mm, inferior ao valor limite máximo estipulado no EC 2 (2004) igual a 0,20 mm. O aparecimento de fendas cuja abertura ultrapasse o limite de 0,15 mm poderá requerer grandes investimentos de reparação ou mesmo inviabilizar o uso da obra para os fins previstos. Para além disto, ao estabelecer um limite máximo de 0,15 mm, garante-se que o betão é auto-colmatável, impedindo a passagem da água.

Relativamente ao recobrimento das armaduras, c , o valor mínimo a adoptar deve ser de 40 mm. Devem ser usados recobrimentos superiores em situações especiais, como por exemplo, em faces de elementos que estão em contacto com solos agressivos, ou sujeitos à erosão e desgaste. No entanto, quando a espessura do recobrimento é aumentada, também a largura de fendas aumentará, especialmente em secções com menos de 300 mm de espessura, quando sujeitas a tensões devidas à flexão. Nas situações em que não é possível obter recobrimentos de 40 mm, devem ser consideradas outras soluções, nomeadamente, aumentar a quantidade de cimento ou usar disposições especiais de armadura.

3.2. CAUSAS E CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

A fendilhação é usual em estruturas de betão armado. Uma das formas que originam é a aplicação de forças directas. A aplicação de cargas externas conduz à geração de esforços de flexão, esforço transversal, tracção que podem resultar em fendas na estrutura. A fendilhação pode resultar também de causas como a variação do gradiente de temperatura devido à exposição solar, a diferença de temperaturas entre a face que está em contacto com o líquido e a face exterior, a retracção e a assentamentos diferenciais.

Quando o betão está sujeito a variações de temperatura e humidade, surge no interior da sua secção partes que se opõem às deformações, criando tensões que podem originar a fendilhação. Quanto mais rígida for a estrutura e as suas ligações para o deslocamento imposto, maiores serão as tensões e mais abertas serão as fendas. Durante a hidratação do betão, está em jogo o calor: a temperatura do betão aumenta por uns dias após a colocação, seguida por um arrefecimento até a atingir a temperatura ambiente. É corrente ocorrer fendilhação a esta altura enquanto o betão está ainda fraco. Posteriores temperaturas ambiente mais baixas e perda de humidade, a que o betão está sujeito quando atinge uma maior maturidade, abrem essas fendas.

É importante considerar quer a diferença de temperaturas devida ao calor de hidratação quer à secagem, sendo por vezes necessário proteger as estruturas dos efeitos climáticos. O aparecimento de fendas devidas a temperatura podem ser controladas por colocação de armaduras, aplicação de pré-esforço, colocação de juntas, ou a combinação destes métodos.

De forma a controlar e minimizar a fendilhação resultante da variação de temperatura é desejável limitar-se os seguintes factores:

- A máxima temperatura e a variação de humidade durante a construção:
 - a) usando inertes com baixo ou médio coeficiente de dilatação térmica e evitando o uso de inertes que encolham;
 - b) utilizando a quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer os requisitos de durabilidade;
 - c) recorrendo a cimentos de baixo calor de hidratação;
 - d) mantendo o betão protegido a fim de evitar a secagem antes da estrutura estar completa ou cofrada;
 - e) evitando choques térmicos ou arrefecimento rápido da face do betão.
- A expansão e contracção recorrendo ao uso de juntas;
- Fendilhação localizada entre movimentos de juntas utilizando armaduras ordinárias ou pré-esforço;
- Atingir o nível máximo de líquido no primeiro enchimento;

Relativamente à armadura necessária para o controlo da fendilhação devida à retracção e à variação de temperatura, ela deve ser disposta em todos os panos (laje de fundo, paredes e cobertura) o mais próximo possível da superfície obedecendo obrigatoriamente aos requisitos de recobrimento definidos em 3.1.

3.3. DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO NA PAREDE DO RESERVATÓRIO

O pré-esforço consiste na aplicação de uma força de compressão a um elemento de betão armado, com o objectivo de reduzir ou eliminar as tensões de tracção instaladas em funcionamento. Este efeito de pré-compressão das secções transversais do elemento é obtido à custa da utilização de um cabo de aço de alta resistência, ancorado a uma das extremidades do elemento e tensionado na outra.

Por outro lado, o pré-esforço permite alcançar uma redução da área de armaduras, dado que com a utilização de aços de alta resistência, a força de tracção necessária para garantir a resistência última é materializada através de uma área de aço aproximadamente quatro vezes menor, beneficiando as condições de betonagem.

Relativamente ao sistema de pré-esforço a ser empregue, no caso em estudo, opta-se pela utilização de pré-esforço por pós-tensão, não aderente, interno e circunferencial. Neste tipo de metodologia, o cabo de pré-esforço é tensionado após o endurecimento do betão, ou seja, após este ter adquirido a resistência necessária. O cabo é colocado dentro de uma bainha metálica, destinada a protegê-lo da corrosão, evitando o seu deslocamento na aplicação da tensão e posicionando-o na peça.

A transferência de pré-esforço é então realizada quer nas extremidades, através de dispositivos mecânicos de fixação das armaduras (ancoragens), quer ao longo das armaduras.

O pré-esforço não aderente apresenta como principais vantagens o facto de não necessitar de injeção, permite reduzir o valor das perdas por atrito e possui uma dupla protecção contra a corrosão (bainha de polietileno e massa de protecção e lubrificação). Tem como principais desvantagens não mobilizar, no Estado Limite Último, a resistência máxima do aço de pré-esforço, bem como não mobilizar a aderência com o betão, o que em caso de rotura local implica a desactivação total do monocórdão.

Assim, quanto às armaduras de pré-esforço, far-se-á uso de cordões de 0,6'' compostos por sete fios (ver Fig. 3.1), dotados das características presentes no Quadro 3.1. Estes cabos de pré-esforço não aderentes são então cabos monocórdão, envolvidos por uma bainha que os protege da corrosão. Possuem desenvolvimento de 360° e são esticados nas duas extremidades.

Quadro 3.1 – Cordões de pré-esforço disponíveis.

Designação	Secção nominal [cm ²]	Diâmetro [mm]
0,5"	0,987	12,7
0,6"	1,4	15,2
0,7"	1,5	15,7



Fig. 3.1 – Cordão de pré-esforço.

Quadro 3.2 – Características dos cordões de aço de alta resistência utilizados em armaduras de pré-esforço.

$f_{p0,1k}$ [MPa]	f_{pk} [MPa]	E_p [GPa]
1680	1860	195

Admite-se também a utilização de aço de muito baixa relaxação com as características indicadas no Quadro 3.2.

3.3.1. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

Atendendo à Fig. 2.144, efectua-se a análise do anel da parede mais solicitado com um metro de altura, procedendo-se ao cálculo do pré-esforço necessário para atenuar um esforço circunferencial máximo, por metro de faixa de parede e por metro de altura, de aproximadamente 1724 kN/m/m.

O esforço circunferencial resultante fica então definido por:

$$N_{res} = N_{\theta} - P_{\infty} = 1724 - P_{\infty} \quad (3.1)$$

Para cumprir o estado limite de fendilhação definido pelo EC2 considera-se que:

$$\sigma_c \leq f_{ctm} \quad (3.2)$$

Assim,

$$\sigma_c = \frac{N_{res}}{1 \times h} \leq f_{ctd} \Leftrightarrow \frac{1724 - P_{\infty}}{1 \times 0,3} \leq \frac{2,9 \times 10^3}{1,5} \Leftrightarrow P_{\infty} \geq 1144 \text{ kN/m/m} \quad (3.3)$$

Tendo em conta a expressão (3.1), pode-se então calcular o esforço circunferencial resultante em serviço para o anel mais esforçado:

$$N_{res}^{serv} = N_{\theta} - P_{\infty} = 1724 - 1144 = 580 \text{ kN/m/m} \quad (3.4)$$

Dado que não está no âmbito deste trabalho e de modo a simplificar o dimensionamento, considera-se um valor de 12,5% tanto para as perdas instantâneas como para as perdas diferidas de pré-esforço. Assim:

$$P_{\infty} = 0,875 \times P_0 \Leftrightarrow P_0 = \frac{1144}{0,875} \simeq 1308 \text{ kN/m/m} \quad (3.5)$$

Sendo que o valor máximo do pré-esforço para o qual este é dimensionado fica então igual a:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{1308}{0,875} \simeq 1495 \text{ kN/m/m} \quad (3.6)$$

De acordo com a cláusula 5.10.2.1 do EC 2, a força máxima aplicada à armadura de pré-esforço, $P_{m\acute{a}x}$, não deve exceder o seguinte valor:

$$P_{m\acute{a}x} = A_p \times \sigma_{p,m\acute{a}x} \quad (3.7)$$

onde:

$$\sigma_{p,m\acute{a}x} = \min \begin{cases} 0,8 \times f_{pk} = 0,8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa} \\ 0,9 \times f_{p0,1k} = 0,9 \times 1680 = 1512 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.8)$$

A área de pré-esforço máxima necessária, materializada em número de monocordões por metro de altura, vem então:

$$A_{p,m\acute{a}x} = \frac{1495}{1488 \times 10^3} \simeq 10,05 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \frac{10,05}{1,40} \simeq 7,20 \rightarrow 8 \text{ monocordões/m} \quad (3.9)$$

$$A_{p,m\acute{a}x} = 8 \times 1,4 = 11,2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3.10)$$

Tendo ainda em conta a cláusula 5.10.3 do EC 2 relativa à força de pré-esforço, P_0 , tem-se que com $11.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armadura de pré-esforço, a força de pré-esforço descontando as perdas diferidas não pode exceder:

$$P_0 = A_p \times \sigma_{p,0} \Leftrightarrow P_0 = 11.2 \times 10^{-4} \times 1395 \times 10^3 = 1562 \text{ KN} \quad (3.11)$$

onde:

$$\sigma_{p,0} = \min \begin{cases} 0,75 \times f_{pk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa} \\ 0,85 \times f_{p0,1k} = 0,85 \times 1680 = 1428 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.12)$$

Como pré-esforço utilizado, com perdas diferidas, apresenta o valor de $P_0 = 1448 \times 10^3 \times 11.2 \times 10^{-4} \times 0.875 = 1458 \text{ KN} < 1562 \text{ KN}$, a condição encontra-se verificada.

No Quadro 3.3, encontra-se indicada a restante armadura de pré-esforço mínima a adoptar em toda a altura da parede.

Quadro 3.3 – Armaduras de pré-esforço a dispor na parede do reservatório.

Altura dos anéis [m]	$N_\theta, \text{máx}$ [kN/m/m]	P_∞ [kN/m/m]	$P_{\text{máx}}$ [kN/m/m]	A_p necessária [cm^2/m]	A_p a utilizar [monocordões/m de altura]
0 – 1	1724	1146	1145	10.04	8
1 – 2	739	159	159	1.39	2
2 – 3	1202	622	622	5.46	4
3 – 4	382	-198	-198	-1.74	0
4 – 5	1044	464	464	4.07	3
5 – 6	238	-342	-342	-3.00	0
6 – 7	907	327	327	2.87	3
7 – 8	142	-438	-438	-3.84	0

De notar, que apesar da relativa variabilidade do número de monocordões em altura, acredita-se ter encontrado uma boa solução tendo em conta a distribuição dos esforços ao longo da parede.

3.3.2. LIMITAÇÃO DAS TENSÕES

3.3.2.1. Limitação da tensão no betão

A aplicação do pré-esforço a uma estrutura deve ser efectuada progressivamente, sendo apenas permitida quando a resistência do betão cumprir os requisitos do EC 2, e for superior ou igual à resistência mínima exigida pelo sistema de pré-esforço.

Logo, para evitar a formação de fendas longitudinais quando o nível de tensões, para a combinação característica de acções, excede um valor crítico, segundo a cláusula 5.10.2.2 (5) do EC 2, a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras acções que actuam no momento da aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, deve ser limitada a:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (3.13)$$

em que $f_{ck}(t)$ é o valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço.

Se a tensão de compressão exceder permanentemente $0,45 \times f_{ck}(t)$, deve-se considerar o comportamento não linear da fluência para a combinação quase-permanente de acções. De modo a que a fluência possua um comportamento linear, a seguinte condição terá de ser satisfeita:

$$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck}(t) \quad (3.14)$$

Dado que esta condição deve ser verificada para tempo infinito, esta expressão não se revela condicionante devido ao efeito equilibrador que a pressão hidrostática exerce face ao pré-esforço neste período. Como o pré-esforço não é uma acção variável, daí não precisar de coeficiente de acção variável (ψ), tanto a combinação característica como a quase-permanente assumem o mesmo valor, o de P . Admite-se então, que neste caso, se a condição presente em (3.14) se verificar, a condição em (3.13) será automática satisfeita.

Considerando que o pré-esforço é aplicado 14 dias após cada etapa de betonagem, torna-se necessário especificar a tensão de rotura do betão à compressão nessa data, isto é, $f_{ck}(t = 14)$. Para isso, recorre-se à cláusula 3.1.2 (5 e 6) do EC 2 onde, admitindo uma temperatura média de 20°C e uma cura de acordo com a EN 12390 (2003), a tensão de rotura do betão à compressão em várias idades, $f_{ck}(t)$, pode ser estimada pelas seguintes expressões:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.15)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (3.16)$$

$$f_{ck}(t) = \begin{cases} f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)}, & 3 < t < 28 \text{ dias} \\ f_{ck} & , t \geq 28 \text{ dias} \end{cases} \quad (3.17)$$

onde f_{cm} é igual a 38 MPa para um betão C30/37, t é a idade do betão em dias e s é um coeficiente que depende do tipo de cimento:

- igual a 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (classe R)
- igual a 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (classe N);
- igual a 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (classe S).

Para o betão adopta-se um cimento da classe de resistência CEM 42,5 R, devido ao facto de este apresentar um desenvolvimento rápido de resistências, boa trabalhabilidade e baixo calor de hidratação, o que o torna num produto especialmente adaptado para betão pré-esforçado.

A resistência à compressão do betão também depende do período de tempo durante o qual é exercida uma tensão constante. A actuação de tensões elevadas leva a que o processo de micro-fendilhação prossiga podendo, eventualmente, conduzir à rotura após determinado período de actuação.

A tensão máxima que o betão resiste por um período longo é designada de resistência para cargas de longa duração, sendo definida no Model Code 90 (1993). O seu valor é condicionado igualmente pela idade de carregamento devido aos dois efeitos interligados:

- efeito da redução da resistência com a carga de longa duração;
- efeito de aumento da resistência com a idade.

O período de tempo, contado a partir da data de carregamento, em que o betão atinge o valor mínimo da resistência é designado de período crítico.

O Model Code 90 define então, do seguinte modo, a resistência média à compressão do betão à idade t , quando sujeito a compressões elevadas à idade $t_0 < t$:

$$f_{cm,sus}(t, t_0) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \times \beta_{c,sus}(t, t_0) \quad (3.18)$$

onde t é a idade do betão em dias, t_0 é a idade em que o betão é posto em carga (ou seja, 14 dias), $\beta_{cc}(t)$ é um coeficiente já definido em (3.16) e $\beta_{c,sus}(t, t_0)$ é um coeficiente dependente da duração da carga $(t - t_0)$ que descreve a diminuição da resistência com o tempo, sendo $(t - t_0) \geq 0,015$ dias.

$$\beta_{c,sus}(t, t_0) = 0,96 - 0,12 \times \{\ln[1,72 \times (t - t_0)]\}^{1/4} \quad (3.19)$$

Através das expressões (3.18) e (3.19) é então possível definir qual o valor mínimo da resistência do betão e quando é que este ocorre, supondo um carregamento aos 14 dias.

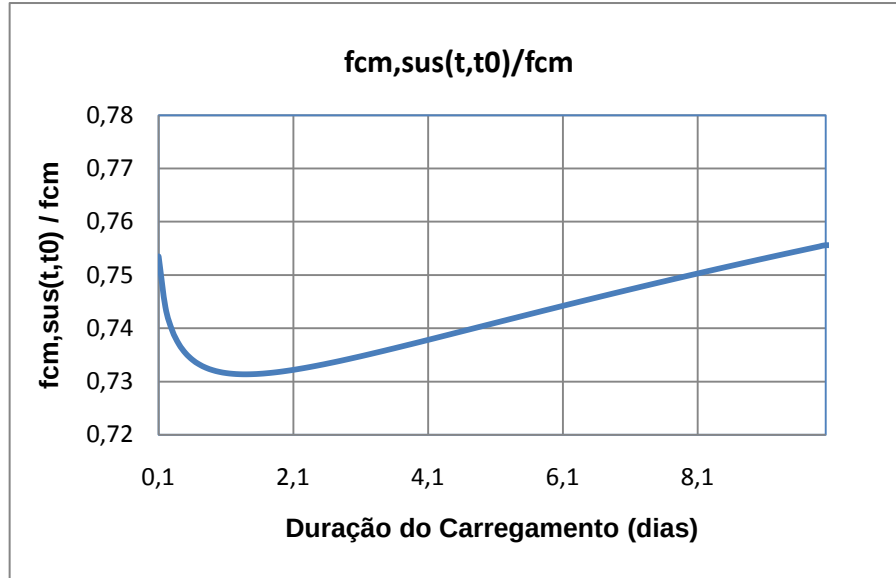


Fig. 3.2 – Resistência média relativa do betão à compressão quando sujeito a cargas elevadas, admitindo uma idade de carregamento de 14 dias.

Pela análise da Fig. 3.2, conclui-se que um betão com cimento CEM 42,5 R carregado aos 14 dias, apresenta uma $f_{cm,sus,mínima} \cong 0,7313 \times f_{cm}$, o que corresponde a um período crítico aproximado de 1,4 dias.

Através das expressões (3.16), (3.17), (3.18) e (3.19), calcula-se então o valor característico da resistência mínima à compressão do betão aos 1,5 dias após a aplicação do pré-esforço:

$$f_{ck}(t = 15,4 d) = (0,7313 \times 38) - 8 = 19,79 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

A máxima tensão de compressão exercida sobre o betão da parede resulta da força máxima de pré-esforço, $P_{máx}$, aplicada inicialmente (sem perdas) e ainda sem a presença da carga hidrostática. Assim, e de acordo com a expressão (3.7) e (3.14), tem-se que:

$$\sigma_{c,máx} = \frac{1488 \times 10^3 \times 11,2 \times 10^{-4}}{1 \times 0,3} \leq 0,45 \times 19,79 \Leftrightarrow 5,6 \text{ MPa} < 8,9 \text{ MPa} \text{ (OK!)} \quad (3.21)$$

Tal como anteriormente dito, a condição apresentada na expressão (3.13), também se encontra satisfeita, estando assim assegurado que se evitará o esmagamento ou o fendimento local do betão na extremidade dos elementos pós tensionados.

3.3.2.2. Limitação da tensão no pré-esforço

De acordo com EC 2, cláusula 7.2 (5), o valor médio da tensão nas armaduras de pré-esforço não deve exceder $0,75 f_{pk}$, isto é, 1395 MPa no caso em estudo. No Quadro 3.4, indicam-se os valores médios das tensões no pré-esforço para cada anel unitário.

Quadro 3.4 – Tensões médias nas armaduras de pré-esforço.

Altura dos anéis [m]	P_{∞} [kN/m/m]	$P_{máx}$ [kN/m/m]	$P_{médio}$ [kN/m/m]	A_p a utilizar [cm^2/m de altura]	$\sigma_{p,médio}$ [MPa]
0 – 1	1146	1497	1321	11.2	1180
1 – 2	162	212	187	2.8	667
2 – 3	622	812	717	5.6	1281
3 – 4	-	-	-	-	-
4 – 5	464	606	535	4.2	1274
5 – 6	-	-	-	-	-
6 – 7	327	427	377	4.2	898
7 – 8	-	-	-	-	-

Observando as tensões médias no pré-esforço, conclui-se que a condição disposta no EC2 é cumprida

3.3.3. POSICIONAMENTO VERTICAL DOS CORDÕES DE PRÉ-ESFORÇO

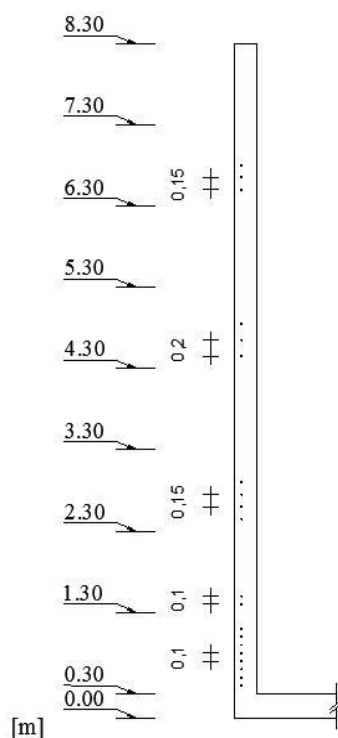


Fig. 3.3 – Disposição dos monocordões ao longo da parede do reservatório.

3.4. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO AXIAL CIRCUNFERENCIAL

Para fazer face a este estado limite último, é necessário verificar o possível uso de armadura ordinária circunferencial, a dispor ao longo da altura da parede. Considerando então o pré-esforço do lado da acção tem-se:

$$\begin{cases} N_{\theta, sd} = \gamma_G \times N_{\theta} \pm \gamma_P P_{\infty} \\ N_{\theta, rd} (+) = \Delta\sigma_{pd} \times A_p + f_{yd} \times A_s \\ N_{\theta, rd} (-) = f_{cd} \times A_c + f_{yd} \times A_s \end{cases} \quad (3.22)$$

De acordo com o EC2, cláusula 5.10.8 (1) e 2.4.2.2 (1) e (3), em estado limite último e para efeitos favoráveis do pré-esforço, ou seja, quando “combate” as tracções circunferenciais, γ_P assume o valor de 1,0. Quando o pré-esforço tem efeito desfavorável, ou seja, agrava as compressões circunferenciais, γ_P assume o valor de 1,2. O coeficiente γ_G , assume os valores expostos na tabela da figura 2.9, para a combinação 1, sendo eles 1,35 para acção desfavorável e 1,0 quando é favorável.

Relativamente ao acréscimo de resistência em estado limite último, o EC2 postula na cláusula 5.10.8 (2), que para 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. Assim fica que $\Delta\sigma_{pd} = 100 \text{ MPa}$.

A segurança ao estado limite último de esforço circunferencial é verificada por:

$$N_{\theta, rd} \geq N_{\theta, sd} \quad (3.23)$$

Atendendo ao gráfico da Fig. 2.150 de sobreposição de efeitos, verificamos que o pré-esforço dimensionado e disposto na proximidade da ligação da parede com a laje de fundo, não permite uma colmatação tão eficaz como a prevista na secção 3.3.1, isto porque, a estrutura não é isostática e a armadura de pré-esforço tem de ser distribuída por vários cabos de igual área em altura. Logo, observando o gráfico da Fig. 2.124, que representa os esforços axiais circunferenciais provocados só pela acção do pré-esforço que dispusemos em altura, podemos retirar os seus reais efeitos.

Tendo em conta as expressões definidas em (3.22) e (3.23), e os gráficos 2.144 e 2.124, determina-se a armadura ordinária circunferencial a dispor nos anéis unitários mais esforçados de tracção e de compressão respectivamente:

$$100 \times 10^3 \times 11,2 \times 10^{-4} + \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \geq 1,35 \times 1724 - 1,0 \times 489$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq 39,71 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow A_s \geq 19,85 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (3.24)$$

ou seja, seria necessário colocar $\phi 16 // .10 / \text{face}$ ($20,11 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$) ao longo desse metro de altura de parede (1º anel).

$$\frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,30 \times 1 + \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \geq 1,35 \times 868 + 1,2 \times 660$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq -93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (3.24)$$

ou seja, não é necessário armadura de compressão, já que a secção transversal do betão aguenta por si só. Logo os restantes anéis que sofrem compressão, também não necessitam de armadura circunferencial.

No Quadro 3.5, encontra-se indicada a armadura ordinária circunferencial de tracção a adoptar na parede do reservatório.

Quadro 3.5 – Armaduras ordinárias circunferenciais de tracção a dispor na parede do reservatório.

<i>Altura dos anéis [m]</i>	<i>N_θ [kN/m/m]</i>	<i>P_∞ [kN/m/m]</i>	<i>N_{θ,sd} [kN/m/m]</i>	<i>A_p [cm²/m]</i>	<i>A_s necessária [cm²/m/face]</i>	<i>A_s a utilizar por face</i>
0 – 1	1724	489	1839	11.2	19.86	ϕ 16 // 0,10
1 – 2	739	811	187	2.8	1.82	ϕ 16 // 0,10
2 – 3	1199	615	1004	5.6	10.90	ϕ 12 // 0,10
3 – 4	378	403	108	-	1.24	ϕ 12 // 0,10
4 – 5	1039	334	1069	4.2	11.81	ϕ 16 // 0,15
5 – 6	235	292	26	-	0.30	ϕ 16 // 0,15
6 – 7	907	344	881	4.2	9.65	ϕ 12 // 0,10
7 – 8	142	219	-28	-	-	ϕ 12 // 0,10

Por questão de continuidade de armadura e certificação da segurança, adoptou-se nos anéis 2, 4, 6 e 8 as armaduras dos anéis vizinhos.

3.5. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO RADIAL

Relativamente ao estado limite último de flexão radial, é necessário verificar o possível uso de armadura ordinária vertical, a dispor ao longo da parede. Atendendo ao gráfico da Fig. 2.163 da envolvente de momento flector radial, verifica-se que as duas etapas que condicionam o dimensionamento são a etapa apoiada com pré-esforço e a etapa semi-enterrada e vazio. Como cálculo exemplificativo, considera-se o anel de um metro de altura mais solicitado, ou seja, o primeiro anel, com um momento flector máximo negativo aplicado na base de aproximadamente -106.9 kNm/m, de acordo com a Fig. 2.163.

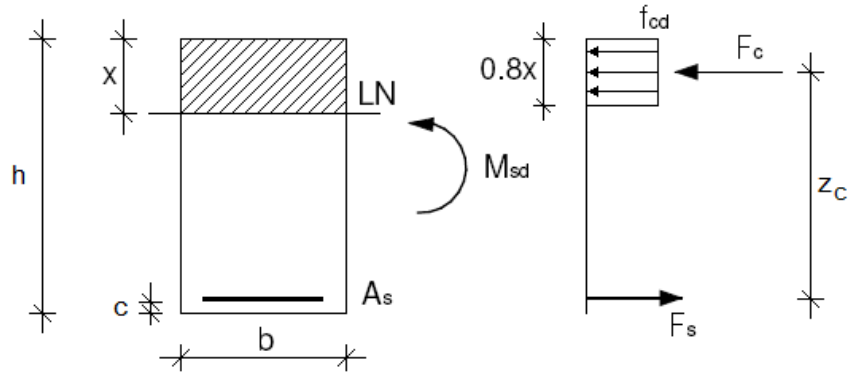


Fig. 3.4 – Representação do Estado Limite Último de Flexão segundo uma distribuição rectangular de tensões.

onde:

$$\begin{cases} M_{sd} = \gamma_G \times M_G \pm \gamma_P M_{P\infty} \\ M_{rd} = F_c \times z_c \end{cases} \quad (3.26)$$

$$z_c = h - c - \frac{\phi_{var\tilde{a}o}}{2} - \frac{0,8x}{2} \quad (3.27)$$

$$F_c = f_{cd} \times 0,8x \times b \quad (3.28)$$

Admitindo as armaduras de aço em cedência, tem-se:

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (3.29)$$

Através da equação de equilíbrio de momentos (3.30), e admitindo um recobrimento, c, de 50 mm para as armaduras e varões de 16 mm de diâmetro, é então possível determinar a posição do eixo neutro, x:

$$\begin{aligned} M_{rd} = M_{sd} &\Leftrightarrow \frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,8 \times x \times 1 \times \left(0,3 - 0,05 - \frac{16 \times 10^{-3}}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) = 1,35 \times 70,8 + 1,2 \times 36,1 \\ &\Leftrightarrow x \simeq 0,038 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.30)$$

Para calcular a quantidade de armadura necessária basta resolver a equação (3.31) relativa ao equilíbrio de forças:

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow F_c = F_s \Leftrightarrow \frac{30 \times 10^3}{1,5} \times 0,8 \times 0,038 = \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \Leftrightarrow A_s \geq 13,98 \text{ cm}^2 \quad (3.31)$$

Donde se conclui serem necessários $\phi 16 // 0,125$ ($16,08 \text{ cm}^2/\text{m}$). ao longo de cada metro de faixa de parede do primeiro anel unitário.

Segundo a cláusula 6.1 (3)P do EC 2, relativa ao estado limite último de flexão, a extensão de compressão no betão deve ser limitada a ε_{cu3} , no caso de se utilizar um diagrama rectangular de tensões. Assumindo então que o betão atinge a rotura, ou seja, uma extensão de 3,5‰ para um C30/37, calcula-se o valor da extensão no aço das armaduras, recorrendo a uma semelhança de triângulos, tendo como base a Fig. 3.5.

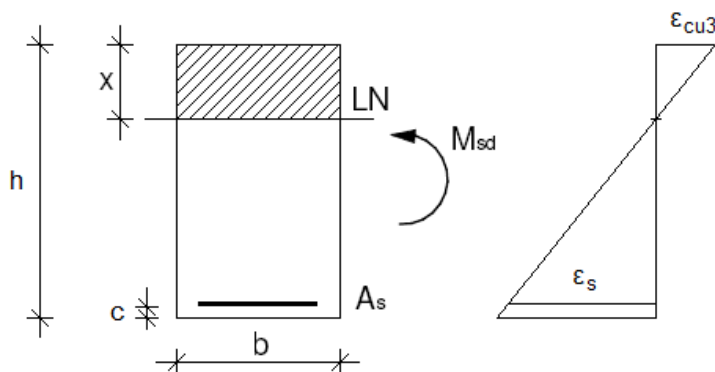


Fig. 3.5 – Diagrama de extensões na rotura segundo um diagrama rectangular de tensões.

$$\varepsilon_s = \frac{3,5 \times 10^{-3} \times 0,204}{0,038} = 18,79 \text{ ‰} > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\frac{500 \times 10^3}{1,15}}{200 \times 10^6} \cong 2,17 \text{ ‰} \quad (3.32)$$

Conclui-se então que as armaduras estão em cedência quando o betão atinge a rotura por compressão.

No Quadro 3.6, encontra-se resumido o cálculo da totalidade da armadura ordinária vertical a adoptar na parede do reservatório.

Quadro 3.6 – Armaduras ordinárias verticais a dispor na parede do reservatório.

<i>Altura dos anéis [m]</i>	<i>M_{sd} [kNm/m]</i>	<i>Posição do Eixo Neutro, x [m]</i>	<i>A_s necessária [cm² por metro de faixa]</i>	<i>A_s a utilizar por metro de faixa</i>	<i>ε_s [‰]</i>	
0 - 1	109,0	0,030	10,93	φ 16 // 0,175	25,02	OK
	-138,9	0,038	13,98	φ 16 // 0,125	18,79	OK
1 - 2	68,2	0,018	6,68	φ 12 // 0,15	43,53	OK
	-14,7	0,004	1,40	φ 12 // 0,175	220,65	OK
2 - 3	31,8	0,008	3,06	φ 12 // 0,175	99,14	OK
	-12,5	0,003	1,20	φ 12 // 0,175	259,19	OK
3 - 4	-	-	-	φ 12 // 0,175	-	-
	-34,7	0,009	3,35	φ 12 // 0,175	90,45	OK
4 - 5	25,7	0,007	2,47	φ 12 // 0,175	123,64	OK
	-12,5	0,003	1,19	φ 12 // 0,175	259,84	OK
5 - 6	7,7	0,002	0,73	φ 12 // 0,175	425,95	OK
	-19,6	0,005	1,87	φ 12 // 0,175	164,28	OK
6 - 7	41,7	0,011	4,03	φ 12 // 0,175	74,42	OK
	-	-	-	φ 12 // 0,175	-	-
7 - 8	7,6	0,002	0,72	φ 12 // 0,175	430,22	OK
	-45,4	0,012	4,40	φ 12 // 0,175	67,89	OK

Por questões de continuidade e de segurança, adoptou-se a armadura dos anéis vizinhos, naqueles em que não existe momento positivo ou negativo, conforme observado no quadro 3.6.

3.6. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS E ABERTURA DE FENDAS

3.6.1. ARMADURAS MÍNIMAS

Recorrendo à cláusula 9.6.2 do EC2 sobre armaduras em paredes, verifica-se a necessidade de que a área das armaduras verticais deva estar compreendida entre $0,002 \times A_c$ e $0,04 \times A_c$, isto é, entre 6 e 120 cm² por metro de faixa, respectivamente. A distância entre dois varões verticais adjacentes não deve ser superior a 0,4 m. De acordo, com o Quadro 3.6, podemos verificar que as armaduras verticais adoptadas, estão dentro desse intervalo.

Para além disto, segundo a cláusula 9.6.3, devem dispor-se armaduras horizontais (circunferenciais), paralelas aos paramentos da parede (e aos bordos livres), em cada face, de modo a que área dessas armaduras não seja inferior a 25% da armadura vertical ou $0,001A_c$, se este valor for maior.

$$0,25 \times 6 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}; 0,001 \times 0,3 = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,hmin} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (3.38)$$

Pela análise do Quadro 3.5, verifica-se que se utilizam sempre mais que 3 cm² por metro de altura e por face, pelo que esta condição se encontra verificada.

3.6.2. ABERTURA DE FENDAS

Tendo em conta a natureza dos esforços a que a parede do reservatório estará sujeita, tenderão a surgir fendas verticais e horizontais. Enquanto a fendilhação horizontal está relacionada com a aplicação dos momentos flectores radiais (flexão da parede) de valor considerável provenientes sobretudo da retracção e da aplicação de pré-esforço, a fendilhação vertical advém dos esforços axiais circunferenciais de tracção elevadíssimos que se desenvolvem devido à grande expressão da retracção.

Como se pode verificar pelo gráfico da Fig. 2.150, a utilização de pré-esforço circunferencial reduziu consideravelmente os elevados esforços de tracção circunferencial, no entanto a parcela remanescente de tracção, necessita de ser controlada por armaduras passivas de maneira a limitar abertura de fendas e respeitar o critério de estanqueidade.

Logo a fendilhação horizontal e vertical gerada, vai necessitar duma certa quantidade de armadura vertical e circunferencial, de modo a que as fendas sejam controladas a 0,15 mm e de maneira assegurar a estanqueidade desejada.

O EC 2 define, na sua cláusula 7.3.2, uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tracção. Esta quantidade mínima de armadura, permite cumprir o critério de não plastificação, ou seja, se a armadura não plastificar poderão formar-se várias fendas em vez de uma única de grande largura. Isto permite que o comportamento do elemento estrutural torne-se dúctil, precavendo roturas frágeis. Logo, quando se dá a fendilhação do betão, a tensão na armadura traccionada não deve ultrapassar a tensão de cedência do aço, ou um valor inferior, se for necessário.

Quanto menor for a tensão na armadura logo após a fendilhação, menor será a sua deformação e, consequentemente, a abertura de fendas. Esta armadura mínima, que se assume como controladora de fendilhação devida a deformações impostas impedidas, é dada por:

$$A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.39)$$

em que:

- A_{ct} é a área de betão traccionado em estado elástico. Ou seja, no caso de tracção simples é igual a $h_p \times 1m$ e para flexão equivale a $\frac{h_p}{2} \times 1m$.
- σ_s é o valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da primeira fenda. No máximo pode assumir a tensão de cedência da armadura, $f_{yk} = 500$ MPa.
- $f_{ct,eff}$ é o valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas:
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ admitindo-se que a fendilhação se começa a processar aos 28 dias, isto é, $f_{ctm} = 2,9$ MPa para um betão C30/37;
- k é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção. É igual a 1,0 para almas com alturas $\leq$ a 300 mm ou para banzos com larguras inferiores a 300 mm;

- k_c é um coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário.

Para tracção simples $k_c = 1,0$;

Para flexão considera-se $k_c = 0,8$.

Daqui resulta para o caso da tracção simples uma armadura mínima de,

$$A_{s,min} = 1,0 \times 1,0 \times 2,9 \times \frac{0,30}{500} = 17,4 \text{ cm}^2$$

No caso de flexão, uma armadura mínima de,

$$A_{s,min} = 0,4 \times 1,0 \times 2,9 \times \frac{0,15}{500} = 3,48 \text{ cm}^2$$

Recorrendo à cláusula 7.3.4 do EC 2 é possível calcular a largura de fendas, W_k :

$$W_k = S_{r,máx} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.40)$$

onde $S_{r,máx}$ é a distância máxima final entre fendas que pode ser calculada por:

$$S_{r,máx} = 3,4 \times c + k_1 \times k_2 \times 0,425 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.41)$$

em que:

- c é o recobrimento das armaduras longitudinais em mm;
- k_1 é um coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes, tomando o valor de 0,8 para varões de alta aderência;
- k_2 é um coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões, sendo igual a 0,5 para a flexão e igual a 1,0 para a tracção simples;
- ϕ representa o diâmetro dos varões em mm;
- $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$, onde $A_{c,eff}$ representa a área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras para betão armado com uma altura $h_{c,ef}$ (ver Fig. 3.5 e Fig. 3.6), que se admite igual a:

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \times (h - d) \\ \frac{(h-x)}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. \quad (3.42)$$

e $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ é a diferença entre a extensão média da armadura para a combinação de acções considerada e a extensão média no betão entre fendas, dada por:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.43)$$

onde α_e é a relação E_s/E_c e k_t é um coeficiente função da duração do carregamento (= 0,4 para acções de longa duração).

A tensão na armadura de tracção, σ_s , é calculada admitindo secção fendilhada e para a combinação quase permanente de acções ($\alpha = 18$). Neste caso, considera-se que o betão é elástico em compressão mas que é incapaz de suportar qualquer tracção. Não sendo a secção totalmente activa, a posição do eixo neutro na secção terá de ser encontrada por condições de equilíbrio estático, resultando numa equação do 2º grau para uma secção rectangular sujeita apenas a um momento flector (Fig. 3.6).

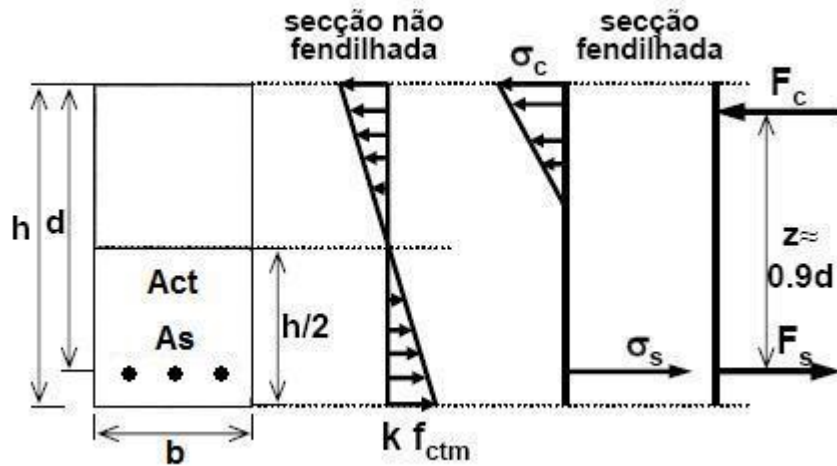


Fig. 3.6 – Análise da secção fendilhada sujeita a flexão simples.

Com referência à figura 3.6, a equação que permite determinar a posição do eixo neutro para uma secção rectangular sem armadura de compressão e sujeita a flexão simples é :

$$\xi^2 + 2\alpha\rho\xi - 2\alpha\rho = 0 \quad (3.44)$$

onde

- $\xi = \frac{x}{d}$
- $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$
- $\rho = \frac{A_s}{bd}$

A tensão máxima no betão é dada por,

$$\sigma_c = C_c \frac{M}{bd^2} \quad (3.45)$$

$$C_c = \frac{\xi}{\frac{\xi^2}{2} \times (1 - \frac{\xi}{3})} \quad (3.46)$$

E na armadura,

$$\sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2} \quad (3.46)$$

$$C_s = \alpha \times \frac{1-\xi}{\xi} \times C_c \quad (3.47)$$

3.6.2.1. CÁLCULO DA ARMADURA VERTICAL PARA CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

Como foi anteriormente referido, a fendilhação horizontal resulta da flexão radial que é imposta à parede do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura vertical que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Partindo então do pressuposto que se utilizam varões de 16 mm espaçados de 125 cm por cada metro de faixa de parede, tal como obtido anteriormente no Quadro 3.6, procede-se ao cálculo da largura de fendas. Este cálculo é apresentado no Quadro 3.7.

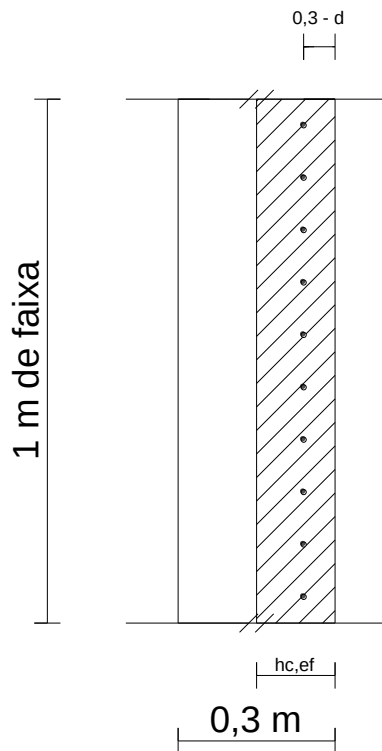


Fig. 3.7 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de flexão radial.

Quadro 3.7 – Dimensionamento de armaduras verticais de controlo de fendilhação.

A_s por metro de faixa	$M_{c.q.p.}$ [KN.m /m]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm ²]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,máx}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	Largura de fendas [mm]	
ϕ 16 // 0,125	-106.9	314.9	688	0.0234	286.30	1.22	0.35	KO
ϕ 25 // 0,125	-106.9	139.1	581	0.0676	232.87	0.51	0.12	OK
ϕ 25 // 0,175	85.8	152.8	625	0.0449	264.75	0.53	0.14	OK

Verifica-se então, que para cumprir o critério de abertura de fendas de 0,15 mm, são necessárias quantidades de armadura verticais superiores às inicialmente dimensionadas para todos os anéis, em estado limite último. Aproximadamente, cerca de duas vezes mais.

3.6.2.2. CÁLCULO DA ARMADURA CIRCUNFERENCIAL PARA CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

Relativamente à fendilhação vertical, esta resulta do esforço de tracção circunferencial que é imposto à parede do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura circunferencial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. No Quadro 3.8 encontra-se resumido o cálculo da armadura circunferencial para controlo da largura de fendas.

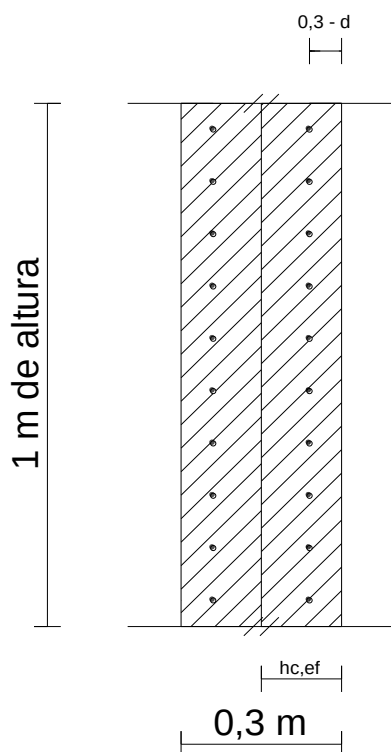


Fig. 3.8 – Representação da área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras no caso de tracção simples.

Quadro 3.8 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.

A_s / face / metro de altura	$N_{c,q.p.}$ [KN/m]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm ²]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,máx}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	Largura de fendas [mm]	
ϕ 16 // 0,10	1235.3	307.2	3000	0.013	575.8	0.99	0.53	KO
ϕ 32 // 0,125	1235.3	96.0	3000	0.043	423.7	0.29	0.12	OK

Para que a largura das fendas verticais não ultrapasse os 0,15 mm, é então necessário dispor quantidades de armadura bastante mais elevadas que as dimensionadas para o estado limite último circunferencial. Aproximadamente, três vezes mais quantidade de armadura no total.

3.7. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO

Relativamente ao estado limite último de esforço transversal recorre-se ao capítulo 6.2 do EC 2. Em primeiro lugar, é necessário determinar qual o valor de cálculo do esforço transversal resistente, $V_{Rd,c}$, da parede sem armadura de esforço transversal, definido na cláusula 6.2.2.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (3.33)$$

em que:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ com d em mm;
- d é a altura útil da secção, ou seja, $d = h_{secção} - c - \frac{\phi_{varão}}{2}$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$;
- A_{sl} é a área da armadura de tracção;
- b_w é a menor largura da secção transversal na área traccionada [mm];
- f_{ck} é em MPa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd}$ [MPa];
- N_{Ed} é o esforço normal na secção devido às acções aplicadas ou ao pré-esforço [em N] ($N_{Ed} > 0$) para compressão;
- A_c é a área da secção transversal de betão;
- $v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$.

Tendo em conta que será analisada na direcção radial, a secção horizontal por metro de faixa de parede, onde cada anel unitário apresenta um maior esforço transversal, tem-se que $\sigma_{cp} = 0$ MPa, dado que o pré-esforço aplicado é horizontal (circunferencial), ou seja, não se traduz num esforço normal nessa secção.

Recorrendo à cláusula 6.2.3 do EC 2, relativa a elementos para os quais é exigida armadura de esforço transversal, é possível determinar o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , como sendo o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \quad (3.34)$$

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (3.35)$$

em que:

- A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
- s é o espaçamento dos estribos;
- $z = z_c$;
- f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;
- v_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
- θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da parede;
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$.

Como a parede não é pré-esforçada na direcção vertical (normal à secção em estudo), $\alpha_{cw} = 1$. v_1 toma o valor de v , definido na expressão (3.36).

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.36)$$

O estado limite ultimo de esforço transversal é então cumprido sempre que:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} \quad (3.37)$$

Onde ,

$$V_{sd} = \gamma_G \times V_G \pm \gamma_P V_{P\infty} \quad (3.38)$$

A armadura mínima a dispor é calculada a partir da seguinte fórmula:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = \frac{(0,08 \times \sqrt{30})}{500} = 8,764 \times 10^{-4} \quad (3.39)$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{w,min} \times b_w = 8,764 \times 10^{-4} \times 1,0 = 8,764 \text{ cm}^2 \quad (3.40)$$

Tendo em conta o gráfico da Fig. 2.164 da envolvente de esforço transversal, verifica-se que as etapas condicionantes de dimensionamento ao esforço transversal, são a etapa apoiado com pré-esforço e etapa enterrado vazio. Logo, são apresentadas, no Quadro 3.9, as armaduras de esforço transversal que é necessário dispor ao longo da altura da parede, dimensionadas para o valor de $V_{sd} - V_{Rd,c}$ e assumindo $\cot\theta = 2$.

Quadro 3.9 – Armaduras de esforço transversal a dispor na parede do reservatório.

Altura dos anéis [m]	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{Rd,c}$ [kN/m]	A_{sw} necessária [cm ² por metro de altura]	Nº varões de flexão	A_{sw} a utilizar por metro de faixa
0 - 1	547.1	200.8	346.3	18.63	8	8r ϕ 10 // 0,30
1 - 2	146.1	159.4	-13.3	-	4	4r ϕ 10 // 0,30
2 - 3	146.1	128.5	17.6	0.93	5	5r ϕ 8 // 0,25
3 - 4	154.1	128.5	25.6	1.35	5	5r ϕ 8 // 0,25
4 - 5	154.1	122.4	31.7	1.68	4	4r ϕ 8 // 0,20
5 - 6	142.2	123.0	19.2	1.00	6	6r ϕ 8 // 0,30
6 - 7	142.2	134.4	7.8	0.41	6	6r ϕ 8 // 0,30
7 - 8	-81.9	134.4	-216.3	-	6	6r ϕ 8 // 0,30

3.8. LIMITAÇÃO DAS TENSÕES NO BETÃO

Nesta fase, é necessário proceder a uma análise das tensões de compressão do betão, devido à combinação das restantes acções actuantes. Considerando novamente a cláusula 5.10.2.2 (5) do EC 2, diz que a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras acções que actuam no momento da aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, deve ser limitada a:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck} = 18 \text{ MPa} \quad (3.41)$$

E se a tensão de compressão exceder permanentemente $0,45 \times f_{ck}(t)$, deve se considerar o comportamento não linear da fluência para a combinação quase-permanente de acções. De modo a que a fluência possua um comportamento linear, a seguinte condição terá de ser satisfeita:

$$\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \quad (3.42)$$

Como as acções actuantes não são consideradas sobrecargas, daí não necessitar de coeficiente de acção variável (ψ), tanto a combinação característica como a quase-permanente assumem o mesmo valor. Admite-se então, que neste caso, se a condição presente em (3.42) se verificar, a condição em (3.41) será automática satisfeita.

Para o caso do esforço axial circunferencial máximo de compressão vem,

$$\sigma_c = \frac{-1528}{0,3} = 6,53 \text{ MPa} < 13,5 \text{ MPa (OK)} \quad (3.43)$$

No caso do momento flector radial máximo vem,

$$\sigma_c = \frac{-107}{\frac{1 \times 0,3^3}{12}} \times 0,15 = 7,13 \text{ MPa} < 13,5 \text{ MPa (OK)} \quad (3.44)$$

A limitação das tensões é verificada.

4

DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE FUNDO E DE COBERTURA DO RESERVATÓRIO

4.1. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE FUNDO

4.1.1. QUANTIFICAÇÃO DO NÚMERO E DISPOSIÇÃO DE ESTACAS

Através do valor de referência da resistência do betão em serviço é possível quantificar o esforço axial resistente de compressão de cada estaca, $N_{r,e}$. O dimensionamento do número de estacas é então realizado tomando uma resistência do betão em serviço na ordem dos 5 MPa, valor a que normalmente se limita a tensão nas estacas.

Para simular os anéis de estacas são então colocados apoios que impedem os deslocamentos verticais, como está explícito na Fig. 2.6. Fazendo o somatório das reacções em cada anel de estacas, obtém-se a repartição das cargas ($\sum N_e$) em cada um dos anéis.

Considerando então estacas com diâmetros de 250 mm para os anéis tem-se:

$$N_{r,e} = \sigma \times A_e = 5 \times 10^3 \times \frac{\pi}{4} \times 0,250^2 \cong 245 \text{ kN/estaca} \quad (4.1)$$

No Quadro 4.1, apresenta-se a quantificação do número de estacas em cada anel.

Quadro 4.1 – Número de estacas em cada anel.

<i>Distância ao Centro [m]</i>	$\sum N_e$ [kN]	$\sum N_e / N_{r,e}$	<i>Nº de Estacas</i>
1	1397	5.7	6
5	2942	12.0	12

A Fig. 4 apresenta a disposição em planta dos anéis de estacas.

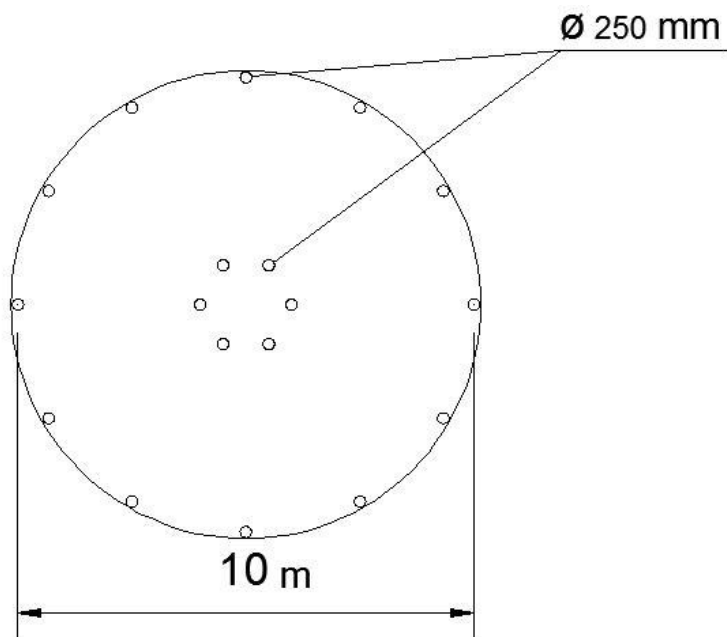


Fig. 4 – Disposição em planta dos anéis de estacas.

Como na subida do nível freático, a laje de fundo fica submetida a subpressões, implicará tracções nas estacas, conforme se pode verificar no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Valor de tracção em cada estaca.

<i>Distância ao Centro [m]</i>	ΣN_t [kN]	<i>Nº de Estacas</i>	N_t por estaca[kN]
1	407	6	68
5	3030	12	252

Assim, é necessário determinar a quantidade de armadura necessária para cada estaca resistir a este esforço de tracção, desprezando a parcela de resistência à tracção do betão. No Quadro 4.3 encontra-se detalhado a armadura calculada.

$$N_{sd} = 1,35 \times N_t \quad (4.2)$$

$$N_{rd} = f_{yd} \times A_s = \frac{500 \times 10^3}{1.15} \times A_s \quad (4.3)$$

$$N_{rd} \geq N_{sd} \quad (4.4)$$

Quadro 4.3 – Armadura de tracção em cada estaca.

<i>Distância ao Centro [m]</i>	$\Sigma N_{t/estaca}$ [kN]	A_s necessária [cm ² /estaca]	A_s a utilizar por estaca
1	68	2.11	6 ϕ 8
5	252	7,86	6 ϕ 16

4.1.2. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS CIRCUNFERENCIAIS DA LAJE DE FUNDO

Para fazer face ao estado limite último de esforço circunferencial, é necessário verificar o uso de armadura ordinária circunferencial, a dispor ao longo da laje de fundo.

Assim, tem-se:

$$\begin{cases} N_{\theta, sd} = \gamma_G \times N_{\theta} \pm \gamma_P P_{\infty} \\ N_{\theta, rd} = f_{yd} \times A_s \end{cases} \quad (4.7)$$

A segurança ao estado limite último de esforço circunferencial é verificada por:

$$N_{\theta, rd} \geq N_{\theta, sd} \quad (4.8)$$

Tendo em conta as expressões definidas em (4.7) e (4.8), determina-se a armadura ordinária circunferencial a dispor no anel de um metro de raio mais esforçado, sendo ele o quarto anel (ver Fig. 2.165):

$$\frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \geq 1,35 \times 2194 + 1,2 \times 412 \Leftrightarrow A_s \geq 79,50 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow A_s \geq 39,75 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (4.9)$$

ou seja, seria necessário colocar $\phi 25 // .10 / \text{face}$ ($49,09 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$) ao longo desse metro de raio de laje.

Atendendo ao gráfico da Fig. 2.165 de envolvente de esforços axiais circunferenciais, no Quadro 4.4, encontra-se indicada a totalidade da armadura ordinária circunferencial a adoptar na laje de fundo do reservatório.

Quadro 4.4 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na laje de fundo do reservatório.

Raio dos anéis [m]	$N_{\theta, \text{serviço}}$ [kN/m/m]	$N_{\theta, sd}$ [kN/m/m]	A_s necessária [cm ² /m/face]	A_s a utilizar por metro de raio e por face
0 – 1	641	856	9.85	$\phi 16 // 0,175$
1 – 2	1706	2277	26.19	$\phi 25 // 0,175$
2 – 3	2592	3444	39.60	$\phi 25 // 0,10$
3 – 4	2605	3456	39.74	$\phi 25 // 0,10$
4 – 5	2099	2765	31.80	$\phi 25 // 0,15$

4.1.3. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS RADIAIS DA LAJE DE FUNDO

O dimensionamento das armaduras radiais a dispor ao longo da laje de fundo é realizado em estado limite último de flexão radial. Assim, e como anteriormente exposto, admite-se um recobrimento das armaduras de 50 mm e varões de 16 mm de diâmetro, realizando o cálculo das armaduras recorrendo às expressões definidas de (3.26) a (3.32).

No Quadro 4.5, encontra-se resumido o cálculo da totalidade da armadura ordinária radial a adoptar na laje de fundo do reservatório, para as secções de momento flector máximo, de acordo com o gráfico da Fig. 2.166.

Quadro 4.5 – Armaduras ordinárias radiais a dispor na laje de fundo do reservatório.

Raio dos anéis [m]	$M_{serviço}$ [kNm/m]	M_{sd} [kNm/m]	Posição do Eixo Neutro, x [m]	A_s necessária [cm ² por metro de faixa]	A_s a utilizar por metro de faixa	ε_s [‰]	
0 – 1	9.9	14.7	0.004	1.40	ϕ 12 // 0,175	221.34	OK
	-74.6	-100.2	0.027	9.97	ϕ 16 // 0,20	27.75	OK
1 – 2	26.0	35.6	0.009	3.44	ϕ 12 // 0,175	87.93	OK
	-74.6	-100.2	0.027	9.97	ϕ 16 // 0,20	27.75	OK
2 – 3	60.8	81.5	0.022	8.04	ϕ 16 // 0,25	35.28	OK
	-16.4	-21.9	0.006	2.10	ϕ 12 // 0,175	146.06	OK
3 – 4	68.2	90.5	0.024	8.98	ϕ 16 // 0,20	31.21	OK
	-5.3	-8.4	0.002	0.80	ϕ 12 // 0,175	388.24	OK
4 – 5	109.2	142.8	0.040	14.54	ϕ 16 // 0,125	17.94	OK
	-	-	-	-	ϕ 12 // 0,175	-	-

Por questões de continuidade e de segurança, adoptou-se a armadura do anel vizinho, no último anel, conforme observado no Quadro 4.5.

4.1.4. CÁLCULO DE ARMADURAS MÍNIMAS

Analisando a cláusula 9.2.1.1 (1) do EC 2 relativa às armaduras em lajes, verifica-se a necessidade de que a área da armadura longitudinal de tracção não deva ser inferior a $A_{s,min}$, definida da seguinte maneira:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (4.11)$$

O que equivale a dizer que é necessário pelo menos 3,2 cm² de armadura por metro de faixa de laje. Assim, e tendo então em conta o Quadro 4.5, verifica-se que esta disposição se encontra satisfeita.

Por outro lado, segundo a cláusula 9.2.1.1 (3) do mesmo regulamento, a área das secções da armadura de tracção não deve ser superior a $0,04 \times A_c$, ou seja, cerca de 120 cm^2 , o que também se encontra verificado.

4.1.5. CÁLCULO DE ABERTURA DE FENDAS

Tendo por base os mesmos propósitos e expressões apresentados anteriormente na secção 3.5.2, procede-se ao cálculo da armadura necessária para limitar a abertura de fendas na laje de fundo a 0,15 mm.

4.1.5.1. Cálculo da Armadura Radial para controlo da Fendilhação

A fendilhação circunferencial nas faces da laje de fundo resulta da flexão radial que lhe é imposta. Assim, é necessário dimensionar armadura radial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Este cálculo é apresentado no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Dimensionamento de armaduras radiais de controlo de fendilhação.

Raio dos anéis [m]	A_s por metro de faixa	$M_{c,q.p.}$ [KN.m /m]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm ²]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,máx}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	Largura de fendas [mm]	
0 - 1	$\phi 12 // 0,175$	9.9	68.9	785	0.0082	417.68	0.21	0.09	OK
	$\phi 20 // 0,125$	-74.6	145.5	637	0.0395	256.15	0.48	0.12	OK
1 - 2	$\phi 16 // 0,20$	26.0	119.6	743	0.0135	370.94	0.36	0.13	OK
	$\phi 20 // 0,125$	-74.6	145.5	637	0.0395	256.15	0.48	0.12	OK
2 - 3	$\phi 20 // 0,175$	60.8	162.8	679	0.0264	298.56	0.49	0.15	OK
	$\phi 12 // 0,175$	-16.4	114.1	785	0.0082	417.68	0.34	0.14	OK
3 - 4	$\phi 20 // 0,15$	68.2	158.2	660	0.0317	277.14	0.50	0.14	OK
	$\phi 12 // 0,175$	-5.3	36.9	785	0.0082	417.68	0.11	0.05	OK
4 - 5	$\phi 25 // 0,125$	109.2	142.1	581	0.0676	232.88	0.52	0.12	OK
	$\phi 12 // 0,175$	-	-	-	-	-	-	-	-

Verifica-se então, que para cumprir o critério de abertura de fendas de 0,15 mm, são necessárias quantidades de armadura radiais superiores às inicialmente dimensionadas em estado limite último. Aproximadamente, cerca de duas vezes mais no total.

4.1.5.2. Cálculo da Armadura Circunferencial para controlo da Fendilhação

Relativamente à fendilhação radial, esta resulta do esforço de tracção circunferencial que é imposto à laje de fundo do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura circunferencial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,15 mm. Este cálculo é apresentado no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.

Raio dos anéis [m]	A_s / face / metro de raio	A_s [cm^2/m de raio]	$N_{\theta,c.q.p.}$ [kN/m /m]	σ_s [MPa]	$A_{c,eff}$ [cm^2]	$\rho_{p,eff}$	$S_{r,m\acute{a}x}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [‰]	Largura de fendas [mm]	
0 - 1	ϕ 20 // 0,10	62.83	641	102.1	2750	0.023	468	0.31	0.14	OK
1 - 2	ϕ 32 // 0,125	160.85	1706	106.0	3000	0.054	373	0.32	0.12	OK
2 - 3	ϕ 40 // 0,10	251.33	2592	103.1	3000	0.084	332	0.34	0.11	OK
3 - 4	ϕ 40 // 0,10	251.33	2605	103.7	3000	0.084	332	0.34	0.11	OK
4 - 5	ϕ 40 // 0,125	201.06	2099	104.4	3000	0.067	373	0.33	0.12	OK

Para que a largura das fendas radiais não ultrapasse os 0,15 mm, é então necessário dispor quantidades de armadura circunferenciais bastante mais elevadas que as dimensionadas para o estado limite último circunferencial. Aproximadamente, três vezes mais quantidade de armadura no total.

4.1.6. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para dimensionar eventuais armaduras de esforço transverso na laje de fundo, recorre-se novamente ao capítulo 6.2 do EC 2, relativo à verificação do estado limite último de esforço transverso. Assim, tendo em conta as expressões definidas na secção 3.6 e o gráfico da Fig. 2.167, são apresentadas, no Quadro 4.8, as armaduras de esforço transverso que é necessário dispor ao longo da laje de fundo.

Quadro 4.8 – Armaduras de esforço transverso a dispor na laje de fundo do reservatório.

Raio dos anéis [m]	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{rd,c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{rd,c}$ [kN/m]	A_{sw} necessária [cm^2 por metro de faixa]	N° varões de flexão	$A_{sw,min}$ a utilizar por metro de faixa
0 - 1	156.6	173.8	-17.2	-	8	6 ϕ 8 // 0,30
1 - 2	156.6	173.8	-17.2	-	8	6 ϕ 8 // 0,30
2 - 3	93.7	155.4	-61.7	-	6	6 ϕ 8 // 0,30
3 - 4	80.4	163.6	-83.2	-	7	6 ϕ 8 // 0,30
4 - 5	123.1	200.8	-77.7	-	8	6 ϕ 8 // 0,30

Como se verifica, o betão por si só resiste ao esforço transverso, mas tal como especificado na cláusula 9.2.2 (5) do EC2, deve-se colocar uma armadura de esforço transverso mínima, tal como adoptada no Quadro 4.8.

4.2. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE COBERTURA

4.2.1. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS CIRCUNFERENCIAIS

Para fazer face ao estado limite último de esforço circunferencial, é necessário verificar o uso de armadura ordinária circunferencial, a dispor ao longo da laje de fundo.

Assim, tem-se:

$$\begin{cases} N_{\theta, sd} = \gamma_G \times N_{G\theta} + \gamma_Q \times N_{Q\theta} \\ N_{\theta, rd} = f_{yd} \times A_s \end{cases} \quad (4.12)$$

Onde γ_Q , assume o valor de 1,5 para efeitos desfavoráveis e 0,0 para efeitos favoráveis.

A segurança ao estado limite último de esforço circunferencial é verificada por:

$$N_{\theta, rd} \geq N_{\theta, sd} \quad (4.13)$$

Atendendo ao gráfico da Fig. 2.106, no Quadro 4.9, encontra-se indicada a totalidade da armadura ordinária circunferencial a adoptar na laje de cobertura do reservatório.

Quadro 4.9 – Armaduras ordinárias circunferenciais a dispor na laje de cobertura do reservatório.

Raio dos anéis [m]	$N_{\theta, serviço}$ [kN/m/m]	$N_{\theta, sd}$ [kN/m/m]	A_s necessária [cm ² /m/face]	A_s a utilizar por metro de raio e por face
0 – 1	3336	4504	51.80	ϕ 32 // 0,15
1 – 2	2877	3884	44.67	ϕ 25 // 0,10
2 – 3	2055	2775	31.91	ϕ 25 // 0,15
3 – 4	1076	1452	16.70	ϕ 20 // 0,15
4 – 4,5	260	351	4.03	ϕ 12 // 0,20

4.2.2. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS RADIAIS

O dimensionamento das armaduras radiais a dispor ao longo da laje de cobertura é realizado em estado limite último de flexão radial. Assim, e como anteriormente exposto, admite-se um recobrimento das armaduras de 50 mm e varões de 16 mm de diâmetro, realizando o cálculo das armaduras recorrendo às expressões definidas de (3.26) a (3.32).

No Quadro 4.10, encontra-se resumido o cálculo da totalidade da armadura ordinária radial a adoptar na laje de cobertura do reservatório, atendendo ao gráfico da Fig. 2.107.

Quadro 4.10 – Armaduras ordinárias radiais a dispor na laje de cobertura do reservatório.

<i>Distância ao Centro [m]</i>	<i>M_{serviço} [kNm /m]</i>	<i>M_{sd} [kNm /m]</i>	<i>Posição do Eixo Neutro, x [m]</i>	<i>A_s necessária [cm² por metro de faixa]</i>	<i>A_s a utilizar por metro de faixa</i>	<i>ε_s [‰]</i>	
1	13.10	17.68	0.006	2.14	φ 12 // 0,25	113.11	OK
4.5	-24.00	-32.40	0.011	3.97	φ 12 // 0,25	59.37	OK

4.2.3. ARMADURAS MÍNIMAS

Analisando a cláusula 9.2.1.1 (1) do EC 2 relativa às armaduras em lajes, verifica-se a necessidade de que a área da armadura longitudinal de tracção não deva ser inferior a $A_{s,min}$, definida da seguinte maneira:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (4.14)$$

O que equivale a dizer que é necessário pelo menos 2,5 cm² de armadura por metro de faixa de laje. Assim, e tendo então em conta o Quadro 4.10, verifica-se que esta disposição se encontra satisfeita.

Por outro lado, segundo a cláusula 9.2.1.1 (3) do mesmo regulamento, a área das secções da armadura de tracção não deve ser superior a $0,04 \times A_c$, ou seja, cerca de 120 cm², o que também se encontra verificado.

4.2.4. ABERTURA DE FENDAS

Tendo por base as mesmas expressões apresentados anteriormente na secção 3.5.2, procede-se ao cálculo da armadura necessária para limitar a abertura de fendas na laje de cobertura a 0,30 mm, uma vez que as possíveis fugas de líquido pela cobertura dizem respeito apenas à evaporação do líquido.

4.2.4.1. Cálculo da Armadura Radial para controlo da Fendilhação

A fendilhação circunferencial nas faces da laje de cobertura resulta da flexão radial que lhe é imposta. Assim, é necessário dimensionar armadura radial que seja capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,30 mm. Este cálculo é apresentado no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Dimensionamento de armaduras radiais de controlo de fendilhação.

<i>Distância ao Centro [m]</i>	<i>A_s por metro de faixa</i>	<i>M_{c.q.p.} [KN.m /m]</i>	<i>σ_s [MPa]</i>	<i>A_{c,eff} [cm²]</i>	<i>ρ_{p,eff}</i>	<i>S_{r,máx} [mm]</i>	<i>(ε_{sm} - ε_{cm}) [‰]</i>	<i>Largura de fendas [mm]</i>	
1	φ 12 // 0,25	13.10	162.8	671	0.0067	472.65	0.49	0.23	OK
4.5	φ 12 // 0,25	-24.00	240.9	655	0.0086	406.31	0.72	0.29	OK

4.2.4.2. Cálculo da Armadura Circunferencial para controlo da Fendilhação

Relativamente à fendilhação radial, esta resulta do esforço de tracção circunferencial que é imposto à laje de cobertura do reservatório. Assim, é necessário dimensionar armadura circunferencial que seja

capaz de controlar estas fendas e limitar a sua abertura a 0,30 mm. Este cálculo é apresentado no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Dimensionamento de armaduras circunferenciais de controlo de fendilhação.

Raio dos anéis [m]	A_s / face / metro de raio	A_s [cm^2/m de raio]	$N_{\theta, \text{serviço}}$ [kN/m /m]	σ_s [MPa]	$A_{c, \text{eff}}$ [cm^2]	$\rho_{p, \text{eff}}$	$S_{r, \text{máx}}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [%]	Largura de fendas [mm]	
0 - 1	ϕ 32 // 0,10	160.85	3336	207.4	2500	0.0643	269	0.91	0.25	OK
1 - 2	ϕ 32 // 0,10	160.85	2877	178.9	2500	0.0643	339	0.77	0.26	OK
2 - 3	ϕ 32 // 0,125	128.68	2055	159.7	2500	0.0515	381	0.65	0.25	OK
3 - 4	ϕ 25 // 0,15	65.45	1076	164.4	2500	0.0262	495	0.57	0.28	OK
4 - 4.5	ϕ 16 // 0,175	22.98	260	113.0	2500	0.0092	762	0.34	0.26	OK

4.2.5. ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para dimensionar eventuais armaduras de esforço transversal na laje de cobertura, recorre-se novamente ao capítulo 6.2 do EC2, relativo à verificação do estado limite último de esforço transversal. Assim, tendo em conta as expressões definidas na secção 3.6 e o gráfico da Fig. 2.108, são apresentadas, no Quadro 4.13, as armaduras de esforço transversal que é necessário dispor ao longo da laje de cobertura.

Quadro 4.13 – Armaduras de esforço transversal a dispor na laje de fundo do reservatório.

$ V_{\text{serviço}} $ [kN/m]	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{rd, c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{rd, c}$ [kN/m]	$A_{sw, \text{necessária}}$ [cm^2 por metro de faixa]
24	32	106	-64	-

Como se verifica, o betão por si só resiste ao esforço transversal.

5

DESENHOS DE EXECUÇÃO DAS ARMADURAS

As armaduras longitudinais devem ser convenientemente amarradas de modo a assegurarem uma boa transferência para o betão das forças de aderência, evitando assim a fendilhação longitudinal ou o destacamento do betão. Para o cálculo dos comprimentos de amarração recorre-se às cláusulas 8.4.3 e 8.4.4 (1) do EC 2. Segundo este regulamento, o comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} , é dado por:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (5.1)$$

em que α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 são coeficientes que, por simplificação, se admitem iguais a 1 e $l_{b,rqd}$ e $l_{b,min}$ são comprimentos de amarração indicados em (5.2) e (5.3), respectivamente.

- $l_{b,rqd}$ representa o comprimento de amarração de referência necessário para amarrar a força $A_s \cdot \sigma_s$ instalada num varão recto, admitindo uma tensão de aderência igual a f_{bd} , sendo igual a:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.2)$$

onde ϕ é o diâmetro do varão em metros, σ_{sd} pode ser considerado igual a f_{yd} e f_{bd} é equivalente a $2,25 \times f_{ctd}$.

- $l_{b,min}$ é o comprimento de amarração mínimo se não existir nenhuma outra limitação:
- para amarrações de varões traccionados:

$$l_{b,min} > \max \{0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (5.3)$$

- para amarrações de varões comprimidos:

$$l_{b,min} > \max \{0,6 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (5.4)$$

Os comprimentos de amarração das armaduras verticais e radiais presentes na parede e laje de fundo e de cobertura, são indicados no Quadro 5.

Quadro 5 – Comprimentos de amarração das armaduras verticais e radiais do reservatório.

Varões de aço	$l_{b,rqd}$ [m]	$l_{b,min}$ [m]	$l_{b,d}$ a usar [m]
ϕ 25	0,91	0,27	0,91
ϕ 20	0,73	0,22	0,73

A Fig. 5.1 apresenta um corte representativo da execução das armaduras existentes no reservatório.

Nas Fig. 5.2 a 5.5 , apresenta-se plantas representativas das armaduras inferiores e superiores existentes na laje de fundo e de cobertura, respectivamente.

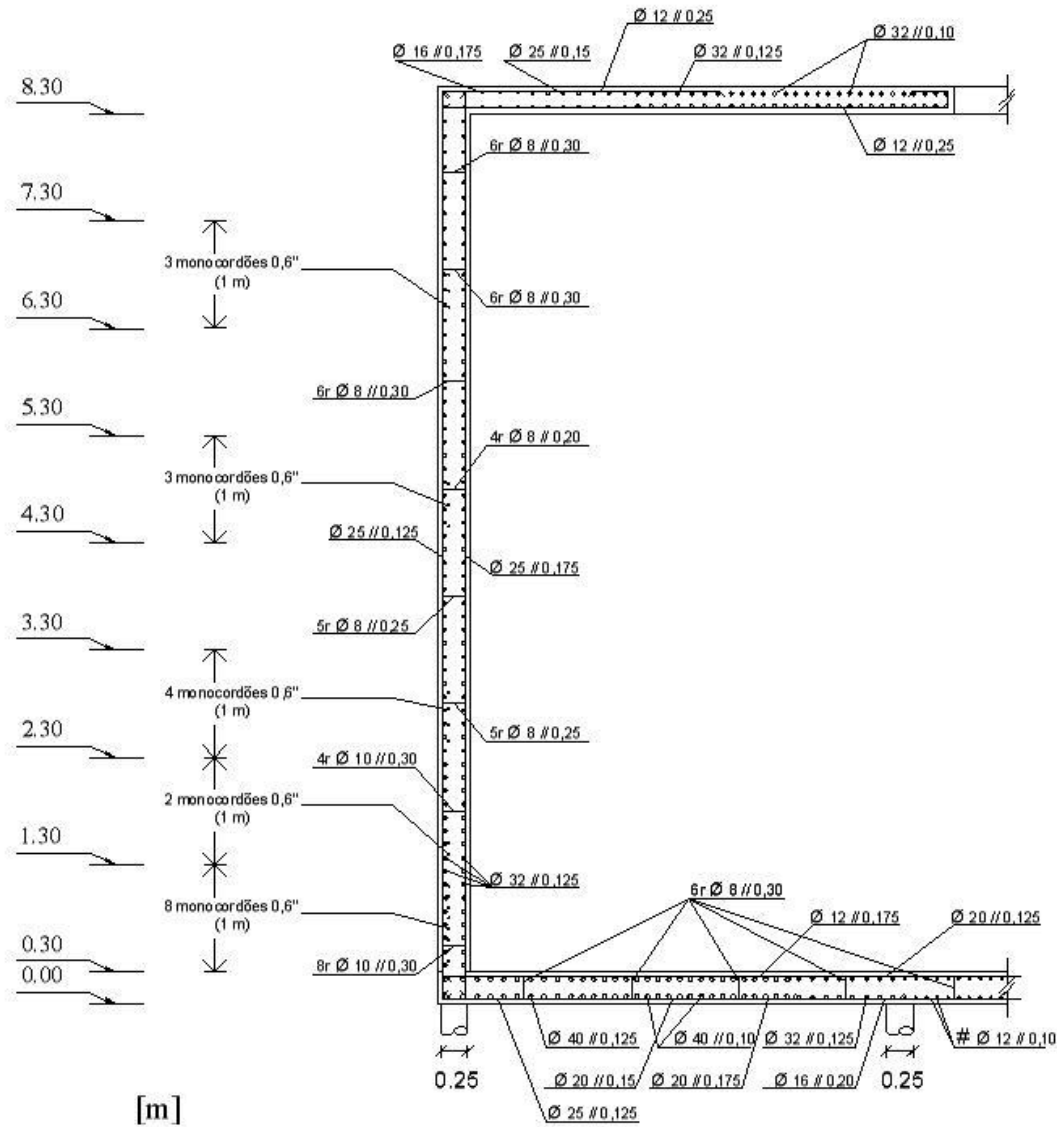


Fig. 5.1 – Corte representativo da disposição das armaduras existentes no reservatório.

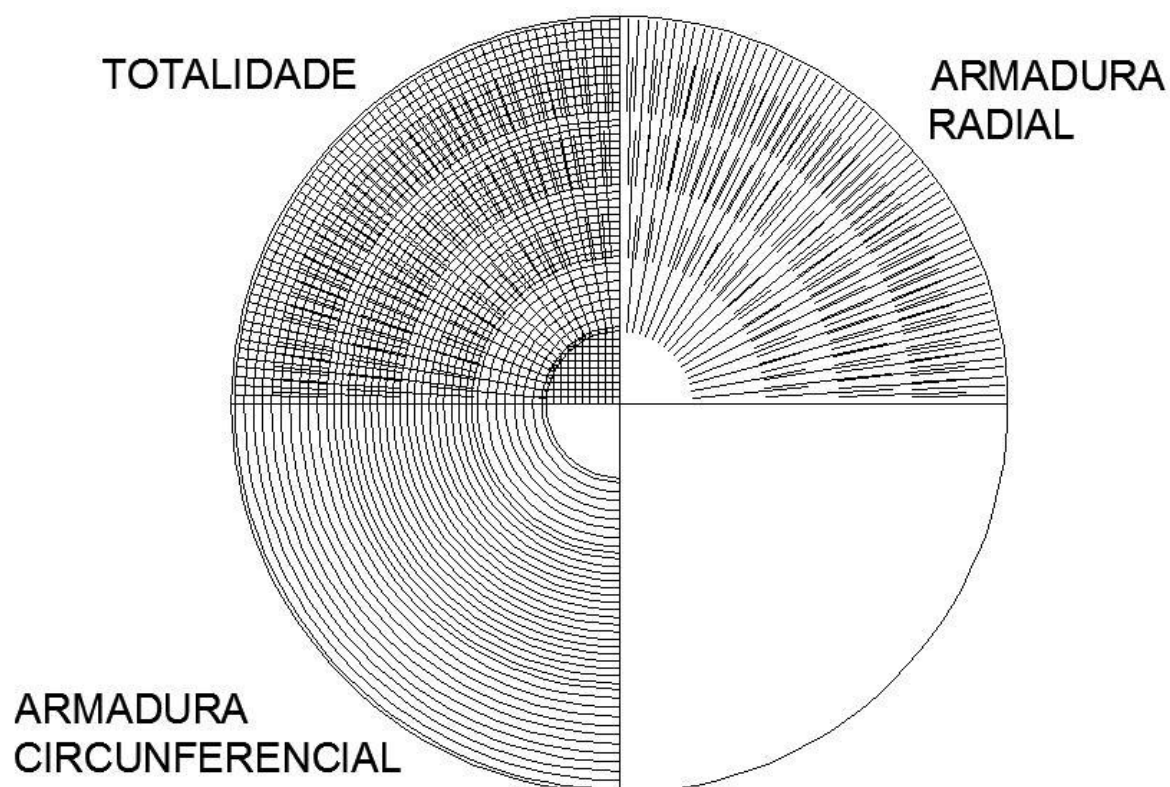


Fig. 5.2 – Planta representativa da disposição das armaduras inferiores existentes na laje de fundo do reservatório.

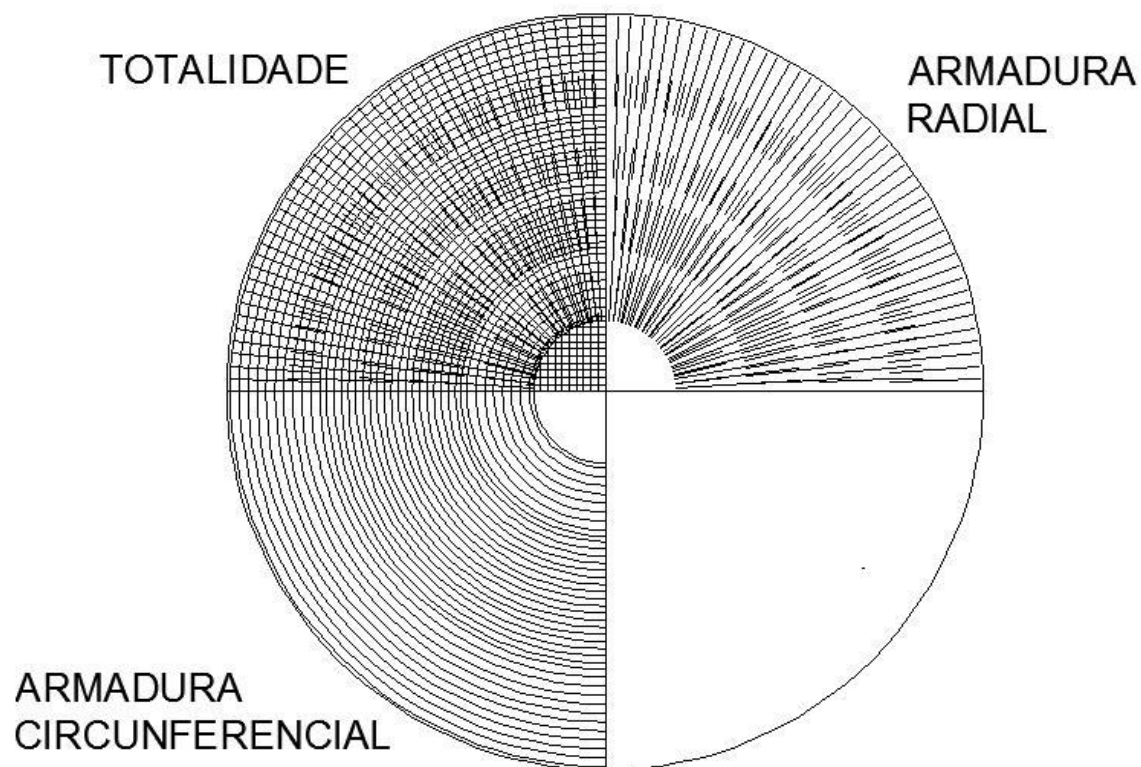


Fig. 5.3 – Planta representativa da disposição das armaduras superiores existentes na laje de fundo do reservatório.

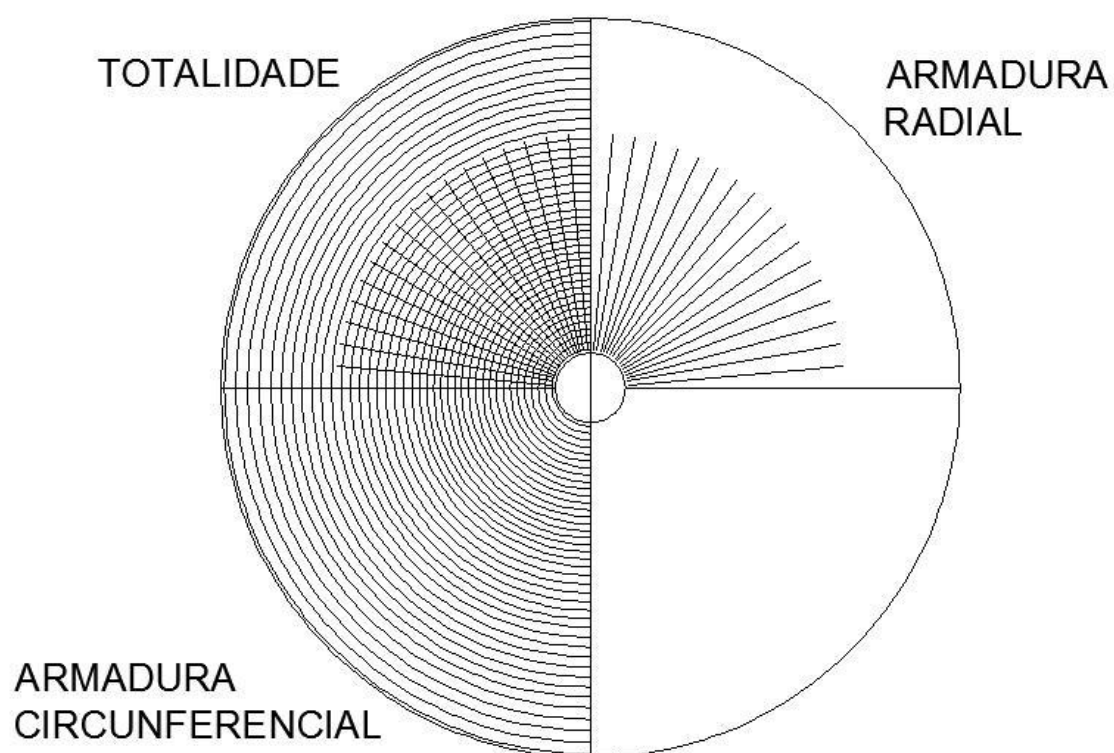


Fig. 5.4 – Planta representativa da disposição das armaduras inferiores existentes na laje de cobertura do reservatório.

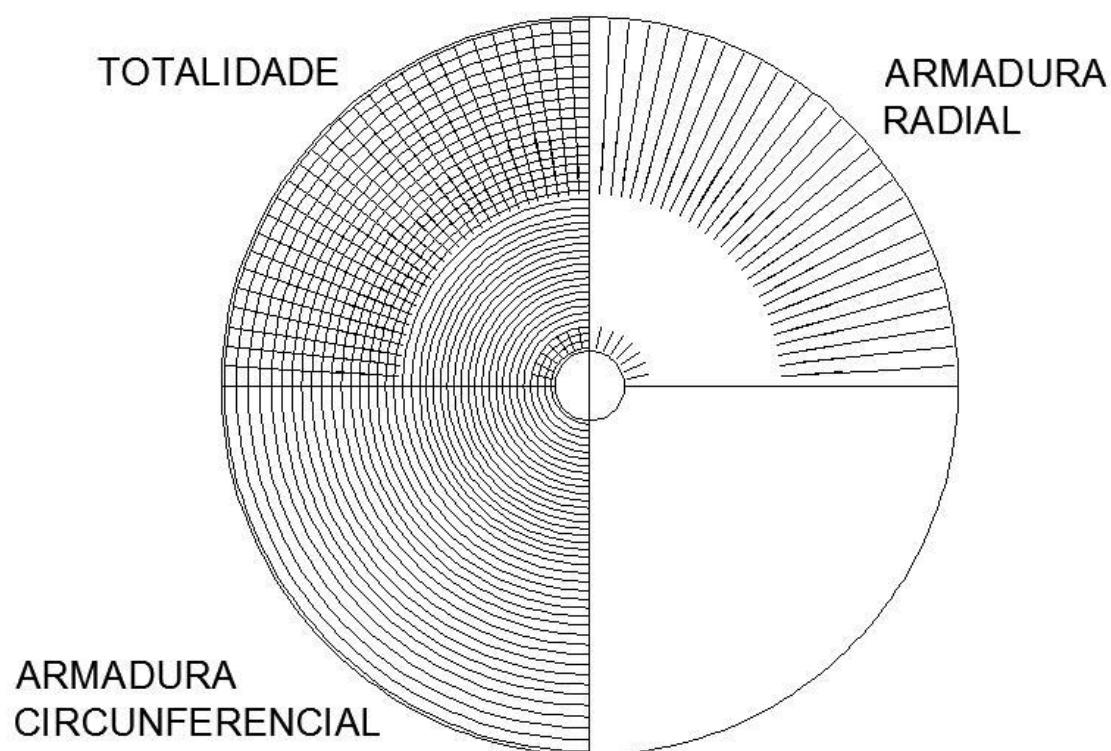


Fig. 5.5 – Planta representativa da disposição das armaduras superiores existentes na laje de cobertura do reservatório.

6

ESTABILIDADE CONTRA FLUTUAÇÃO A

A subida do nível freático acima da cota de base duma estrutura enterrada, poderá causar perda de equilíbrio por impulsão. De acordo com o EC 7 (2004), cláusula 10.2, a estabilidade duma estrutura contra flutuação deve ser verificada comparando as acções de estabilização permanentes, como por exemplo o peso da estrutura e o atrito lateral entre a estrutura e o solo envolvente, com a componente permanente e variável da acção destabilizadora do nível freático ou de outras acções verticais (Fig. 6.1). No caso de um reservatório, a etapa crítica de verificação de perda de equilíbrio, diz respeito à ausência de líquido armazenado, ou seja, quando o mesmo se encontra vazio.

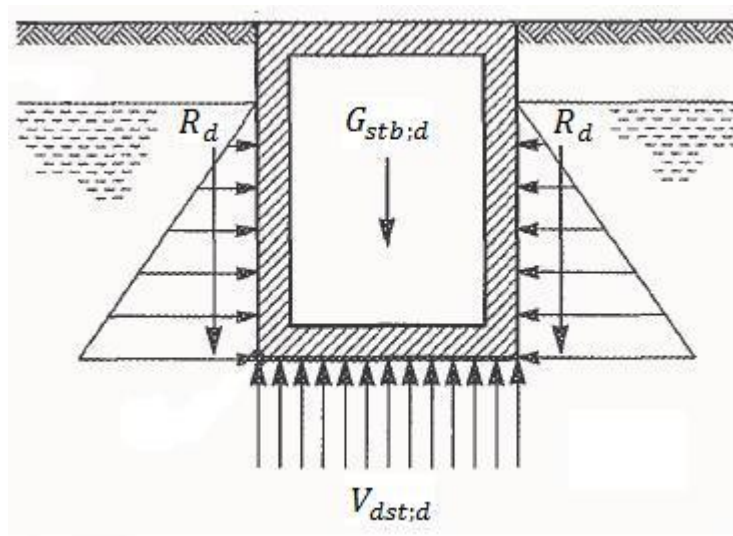


Fig. 6.1 – Perda de equilíbrio por impulsão (EC 7).

Conforme se pode observar na equação 6.1, a verificação contra a flutuação é efectuada garantindo que o valor de dimensionamento da combinação das acções verticais de destabilização permanentes e variáveis ($V_{dst;d}$), é inferior ou igual ao valor de dimensionamento das acções verticais de estabilização permanentes mais o acréscimo de resistência ao deslizamento devido ao atrito lateral ($G_{stb;d} + R_d$).

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (6.1)$$

Em que:

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d} \quad (6.2)$$

$$G_{dst;d} = \gamma_{G;dst} \times \gamma_w \times H \times A_{Laje\ de\ fundo} \quad (6.3)$$

$$G_{stb;d} = \gamma_{G;stb} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} \times V_{Estrutura} \quad (6.4)$$

$$R_d = A \times \sigma'_h \times \tan \delta' \quad (6.5)$$

- $\gamma_{G;dst}$ e $\gamma_{G;stb}$ são coeficientes parciais de acordo com o Quadro 6.1 para o estado limite de perda de equilíbrio por impulsão (EC 7).;
- γ_w é o peso volúmico da água (kN/m³);
- H é a diferença de cota entre a superfície do nível freático e a base do reservatório (m);
- $A_{Laje\ de\ fundo}$ é a área da laje de fundo (m²);
- $\gamma_{bet\tilde{a}o}$, é o peso volúmico do betão (kN/m³);
- $V_{Estrutura}$, é o volume da estrutura (m³);
- A , é a área de superfície da estrutura em contacto com o solo e que mobiliza o atrito (m²);
- σ'_h , é a tensão efectiva normal ao solo;
- δ' , ângulo de atrito entre solo e paramento;

Os coeficientes parciais para a verificação ao estado limite de perda de equilíbrio por impulsão, encontram-se no EC 7 anexo A, e são apresentados nos quadros 6.1, 6.2 e 6.3.

Quadro 6.1 – Coeficientes Parciais para Acções (γ_F).

<i>Acção Permanente</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
Desfavorável	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Favorável	$\gamma_{G;stb}$	0,9
<i>Acção Variável</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
Desfavorável	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

Quadro 6.2 – Coeficientes Parciais para Parâmetros do solo (γ_M).

<i>Parâmetros do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
Ângulo de resistência ao corte	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão efectiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Ancoragem	γ_R	1,40

Quadro 6.3 – Coeficientes Parciais para Resistência do terreno (γ_R).

Resistência do terreno	Símbolo	Valor
Resistência ao Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,1

6.1. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO VERTICAL DE DESESTABILIZAÇÃO

Como no caso em estudo, o nível freático encontra-se à superfície do terreno e o reservatório enterrado até à profundidade de 3,5 metros, pode-se quantificar a pressão hidrostática na laje de fundo.

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} = 1,0 \times 9,81 \times (3,5) \times \pi \times 5,30^2 = 3029,97 \text{ kN} \quad (6.6)$$

6.2. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO VERTICAL DE ESTABILIZAÇÃO

A acção vertical de estabilização é associada ao peso do reservatório e estacas ($G_{stb;d}$), somado ao acréscimo de resistência ao deslizamento criada pelo atrito entre o solo e o betão dos mesmos (R_d) (Fig. 6.2).

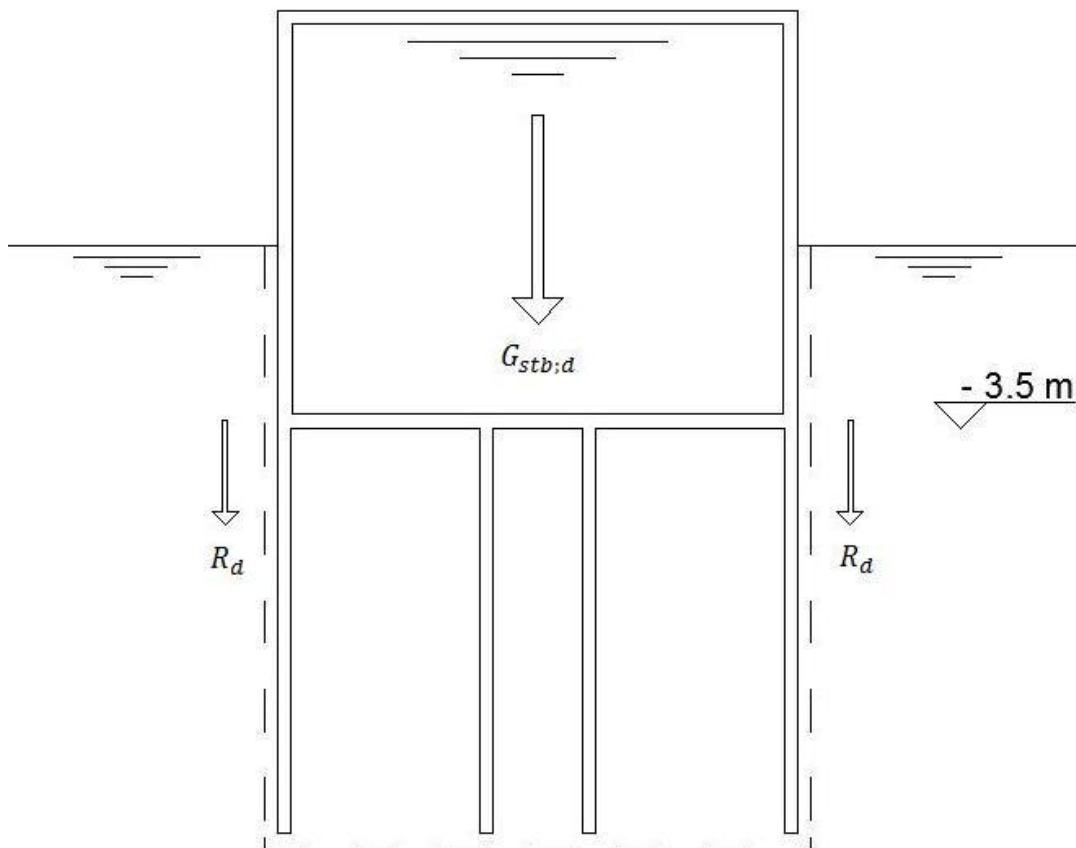


Fig. 6.2 – Acção vertical de estabilização.

6.2.1. ACÇÃO DO PESO PRÓPRIO

A partir da equação 6.4, determina-se a acção do peso das respectivas componentes do reservatório,

$$G_{Parede} = 25 \times (\pi \times 5,30^2 - \pi \times 5^2) \times 8 = 1941,51 \text{ KN} \quad (6.7)$$

$$G_{Laje \text{ de Fundo}} = 25 \times \pi \times 5,30^2 \times 0,30 = 661,90 \text{ KN} \quad (6.8)$$

$$G_{Laje \text{ de Cobertura}} = 25 \times \pi \times 5,30^2 \times 0,25 = 551,55 \text{ KN} \quad (6.9)$$

$$G_{Estacas} = 25 \times 18 \times \pi \times 0,125^2 \times (10 - 3,5 + 5 \times 0,250) = 171,20 \text{ KN} \quad (6.10)$$

A soma das diferentes parcelas resulta, numa acção estabilizadora afectada do respectivo coeficiente parcial de segurança para acções, igual a,

$$G_{stb;d} = 0,9 \times (1941,51 + 661,90 + 551,55 + 171,20) = 2993,55 \text{ KN} \quad (6.11)$$

6.2.2. ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA AO DESLIZAMENTO DEVIDO AO ATRITO LATERAL

Segundo a cláusula 6.5.3.(8) do EC 7, a resistência ao deslizamento devido ao atrito lateral, deve ser calculada aplicando os coeficientes parciais às propriedades do solo ou à resistência do solo. Sendo assim, convém analisar qual das duas situações corresponde à mais crítica, ou seja, a de menor factor de segurança.

6.2.2.1. APLICANDO COEFICIENTES PARCIAIS ÀS PROPRIEDADES DO SOLO

Estando-se perante um solo com ângulo de resistência ao corte ($\phi'k$) de 30° , utilizando o respectivo coeficiente de segurança parcial, $\gamma_{\phi'}$, de 1.25, pode-se calcular $\phi'd$ tal que,

$$\tan \phi'd = \frac{\tan \phi'k}{\gamma_{\phi'}} \quad \Leftrightarrow \quad \phi'd = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 30^\circ}{1,25} \right) = 24,79^\circ \quad (6.12)$$

O ângulo de atrito solo - betão, é igual a dois terços do ângulo de resistência ao corte do solo, daí vem,

$$\delta'_d = \frac{2}{3} \times \phi'd = \frac{2}{3} \times 24,79^\circ = 16,53^\circ \quad (6.13)$$

A tensão efectiva vertical à profundidade de 3,5 metros é igual a,

$$\sigma'_v = \frac{1}{2} \times 3,5 \times (20 - 9,81) = 17,5 \text{ kN/m}^2 \quad (6.14)$$

Relativamente ao coeficiente de impulso, neste caso, será utilizado o estado limite activo do solo para o quantificar, estando assim pelo lado da segurança. Recorrendo à figura C.1, do anexo C do EC 7, pode-se determinar o coeficiente de impulso activo, K_a , para relações de $\delta' = \frac{2}{3} \times \phi'$.

$$K_a(\delta' = \frac{2}{3} \times \phi') = 0,35 \quad (6.15)$$

De seguida pode-se quantificar o valor da resistência devido ao atrito lateral na parede do reservatório,

$$R_{d,parede} = 2 \times \pi \times 5,30 \times 3,5 \times 0,35 \times 17,5 \times \tan(16,53^\circ) = 211 \text{ kN} \quad (6.16)$$

E nas estacas,

$$R_{d,estacas} = 18 \times 2 \times \pi \times 0,125 \times (10 - 3,5) \times 0,35 \times 51 \times \tan(16,53^\circ) = 487 \text{ kN} \quad (6.17)$$

A resistência de atrito lateral total é igual a,

$$R_{d,total} = 211 + 487 = 698 \text{ kN} \quad (6.18)$$

6.2.2.2. APLICANDO COEFICIENTE PARCIAL À RESISTÊNCIA DO SOLO

Neste caso, de acordo com o EC 7, a resistência ao deslizamento por atrito lateral pode ser calculada através dos parâmetros característicos do solo, aplicando no final o coeficiente parcial de resistência ao deslizamento ($\gamma_{R,h} = 1.1$) da seguinte maneira,

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,h}} \quad (6.19)$$

Daí vem para a parede,

$$R_{k,parede} = 2 \times \pi \times 5,30 \times 3,5 \times 0,29 \times 17,5 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 30^\circ\right) = 215 \text{ kN} \quad (6.20)$$

E para as estacas,

$$R_{k,estacas} = 18 \times 2 \times \pi \times 0,125 \times (10 - 3,5) \times 0,29 \times 51 \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 30^\circ\right) = 495 \text{ kN} \quad (6.21)$$

No final, a soma das duas parcelas afectada do coeficiente de resistência ao deslizamento vale,

$$R_{d, total} = \frac{215+495}{1,1} = 646 \text{ kN} \quad (6.22)$$

6.2.2.3. COEFICIENTE PARCIAL DO ÂNGULO DE ATRITO DO SOLO COMO FACTOR DE RESISTÊNCIA

O guia de dimensionamento do EC 7 de Frank et al (2004), propõe que no caso da resistência ao deslizamento por atrito lateral, que se trate o coeficiente parcial do ângulo de atrito do solo, $\gamma_{\phi'}$, como um coeficiente de resistência do solo. Isto porque, se for tratado como um coeficiente parcial das propriedades do solo, como em 6.2.2.1, esta-se por um lado a diminuir a $\tan \phi'$, mas por outro lado a aumentar o coeficiente de impulso activo (K_a). Assim, a resistência ao deslizamento por atrito lateral pode ser calculada através dos parâmetros característicos do terreno, aplicando no final o coeficiente parcial ($\gamma_{\phi'} = 1.25$) da seguinte maneira,

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{\phi'}} \quad (7.23)$$

Daí vem para a parede,

$$R_{k, parede} = 2 \times \pi \times 5,30 \times 3,5 \times 0,29 \times 17,5 \times \tan(20^\circ) = 215 \text{ kN} \quad (6.24)$$

E para as estacas,

$$R_{k, estacas} = 18 \times 2 \times \pi \times 0,125 \times (10 - 3,5) \times 0,29 \times 51 \times \tan(20^\circ) = 495 \text{ kN} \quad (6.25)$$

No final, a soma das duas parcelas afectada do coeficiente de ângulo de atrito do solo vale,

$$R_{d, total} = \frac{215+495}{1,25} = 568 \text{ kN} \quad (6.26)$$

6.2.2.4. CONCLUSÃO SOBRE A AFECTAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO DESLIZAMENTO

Conforme se pode verificar no Quadro 6.4, a situação mais crítica em relação ao cálculo da resistência ao deslizamento por atrito, diz respeito à afectação da resistência do terreno através da utilização do coeficiente de ângulo de atrito do solo ($\gamma_{\phi'}$) segundo o guia de dimensionamento do EC 7 de Frank et al (2004), já que apresenta o valor de projecto mais baixo relativamente ao valor característico.

Quadro 6.4 – Situações de afectação

<i>Situação de afectação:</i>	$R_{k, total}$ [kN]	$R_{d, total}$ [kN]	$\frac{R_d}{R_k}$	$\frac{R_d}{R_k} < 1.0$
Propriedades do terreno	710	698	0.98	OK
Resistência do terreno ($\gamma_{r;h}$)	710	646	0,91	OK
Resistência do terreno ($\gamma_{\phi'}$)	710	568	0,80	OK

6.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO

No Quadro 6.5 encontra-se resumido as parcelas da acção vertical de estabilização e de desestabilização, segundo diferentes critérios de utilização dos coeficientes parciais, e os seus respectivos factores de segurança.

Quadro 6.5 – Factor de Segurança das diversas situações de afectação

<i>Situação de afectação:</i>	$G_{stb;d}$ [kN]	$R_{d, total}$ [kN]	$(G_{stb;d} + R_d)$ [kN]	$V_{dst;d}$	FS
Sem afectação (valores característicos)	3326	710	4036	3030	1.33
Propriedades do terreno	2994	698	3692	3030	1.22
Resistência do terreno ($\gamma_{r;h}$)	2994	646	3640	3030	1.20
Resistência do terreno ($\gamma_{\phi'}$)	2994	568	3562	3030	1.18

Conforme se verifica no Quadro 6.5, para a situação mais crítica, obteve-se um factor de segurança de 1,18. Logo a segurança em relação à flutuação encontra-se verificada.

Pode-se concluir que, a parcela de estabilização relativa à resistência ao deslizamento (R_d), representa 16% do total da acção vertical estabilizadora. Caso fosse ignorada, teria que se aumentar a espessura da laje de fundo para 0,60 m, obtendo assim o nível de segurança idêntico à flutuação.

7

AVALIAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA SOBRE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS

7.1. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

7.1.1. IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE SOLO

De acordo com a cláusula 1.5.3.7 do EC 0 (2002), a acção sísmica é definida como sendo uma acção geotécnica, ou seja, é uma acção transmitida à estrutura pelo terreno, por um aterro ou pela água do terreno. Uma vez que acção sísmica consiste num movimento do solo sob a zona de implantação da estrutura, as características desses solos serão de grande importância para a sua definição. Deste modo, deverão ser efectuados estudos de caracterização, com o intuito de classificar as condições geotécnicas de acordo com o tipo de terreno definido no EC 8 (2004), cláusula 3.1.2., decrescente em termos de rigidez e resistência do solo de A para S₂. No Quadro 7.1, são apresentados os tipos de solo consoante o perfil estratigráfico, estabelecidos no EC 8. Os parâmetros utilizados para definir e classificar os tipos de solos são:

- Velocidade média das ondas sísmicas secundárias ($v_{s,30}$)
- Resultados obtidos através do ensaio SPT (N_{SPT})
- Coeficiente de resistência não drenada do solo (c_u)

Quadro 7.1 – Classificação do solo, segundo EC8.

Tipo de Solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$[v_{s,30}]$	$[N_{SPT}]$	$[c_u]$
A	Rocha ou outra formação geológica do mesmo género que comporta uma camada superficial de no máximo 5 metros de material menos resistente	>800	-	-
B	Depósitos superficiais rígidos de areia, cascalho ou argila sobreconsolidada, de pelo menos 10 metros de espessura caracterizados por um aumento progressivo das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos e areia de densidade média, de cascalho ou de argila de rigidez média com espessura de algumas dezenas de metros a várias centenas	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solo sem coesão de fraca densidade a média (com ou sem camadas coerentes moles) ou que contenham uma maioria de solos coerentes moles a firmes	<180	<15	<70

E	Perfil do solo que contem uma camada superficial de aluviões com valores de N_{SPT} da classe C ou D e uma espessura contida entre 5 metros e cerca de 20 metros estendida sobre um material mais rígido com $v_s = 800$ m/s	-	-	-
S ₁	Depósitos compostos, ou que contêm, uma camada de pelo menos 10 metros de espessura de argilas moles com índice de plasticidade elevado (IP>40) e teor em água importante	<100	-	10-20
S ₂	Depósitos de solo liquifiáveis de argilas sensíveis ou outro perfil de solo não compreendido nas classes A a E ou S1	-	-	-

7.1.2. ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO

De acordo com a cláusula 3.2.1 do EC 8, o zonamento sísmico deverá ser feito pelas autoridades nacionais, dividindo o território em zonas com perigosidade sísmica constante. A perigosidade sísmica de cada zona deverá ser descrita por um único parâmetro, o qual corresponde ao valor da aceleração de referência de pico no solo de tipo A, a_{gR} , cujo valor deverá ser decidido por cada autoridade nacional. Esta grandeza corresponde a um período de retorno de referência, T_{NCR} , de 475 anos (ou uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos). Para períodos de retorno que não o de referência, o valor da aceleração de projecto em solo tipo A, deverá ser obtido de acordo com a seguinte expressão referida na cláusula 3.2.1 (2) do EC8:

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_l \quad (7.1)$$

Em que γ_l , é denominado factor de importância e assume os seguintes valores de acordo com o EC 8 parte 4,

Quadro 7.2 – Factor de importância

Utilização no Reservatório	Factor de Importância (γ_l)		
	I	II	III
Fornecimento de água potável; Materiais não tóxicos e não inflamáveis	0,8	1,0	1,2
Água para combate a incêndios; Material tóxico não volátil; Baixo nível de inflamáveis petroquímicos	1,0	1,2	1,4
Químicos tóxicos e voláteis; Explosivos e outros líquidos de elevada inflamação	1,2	1,4	1,6

Em que a classe I, refere-se a situações onde o risco de vida é baixo e as consequências ambientais, económicas e sociais no caso de falha são baixas ou desprezáveis.

Classe II, no caso de situações de risco médio para a vida e considerável em termos ambientais, económicos e sociais.

Classe III, para situações com elevado risco para a vida e enormes consequências ambientais, económicas e sociais.

Portugal Continental encontra-se numa zona de sismicidade moderada, aumentando de norte para sul. Segundo o EC 8, existem dois tipos de sismos que afectam o continente a qual se designam de, acção sísmica afastada e de moderada a elevada magnitude (Tipo I) e acção sísmica próxima e de pequena magnitude (Tipo II). A Fig. 7.1 apresenta a perigosidade sísmica associada a um período de retorno de 475 anos, para uma classe de solo A, e para um factor de importância de 1,0, de acordo com o zonamento de Portugal Continental.

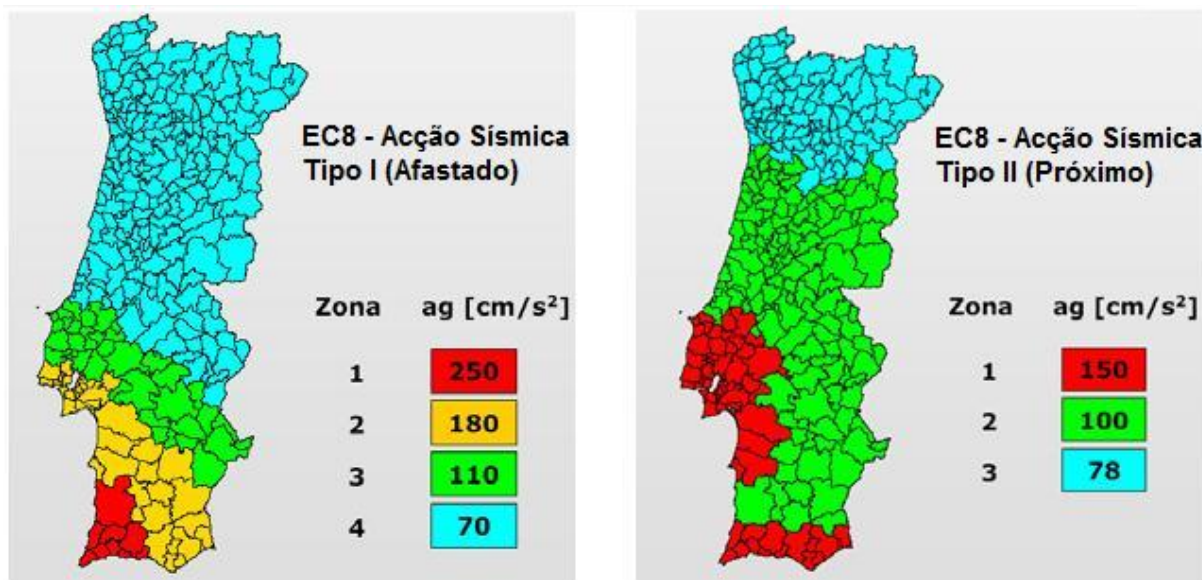


Fig. 7.1 – Zonamento de Portugal Continental.

7.1.3. ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL

Para a representação da acção sísmica, o EC 8 permite a utilização de espectros elásticos (em aceleração ou deslocamento). Deste modo, a cláusula 3.2.2.1 do EC 8 refere que o movimento sísmico num dado ponto na superfície é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração do solo, tal como representado na Fig. 7.2.

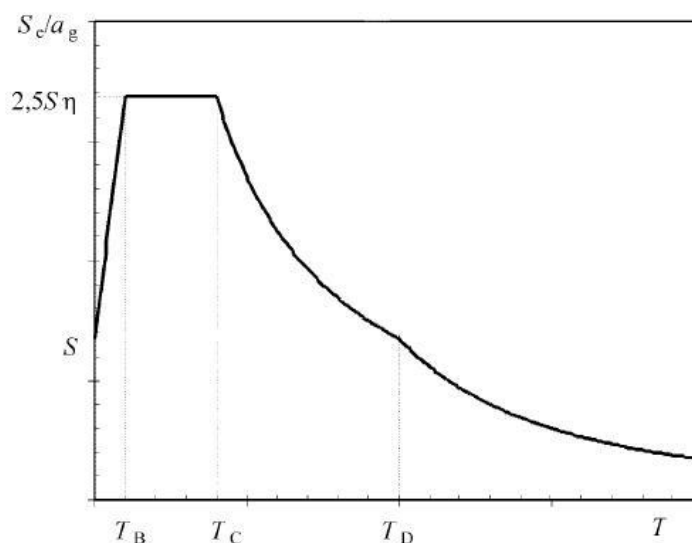


Fig. 7.2 – Formato dum espectro de resposta elástica de aceleração.

Para a definição das componentes horizontais das acção sísmica, a cláusula 3.2.2.2 do EC 8 prescreve a utilização das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (7.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (7.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (7.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4 s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (7.5)$$

Com :

- $S_e(T)$ - valor do espectro de resposta elástico de acelerações;
- T - Período de vibração;
- a_g - Aceleração de projecto em solo tipo A
- S - Factor do Solo ($S \geq 1,0$)
- T_B - Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_C - Limite superior do ramo espectral de aceleração constante
- T_D - Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;
- η - Factor de correcção do amortecimento, com um valor de referência $\eta=1$ para um amortecimento viscoso com o valor de 5% do amortecimento crítico;

Para determinar o valor do factor de correcção do amortecimento, η , o EC 8 refere na cláusula 3.2.2.2 (3) a seguinte expressão :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \quad (7.6)$$

Os parâmetros T_B , T_C , T_D e S acima indicados dependem do tipo de solo, sendo classificados como parâmetros de definição nacional a estabelecer no anexo nacional de cada país.

7.1.4. CASO DO RESERVATÓRIO EM ESTUDO

De acordo com a Fig. 2.1 da secção 2.2, pode-se classificar o tipo de solo onde o reservatório se encontra, como do tipo E. Admitindo que a zona sísmica onde ele se situa, corresponde à zona 2 de Portugal Continental, apresenta-se no Quadro 7.3 as acelerações máximas de referência da respectiva zona.

Quadro 7.3 – Acelerações máximas de referência da zona 2.

$a_{gR} (m/s^2)$		
	<i>Sismo Afastado (II)</i>	<i>Sismo Próximo (I)</i>
Zona 2	1,80	1,00

Como a acção sísmica afastada apresenta maior aceleração máxima de referência, o espectro elástico horizontal a utilizar será referente a essa acção sísmica (tipo II).

$$S_e(T, \xi) = \text{máximo}[S_e(T, \xi)^I; S_e(T, \xi)^{II}] = S_e(T, \xi)^{II} \quad (7.7)$$

Relativamente ao factor de importância (γ_I), considerando que o reservatório é de classe II e cuja utilização é para fornecimento de água potável, adquire o valor 1,0. Daí resulta uma aceleração de projecto igual a,

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I = 1,80 \times 1,0 = 1,80 \text{ m/s}^2 \quad (7.8)$$

O valor dos parâmetros T_B , T_C , T_D e S referentes à zona 2, são indicados no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Valor dos parâmetros T_B , T_C , T_D e S referentes à zona 2.

	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S
Zona 2	0,10	0,60	2,00	1,60

Os espectros de resposta elástica (Fig. 7.3), que interessam à análise, referem-se aos de amortecimento de 2% para estruturas de betão armado e pré-esforçado (solicitação impulsiva) e de 0,5% (solicitação convectiva).

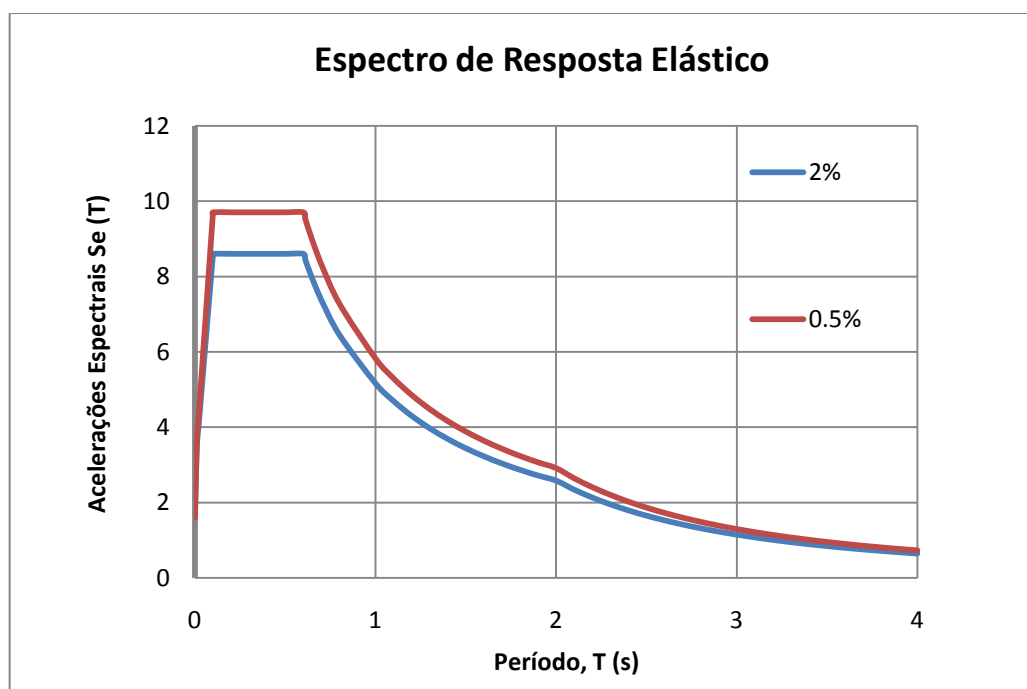


Fig. 7.3 – Espectro de resposta elástica de cálculo para amortecimentos de 0,5% e 2%.

7.2. INTERACÇÃO RESERVATÓRIO – LÍQUIDO ARMAZENADO

7.2.1. INTRODUÇÃO

O colapso de reservatórios, seguidos de acções sísmicas destrutivas, pode conduzir a riscos ambientais, perdas de valiosos conteúdos, contratempo de esforços para combate a incêndios. Reservatórios inadequadamente projectados, têm sofrido danos extensos em sismos passados, e têm resultado em efeitos desastrosos.

Estudos realizados por Jacobsen (1949) e Housner (1963), retrataram o problema da hidrodinâmica de líquidos em reservatórios rígidos assentes sobre fundações rígidas.

Concluíram que, parte do líquido se desloca segundo um movimento oscilatório (componente convectiva) durante um período longo, enquanto a outra parte se move rigidamente com a parede do reservatório (componente impulsiva). Esta última parte do líquido, também designada por líquido impulsivo, experimenta a mesma aceleração que o terreno e contribui predominantemente para o corte na base e momento derrubador. O líquido oscilatório, ou líquido convectivo, está relacionado com a altura da superfície livre das ondas, e, por conseguinte, permite determinar qual a altura livre necessária no topo da parede, de maneira a evitar que a ondulação atinja a cobertura do reservatório.

Posteriormente, Haroun (1981) e Veletsos (1984) mostraram, que a flexibilidade da parede do reservatório pode fazer com que o líquido impulsivo sofra acelerações várias vezes superiores à máxima aceleração do terreno. Assim, o cálculo do corte basal e momento derrubador, assumindo que o reservatório é rígido, pode não ser conservativo. Por outro lado, reservatórios apoiados sobre fundações flexíveis e com bases rígidas, experimentam translações na sua base, resultando em períodos impulsivos maiores e, geralmente, num amortecimento mais eficaz.

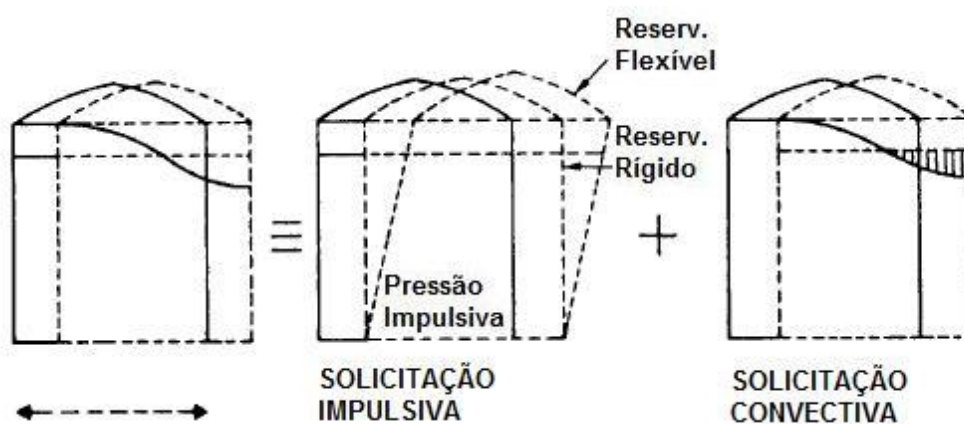


Fig. 7.4 – Resposta Impulsiva e convectiva dum reservatório, Barros (2007).

Estes factos são susceptíveis de influenciar significativamente a resposta impulsiva, enquanto a resposta convectiva se mostra praticamente insensível quer à parede do reservatório, quer à flexibilidade da fundação, devido ao seu longo período de oscilação.

Os reservatórios analisados através desses estudos, assumiram-se como estando completamente ancorados na sua base. Contudo, na prática, a ancoragem total na base nem sempre é fiável e económica. Como resultado, muitos reservatórios não são sequer ancorados ou então apresentam apenas uma ancoragem parcial na sua base.

7.2.2. MODELO DE ANÁLISE DINÂMICA

De acordo com estudos recentes realizados por Barros (2008), os resultados obtidos a partir do EC 8 diferem bastante dos provenientes das normas regulamentares API 650 e IS 1893. Os resultados obtidos pelo API e IS são muito semelhantes, sendo que ambos subestimam os resultados obtidos pelo EC 8. Este último constitui uma norma regulamentar mais fiável, não só porque fornece maiores valores de cálculo que têm em conta desenvolvimentos teóricos aproximados, mas também porque proporciona dependências coerentes com os parâmetros H/R e R/h nos estudos paramétricos levados a cabo. A importância relativa da componente impulsiva face à componente convectiva foi demonstrada nas variações paramétricas estudadas a partir do EC 8.

Deste modo, o modelo a utilizar na análise dinâmica faz parte do procedimento simplificado para reservatórios cilíndricos de base fixa apresentada no Anexo A do EC 8 – parte 4.

De acordo com o EC 8, a análise tem de assumir um comportamento elástico linear, permitindo fenómenos não lineares localizados sem influenciar a resposta global, e deve incluir a resposta hidrodinâmica do fluído. Particularmente, devem ser tidas em conta as componentes convectiva e impulsiva do movimento do fluído, assim como a deformação da parede do reservatório devido à pressão hidrostática e efeitos de interacção com a componente impulsiva. O procedimento que se propõe satisfaz estes princípios de um modo simples e eficiente para dimensionar reservatórios cilíndricos de base fixa.

A análise dinâmica de um reservatório contendo um líquido pode ser levada a cabo usando o conceito de sistemas generalizados de um grau de liberdade, representando os modos de vibração convectivo e impulsivo de um sistema reservatório – líquido (ver Fig. 7.5).

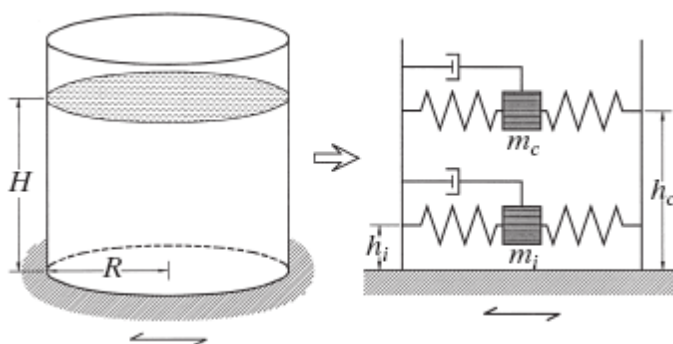


Fig. 7.5 – Interação reservatório - líquido modelado pelos sistemas generalizados de um grau de liberdade.

Para aplicações práticas, apenas alguns dos primeiros modos de vibração necessitam de ser considerados na análise do modelo. A resposta dos vários sistemas de um grau de liberdade pode ser calculada de modo independente, sendo posteriormente combinada para fornecer o corte basal e o momento derrubador.

Na maioria dos reservatórios ($0,3 < H/r < 3$), os primeiros modos impulsivo e convectivo juntos representam cerca de 85 a 98% da massa total do líquido no reservatório. A restante massa do líquido vibra primariamente em modos impulsivos maiores para reservatórios altos ($H/r > 1$), e em modos convectivos maiores para reservatórios baixos ($H/r < 1$). Os resultados obtidos usando apenas os primeiros modos impulsivos e convectivos são considerados satisfatórios para a maior parte dos casos.

Existe, contudo, alguma vantagem em ajustar ligeiramente as propriedades modais destes dois modos para ter em conta a totalidade da massa líquida no reservatório.

7.2.2.1. Propriedades do Modelo

Os períodos naturais das respostas impulsiva e convectivas, em segundos, são dados pelas expressões (7.9) e (7.10), respectivamente.

$$T_{imp} = C_i \times \frac{H_w \times \sqrt{\rho}}{\sqrt{\frac{s}{r}} \times \sqrt{E}} \quad (7.9)$$

$$T_{con} = C_c \times \sqrt{r} \quad (7.10)$$

onde:

- E é o módulo de elasticidade do material do reservatório, que no caso em estudo é o betão C30/37 (33 GPa);
- ρ é a massa volúmica do líquido, ou seja, para a água, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$;
- s representa a espessura equivalente uniforme da parede do reservatório, o que no caso em estudo sendo a parede de espessura constante, $s = h$;
- os coeficientes C_i e C_c são obtidos através do Quadro 7.5. O coeficiente C_i é adimensional, enquanto C_c é expresso em $\text{s}/\sqrt{m}$.

Quadro 7.5 – Coeficientes C_i e C_c para os períodos naturais, massas m_i e m_c e alturas h_i e h_c desde a base do ponto de aplicação da resultante da pressão hidrodinâmica na parede, para as componentes impulsiva e convectiva.

H_w/r	C_i	C_c [s/ $\sqrt{m}$]	m_i/m	m_c/m	h_i/H_w	h_c/H_w	h'_i/H_w	h'_c/H_w
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,420	0,825

- m é a massa de líquido total.

Considera-se a análise do reservatório dotado das características indicadas no Quadro 2.2 e fundado sobre os mesmos anéis de estacas determinados em 4.1. Admite-se ainda que o reservatório é cheio com água até a uma altura, H_w , de 6,5 metros ($H_w/r = 1,3$).

Para C_i igual a 6,18 e C_c igual a $1,50 \text{ s}/\sqrt{m}$ (Quadro 7.5), e tendo como base as expressões (7.9) e (7.10), tem-se:

$$T_{imp} = 6,18 \times \frac{6,5 \times \sqrt{1000}}{\sqrt{\frac{0,3}{5}} \times \sqrt{33 \times 10^9}} \cong 0,029 \text{ s} \quad (7.11)$$

$$T_{con} = 1,50 \times \sqrt{5} \cong 3,35 \text{ s} \quad (7.12)$$

7.2.2.2. Respostas Sísmicas

O corte basal total é dado por:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c \times S_e(T_{con}) \quad (7.13)$$

onde:

- m_w é a massa da parede do reservatório;
- m_r é a massa da laje de cobertura do reservatório;
- m_i é a massa correspondente à componente impulsiva;
- m_c é a massa correspondente à componente convectiva;
- $S_e(T_{imp})$ representa a aceleração espectral impulsiva, obtida a partir do espectro de resposta elástica amortecida de 2% para reservatórios de betão armado pré-esforçado (ver Fig. 7.6);
- $S_e(T_{con})$ representa a aceleração espectral convectiva, obtida a partir do espectro de resposta elástica amortecida de 0,5% (ver Fig. 7.6).

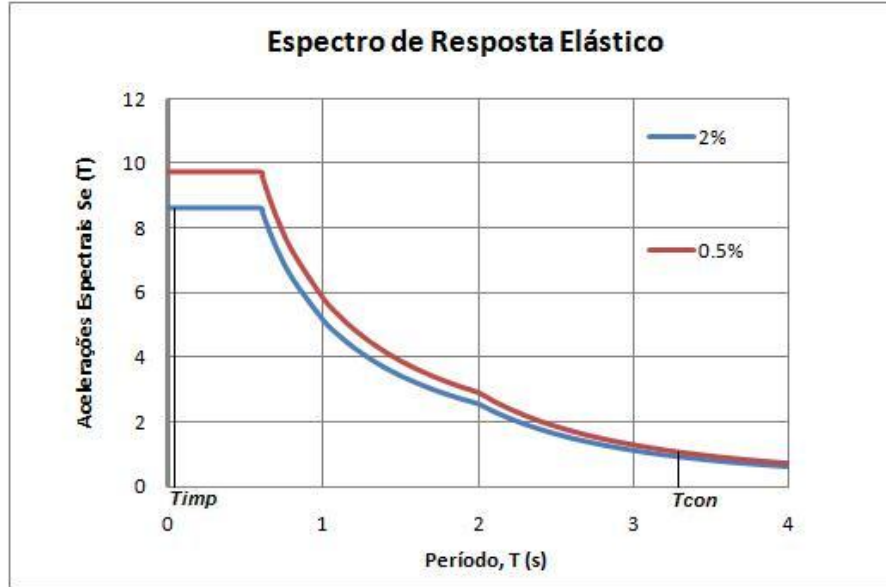


Fig. 7.6 – Localização de $S_e(T_{imp})$ e $S_e(T_{con})$ no espectro de resposta elástica de cálculo para amortecimentos de 2% e 0,5%, respectivamente.

O momento derrubador acima da placa de base, em combinação com a teoria de viga corrente, conduz a uma tensão axial na base da parede do reservatório. O momento derrubador resultante imediatamente acima da base da placa, M , é fornecido pela expressão (7.14), onde h_i e h_c são as alturas dos centróides das pressões hidrodinâmicas impulsivas e convectivas na parede (ver Quadro 7.5), e h_w e h_r caracterizam as alturas dos centros de gravidade da parede e tecto do reservatório, respectivamente.

$$M = (m_i \times h_i + m_w \times h_w + m_r \times h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c \times h_c \times S_e(T_{con}) \quad (7.14)$$

O momento derrubador imediatamente abaixo da placa de base, M' , depende da pressão hidrodinâmica na parede do reservatório, assim como está condicionado pela pressão exercida na placa de base. É dado pela expressão (7.15), onde as alturas h'_i e h'_c podem ser obtidas através do Quadro 7.5.

$$M' = (m_i \times h'_i + m_w \times h_w + m_r \times h_r) \times S_e(T_{imp}) + m_c \times h'_c \times S_e(T_{con}) \quad (7.15)$$

No caso de o reservatório estar assente numa fundação em anel de estacas, M deve ser usado para dimensionar a parede do reservatório, ancoragens de base e a própria fundação. Se o reservatório está fundado numa sapata, M deve ser utilizado para dimensionar apenas a parede do reservatório e as ancoragens, enquanto M' deve ser usado para dimensionar a fundação.

O deslocamento vertical da superfície do líquido devido à oscilação, d_v , é dado pela expressão (7.16), onde g é a aceleração da gravidade, isto é, $9,81 \text{ m/s}^2$.

$$d_v = R \times \frac{S_e(T_{con})}{g} \quad (7.16)$$

No Quadro 7.6 são apresentados alguns parâmetros necessários ao cálculo da resposta sísmica do reservatório em estudo.

Quadro 7.6 – Parâmetros para o cálculo da resposta sísmica.

H_w/r	m_i/m	m_c/m	h_i/H_w	h_c/H_w	h'_i/H_w	h'_c/H_w
1,3	0,631	0,369	0,431	0,660	0,621	0,754

Sabendo que a massa total de água no reservatório, m é equivalente a $510,509 \times 10^3$ kg, e tendo em conta o Quadro 7.6, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} m_i = 0,631 \times 510,509 \times 10^3 = 322,131 \times 10^3 \text{ kg} \\ m_c = 0,369 \times 510,509 \times 10^3 = 188,338 \times 10^3 \text{ kg} \\ h_i = 0,431 \times 6,50 = 2,80 \text{ m} \\ h_c = 0,660 \times 6,50 = 4,29 \text{ m} \\ h'_i = 0,621 \times 6,50 = 4,04 \text{ m} \\ h'_c = 0,754 \times 6,50 = 4,90 \text{ m} \end{array} \right. \quad (7.17)$$

Por outro lado, a massa da parede do reservatório, m_w , contabiliza cerca de $194,150 \times 10^3$ kg e a altura do seu centro de gravidade, h_w , 4,30 metros. Relativamente à cobertura, a mesma apresenta uma massa de $55,155 \times 10^3$ kg e a altura do seu centro de gravidade, h_r , 8,425 metros.

A aceleração espectral impulsiva para $T_{imp} = 0,029$ s, obtida a partir do espectro de resposta elástica amortecido de 2%, presente na Fig. 7.6, é $S_e(T_{imp}) = 8,61 \text{ m/s}^2$. A aceleração espectral convectiva para $T_{con} = 3,35$ s, obtida a partir do espectro de resposta elástica de 0,5% (Fig. 7.6), é $S_e(T_{con}) = 1,038 \text{ m/s}^2$.

O corte basal obtido a partir da expressão (7.13) é:

$$Q = (322,131 + 194,150 + 55,155) \times 10^3 \times 8,61 + 188,338 \times 10^3 \times 1,038 \cong 5,116 \text{ MN} = 163 \text{ kN/m} \quad (7.18)$$

O momento derrubador acima da placa de base, tendo em conta a expressão (7.14) é:

$$M = (322,131 \times 2,80 + 194,150 \times 4,30 + 55,155 \times 8,425) \times 10^3 \times 8,61 + 188,338 \times 10^3 \times 4,29 \times 1,038 \cong 20 \text{ MNm} = 630 \text{ kNm/m} \quad (7.19)$$

Por fim, o máximo deslocamento vertical da superfície da água devido à oscilação, obtido a partir da expressão (7.16), fica igual a:

$$d_v = 5 \times \frac{1,038}{9,81} = 0,53 \text{ m} \quad (7.20)$$

Assim, o máximo deslocamento vertical da superfície da água ($d_v = 0,53 \text{ m}$) não atinge a laje de cobertura, que se encontra a 8 metros, já que se admitiu o reservatório cheio até aos 6,5 metros de altura.

7.3. IMPULSO DINÂMICO DEVIDO AO INCREMENTO DE PRESSÃO DO SOLO

De acordo com o EC 8 – parte 5, diz que estruturas enterradas devem ser projectadas para desempenhar o seu papel durante e depois de uma acção sísmica, sem sofrer dano estrutural significativo.

Na cláusula 7.3.2.1 (3), estipula que para estruturas fundadas em rocha ou estacas, se desenvolvem pressões superiores às do estado activo do solo, daí ser mais apropriado assumir o solo em estado de repouso.

A força de impulsão de dimensionamento deste tipo de estruturas, deve ser considerada a resultante de forças da componente estática, determinada na secção 2.3.6, e da componente dinâmica.

O ponto de aplicação do impulso dinâmico devido ao incremento de pressão do solo, deve ser considerado actuar a meia altura da parcela de solo em contacto com a parede do reservatório.

No anexo E.9 do EC 8 – parte 5, diz que para estruturas com paramento vertical e terrapleno horizontal onde não se mobiliza o estado limite activo, resulta um impulso dinâmico igual a,

$$\Delta P_d = \alpha \times S \times \gamma \times H^2 \quad (7.21)$$

Onde,

- H - altura da parcela de solo em contacto com a parede do reservatório (m);
- γ - peso volúmico seco (kN/m^3);
- S - factor do solo;
- α - quociente entre aceleração de projecto ($a_{gR} \times \gamma_l$) pela aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$);

Resulta então um impulso dinâmico de,

$$\Delta P_d = \frac{1,0 \times 1,80}{9,81} \times 1,6 \times 16 \times 3,5^2 = 57,54 \text{ kN/m} \quad (7.22)$$

E o momento respectivo de,

$$\Delta M_d = \frac{3,5}{2} \times 57,54 = 100,70 \text{ kN.m/m} \quad (7.23)$$

7.4. IMPULSO HIDRODINÂMICO DEVIDO À EXISTÊNCIA DE ÁGUA NO MACIÇO

De acordo com o EC 8 – parte 5, na existência de água no solo, deve ser feita uma distinção entre condições dinâmicas permeáveis, onde a água interna ao solo é livre de se movimentar relativamente ao esqueleto sólido, e condições dinâmicas impermeáveis, em que os efeitos não podem ser separados na ocorrência de uma acção sísmica.

Segundo a cláusula 7.3.2.3 (8), diz que para solos com coeficiente de permeabilidade menor que 5×10^{-4} m/s, os poros de água não se podem mover livremente relativamente ao esqueleto sólido.

Observando a Fig. 2.1, verifica-se que se está perante um solo de permeabilidade elevada (0,01 m/s) daí se considerar que se está em condições dinâmicas permeáveis, sendo que os efeitos da acção sísmica no solo e na água existente no mesmo, devem ser assumidos como efeitos separados.

Assim a pressão hidrodinâmica da água deve ser adicionada à pressão hidrostática da mesma. O ponto de aplicação do impulso hidrodinâmico deve ser assumido como 60% da altura de contacto entre a água e a parede do reservatório, medido a partir da superfície da mesma (cláusula 7.3.2.3(12)).

Recorrendo ao anexo E.7, podemos determinar a impulsão hidrodinâmica em condições permeáveis de solo, através de,

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times K_h \times \gamma_w \times H^2 \quad (7.24)$$

Onde,

- K_h - é coeficiente sísmico horizontal, igual a $\frac{\alpha \times S}{r}$;
- r - factor para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal, igual a 1 para estruturas fundadas em estacas;
- γ_w - é o peso volúmico da água (kN/m^3);

Resulta então um impulso hidrodinâmico de,

$$E_{wd} = \frac{7}{12} \times \frac{1,0 \times 1,8}{9,81 \times 1,0} \times 1,6 \times 9,81 \times 3,5^2 = 20,60 \text{ kN/m} \quad (7.25)$$

E o momento respectivo de,

$$\Delta M_{wd} = (3,5 - 0,6 \times 3,5) \times 20,60 = 28,84 \text{ kN.m/m} \quad (7.26)$$

7.5. COMBINAÇÃO SÍSMICA

Para reservatórios semi-enterrados, o procedimento de análise sísmica mantém-se igual ao dos reservatórios apoiados, mas considerando também o efeito dinâmico da pressão do solo e da água presente no mesmo e quantificados nas secções 7.3 e 7.4. A pressão dinâmica do solo e da água existente no mesmo, não devem ser projectados para reduzir os efeitos dinâmicos do líquido armazenado.

A quantificação dos efeitos das acções, E_d , na situação de projecto sísmica, derivam da seguinte combinação de acções, segundo o EC 0:

$$G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.27)$$

Onde,

- $G_{k,j}$ - é o valor característico da acção permanente j ;
- P - é o valor representativo da acção de pré-esforço;
- A_{Ed} - é o valor de cálculo de uma acção sísmica ($\gamma_l \times A_{Ek}$);
- $\psi_{2,i}$ - coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável;
- $Q_{k,i}$ - valor característico da acção variável acompanhante i ;
- "+" - significa "a combinar com";

Segundo o EC 8, as acções sísmicas não necessitam de ser combinadas com outros efeitos devido a deformações impostas (retracção, temperatura, assentamentos de apoio, etc).

Como os valores máximos de cada acção não ocorrem ao mesmo tempo, aplica-se a regra da raiz quadrada da soma dos quadrados.

7.5.1. COMBINAÇÃO DE MOMENTO FLECTOR MÁXIMO

Componente Estática + Dinâmica da Interação Reservatório – Solo e Água existente no mesmo:

$$M_{(Interação\ Reservatório - Solo + Água)} = 1.0 \times [30 + \sqrt{(101^2 + 29^2)}] = 135 \text{ kN.m/m} \quad (7.28)$$

Componente Estática + Dinâmica da Interação Reservatório – Líquido Armazenado:

$$M_{(Interação\ Reservatório - Líquido)} = 1.0 \times 630 = 630 \text{ kN.m/m} \quad (7.29)$$

Componente do Pré-Esforço:

$$M_{(P)} = 36 \text{ kN.m/m} \quad (7.30)$$

Combinando as parcelas resulta um momento flector máximo de,

$$M_{Máximo} = 36 + \sqrt{(135^2 + 630^2)} = 680 \text{ kN.m/m} \quad (7.31)$$

7.5.2. COMBINAÇÃO DE ESFORÇO TRANSVERSO MÁXIMO

Componente Estática + Dinâmica da Interação Reservatório – Solo e Água existente no mesmo:

$$V_{(Interação\ Reservatório-Solo+Água)} = 1.0 \times [60 + \sqrt{(58^2 + 21^2)}] = 122 \text{ kN/m} \quad (7.32)$$

Componente Estática + Dinâmica da Interação Reservatório – Líquido Armazenado:

$$V_{(Interação\ Reservatório-Líquido)} = 1.0 \times 163 = 163 \text{ kN/m} \quad (7.33)$$

Componente do Pré-Esforço:

$$V_{(P)} = 193 \text{ kN/m} \quad (7.34)$$

Combinando as parcelas resulta um esforço transversal máximo de,

$$V_{Máximo} = 193 + \sqrt{(122^2 + 163^2)} = 397 \text{ kN/m} \quad (7.35)$$

7.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NA PAREDE

7.6.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

A verificação da segurança à flexão na parede, é concretizada tendo em conta o momento flector máximo determinado em 7.5.1. da seguinte maneira.

Tem-se então que:

$$M_{Máximo} \leq M_{rd} \quad (7.36)$$

$$\Leftrightarrow$$

$$M_{Máximo} \leq z \times f_{yd} \times A_s \quad (7.37)$$

onde:

- z se admite igual a $0,85^2 \times h$;
- A_s é área de secção máxima das armaduras já dimensionadas para o regime estático, que corresponde à área das armaduras verticais, condicionadas pela abertura de fendas a 0,15 mm (ver secção 3.6.2.1). De notar que esta área de armaduras é distribuída em cada face da parede, de modo a ter em conta o carácter arbitrário do sentido do sismo.

Resolvendo então a expressão (7.37) obtém-se:

$$680 \leq 0,85^2 \times 0,3 \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times A_s \Leftrightarrow A_s \geq 72,16 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face} \quad (7.38)$$

Seria então necessário dispor varões com 32 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face da parede e ao longo de cada metro de faixa de reservatório (cerca de $80 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$), para verificar o estado limite último de flexão.

É de realçar, portanto, a importância da realização de uma análise dinâmica no dimensionamento de reservatórios, já que esta se afigura bastante mais exigente do que uma simples análise estática.

7.6.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para verificar o estado limite último de esforço transversal recorre-se novamente ao capítulo 6.2 do EC 2, considerando assim as expressões definidas na secção 3.5.

De realçar que se encara o esquema do esforço transversal actuante na parede, tal como o esquematizado na Fig. 7.7. Este esquema segue, portanto, uma distribuição triangular desde a base até ao topo, onde o corte basal calculado na expressão (7.35) se assume como o esforço de corte máximo que a parede tem de suportar.

Note-se ainda que, relativamente ao cálculo do esforço transversal resistente, $V_{Rd,c}$, a armadura de tracção longitudinal à secção de corte corresponde aos varões de aço com 32 mm de diâmetro espaçados de 10 cm em cada face da parede e ao longo de cada metro de faixa de reservatório.

No Quadro 7.7 são apresentadas as armaduras de esforço transversal que é necessário dispor ao longo da altura da parede, dimensionadas para o valor de $V_{sd} - V_{Rd,c}$ e assumindo $\cot\theta = 2$.

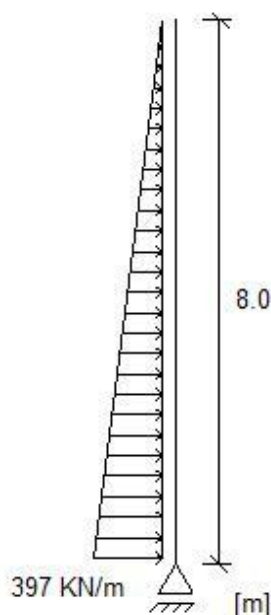


Fig. 7.7 – Esforço transversal actuante na parede devido à acção dinâmica.

Quadro 7.7 – Armaduras de esforço transverso necessárias na parede do reservatório.

<i>Altura dos anéis [m]</i>	$ V_{sd} $ [kN/m]	$V_{rd,c}$ [kN/m]	$ V_{sd} - V_{rd,c}$ [kN/m]	A_{sw} necessária [cm ² /m de altura]	A_{sw} utilizada na secção 3.6 [cm ² /m de altura]
0 - 1	397	319	78	4.24	10.05
1 - 2	347	319	28	1.53	10.05
2 - 3	298	319	-22	-	10.05
3 - 4	248	319	-71	-	10.05
4 - 5	199	319	-121	-	10.05
5 - 6	149	319	-170	-	10.05
6 - 7	99	319	-220	-	10.05
7 - 8	50	319	-270	-	10.05

Conclui-se então que armadura de esforço transverso adoptada na secção 3.6 é suficiente para resistir à acção actuante de esforço transverso.

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. CONCLUSÕES

Este trabalho pretendeu contribuir para o aprofundamento da análise e dimensionamento de reservatórios cilíndricos de betão armado e pré-esforçado, tendo em conta a sua concepção semi-enterrada. Assim, entende-se tecer algumas ilações finais sobre o trabalho produzido e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Foi feita uma apresentação de dois modelos de cálculo distintos para análise dos esforços no reservatório, um baseado no programa de pórticos planos *FTOOL* (2008) e o outro assente no programa de elementos finitos *ANSYS*[®] (2007).

Os esforços obtidos através do programa *FTOOL* (2008) e do programa *ANSYS*[®] (2007) foram muito similares, pelo que se concluiu que a análise simplificada com base em elementos de barra, proporcionada pelo *FTOOL* (2008) e com os necessárias ajustamentos introduzidos, se revelou muito prática, simples e de aplicabilidade comprovada.

De notar ainda a facilidade com que foi possível modelar acções muito diferenciadas como a da pressão hidrostática e da retracção do betão na parede do reservatório, possibilitada pelo *FTOOL* (2008). Este facto evidencia as potencialidades deste método para uma análise simplificada conduzindo a resultados muito satisfatórios, o que faz com que a sua utilização seja altamente recomendada.

No que diz respeito ao dimensionamento da parede de um reservatório, é de salientar o importante papel do pré-esforço circunferencial no controlo das tracções que tendem a surgir neste tipo de estruturas, contribuindo para a menor necessidade de utilização de armaduras ordinárias circunferenciais. No entanto, induz esforços radiais que se demonstram importantes quando o reservatório se encontra vazio.

Daí a importância da envolvente de esforços num reservatório do tipo semi-enterrado, pois demonstra que as etapas a que um reservatório desta concepção está sujeito, induzem intervalos de esforços diferentes nas diversas fibras, revelando-se fundamental para o dimensionamento da estrutura.

Por outro lado, comprovou-se que as armaduras de fendilhação, determinadas para controlar a abertura de fendas a 0,15 mm quer na parede como na laje de fundo, se mostraram claramente condicionantes no dimensionamento do reservatório face às armaduras oriundas dos estados limites últimos, pelo que se evidencia a importância do seu cálculo.

A problemática da subida do nível freático em reservatórios enterrados, também constituiu uma importante abordagem, já que permite evitar possíveis problemas de fissuração ou rotura da laje de fundo, assim como de estabilidade contra a flutuação, quando o reservatório se encontra vazio.

Relativamente à análise hidrodinâmica efectuada tendo como base o EC 8, destaca-se a importância do seu estudo, não só por esta se apresentar como uma ferramenta de cálculo simples, como também devido aos seus resultados se terem afigurado bastante mais condicionantes em comparação com os provenientes da análise hidrostática.

De salientar ainda que em regiões propensas a fortes sismos é, por vezes, impraticável dimensionar reservatórios obtidos a partir de análises de respostas elásticas. As forças elásticas são tão elevadas que são arbitrariamente reduzidas por factores de 3 ou mais, de modo a serem obtidas as forças de cálculo. Assim, quando submetidos a fortes sismos, os reservatórios tendem a responder de um modo não linear experimentando alguns danos.

8.2. SUGESTÕES PARA A CONTINUAÇÃO DO ESTUDO

A consideração de acções térmicas uniformes devidas ao armazenamento de líquidos quentes ou mesmo a acções térmicas diferenciais resultantes da variação da luz solar ao longo do dia, pode constituir um interessante estudo ao nível do comportamento da parede e da laje de cobertura, com o consequente dimensionamento do reservatório.

Por outro lado, recomenda-se o possível estudo de outros tipos de reservatórios, quer sejam totalmente enterrados ou mesmo elevados, incluindo o efeito sobre os primeiros de sobrecargas na superfície do terreno em zonas vizinhas e do vento sobre os segundos. Para além disto, é ainda possível considerar outro tipo de formatos de reservatórios, assim como outras soluções de pré-esforço no reservatório, tais como pré-esforço vertical ou hiperbólico.

Relativamente à modelação da laje de fundo necessária para o seu dimensionamento, considera-se também pertinente a possível execução de um estudo paramétrico relativo ao modelo de Winkler. Este estudo poderia englobar a consideração de diferentes valores de rigidez das molas, bem como de diferentes espaçamentos entre estas, analisando a provável influência nos esforços obtidos.

Por fim, verifica-se a inexistência de métodos gerais aceitáveis que permitam uma análise sísmica não linear de reservatórios, daí que os danos causados em reservatórios submetidos a grandes movimentos de diferentes intensidades não possam ser facilmente quantificados. Persiste, assim, uma carência de métodos práticos de análise e dimensionamento não linear de reservatórios de armazenamento de líquidos.

BIBLIOGRAFIA

- Andrade, Ricardo M., Cunha, Jesiel (2004). *Estudo do Enrijecimento de Reservatórios Cilíndricos*. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.
- R., Victor M. Pavón, (2001). *Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Contener Líquidos*. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Vasconcelos, Zelma Lamaneres, (1998). *Critérios para Projectos de Reservatórios Paralelepípedicos Elevados de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado, Escola de São Carlos – Universidade de São Paulo
- ANSYS® Multi-physics, release 11.0 SP1, Help System, Ansys, Inc 2007. Available in: <http://www.ansys.com/> (15/03/2010).
- FTOOL – Two Dimensional Frame Analysis Tool, Educational Version 2.12 (2008). Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro. Department of Civil Engineering and Tecgraf/PUC-Rio – Computer Graphics Technology Group. Developed by Luiz Fernando Martha. Available in: <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/> (15/03/2010).
- Arêde, António. *Fundações directas - Textos de Apoio às Aulas Práticas de Fundações e Estruturas de Suporte desde 2002/03*. Licenciatura em Engenharia Civil, 5º Ano, Opção de Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Barros, R. C. (2008). *Parametric Study of the Seismic Response of Anchored Metallic Tanks by International Design Codes*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Barros, R. C. (2008). *Seismic Analysis and Design of Bottom Supported Anchored Metallic Tanks*, Edições INEGI, ISBN: 978-972-8826-18-5, pp. 1-160, Porto, Portugal.
- Barros, R. C. et al (2007). *Estudo Paramétrico das Acções Sísmicas Regulamentares em Tanques Metálicos Acorados*, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, ISBN: 978-972-752-094-7, Ed.: R. Delgado, A. Costa, X. Romão, FEUP, Porto.
- Barros, R. C. (2007). *On the Seismic Response of Anchored Tanks: Methodologies for Finite Element Analysis and Parametric Study for Design Codes*, in Civil Engineering Computations: Tools and Techniques, Ed.: B.H.V. Topping, Chapter 17, 391-447, Saxe – Coburg Publications, Stirlingshire, UK.
- CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-Internacional du Beton, Ed. Thomas Telford, London, 1993.
- Chi, Michael, Biberstein, Frank A. (1963). *Theory of Prestressed Concrete*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Cruz, José M. Sena, Cruz, P. J. S. (1996). *Modelo de Análise de Reservatórios Cilíndricos de Betão Pré-Esforçado*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Eurocódigo 0 - *Bases para projecto de estruturas*. Comité Europeu de Normalização, 2002.
- Eurocódigo 1 – *Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Presos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2002.
- Eurocódigo 2 - *Projecto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. Comité Europeu de Normalização, 2004.

Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules. European Committee for Standardization, 2004.

Eurocode 8 - *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings* - European Committee for Standardization, 2004.

Eurocode 8 - *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines* - European Committee for Standardization, 2006.

Eurocode 8 - *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects* - European Committee for Standardization, 2003.

Ghali, Amin (1979). *Circular Storage Tanks and Silos*. E. & F. N. Spon Ltd., London.

Gomes, J. F. Silva (2007). *Análise de Tensões em Placas, Cascas e Reservatórios*. Edições INEGI, Porto.

Gray, W.S., Manning, G.P. (1973). *Concrete Water Towers, Bunkers, Silos and other Elevated Structures*. Cement and Concrete Association. London, UK.

Guerrin, A., Lavour, R. C. (1972). *Traité de Béton Armé. Tome VI: Réservoirs – Chateaux d'Eau – Piscines. Deuxième Édition* - Dunod. Paris, France.

Ferreira, António M. G. (2009). *Análise e Dimensionamento de Reservatórios Circulares de Betão Armado Pré-Esforçado*, 2009. Dissertação de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Guimarães, Ana E. P. (1995). *Indicações para Projeto e Execução de Reservatórios Cilíndricos em Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Fernandes, Manuel de Matos (2006). *Mecânica dos Solos – II Volume*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Trevor L.L, Orr (2005). *Evaluation of Eurocode 7*. Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College, Dublin.

Haroun, M. A., Housner, G. W. (1981). *Seismic Design of Liquid – Storage Tanks*. Journal of Technical Councils, ASCE, Vol. 107, No. 1, pp. 191-207, New York.

Housner, G. W. (1963). *The Dynamic Behavior of Water Tanks*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No 2, pp. 381-387.

Jacobsen, L. S. (1949). *Impulsive Hydrodynamics of Fluid Inside a Cylindrical Tank and of Fluid Surrounding a Cylindrical Pier*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 39, No. 3, pp. 189-203.

Malhotra, P. K., Wenk, T. and Wieland, M. (2000). *Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid – Storage Tanks*, Structural Engineering International – Journal of the IABSE, 10:3, 197-201, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

Riba Genescà, Esteve (2005). *Cálculo y Elección Óptima de un Depósito de Agua*. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria.

Santos, João F., Sarmiento, Cristina D. R. (1999). *Análise e Dimensionamento de Reservatórios*. Trabalho de Seminário I, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veletsos, A. S. (1984). *Seismic Response and Design of Liquid Storage Tanks*. Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Chapter 7, pp. 255-370, New York.

Veletsos, A. S. et al (1990). *Seismic Response of Anchored Steel Tanks*. Proceedings of the Third Symposium on Current Issues Related to Nuclear Power Plants Structures, Equipment and Piping (Gupta, A. K. Ed.), North Carolina State University.

Veletsos, A. S., Yang, J. Y. (1977). *Earthquake Response of Liquid Storage Tanks*. Proceedings of the Second Engineering Mechanics Specialty Conference, ASCE/EMD Specialty Conference, Raleigh, pp. 1-24, North Carolina.

https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/220054/1/PSan_Aula_08%20Reservatorios.pdf
16/03/2010

<http://www.secil.pt/pdf/CEMIIAL425R.pdf> 02/04/2010

http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Betao_armado_II/downloads/18%20Pre-esforco-estados%20limitescores.pdf 02/04/2010

<http://paginas.fe.up.pt/~jcouti/MC2PraticasB2004.pdf> 03/04/2010

<http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/Artigos/CN62.pdf> 05/04/2010

<http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape2/documents/MODULO1.pdf> 06/04/2010

<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Construcoes/Estruturas%20de%20Betao.pdf> 08/04/2010

http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/8_ME.pdf 23/05/2010