

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAMON FERREIRA MATOS

**RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS EM CONCRETO ARMADO:
Uma abordagem na análise e dimensionamento**

São Luís

2017

RAMON FERREIRA MATOS

RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS EM CONCRETO ARMADO:

Uma abordagem na análise e dimensionamento

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão como requisito parcial para obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

São Luís

2017

Matos, Ramon Ferreira.

Reservatórios cilíndricos em concreto armado: uma abordagem de análise e dimensionamento / Ramon Ferreira Matos. – São Luís, 2017.

70 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2017.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

1. Reservatórios cilíndricos. 2. Concreto. 3. Análise. 4. Método cascas cilíndricas. 5. Dimensionamento. I. Título.

CDU 624.012.45

RAMON FERREIRA MATOS

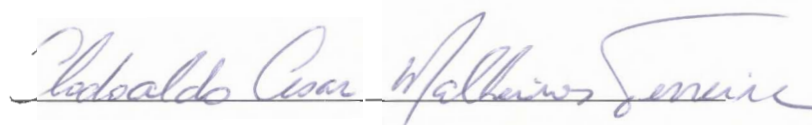
**RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS EM CONCRETO ARMADO: Uma abordagem
na análise e dimensionamento.**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão como requisito parcial para obtenção de título de Bacharel em Engenharia Civil.

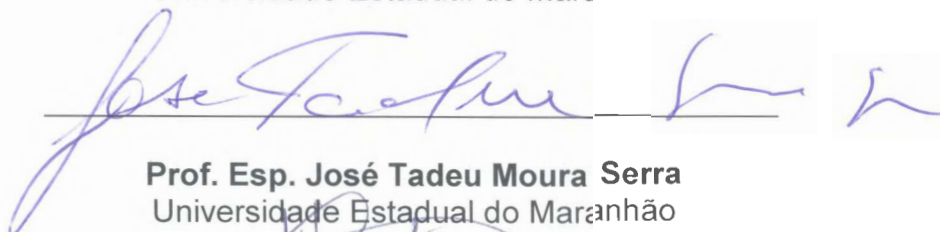
Orientador: Prof. Me. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

Aprovado em / /

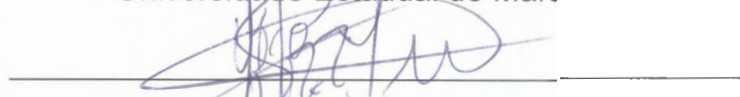
BANCA EXAMINADORA



Prof. Msc. Clodoaldo César Malheiros Ferreira (Orientador)
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Esp. José Tadeu Moura Serra
Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Iêdo Alves de Souza
Universidade Estadual do Maranhão

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, aos meus pais e minha irmã pelo apoio por toda a minha caminhada.

AGRADECIMENTOS

À DEUS, em primeiro lugar, por ter me guiado nesta longa jornada, por ter me concedido sabedoria suficiente para realizar este trabalho, e ter me dado saúde e força em todos os momentos adversos.

Ao meu pai, José de Jesus Matos Filho, e minha mãe, Núbia Fernanda Ferreira Matos, por ter me proporcionado a melhor educação, pelo amor, incentivo e apoio que me deram durante todos esses anos. Também à minha irmã Rayana, pelo seu amor, companheirismo, e por estar sempre ao meu lado.

Ao meu orientador e tio, Clodoaldo César Malheiros Ferreira por todos ensinamentos transmitidos durante este trabalho. Pela disposição, ajuda e incentivo para a realização deste feito.

Aos meus colegas e professores do curso de Engenharia Civil da UEMA que sempre estiveram juntos durante o decorrer do curso.

A todos meus familiares e amigos, que de alguma forma contribuíram para esta caminhada.

RESUMO

O presente trabalho consiste em realizar uma pesquisa bibliográfica sobre reservatórios cilíndricos, destacando alguns modelos para o cálculo de seus esforços solicitantes internos, bem como métodos construtivos e as particularidades da estrutura. Atualmente, os reservatórios tem papel fundamental para o abastecimento da população que habita em seus entornos, por isso deve ser executada com cuidado e refinamento, não agredindo o meio ambiente ao seu redor, criando um aspecto estético notável. Além disso, são estruturas feitas para o armazenamento não somente de água, mas para fluidos em geral. Será utilizado o método das Cascas Cilíndricas como modelo analítico, também será feito uma análise utilizando um programa de pórticos planos e de elemento finitos (SAP 2000). O dimensionamento da parede do reservatório, da laje do fundo, e da ligação entre ambos também é um tema a ser discutido neste trabalho. Conclui-se que devido ao impacto indireto dos reservatórios na vida das pessoas, torna-se fundamental um estudo aprofundado dessas estruturas quanto aos seus projetos e execuções.

Palavras-chaves: Reservatórios Cilíndricos. Concreto armado. Dimensionamento. Método das Cascas Cilíndricas.

ABSTRACT

The present work consists in performing a bibliographical research on cylindrical reservoirs, highlighting some models for the calculation of their internal requesting efforts, as well as indicating constructive methods and the particularities of the structure. Nowadays, the reservoirs play a fundamental role in supplying the population that lives in their surroundings, so it must be executed with care and refinement, not harming the surrounding environment, creating a remarkable aesthetic aspect. In addition, they are structures made for the storage not only of water, but for fluids in general. The Cylindrical Shells method will be used as an analytical model, an analysis will also be done using a finite element and planar porticos program (SAP 2000). The dimensioning of the reservoir wall, the bottom slab, and the connection between both are also a topic to be discussed in this paper. It is concluded that due to the indirect impact of the reservoirs in people's lives, it becomes fundamental to study these structures in depth regarding their projects and executions.

Keywords: Cylindrical Reservoirs. Reinforced Concrete. Sizing. Cylindrical Shells Method.

LISTA DE QUADROS

Quadro 1	Classes de Agressividade Ambiental.....	20
Quadro 2	Características do reservatório estudado.....	45
Quadro 3	Esforços Internos do item 5.3.1.....	63
Quadro 4	Esforços Internos do Item 5.3.2.....	65

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Tipologia dos Reservatórios.....	17
Figura 2	Discretização do Reservatório.....	18
Figura 3	Tipos de Corrosão de Metais.....	21
Figura 4	Fôrma trepante – Procedimento executivo.....	24
Figura 5	Fôrmas Deslizantes.....	25
Figura 6	Deformabilidade de Tubos Longos.....	31
Figura 7	Aplicação de X_1 na direção de V_0	32
Figura 8	Aplicação de X_2 na direção M_0	32
Figura 9	Carga hidrostática sobre a parede do reservatório.....	36
Figura 10	Secção normal ao eixo cilíndrico.....	37
Figura 11	Modelo estrutural baseado na união monolítica.....	37
Figura 12	Modelo estrutural baseado na união articulada.....	38
Figura 13	Esforço Circunferencial (N_θ) e deflexão (w).....	38
Figura 14	Malha de Elementos Finitos.....	40
Figura 15	Diferentes tipos de elementos finitos.....	41
Figura 16	Deformada da parede devido à pressão hidrostática.....	56
Figura 17	Modelação do reservatório.....	59
Figura 18	Deformada do reservatório devido a pressão hidrostática.....	59

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	Diagrama do Momento Fletor M_θ (Caso I-UA).....	48
Gráfico 2	Diagrama do Momento Fletor M_y (Caso I-UA).....	49
Gráfico 3	Diagrama do Esforço Normal N_θ (Caso I-UA).....	49
Gráfico 4	Diagrama do Esforço Normal N_y (Caso I-UA).....	50
Gráfico 5	Diagrama do Esforço Cortante V_y (Caso I-UA).....	50
Gráfico 6	Diagrama do Momento Fletor M_θ (Caso I-EP).....	54
Gráfico 7	Diagrama do Momento Fletor M_y (Caso I-EP).....	54
Gráfico 8	Diagrama do Esforço Normal N_θ (Caso I-EP).....	55
Gráfico 9	Diagrama do Esforço Normal N_y (Caso I-EP).....	55
Gráfico 10	Diagrama do Esforço Cortante V_y (Caso I-EP).....	56
Gráfico 11	Diagrama do Momento Fletor M_θ (Caso II-UA).....	57
Gráfico 12	Diagrama do Esforço Normal N_θ (Caso II-UA).....	57
Gráfico 13	Diagrama do Esforço Cortante V_y (Caso II-UA).....	57
Gráfico 14	Diagrama do Momento Fletor M_θ (Caso II-EP).....	58
Gráfico 15	Diagrama do Esforço Normal N_θ (Caso II-EP).....	58
Gráfico 16	Diagrama do Esforço Cortante V_y (Caso II-EP).....	58
Gráfico 17	Diagrama do Momento Fletor M_θ (Caso III-UA).....	60
Gráfico 18	Diagrama do Momento Fletor M_y (Caso III-UA).....	60
Gráfico 19	Diagrama do Esforço Normal N_θ (Caso III-UA).....	60
Gráfico 20	Diagrama do Esforço Normal N_y (Caso III-UA).....	61
Gráfico 21	Diagrama do Esforço Cortante V_y (Caso III-UA).....	61
Gráfico 22	Diagrama do Momento Fletor M_θ (Caso III-EP).....	61
Gráfico 23	Diagrama do Momento Fletor M_y (Caso III-EP).....	62
Gráfico 24	Diagrama do Esforço Normal N_θ (Caso III-EP).....	62
Gráfico 25	Diagrama do Esforço Normal N_y (Caso III-EP).....	62
Gráfico 26	Diagrama do Esforço Cortante V_y (Caso III-EP).....	63

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Importância do tema	14
1.2	Objetivos	14
1.3	Metodologia	15
2	RESERVATÓRIOS: ASPECTOS GERAIS	15
2.1	Tipologia	15
2.2	Durabilidade da Estrutura	18
2.2.1	Corrosão da Armadura	20
2.2.2	Deterioração do Concreto	22
2.2.3	Medidas Preventivas	23
2.3	Métodos Construtivos	23
2.3.1	Fôrmas Trepantes	24
2.3.2	Fôrmas Deslizantes	25
2.3.3	Manta Geotêxtil	26
2.4	Efeito do Vento	26
3	ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	27
3.1	Modelo Analítico – Teorias das Cascas Cilíndricas	27
3.1.1	Equações Gerais das Cascas Cilíndricas	28
3.1.2	Deslocabilidade nas Ligações da Parede com a Laje de Fundo	31
3.1.3	Tipos de Vinculações entre a Parede e a Laje do Fundo	33
3.2	Análise – Porticos Planos (SAP2000)	36
3.3	Análise – Elementos Finitos (SAP2000)	39
4	DIMENSIONAMENTO	42
4.1	Cálculo da Armadura para a Solicitação do Esforço Circunferencial ($N\theta$)	42
4.2	Cálculo da Armadura para a Solicitação do Esforço N_y	42
4.3	Cálculo da Armadura da Laje	43
4.3.1	Caso de uma União Articulada para Carga Uniforme	43
4.3.2	Caso de um Engastamento para Carga Uniforme	44
5	EXEMPLOS	45
5.1	Caso I: Cascas Cilíndricas	45
5.1.1	União Articulada (CC)	46
5.1.2	Engastamento Perfeito (CC)	51
5.2	Caso II: Análise por Pórticos Planos	56
5.2.1	União Articulada (PP)	56
5.2.2	Engastamento Perfeito (PP)	58
5.3	Análise por Elementos Finitos (SAP2000)	59

5.3.1 União Articulada (EF)	60
5.3.2 Engastamento Perfeito (EF)	61
6 CONCLUSÕES	66
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67
ANEXOS	70

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância do tema

Ao longo de vários anos, nota-se um aumento significativo no número de projetos e construções de reservatórios para o armazenamento de grandes volumes, sendo assim é necessário um maior entendimento sobre suas estruturas de forma que se estabeleça um suporte mais seguro e econômico possível.

No que diz respeito às formas dos reservatórios, os mais utilizados são os de secção circular e retangular, sendo que, de acordo com FERREIRA (2009), os reservatórios com paredes cilíndricas são mais vantajosos no armazenamento de reservas líquidas, devido às simetrias de revolução. Desta maneira este tipo de estrutura possui uma melhor distribuição de esforços, diminuindo a espessura da parede e conseqüentemente a quantidade de material utilizado na construção.

Portanto o tema foi escolhido devido ao papel importante que os reservatórios desempenham como estrutura, em diferentes situações, seja armazenamento ou abastecimento de água potável para a população.

Também deve se considerar que o conhecimento na área de projetos de reservatórios em concreto armado não é muito difundido, e com poucas recomendações específicas para este tipo de estrutura ficando nítida a necessidade de crescimento sobre este assunto.

Vale ressaltar que este trabalho dará mais atenção aos reservatórios cilíndricos, visto que atualmente são considerados mais econômicos.

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral realizar um pesquisa bibliográfica sobre o tema, abordando alguns modelos de cálculo de reservatórios cilíndricos em concreto armado e análise do mesmo, para um melhor dimensionamento dessa estrutura.

Como objetivos específicos pretende-se:

- Realizar revisão bibliográfica acerca dos reservatórios nos dias atuais e suas especificidades.
- Analisar modelos de Cálculos de Reservatórios Cilíndricos de concreto armado, possibilitando a melhor escolha do método de cálculo para o desenvolvimento de determinado projeto.
- Apresentar exemplo de dimensionamento de uma estrutura.

1.3 Metodologia

O presente trabalho possui relevância didática, uma vez que possibilita uma maior familiaridade com a questão do cálculo de reservatórios em concreto armado. Assim o percurso metodológico utilizado baseou-se em uma pesquisa bibliográfica como ponto de partida, mediante trabalhos acadêmicos, normas, livros, meios eletrônicos e demais literaturas especializadas nessa temática, para assim atingir seus objetivos.

Inicialmente será feito uma revisão bibliográfica sobre os reservatórios, suas características, tipos e peculiaridades a fim de uma maior compreensão de sua importância.

Também será realizada uma análise de alguns modelos de cálculo, para efeito comparativo, que permitam obter os esforços internos na parede de um reservatório causada pela pressão hidrostática e pela deformação imposta pela retração do concreto. E posteriormente, o dimensionamento do mesmo.

Por fim, o trabalho será redigido segundo as normas que regem os trabalhos de monografia da UEMA e apresentado para avaliação da banca de examinadores.

2 RESERVATÓRIOS: ASPECTOS GERAIS

2.1 Tipologia

De acordo com Vasconcelos (1998), os reservatórios podem ser divididos conforme sua posição em relação ao terreno, ou seja, o solo em que a estrutura é apoiada. Também é levado em conta o número de divisões internas que estes reservatórios possuem.

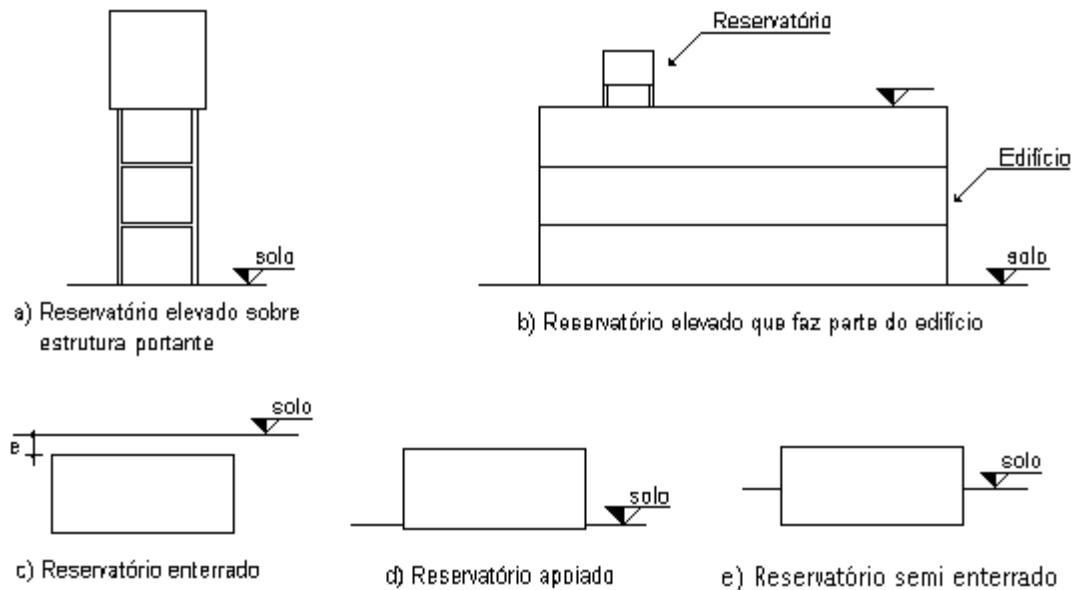
Dito isso, são definidos reservatórios elevados, apoiados (superfície), enterrados ou semi enterrados, como mostra a figura 2.1. É importante ressaltar que a determinação da utilização dos tipos de reservatórios vai depender do relevo do terreno em que será implantada a construção. Na figura 2.1a é apresentada um reservatório elevado sobre uma estrutura portante, que usualmente são utilizados para abastecimento de localidades de grandes altitudes, indústrias, centros comerciais e onde seja necessária a atuação de pressão hidrostática suficiente para atender aparelhos hidráulicos.

Na figura 2.1b é indicado um reservatório elevado empregado em edifícios. São posicionados com altura determinada para abastecer todas as colunas de água do edifício. E é composta por duas células, sendo uma responsável pela manutenção e limpeza do reservatório, eliminando assim o problema com a interrupção do abastecimento de água, pois enquanto uma estiver interrompida, a outra fornece água para o funcionamento normal do prédio.

Os reservatórios enterrados e os semi enterrados, representados pela figura 2.1c e 2.1e, respectivamente, são alimentados por adutora, e utilizados para abastecimento em localidades de baixas altitudes, e em estações para tratamento de água. Também é adotado em edifícios onde a pressão disponível na rede de distribuição pública não é o suficiente para elevar a água para o reservatório superior. Assim, o prédio é abastecido pelo reservatório com o auxílio do recalque feito por bombas hidráulicas. Bem como o reservatório elevado, geralmente possui duas células.

Os reservatórios apoiados (superfície) são normalmente usados para abastecimento público e industrial, representados pela figura 2.1d. É menos comum por ocupar grandes áreas, mas devem ser utilizados sempre que possível, devido ao seu baixo preço em comparação aos outros tipos de reservatórios.

Figura 1: Tipologia dos Reservatórios



Fonte: TEIXEIRA (1993)

Para HANAI (1981), além da classificação dos reservatórios pelo seu sistema construtivo, existe mais dois critérios:

- Quanto a sua finalidade, distingue os reservatórios em, de equilíbrio e de acumulação.

- Quanto ao seu tamanho, classifica os pequenos com volume de até 500m^3 , os médio com capacidade de 5000m^3 , e em grandes aqueles com competência para armazenar volumes superiores a 5000m^3 .

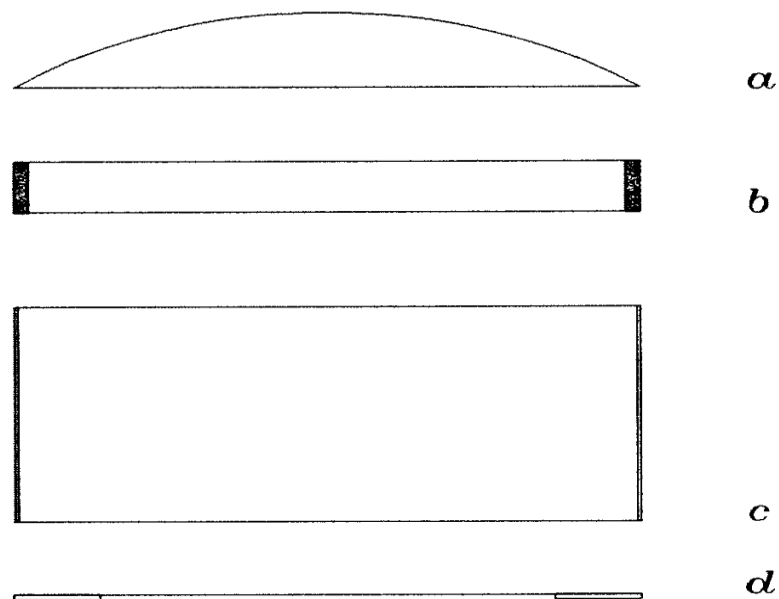
Uma outra classificação, segundo DACACH (1979, apud GUIMARÃES, 1995, p. 5) é descrita a seguir:

- Reserva de Equilíbrio: armazena água nos períodos em que a vazão de adução supera a de consumo.
- Reserva de Emergência: armazena água quando a adução extraordinariamente interrompida.
- Reserva de Incêndio: armazena água para prevenção do combate ao fogo.

Para um melhor estudo das forças solicitantes na estrutura dos reservatórios, VENTURINI (1979) divide-a em 4 partes: cobertura (a), anel de rigidez(b), parede(c) e laje de fundo(d), conforme a figura 2.2.

Os reservatórios cilíndricos em concreto armado, objeto de estudo deste trabalho, são mais utilizados para volumes com cerca de 1500m³, e seu maior problema é a fissuração, que pode ser eliminada com a aplicação de produtos de vedação ou baixa tensão na armadura (GUIMARÃES, 1995, p.6). Assim é recomendável o uso de concreto protendido a partir deste volume, visto que o orçamento da obra aumentaria consideravelmente se utilizado apenas concreto armado.

Figura 2: Discretização do Reservatório



Fonte: VENTURINI (1979)

2.2 Durabilidade da Estrutura

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no ramo da construção civil, nota-se, nas últimas décadas, uma tendência mundial no sentido de priorizar os projetos voltados à durabilidade e à extensão de vida útil das estruturas de concreto armado e protendido (CLIFTON, 1993).

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado tem evoluído de acordo com o maior conhecimento dos mecanismos de transportes de líquidos e gases agressivos nos meios porosos, como o concreto, que possibilitam relacionar o

tempo a modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Assim a avaliação de vida útil da estrutura em número de anos passou a ser viável, e não mais apenas em critérios qualitativos da estrutura a certo grau de exposição. (MEDEIROS & ANDRADE & HELENE, 2011). Porém ainda é fundamental conhecer o grau de agressividade do ambiente, assim como a geometria da estrutura e as propriedades do concreto.

Ainda segundo MEDEIROS & ANDRADE & HELENE (2011) pode-se afirmar o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil são essenciais para:

- Auxiliar na previsão do comportamento do concreto em longo prazo;
- Prevenir manifestações patológicas precoces na estrutura (importante reduzir os riscos de fissuras, corrosão, expansão entre outros defeitos);
- Contribuir na economia, sustentabilidade da estrutura.

Assim, o propósito de se ponderar sobre a vida útil das estruturas torna se imprescindível para escolher uma maneira apropriada ou tipos preventivos para garantir o tempo de uso previsto da construção em questão, sempre respeitando o ambiente em que se encontra.

NEVILLE (1982) relata que é possível dividir as causas da pouca durabilidade das estruturas de concreto em: mecânicas, físicas e químicas. A deterioração mecânica é causada por erosão, cavitação, abrasão ou impacto; a física diz respeito ao ciclo gelo/degelo, aos efeitos de altas temperaturas e as diferenças de coeficiente de dilatação térmica agregado/pasta; e as químicas compreendem as reações álcali-agregado, o ataque de íons agressivos (cloretos, sulfatos, dióxido de carbono), e certos tipos de líquidos e gases.

É importante destacar que para estabelecer a durabilidade da estrutura é necessário avaliar as condições do ambiente. Dessa forma a NBR 6118 propõe o quadro a seguir que relaciona a agressividade do ambiente e o risco de deterioração de uma estrutura.

Quadro 1: Classes de Agressividade Ambiental

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ¹²	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹	Grande
		Industrial ¹²	
IV	Muito Forte	Industrial ¹²³	Elevado
		Respingos de Maré	

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2003

2.2.1 Corrosão da Armadura

A deterioração das armaduras está associada ao processo de corrosão. HELENE (1992) descreve que para a corrosão ocorrer é necessário a presença de um eletrólito (água, por exemplo), de uma diferença de potencial (diferença de umidade, aeração e tensões no concreto ou no aço) e de disponibilidade de oxigênio.

A corrosão segundo CASCUDO (1997) pode ser classificada de acordo com sua natureza de processo: química e eletroquímica. A primeira ocorre por uma reação gás-metal e forma uma película de óxido. E a eletroquímica resulta da formação de uma célula de corrosão, como foi citado anteriormente.

Um dos ambientes de maior agressividade para o concreto armado é a atmosfera salina, devido ao contato direto dos sais das maresias com a estrutura. Estes sais podem despassivar a armadura embutida no concreto, e iniciar o processo de corrosão dos íons cloretos. O contato desses cloretos na armadura é um dos problemas mais sérios e intensos que podem ocorrer na estrutura de

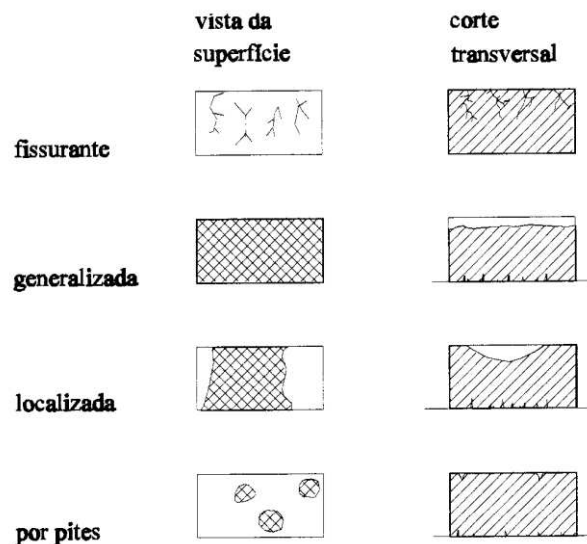
concreto, podendo provocar uma maior deterioração, limitando a vida útil de serviço. (FERREIRA, 2009).

Para impedir a ação dos íons cloretos é fundamental ter um bom controle da relação entre água e cimento, do cobrimento da armadura e da qualidade dos materiais integrantes do concreto. Vale destacar que esses íons não atacam o concreto, mas destroem a película passivadora.

A carbonatação (processo químico) ocorre em função da reação química entre ácidos do meio ambiente e o líquido intersticial existente nos poros do material. Este líquido encontra-se saturado por hidróxidos de cálcio, e outros compostos. O ácido carbônico (H_2CO_3), oriundo da reação entre gás carbônico e água, age como estimulador da carbonatação do concreto (CUNHA e HELENE, 2001). A formação dos carbonatos reduz o pH do concreto, e com isso a película passivadora da armadura se desfaz.

De acordo com ANDRADE (1992) a corrosão pode ser classificada pela extensão da área afetada. (Fig 2.3).

Figura 3: Tipos de Corrosão de Metais



Fonte: ANDRADE (1992)

- Fissurantes: as aberturas inerentes ao concreto armado constituem um caminho rápido de penetração dos agentes agressivos até a armadura.
- Generalizada: ocorre por uma redução de alcalinidade do concreto (lixiviação).
- Localizada: ocorre devido a ação dos íons cloretos.

- Por pites: ocorre pela ação de íons que destroem de forma puntual o revestimento da armadura.

Como consequência da corrosão verifica-se a redução da seção transversal da barra, a diminuição da capacidade mecânica do aço e a desagregação do concreto.

2.2.2 Deterioração do Concreto

“Dentre os mecanismos de envelhecimento e deterioração do concreto, destacam-se, lixiviação, expansão por ação de íons sulfato e reação álcali-agregado.” (SANTOS, 2010).

Para SANTOS (2010) no contexto da construção civil, lixiviação é a dissolução e condução dos compostos hidratados do cimento Portland por meio da ação de águas puras ou não.

Este fenômeno ocorre quando o concreto for mal adensado, estiver fissurado ou apresentar juntas mal executadas, permitindo assim a percolação da água. Com isso o concreto apresentará superfície arenosa ou com agregados expostos. (HELENE, 2010). Como consequência tem-se a diminuição da resistência mecânica do concreto, o aumento da permeabilidade e possível corrosão da armadura, bem como problemas relacionados à estética.

A expansão por ação de sulfatos, segundo SANTOS (2010), ocorre pela reação química entre os compostos da pasta de cimento hidratada e os íons sulfatos trazidos pela água. Esta reação é expansiva, e conseqüentemente há um aumento no volume que gera tensões de tração no interior do concreto, resultando na desagregação progressiva do material. Assim, novamente, a possibilidade de surgimento da corrosão da armadura é ampliada.

A reação álcali-agregado é descrita por NEVILLE (1982) como a mais comum dentre aquelas que envolvem agregados e a pasta de cimento, e que são prejudiciais ao concreto. É uma reação química entre a sílica ativa (opala, calcedônia e tridimita) e os álcalis do cimento.

NEVILLE (1982) afirma ainda que o resultado dessa reação é um gel, do tipo “expansão ilimitada”, que se forma nos poros dos agregados ou ainda na superfície, e absorve a água e aumenta o volume, levando a desagregação do concreto.

2.2.3 Medidas Preventivas

A NBR 6118:2003 recomenda alguns critérios para serem adotados com intuito de viabilizar uma boa vida útil de serviço de estruturas de concreto armado:

- Prever drenagem suficiente
- Evitar disposições arquitetônicas e construtivas que possam reduzir sua durabilidade.
- Garantir cobrimentos adequados para o concreto, para proteção da armadura.
- Arranjar corretamente a armadura, para garantir boa qualidade no lançamento e adensamento do concreto.
- Controlar fissuração das peças.
- Em condições de exposição adversas, tomar medidas especiais para proteção.
- Definir plano adequado para inspeção e manutenção.

Para medidas contra a deterioração da estrutura, pode se usar: revestimentos hidrofugantes (repelentes a água), pinturas impermeabilizantes sobre a superfície do concreto, aplicação de resina epóxi na armadura, galvanização da armadura, uso de inibidores de corrosão em geral.

2.3 Métodos Construtivos

Pelo fato de ser uma obras verticais, a construção de reservatórios cilíndricos em concreto armado moldado no local, é feita usualmente por dois tipos de fôrmas: a fôrma trepante e a deslizante. A principal diferença entre esse dois sistemas construtivos condiz que, nas fôrmas deslizantes a concretagem é contínua, feita por equipamentos hidráulicos, enquanto que, nas fôrmas trepantes, a concretagem é realizada por etapas.

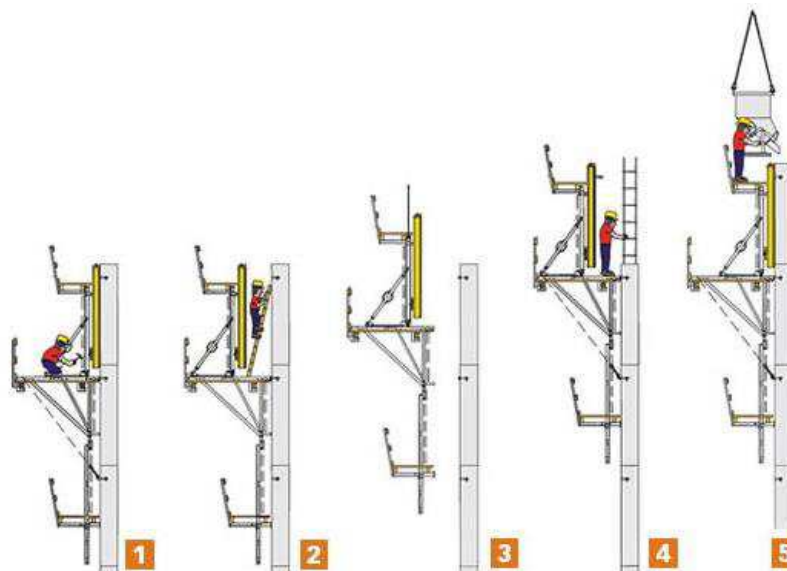
2.3.1 Fôrmas Trepantes

As vantagens do sistema de fôrmas trepantes está na maior precisão nos ajustes de prumo e de alinhamento, a adaptabilidade a diferentes geometrias e a produtividade conferida às obras, visto que o uso desse tipo de fôrma elimina serviços manuais de montagens e desmontagens de andaimes.

São formados basicamente por três partes: o sistema trepante em si (composto por mísula, escoras, montantes verticais, conjunto de cones e barras de ancoragem), a fôrma e os andaimes. (COSTA, 2014).

Para sua execução, primeiramente, posiciona-se a armadura de arranque da estrutura que será concretada. Antes do início da montagem das fôrmas, deve se deixar embutido dentro do concreto o cone de espera, que servirá de apoio para montagem do console ou mísula. Feito isso são colocados os painéis de fôrma e assim é feita a concretagem. Em seguida, respeitando-se a cura de concreto, é feita a desforma e o sistema construtivo é reposicionado. A mísula se apoia no cone que foi deixado embutido no concreto na etapa anterior. O cone inferior pode ser retirado e reutilizado na próxima etapa.

Figura 4: Fôrma trepante – Procedimento executivo



Fonte: Corsini

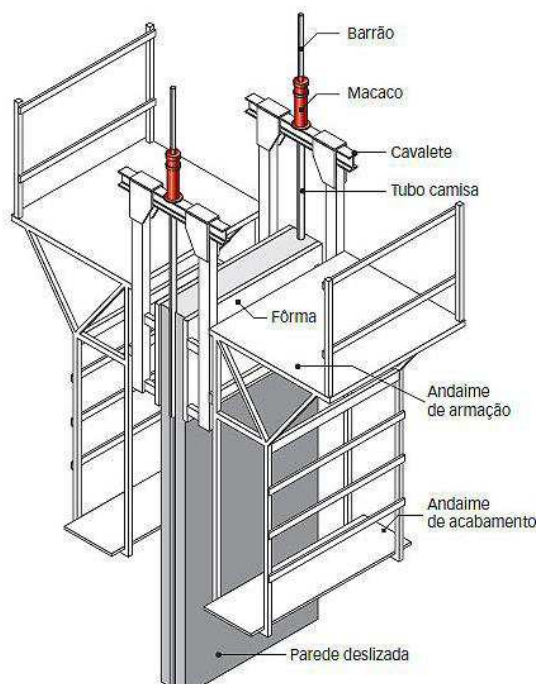
2.3.2 Fôrmas Deslizantes

As fôrmas deslizantes foram elaboradas para agilizar a execução, principalmente, de grandes obras verticais, por meio de um sistema de concretagem contínua. É composto por painéis (metálicos ou de madeira), cavaletes metálicos que fixam a fôrma interna e externa, equipamentos de suporte e acionamento hidráulico (normalmente macacos hidráulicos) e andaimes.

Como o deslizamento da fôrma é contínuo e regulável, possibilita uma concretagem ininterrupta, acelerando assim a execução da estrutura de concreto e elimina juntas frias, evitando patologias futuras. Ainda, ao contrário do sistema trepante, a desforma não depende da cura do concreto. A ausência dessas fôrmas favorece uma melhor limpeza no canteiro de obras.

Normalmente esse sistema exige maior consumo de concreto com alguns aditivos como acelerador de pega, o que tende a encarecer a solução. Em contrapartida, por não utilizar andaimes nem escoramentos nas paredes, podem gerar grande economia, além da rapidez para conclusão do serviço, em comparação a outros tipos de fôrmas existentes.

Figura 5: Fôrmas Deslizantes



Fonte: Corsini

2.3.3 Manta Geotêxtil

É uma manta que pode ser usada como revestimento interno das fôrmas convencionais, com o propósito de permitir a drenagem da água em excesso, resultando na redução do fator água/cimento superficial, e assim diminuir a porosidade e permeabilidade, aumentar a dureza e a resistência, e melhorar a estética do concreto. (GUIMARÃES, 1995).

GUIMARÃES (1995) comenta que Esse mecanismo de drenagem ocorre pelo fenômeno chamado pavio drenante, em que o geotêxtil absorve a água e “joga” para fora da fôrma. A saída da água ocorre normalmente, no caso de fôrmas verticais, pela parte inferior onde o geotêxtil propositalmente ultrapassa os limites da fôrma.

Esse utensílio propicia um reforço na camada superficial do concreto em relação as camadas mais internas. E a redução da relação água/cimento torna a estrutura com propriedades impermeáveis.

2.4 Efeito do Vento

De acordo com GUIMARÃES (2005), estudos feitos sobre a ação do vento sobre reservatórios cilíndricos de concreto armado, mostrou que para esse tipo de estrutura, a espessura da parede varia normalmente em volta de 15 cm, considera-se apenas a força de arrasto (F_a), ou seja, apenas a força dinâmica resultante, da qual a aplicação ocorre no centro de gravidade do reservatório:

$$F_a = C_a * A_e * q$$

Onde,

F_a : força de arrasto;

C_a : coeficiente de arrasto (tabela 10, pag. 34, NBR 6123:1988);

A_e : área frontal afetiva – área de projeção ortogonal da estrutura (área da sombra);

q : pressão dinâmica do vento, conforme á velocidade característica V_k :

$$q = 0,613 * V_k^2, \text{ sendo:}$$

$$V_k = S_1 * S_2 * S_3 * V_0;$$

V_0 : velocidade básica do vento – velocidade do vento em três segundos oriunda na média, uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Os fatores S_1 , S_2 e S_3 dependem da rugosidade e da topografia do terreno, e da vida útil da estrutura. São encontrados na NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

A força de arrasto provoca um momento fletor na base, que reflete na seguinte fórmula:

$$M = F_a * H/2, \text{ sendo H a altura do reservatório.}$$

3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

O comportamento estrutural da parede de um reservatório cilíndrico está estritamente relacionado ao tipo de ligação entre a parede e a laje de fundo do reservatório. Para efeito do cálculos dos esforços, serão utilizados dois tipos de ligação, que são as mais comumente empregadas na construção civil:

- União Monolítica (Engastamento perfeito): Utilizados em reservatórios de médio porte e em algumas situações nos de grande capacidade volumétrica. Apresenta deslocamentos radiais e rotações meridionais.

- União Articulada: Utilizado em reservatórios de grandes volumes. É caracterizada pela continuidade nos deslocamentos e descontinuidade em termos de rotações.

3.1 Modelo Analítico – Teorias das Cascas Cilíndricas

O estudo do modelo analítico para reservatórios cilíndricos se faz através da teoria de flexão de placas de revolução, mais precisamente de placas cilíndricas. Como complemento desta teoria é importante, quando se estudar o comportamento da ligação com a laje, a teoria da membrana em placas.

As cascas cuja formulação é apresentada neste texto são as chamadas cascas delgadas que possuem a relação:

$$h \leq \frac{r}{20}$$

onde:

h: é a espessura da placa;

r : é o raio médio de revolução da casca cilíndrica

A análise de cascas inclui, normalmente, duas teorias distintas:

– Teoria de membrana:

- Uma membrana não resiste a momentos ou esforço cortante;
- Uma membrana suporta esforços de tração ou compressão.

– Teoria de flexão:

- Inclui os efeitos da flexão;
- Permite levar em conta descontinuidades na distribuição de tensão numa área limitada da placa.

3.1.1 Equações Gerais das Cascas Cilíndricas

A equação geral para a casca cilíndrica toma a forma de equação diferencial ordinária de quarta ordem que possui coeficientes constantes:

$$\frac{d^4 w}{dy^4} + 4\beta^4 w = \frac{p_z}{D}$$

Ela também representa a equação de uma viga com rigidez de flexão D , sobre apoios elásticos e sujeita a um carregamento p_z . A solução homogênea é dada pela equação:

$$w_h = C_1 e^{m_1 y} + C_2 e^{m_2 y} + C_3 e^{m_3 y} + C_4 e^{m_4 y}$$

Em que C_1 , C_2 , C_3 , e C_4 são constantes e m_1 , m_2 , m_3 e m_4 são raízes da equação:

$$m^4 + 4\beta^4 = 0$$

Esta expressão pode ser escrita da forma:

$$m^2 + 2\beta^2 = \pm 2m\beta$$

Cuja solução é dada por:

$$m = \pm\beta(1 \pm i)$$

$$w_h = e^{-\beta y}(C_1 e^{i\beta y} + C_2 e^{-i\beta y}) + e^{\beta y}(C_3 e^{i\beta y} + C_4 e^{-i\beta y})$$

Se $f(y)$ representar uma solução particular w_p a solução geral é dada por:

$$w = f(y) + e^{\beta y}(C_1 \cos\beta y + C_2 \sin\beta y) + e^{-\beta y}(C_3 \cos\beta y + C_4 \sin\beta y)$$

A solução particular da equação mais a homogênea toma a forma:

$$w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{\beta y}(C_1 \cos\beta y + C_2 \sin\beta y) + e^{-\beta y}(C_3 \cos\beta y + C_4 \sin\beta y)$$

Soluções para tubo longos

Devido à simetria da casca, as condições de fronteira para a metade da esquerda são deduzidas do fato de quando $y \rightarrow \infty$, a deflexão e todas as derivadas de w com respeito a y desaparecem. Isto é válido somente para tubos considerados como longos, de acordo com BONILHA (1979) são aqueles que $\beta y \geq 4$.

Nos tubos longos não é considerada a influência de uma borda sobre a outra, como ocorre com os tubos curtos e estas parcelas não devem ser desprezadas.

Consequentemente a equação da solução para os tubos longos é representada por:

$$w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{-\beta y} (C_3 \cos \beta y + C_4 \sin \beta y)$$

Com a primeira derivada de w , chega-se a:

$$\frac{dw}{dy} = \beta e^{-\beta y} [-C_3 (\cos \beta y + \sin \beta y) + C_4 (\cos \beta y - \sin \beta y)]$$

Derivando mais uma vez, tem-se:

$$\frac{d^2 w}{dy^2} = 2\beta^2 e^{-\beta y} [C_3 (\sin \beta y) - C_4 (\cos \beta y)]$$

Derivando a terceira vez obtém-se a equação:

$$\frac{d^3 w}{dy^3} = 2\beta^3 e^{-\beta y} [C_3 (\cos \beta y - \sin \beta y) + C_4 (\cos \beta y + \sin \beta y)]$$

As condições de fronteiras são utilizadas para determinar as constantes C_3 e C_4 . Para $y=0$, o momento M_y é chamado, por simplificação de M_0 e o esforço cortante é chamado de V_0 .

Para $y=0$, tem-se:

$$\frac{d^2 w}{dy^2} = -2\beta^2 C_4$$

Como:

$$M_0 = -D \frac{d^2 w}{dy^2}$$

Tem-se o valor de C_4 dado por:

$$C_4 = \frac{M_0}{2\beta^2 D}$$

Da mesma forma obtém-se a constante C_3 ;

$$\frac{d^3w}{dy^3} = 2\beta^3 \left[C_3 + \frac{M_0}{2\beta^2 D} \right]$$

Em que tem-se para o cortante V_0 :

$$V_0 = -D \frac{d^3w}{dy^3}$$

E finalmente determina-se a constante:

$$C_3 = -\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D}$$

As equações dos deslocamentos podem então serem escritas em função de M_0 e V_0 . Deste modo nas condições de vinculações com a laje de fundo pode-se aplicar estas equações para determinar as deslocabilidades, as quais serão empregadas no método das forças para solução da estrutura.

Estas equações são assim descritas:

$$w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{-\beta y} \left[-\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D} \cos \beta y + \frac{M_0}{2\beta^2 D} \sin \beta y \right]$$

Com a primeira derivada de w , chega-se a:

$$\frac{dw}{dy} = \beta e^{-\beta y} \left[\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D} (\cos \beta y + \sin \beta y) + \frac{M_0}{2\beta^2 D} (\cos \beta y - \sin \beta y) \right]$$

Para a determinação dos esforços finais utilizam-se os deslocamentos e suas respectivas derivadas.

O esforço normal N_θ é determinado pela equação:

$$N_\theta = -\frac{Eh}{r} w$$

O momento fletor M_y é determinado pela equação:

$$M_y = -D \frac{d^2w}{dy^2}$$

O momento fletor M_θ é determinado pela equação:

$$M_\theta = \nu M_y$$

O esforço cortante V_y é determinado pela expressão:

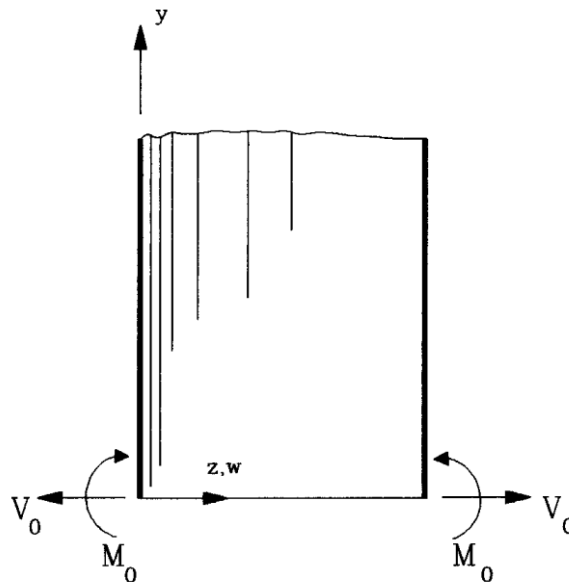
$$M_\theta = -D \frac{d^3w}{dy^3}$$

As expressões mostradas neste texto podem ser vistas mais em detalhes com seu passo a passo em BELLUZZI (1970)

3.1.2 Deslocabilidade nas Ligações da Parede com a Laje de Fundo

Para se determinar a relação de vinculação das paredes dos tubos com a laje de fundo faz-se necessário determinar a deslocabilidade das bordas dos tubos. A figura 6 mostra o sentido dos esforços hiperestáticos da borda inferior dos tubos considerados como longos.

Figura 6: Deformabilidade de Tubos Longos



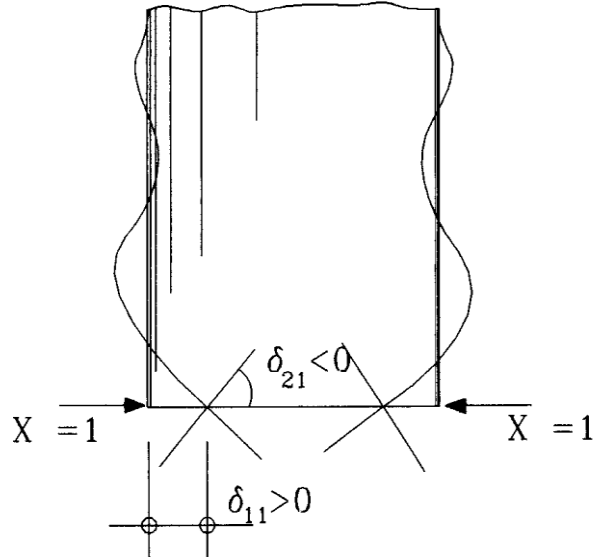
Fonte: GUIMARÃES (1995)

A determinação da deslocabilidade pelo PTV é caracterizada pela aplicação de uma força ou momento unitário na direção do efeito (onde está se determinando o deslocamento) e outra força ou momento na direção da causa do deslocamento (força que está originando o deslocamento). O primeiro corresponde a força virtual na direção onde se deseja determinar o deslocamento.

Como os deslocamentos correspondentes já estão em função de M_0 e V_0 , basta tratar um dos dois como a causa para determinar as deslocabilidade. Por exemplo, para determinar δ_{11} tem-se a equação do deslocamento w onde a única causa vai ser dada por $X_1 = 1$ na direção de V_0 , e para determinar δ_{22} tem-se a

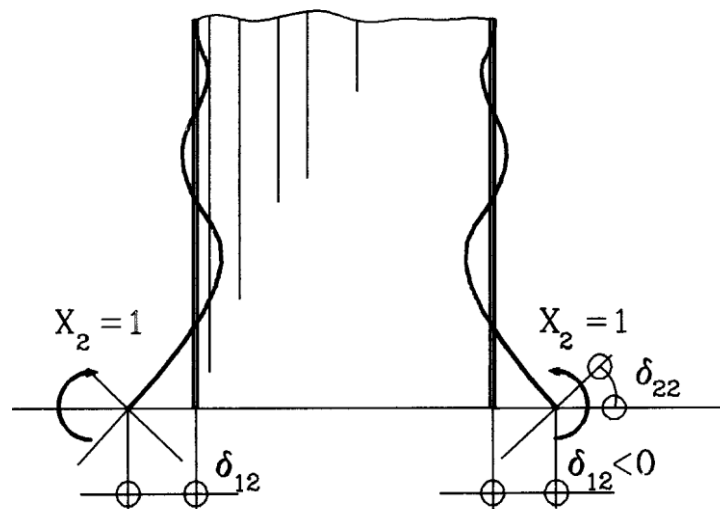
equação do deslocamento w' , onde a causa vai ser dada por $X_2 = 1$ na direção M_0 , como mostram as figuras 7 e 8.

Figura 7: Aplicação de X_1 na direção de V_0



Fonte: GUIMARÃES (1995)

Figura 8: Aplicação de X_2 na direção M_0



Fonte: GUIMARÃES (1995)

Desta forma tem-se $M_0 = 0$ e o deslocamento na fronteira é sempre dado em $y = 0$. Então para w e w' obtém-se os seguintes deslocamentos.

1) Para os deslocamentos na direção de w :

- deslocamento na direção 1, devido a força $X_1 = 1$:

$$\delta_{11} = w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{\beta y} \left(-\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D} \cos \beta y + \frac{M_0}{2\beta^2 D} \sin \beta y \right)$$

$$\delta_{11} = w = 0 + 1 \left(-\frac{(-1 + 0)}{2\beta^3 D} 1 + 0 \right) \Rightarrow \delta_{11} = \frac{1}{2\beta^3 D}$$

- deslocamento na direção 1, devido a momento $X_2 = 1$:

$$\delta_{12} = w = \frac{p_z r^2}{Eh} + e^{\beta y} \left(-\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D} \cos \beta y + \frac{M_0}{2\beta^2 D} \sin \beta y \right)$$

$$\delta_{12} = w = 0 + 1 \left(-\frac{(0 + \beta \cdot 1)}{2\beta^3 D} 1 + 0 \right) \Rightarrow \delta_{12} = -\frac{1}{2\beta^2 D}$$

1) Para os deslocamentos na direção de w' :

- deslocamento na direção 2, devido a força $X_1 = 1$:

$$\delta_{21} = w' = \beta e^{-\beta y} \left(\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D} (\cos \beta y + \sin \beta y) + \frac{M_0}{2\beta^2 D} (\cos \beta y - \sin \beta y) \right)$$

$$\delta_{21} = \beta \cdot 1 \left(\frac{(-1 + 0)}{2\beta^3 D} 1 + 0 \right) \Rightarrow \delta_{21} = -\frac{1}{2\beta^2 D}$$

- deslocamento na direção 2, devido a momento $X_2 = 1$:

$$\delta_{22} = w' = \beta e^{-\beta y} \left(\frac{(V_0 + \beta M_0)}{2\beta^3 D} (\cos \beta y + \sin \beta y) + \frac{M_0}{2\beta^2 D} (\cos \beta y - \sin \beta y) \right)$$

$$\delta_{22} = \beta \cdot 1 \left(\frac{(0 + \beta \cdot 1)}{2\beta^3 D} 1 + \frac{1}{2\beta^2 D} \right) \Rightarrow \delta_{22} = \frac{1}{\beta D}$$

3.1.3 Tipos de Vinculações entre a Parede e a Laje do Fundo

A determinação de alguns dos termos das equações de compatibilidade de deformações utilizadas no método das forças para solução da estrutura já foram apresentados no item (xx). Resta agora determinar os termos δ_{10} e δ_{20} que correspondem aos deslocamentos reais no ponto $y=0$. A solução para os vários tipos

de ligação é possível utilizando a teoria da membrana em que o momento $M_y = 0$ e como consequência tem-se o cortante também nulo.

EXPRESSÕES DE DESLOCAMENTO PELA TEORIA DE MEMBRANA

Pelas considerações da teoria da membrana o deslocamento w da parede é definido pela deformação radial ε_0 pelo fato do momento $M_y = 0$. Em que os esforços principais são os esforços normais N_θ e N_y .

$$w(y) = -\varepsilon_\theta \cdot r = -\frac{N_\theta}{E \cdot h} \cdot r = p_z \cdot \frac{r^2}{E \cdot h}$$

Onde:

$w(y)$: é o deslocamento da parede do reservatório

p_z : é a pressão hidrostática

N_θ : é o esforço normal na direção do eixo θ

h : espessura da parede do reservatório

Tomando a pressão hidrostática em função da altura do cilindro:

$$p_z = -\gamma_l(H - y)$$

Então expressão (xx) toma a forma abaixo:

$$w(y) = -\gamma_l \cdot \frac{r^2}{E \cdot h} (H - y)$$

Considerando a espessura da parede constante tem-se para a rotação:

$$w' = \frac{y \cdot r^2}{E \cdot h}$$

Os esforço normais nas direções θ e y de são respectivamente:

$$N_\theta = \gamma_l \cdot r(H - y)$$

$$N_y = -\gamma_p \cdot h(H - y)$$

O sinal negativo indica compressão, a sollicitação é devido ao peso próprio da parede, sendo independente das demais sollicitações.

Vinculação como Articulação

Para o entendimento deste tipo de ligação δ_{10} e δ_{20} são os deslocamentos encontrados com a teoria de membrana.

$$\beta = \frac{[3(1 - \nu^2)]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{r \cdot h}}$$

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)}$$

A ligação do tipo articulação somente possui transmissão de esforços na direção da força cortante radial. Desta forma, o sistema principal para o método das forças é obtido com o rompimento da articulação e aplicando-se o hiperestático $X_1 = 1$ na direção contrária a V_0 . A compatibilidade do deslocamento relativo nesta direção é representada pela equação:

$$\delta_{10} + \delta_{11} \cdot X_1 = 0$$

O Valor de $-X_1$ é o fator escala da equação acima e que deve substituir V_0 nas expressões de deslocamentos. Lembrando sempre que nesta situação $M_0=0$:

$$w = \frac{1}{2\beta^3 D} (-X_1) e^{-\beta y} \cdot \cos \beta y$$

$$w' = \frac{1}{2\beta^2 D} (-X_1) e^{-\beta y} \cdot (\cos \beta y + \text{sen} \beta y)$$

$$w'' = \frac{1}{\beta D} (-X_1) e^{-\beta y} \cdot \text{sen} \beta y$$

$$w''' = \frac{1}{2D} (-X_1) e^{-\beta y} \cdot (\cos \beta y - \text{sen} \beta y)$$

Vinculação como Engaste Perfeito

No caso de engaste perfeito existe tanto transmissão de esforços na direção da cortante radial V_0 quanto o momento na direção de M_0 , então a solução é romper a estrutura na ligação que fornece duas incógnitas X_1 e X_2 nas direções respectivas das vinculações. E a solução pelo método das forças propõe a equação abaixo:

$$\delta_{10} + \delta_{11} \cdot X_1 + \delta_{12} \cdot X_2 = 0$$

$$\delta_{20} + \delta_{21} \cdot X_1 + \delta_{22} \cdot X_2 = 0$$

A resolução dos sistema acima fornecem os valores de $-X_1$ e X_2 que devem substituir os valores de V_0 e M_0 nas soluções das equações diferenciais para os deslocamentos.

$$w = \frac{e^{-\beta y}}{2\beta^3 D} [X_2 \beta (\cos \beta y - \text{sen } \beta y) + (-X_1) \cos \beta y]$$

$$w' = \frac{e^{-\beta y}}{2\beta^2 D} [X_2 2\beta (\cos \beta y) + (-X_1) (\cos \beta y + \text{sen } \beta y)]$$

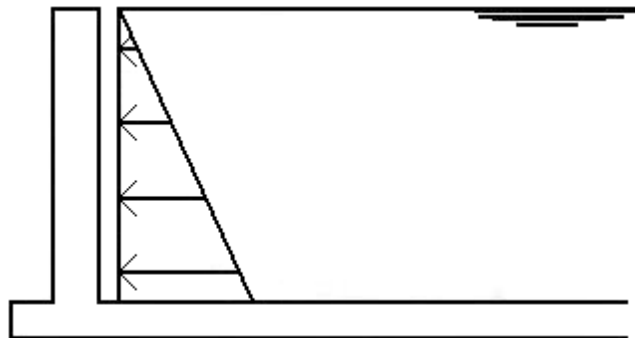
$$w'' = \frac{e^{-\beta y}}{\beta D} [X_2 \beta (\cos \beta y + \text{sen } \beta y) + (-X_1) \text{sen } \beta y]$$

$$w''' = \frac{e^{-\beta y}}{D} [X_2 2\beta (\text{sen } \beta y) - (-X_1) (\cos \beta y - \text{sen } \beta y)]$$

3.2 Análise – Porticos Planos (SAP2000)

Recorre-se ao programa SAP2000 para análise do pórtico plano, considerando a parede do reservatório e a pressão hidrostática como mostra a figura 9.

Figura 9: Carga hidrostática sobre a parede do reservatório

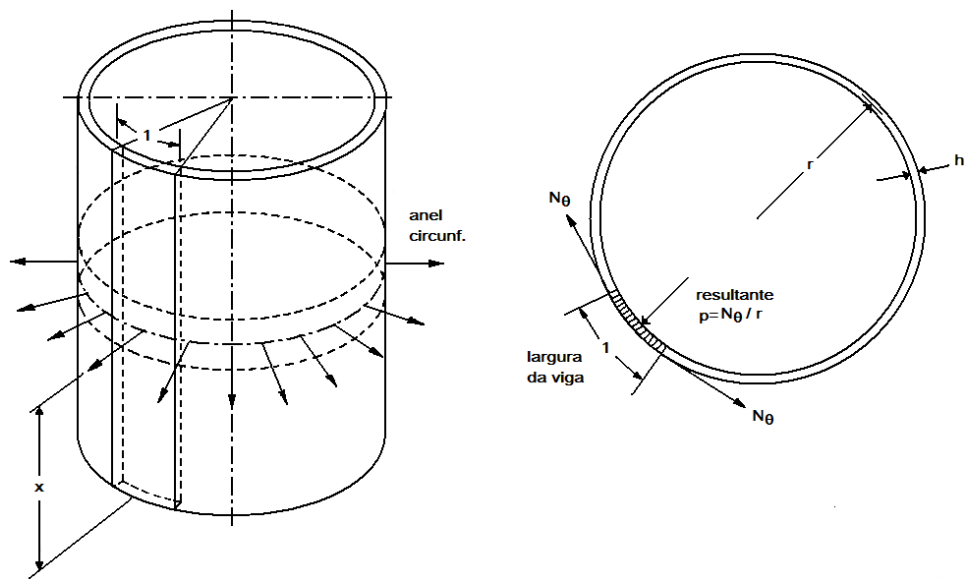


Fonte: FERREIRA (2009)

Nota-se que cada ponto da parede sofre um deslocamento y , causado pela pressão hidráulica, de acordo com a altura da parede.

Como resultado dessa carga surgem forças N_θ , que puxam o ponto que foi deslocado para sua posição inicial, como a figura 10 ilustra.

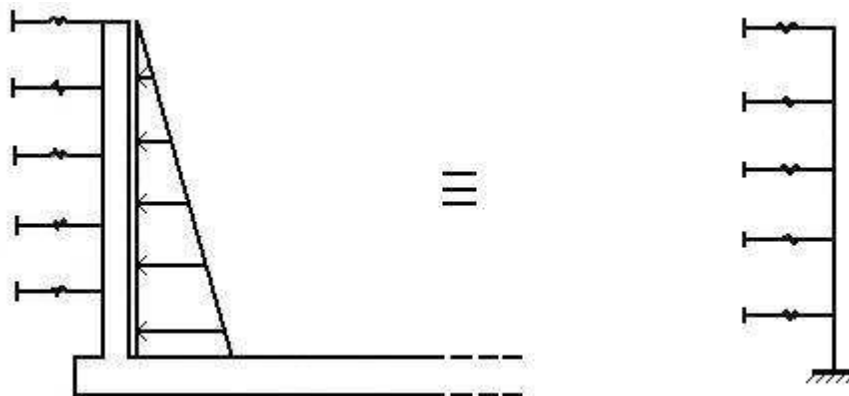
Figura 10: Secção normal ao eixo cilíndrico.



Fonte: FERREIRA (2009)

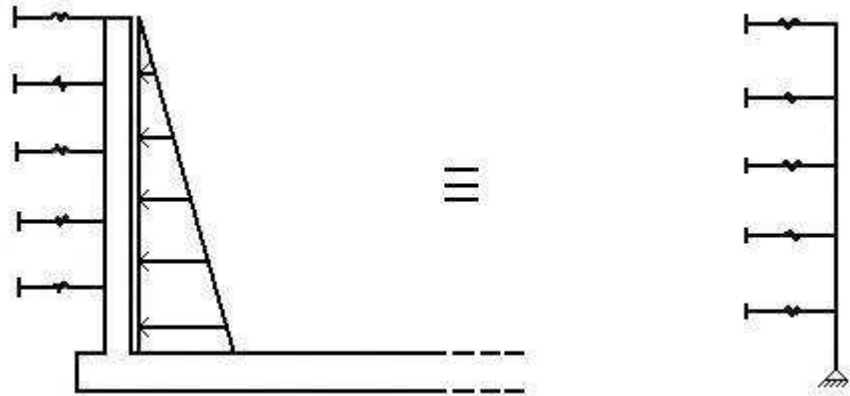
A análise estrutural deste trabalho será abordada por dois tipos de ligação entre a parede e a laje de fundo do reservatório: uma monolítica, representada por um engastamento perfeito (Figura 11); e outra por uma união articulada, simbolizada por um apoio duplo (Figura 12).

Figura 11: Modelo estrutural baseado na união monolítica



Fonte: FERREIRA (2008)

Figura 12: Modelo estrutural baseado na união articulada



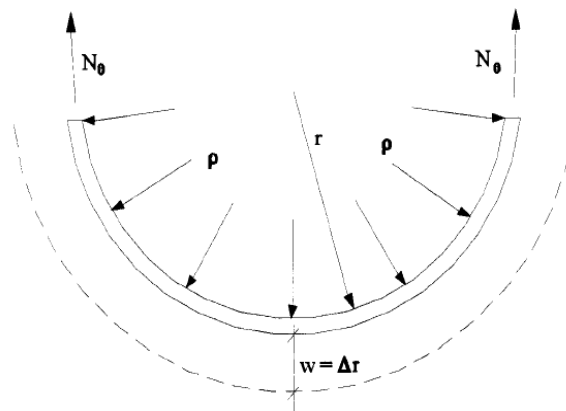
Fonte: FERREIRA (2008)

Como foi representado nos modelos estruturais anteriores, é preciso calcular a rigidez das molas e sua respectiva área de influência.

Aplicando-se uma pressão p por m^2 de área de parede ao longo de uma faixa longitudinal, conforme mostra a figura 13, tem-se:

$$N_{\theta} = p * r \rightarrow p = \frac{N_{\theta}}{r} \quad (3.1)$$

Figura 13: Esforço Circunferencial (N_{θ}) e deflexão (w)



Fonte: GUIMARÃES (1995)

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

$$K = p/y = \frac{p \left(\frac{1kn}{m^2}\right) * 1m \text{ de faixa}}{y} = \frac{N_{\theta}}{r * y} \quad (3.2)$$

O esforço circunferencial também pode ser dado por:

$$N_{\theta} = \sigma * S = \varepsilon_u * E * S \quad (3.3)$$

As extensões radiais e de perímetro, são dadas pelas expressões:

$$\varepsilon_r = y/r; \varepsilon_u = y/r$$

Substituindo na equação (3.3):

$$N_\theta = E * S * y/r = E * h * y/r \quad (3.4)$$

Assim:

$$K = \frac{E * h * y/r}{r * y} = \frac{h * E}{r^2} \quad (3.5)$$

Analisando a rigidez nas molas:

$$\Delta L = \frac{N * L}{E * A} \rightarrow \frac{N}{\Delta L} = \frac{E * A}{L} \therefore K = \frac{E * A}{L} \quad (3.6)$$

Igualando (2.6) e (2.7)

$$\frac{h * E}{r^2} = \frac{E * A}{L} \rightarrow A = \frac{h * L}{r^2} \quad (3.7)$$

A equação geral da área das molas por m² fica então definida pela seguinte equação (z = espaçamento entre as molas):

$$A = \frac{h * L}{r^2} * z \quad (3.8)$$

O módulo de elasticidade é determinado pela nbr 6118 pela seguinte expressão:

$$E = 0,85 * 5600 * \sqrt{fck}$$

Deste modo, para encontrar a rigidez, usa-se :

$$K = \frac{E * A}{L}$$

Onde,

E: módulo de elasticidade;

A: área de influência da mola;

L: comprimento da mola.

Vale ressaltar que os esforços circunferenciais (N_θ), na resolução para pórticos planos, são obtidos a partir da equação (3.4).

3.3 Análise – Elementos Finitos (SAP2000)

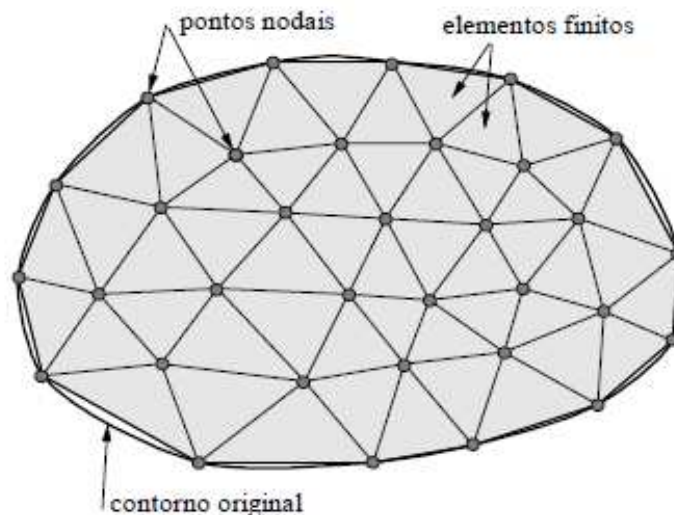
O Método dos Elementos Finitos é uma prática bastante difundida para resolver os diversos problemas da engenharia. Permite o estudo de deslocamentos e tensões em estruturas e peças mecânicas, além de determinar percolação, fluxo de calor, adensamento, e diversas outras funções que esta ferramenta é capaz de

analisar. De acordo com MARTHA (1994) todas esses problemas citados da engenharia têm em comum a circunstância de que são problemas que são resolvidos baseados em equações diferenciais parciais relacionando-as com variáveis de campo fundamentais dentro de um determinado domínio.

Segundo MARTHA (1994), a geometria dos objetos e as hipóteses básicas sob o problema, são o que definem os domínios dos modelos matemáticos que serão adotados.

De uma maneira geral, o método dos elementos finitos consiste na subdivisão da geometria, do objeto em análise, em pequenas partes chamadas de elementos, conforme ilustra a figura 14. Essa discretização do domínio possibilita o campo ser aproximado por um polinômio de grau baixo, e propicia o computador a solucionar o problema.

Figura 14: Malha de Elementos Finitos



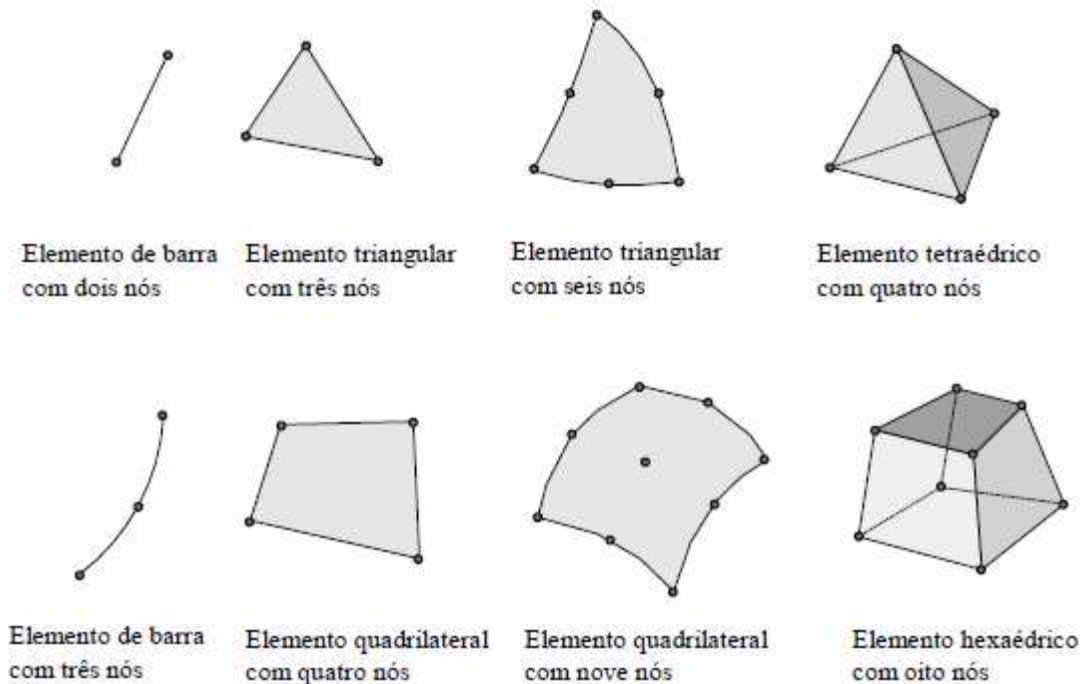
Fonte: SOUZA (2003)

Os elementos finitos são conectados entre si através de pontos, chamados de nós ou pontos nodais, conforme a figura 14 mostra, e o conjunto desses nós e elementos se dá o nome de malha.

Estes elementos apresentam diversas formas geométricas, que dependem do tipo e dimensão (uni, bi ou tridimensional) do problema, como mostra a figura 15. SOUZA (2003) ainda cita que a precisão deste método depende do tamanho, tipo e da quantidade de nós e elementos que a malha possui. Ele diz que

a medida que o tamanho dos elementos tendem a zero, a quantidade de nós tende a infinito, tornando a solução do problema mais exata possível. Portanto quanto maior a quantidade de pontos nodais e menor o tamanho dos elementos, mais precisos serão os resultados da análise.

Figura 15: Diferentes tipos de elementos finitos



Fonte: SOUZA (2003)

Utilizando o SAP 2000, será feito a resolução do problema estrutural através de elementos finitos. Esta técnica numérica adota as seguintes etapas:

- Definição do tipo de elemento e estrutura;
- Geração da malha;
- Definição dos materiais da estrutura;
- Definição das propriedade mecânicas;
- Imposição das condições de apoio;
- Aplicação das forças e carregamentos atuantes;
- Elaboração das combinatórias e envoltórias
- Definição do tipo de cálculo;
- Saída dos resultados (diagramas e resultantes).

4 DIMENSIONAMENTO

Para efeito dimensionamento temos os seguintes cálculos para a armadura do reservatório.

4.1 Cálculo da Armadura para a Solicitação do Esforço Circunferencial (N_θ)

Para calcular a armadura circunferencial da parede do reservatório necessária para combater os esforços N_θ , divide-se a altura do reservatório por faixa de metro, assim obtém-se o maior esforço por faixa e dimensiona-se usando a seguinte expressão:

$$A_s = \frac{1,4 * N_\theta}{\sigma_{sd}}$$

Onde:

A_s : Área da armadura (cm²/m);

σ_{sd} : Tensão na armadura

É preciso, antes, calcular a área da seção mínima:

$$A_{s,min} = 0,15\% * b * h$$

b : base da parede (1 metro);

h : espessura da parede.

Ao dividirmos o resultado da A_s por 2, teremos a área de armadura para cada face. Com o auxílio do anexo A, é possível encontrar a bitola e o espaçamento da armadura.

4.2 Cálculo da Armadura para a Solicitação do Esforço N_y

O cálculo da armadura transversal da parede é definido em função do esforço normal N_y pela ação da compressão centrada na parede causada pelo seu peso próprio. GUIMARÃES (1995) cita a seguinte expressão para o calculo:

$$\rho = \frac{\frac{1,4 * N_y}{b * h} - 0,85f_{cd}}{\sigma_{s2} - 0,85f_{cd}}$$

Sendo σ_{s2} a tensão de compressão do aço. Caso a taxa de armadura resulte em um valor negativo, usa-se a armadura mínima.

4.3 Cálculo da Armadura da Laje

Para lajes circulares, consideram-se, em cada ponto, os momentos que atuam em planos verticais: o momento radial (M_θ), que contém o raio, e o momento tangencial (M_t), que contém a normal ao raio. (ROCHA, 1991).

Para cargas simétricas em relação ao centro do círculo, o momento da laje será o mesmo para as duas direções.

ROCHA (1991) ainda cita a importância de se calcular a flecha no centro, e assim verificar sua esbeltez.

4.3.1 Caso de uma União Articulada para Carga Uniforme

Os momentos das lajes de fundo apoiadas para cada apoio situado a uma distância r do centro serão:

$$M_\theta = \frac{q}{16} * (3 + \nu) * (a^2 - r^2)$$

$$M_t = \frac{q}{16} * [a^2 * (3 + \nu) - r^2 * (1 + 3\nu)]$$

Para os momentos máximos, que se localizam no centro, temos:

$$M_\theta = M_t = \frac{q * l^2}{20}$$

Onde l é o diâmetro da laje e a o raio do círculo que se contorna a laje. O valor da flecha máxima é:

$$f_{max} = \frac{(5 + \nu)q * a^4}{64(1 + \nu)D}$$

Onde D é o coeficiente de rigidez da laje, dado pela fórmula:

$$D = \frac{E * h^3}{12(1 - \nu^2)}$$

4.3.2 Caso de um Engastamento para Carga Uniforme

Para o caso de um carregamento uniformemente distribuído sob uma laje de fundo com ligação engastada, temos as seguintes fórmulas:

Momento em qualquer ponto a uma distância r do centro:

$$M_{\theta} = \frac{q}{16} [a^2(1 + \nu) - r^2(3 + \nu)]$$

$$M_t = \frac{q}{16} [a^2(1 + \nu) - r^2(1 + 3\nu)]$$

Momento negativo na extremidade (com $\nu = 1/5$):

$$M_{\theta} = -\frac{q * l^2}{32}$$

$$M_t = -\frac{q * l^2}{160}$$

Para flecha máxima:

$$f_{max} = 0,0113 \frac{ql^4}{Eh^3}$$

Para o momento máximo no centro (com $\nu = 1/5$):

$$M_{\theta} = M_t = \frac{ql^2}{53,33}$$

5 EXEMPLOS

Para exemplificar os modelos de análise, será considerado na tabela a seguir as seguintes dimensões e características para um reservatório cilíndrico aberto.

Quadro 2: Características do reservatório estudado

Dimensão (D)	Altura (H)	Espessura Parede(h)	Concreto	Aço	Poisson (u)
5,2m	6m	0,25m	C25	CA50	0,2

Para o módulo de elasticidade do concreto, a NBR-6118 determina através da seguinte expressão:

$$E = 0,85 * 5600 * f_{ck} = 23800 \text{ MPa}$$

Para o cálculo dos esforços através de pórticos planos e elementos finitos utilizando o programa SAP2000, a parede estará sujeita à pressão hidrostática e a deformações impostas impedidas (retração do concreto). E no modelo analítico será considerado apenas a carga da água.

Sabe-se que o volume do cilindro é dado pela expressão: $\pi \times r^2 \times H$, assim tem-se um reservatório de volume aproximado de 127,43m³. A pressão da água pode ser quantificada, uma vez que, pode ser calculada pelo produto da altura do reservatório (assumindo que ele está cheio até o topo) pelo seu peso específico (10 kN/m³). Logo a pressão hidrostática na base da parede vale 60 kN/m².

5.1 Caso I: Cascas Cilíndricas

Os itens a seguir mostram os dados de entrada e saída da análise para ligação articulada e engastamento perfeito, e seus respectivos diagramas. Resultados encontrados com o auxílio do programa MathCad.

5.1.1 União Articulada (CC)

EXEMPLO DE RESERVATÓRIO LIGAÇÃO ARTICULADA (kN e m)

$$\gamma p := 25 \quad u := \frac{1}{6} \quad u = 0.17 \quad h := 0.25$$

$$f_{ck} := 3000 \quad H_{\text{ww}} := 6.00 \quad r := 2.60$$

$$L_{\text{ww}} := \frac{r}{1.31 \cdot \sqrt{\frac{r}{h}}} \quad L = 0.62 \quad E := 3.45 \cdot 10^7 \quad y := 0$$

$$l_{\text{ww}} := H - y \quad l = 6 \quad \gamma := 10 \quad yI := 0.0, 0.5 \dots 6$$

$$\beta := \frac{\left[3 \cdot (1 - u^2)\right]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{r \cdot h}} \quad \beta = 1.62 \quad D := \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - u^2)} \quad D = 4.62 \times 10^4$$

$$d_{11} := \frac{l}{2 \cdot \beta^3 \cdot D} \quad d_{11} = 2.54 \times 10^{-6}$$

$$d_{10} := -\left[\frac{\gamma \cdot r^2}{E \cdot h} \cdot (H - y) \cdot l\right] \quad d_{10} = -4.7 \times 10^{-5}$$

$$X_1 := \frac{-d_{10}}{d_{11}} \quad X_1 = 18.51$$

$$N_{\theta 1} := \gamma \cdot r \cdot (H - y) \quad N_{\theta 1} = 156 \quad N_y := -\gamma p \cdot h \cdot (H - y) \quad N_y = -37.5$$

$$w(yI) := -\frac{e^{-\beta \cdot yI}}{2 \cdot \beta^3 \cdot D} \cdot (-XI) \cdot \cos(\beta \cdot yI)$$

$$N_{\theta}(yI) := \frac{E \cdot h}{r} \cdot w(yI)$$

$yI =$

0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
5.5
6

$w(yI) =$

$4.7 \cdot 10^{-5}$
$1.44 \cdot 10^{-5}$
$-4.66 \cdot 10^{-7}$
$-3.13 \cdot 10^{-6}$
$-1.83 \cdot 10^{-6}$
$-5.01 \cdot 10^{-7}$
$5.45 \cdot 10^{-8}$
$1.32 \cdot 10^{-7}$
$7.04 \cdot 10^{-8}$
$1.7 \cdot 10^{-8}$
$-3.52 \cdot 10^{-9}$
$-5.51 \cdot 10^{-9}$
$-2.68 \cdot 10^{-9}$

$N_{\theta}(yI) =$

156
47.8
-1.55
-10.4
-6.07
-1.66
0.18
0.44
0.23
0.06
-0.01
-0.02
$-8.9 \cdot 10^{-3}$

$$N_y(yI) := -\gamma p \cdot h \cdot (H - yI)$$

$$M_y(yI) := \frac{e^{-\beta \cdot yI}}{\beta} \cdot (-XI) \cdot \sin(\beta \cdot yI)$$

$yI =$

0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
5.5
6

$N_y(yI) =$

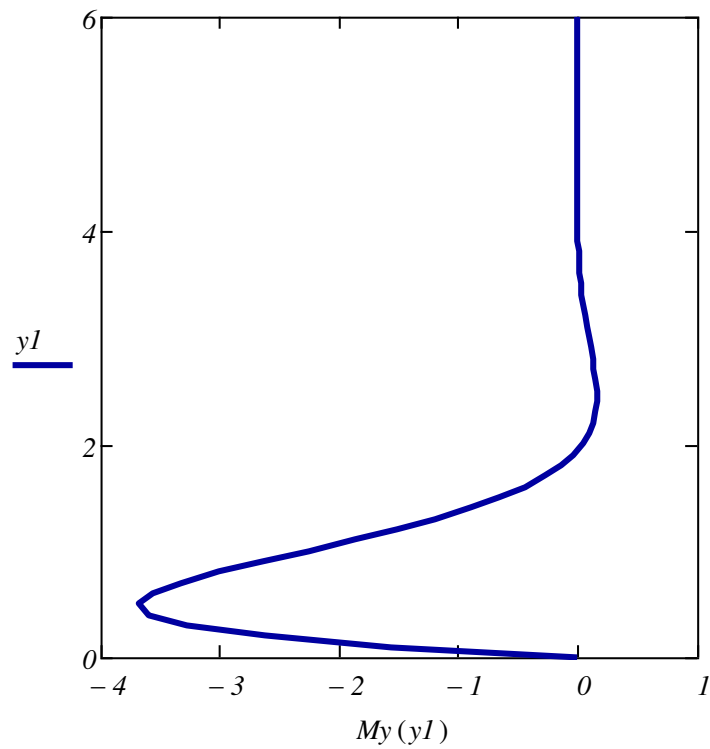
-37.5
-34.38
-31.25
-28.13
-25
-21.88
-18.75
-15.63
-12.5
-9.38
-6.25
-3.13
0

$M_y(yI) =$

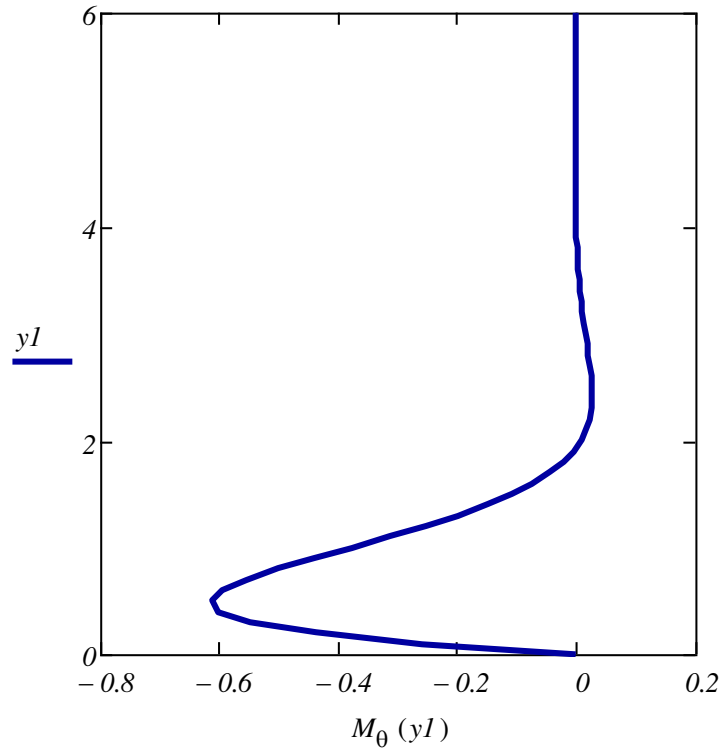
0
-3.68
-2.25
-0.65
0.04
0.16
0.09
0.02
$-3.48 \cdot 10^{-3}$
$-6.57 \cdot 10^{-3}$
$-3.34 \cdot 10^{-3}$
$-7.48 \cdot 10^{-4}$
$2.02 \cdot 10^{-4}$

$$M_{\theta}(yI) := u \cdot \frac{e^{-\beta \cdot yI}}{\beta} \cdot (-XI) \cdot \sin(\beta \cdot yI) \quad V_y(yI) := -\frac{e^{-\beta \cdot yI}}{I} \cdot (-XI) \cdot (\cos(\beta \cdot yI) - \sin(\beta \cdot yI))$$

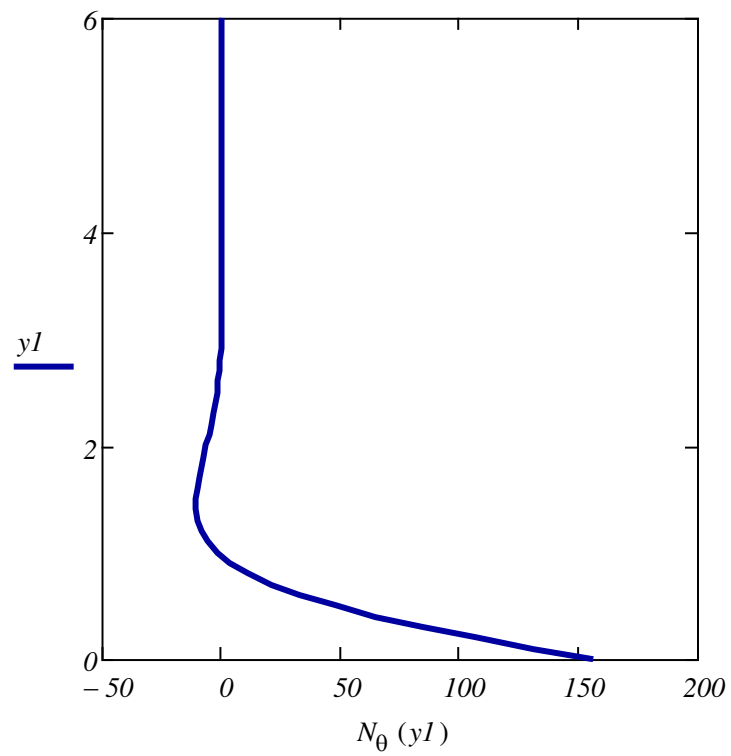
$yI =$	$M_{\theta}(yI) =$	$V_y(yI) =$
0	0	18.51
0.5	-0.61	-0.29
1	-0.38	-3.84
1.5	-0.11	-2.29
2	$7.45 \cdot 10^{-3}$	-0.65
2.5	0.03	0.06
3	0.01	0.16
3.5	$3.75 \cdot 10^{-3}$	0.09
4	$-5.79 \cdot 10^{-4}$	0.02
4.5	$-1.1 \cdot 10^{-3}$	$-3.98 \cdot 10^{-3}$
5	$-5.57 \cdot 10^{-4}$	$-6.8 \cdot 10^{-3}$
5.5	$-1.25 \cdot 10^{-4}$	$-3.38 \cdot 10^{-3}$
6	$3.37 \cdot 10^{-5}$	$-7.28 \cdot 10^{-4}$

Gráfico 1: Diagrama do Momento M_y 

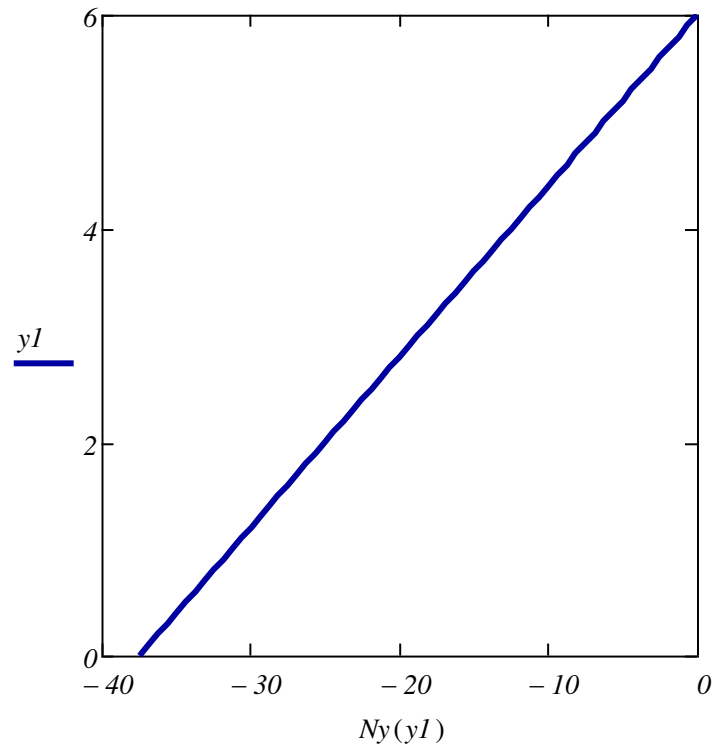
Fonte: Autor

Gráfico 2: Diagrama do Momento Fletor M_θ 

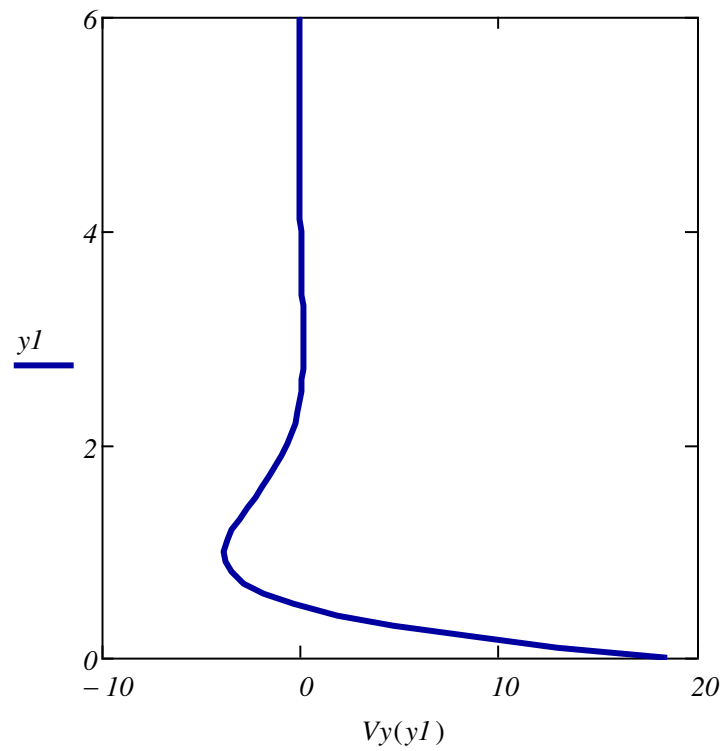
Fonte: Autor

Gráfico 3: Diagrama do Esforço Normal N_θ 

Fonte: Autor

Gráfico 4: Diagrama do Esforço Normal N_y 

Fonte: Autor

Gráfico 5: Diagrama do Esforço Cortante V_y 

Fonte: Autor

5.1.2 Engastamento Perfeito (CC)

EXEMPLO DE RESERVATÓRIO LIGAÇÃO ENGASTADA (kN e m)

$$\gamma p := 25 \quad u := \frac{1}{6} \quad u = 0.17 \quad h := 0.25$$

$$H := 6.00 \quad r := 2.60$$

$$L := \frac{r}{1.31 \cdot \sqrt{\frac{r}{h}}} \quad L = 0.62 \quad E := 3.45 \cdot 10^7 \quad y := 0$$

$$l := H - y \quad l = 6 \quad \gamma := 10 \quad y1 := 0.0, 0.5..6$$

$$\beta := \frac{\left[3 \cdot (1 - u^2)\right]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{r \cdot h}} \quad \beta = 1.62 \quad D := \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - u^2)} \quad D = 4.62 \times 10^4$$

$$d10 := -\left[\frac{\gamma \cdot r^2}{E \cdot h} \cdot (H - y) \cdot E\right] \quad d10 = -1.62 \times 10^3 \quad d20 := \frac{\gamma \cdot r^2}{E \cdot h} \cdot E \quad d20 = 270.4$$

$$d11 := \frac{E}{2 \cdot \beta^3 \cdot D} \quad d11 = 87.66 \quad d12 := -\frac{E}{2 \cdot \beta^2 \cdot D} \quad d12 = -142.09$$

$$d22 := \frac{E}{\beta \cdot D} \quad d22 = 460.64$$

$$\Delta := \begin{pmatrix} d11 & d12 \\ d12 & d22 \end{pmatrix} \quad \Delta = \begin{pmatrix} 87.66 & -142.09 \\ -142.09 & 460.64 \end{pmatrix}$$

$$d0 := -\begin{pmatrix} d10 \\ d20 \end{pmatrix} \quad d0 = \begin{pmatrix} 1.62 \times 10^3 \\ -270.4 \end{pmatrix} \quad X := \text{lsolve}(\Delta, d0) \quad X = \begin{pmatrix} 35.11 \\ 10.24 \end{pmatrix}$$

$$N_{\theta 1} := \gamma \cdot r \cdot (H - y) \quad N_{\theta 1} = 156 \quad N_y := -\gamma p \cdot h \cdot (H - y) \quad N_y = -37.5$$

$$w(yI) := \frac{e^{-\beta \cdot yI}}{2 \cdot \beta^3 \cdot D} \cdot [\beta \cdot X_I \cdot (\cos(\beta \cdot yI) - \sin(\beta \cdot yI)) + (-X_0) \cdot \cos(\beta \cdot yI)]$$

$$w'(yI) := \frac{e^{-\beta \cdot yI}}{2 \cdot \beta^2 \cdot D} \cdot 2 \cdot \beta \cdot X_I \cdot \cos(\beta \cdot yI) + (-X_0) \cdot (\cos(\beta \cdot yI) + \sin(\beta \cdot yI))$$

$$w''(yI) := -\frac{e^{-\beta \cdot yI}}{\beta \cdot D} \cdot \beta \cdot X_I \cdot (\cos(\beta \cdot yI) + \sin(\beta \cdot yI)) + (-X_0) \cdot \sin(\beta \cdot yI)$$

$$w'''(yI) := \frac{e^{-\beta \cdot yI}}{D} \cdot 2 \cdot \beta \cdot X_I \cdot \sin(\beta \cdot yI) - (-X_0) \cdot (\cos(\beta \cdot yI) - \sin(\beta \cdot yI))$$

$$N_{\theta}(yI) := \frac{E \cdot h}{r} \cdot w(yI)$$

$yI =$

0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
5.5
6

$w(yI) =$

$-4.7 \cdot 10^{-5}$
$-2.8 \cdot 10^{-5}$
$-7.87 \cdot 10^{-6}$
$7.16 \cdot 10^{-7}$
$1.99 \cdot 10^{-6}$
$1.08 \cdot 10^{-6}$
$2.68 \cdot 10^{-7}$
$-4.94 \cdot 10^{-8}$
$-8.33 \cdot 10^{-8}$
$-4.13 \cdot 10^{-8}$
$-8.82 \cdot 10^{-9}$
$2.75 \cdot 10^{-9}$
$3.43 \cdot 10^{-9}$

$N_{\theta}(yI) =$

-156
-92.9
-26.09
2.38
6.62
3.58
0.89
-0.16
-0.28
-0.14
-0.03
$9.12 \cdot 10^{-3}$
0.01

$$N_y(yI) := -\gamma p \cdot h \cdot (H - yI)$$

$$M_y(yI) := -w''(yI) \cdot D$$

 $yI =$

0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
5.5
6

 $N_y(yI) =$

-37.5
-34.38
-31.25
-28.13
-25
-21.88
-18.75
-15.63
-12.5
-9.38
-6.25
-3.13
0

 $M_y(yI) =$

10.24
-0.54
-2.36
-1.34
-0.35
0.05
0.1
0.05
0.01
$-2.88 \cdot 10^{-3}$
$-4.11 \cdot 10^{-3}$
$-1.95 \cdot 10^{-3}$
$-3.82 \cdot 10^{-4}$

$$M_{\theta}(yI) := u \cdot M_y(yI)$$

$$V_y(yI) := -w'''(yI) \cdot D$$

 $yI =$

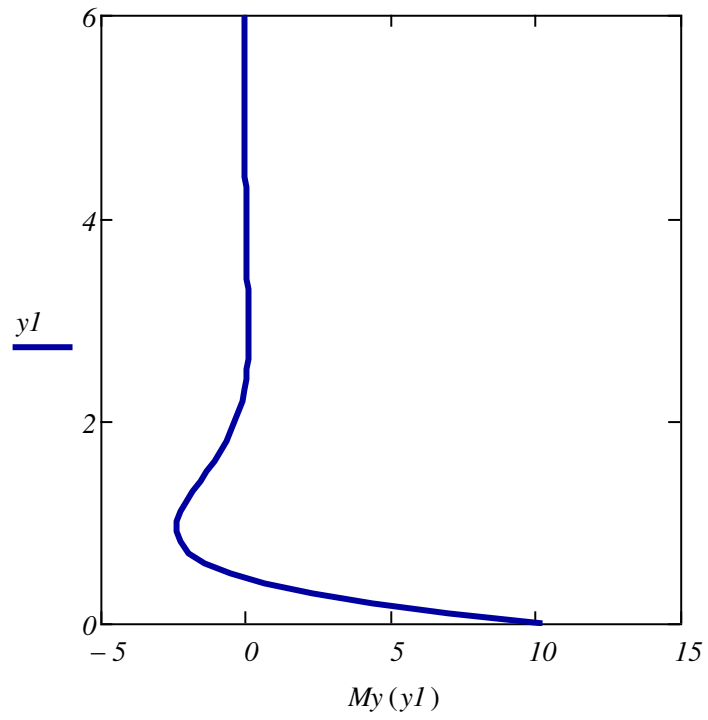
0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
5.5
6

 $M_{\theta}(yI) =$

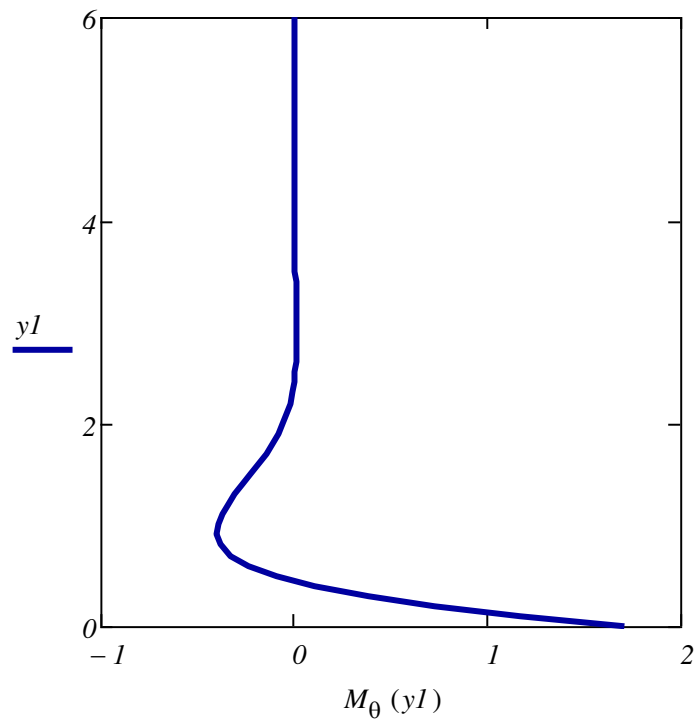
1.71
-0.09
-0.39
-0.22
-0.06
$7.93 \cdot 10^{-3}$
0.02
$8.56 \cdot 10^{-3}$
$1.98 \cdot 10^{-3}$
$-4.8 \cdot 10^{-4}$
$-6.85 \cdot 10^{-4}$
$-3.25 \cdot 10^{-4}$
$-6.37 \cdot 10^{-5}$

 $V_y(yI) =$

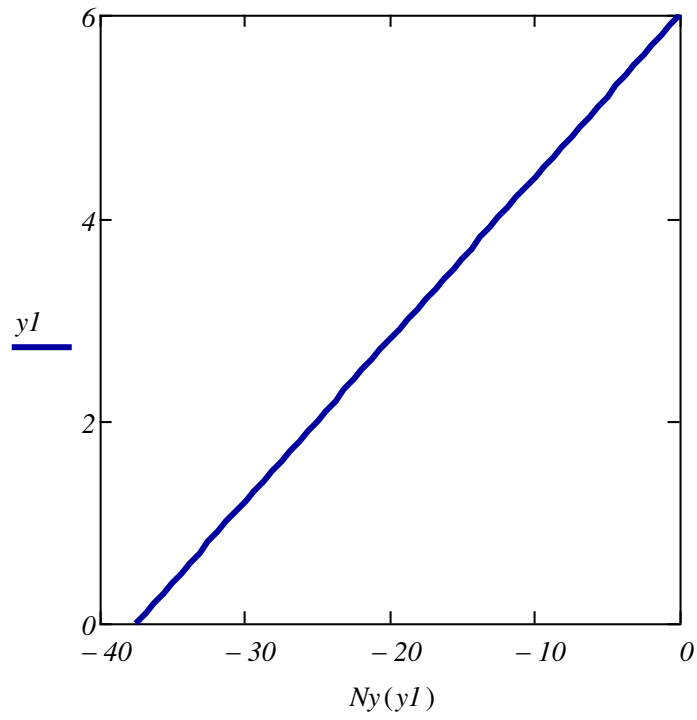
-35.11
-10.15
0.72
2.45
1.36
0.35
-0.06
-0.1
-0.05
-0.01
$3.19 \cdot 10^{-3}$
$4.24 \cdot 10^{-3}$
$1.97 \cdot 10^{-3}$

Gráfico 6: Diagrama do Momento M_y 

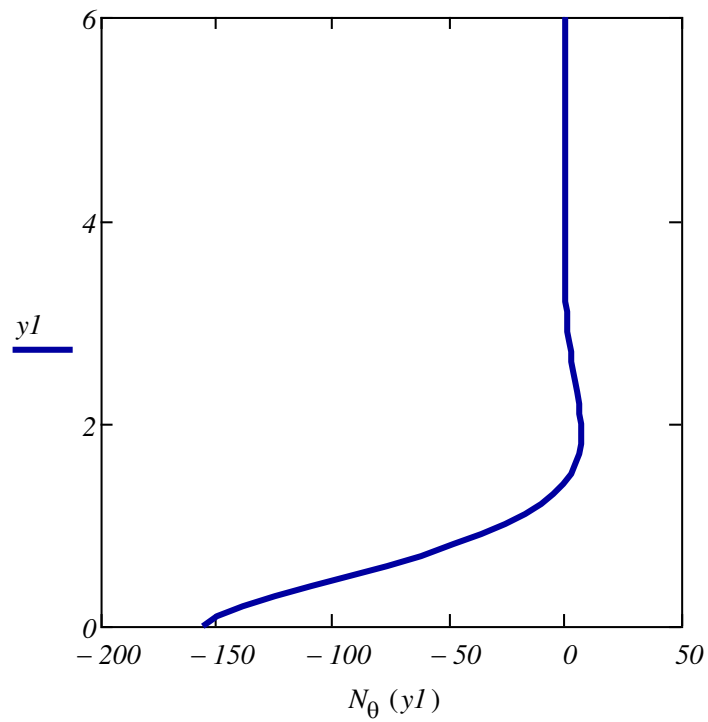
Fonte: Autor

Gráfico 7: Diagrama do Momento Fletor M_θ 

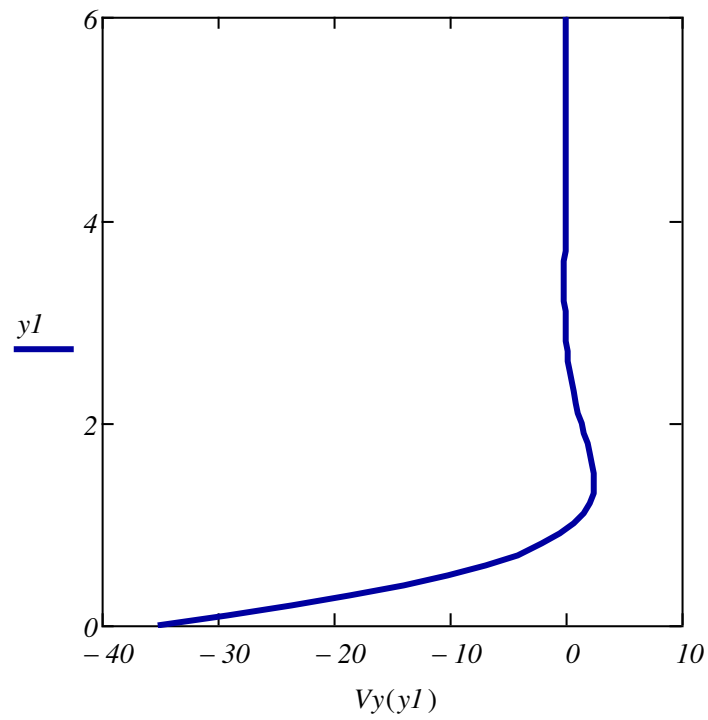
Fonte: Autor

Diagrama 8: Diagrama do Esforço Normal N_y 

Fonte: Autor

Gráfico 9: Diagrama do Esforço Normal N_θ 

Fonte: Autor

Gráfico 10: Diagrama do Esforço Cortante V_y 

Fonte: Autor

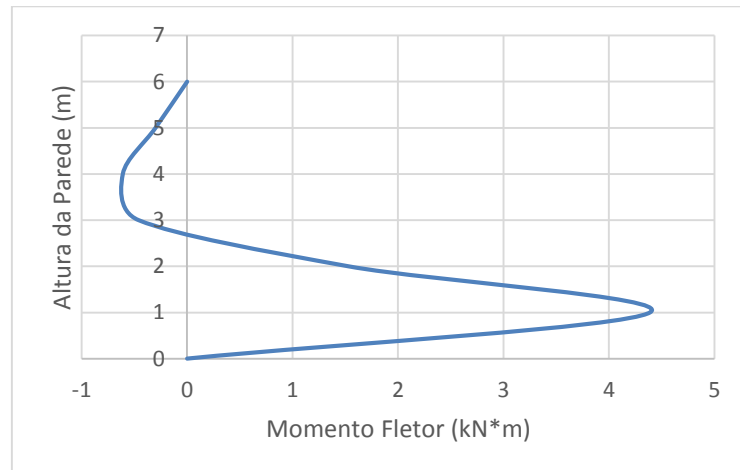
5.2 Caso II: Análise por Pórticos Planos

Utilizando o SAP2000, obteve-se os seguintes diagramas:

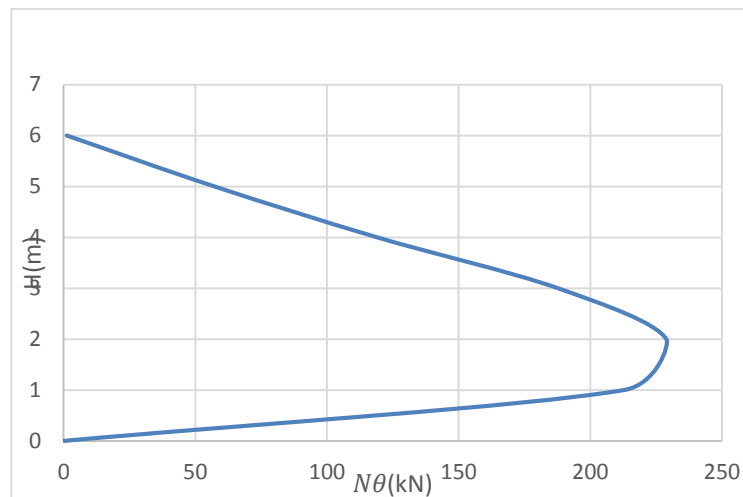
5.2.1 União Articulada (PP)

Figura 16: Deformada da parede devido à pressão hidrostática

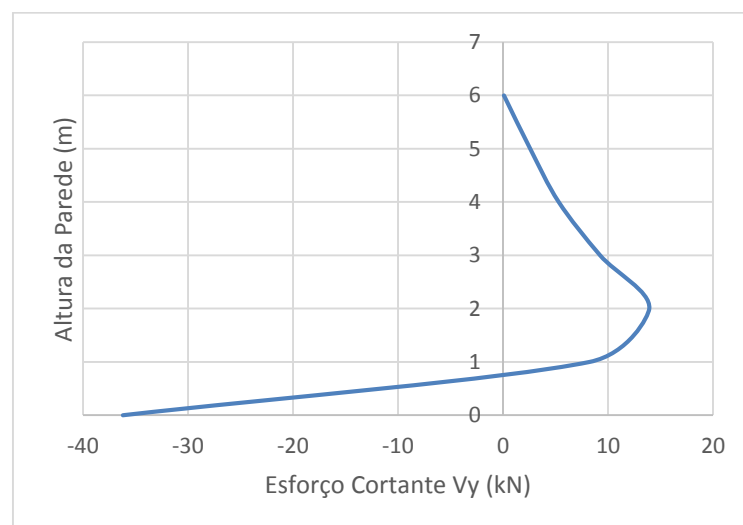


Gráfico 11: Diagrama do Momento Fletor M_θ 

Fonte: Autor

Gráfico 12: Diagrama do Esforço Normal N_θ 

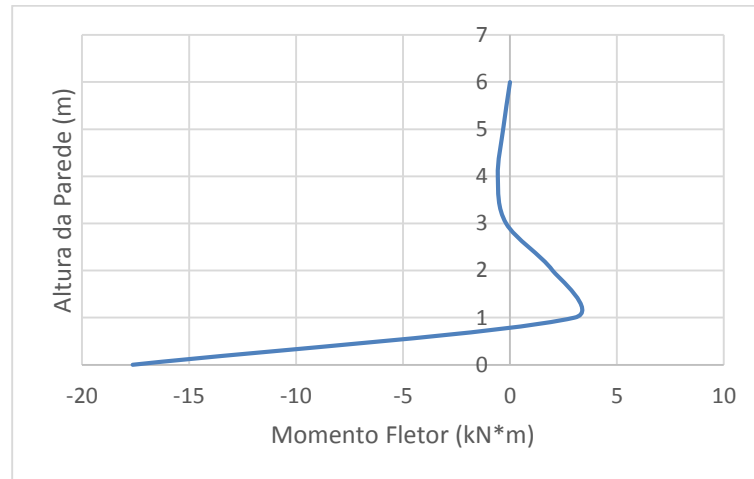
Fonte: Autor

Gráfico 13: Diagrama do Esforço Cortante V_y 

Fonte: Autor

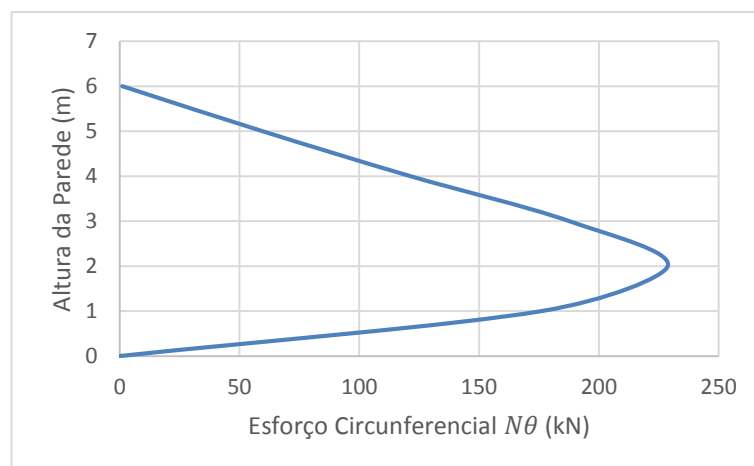
5.2.2 Engastamento Perfeito (PP)

Gráfico 14: Diagrama do Momento Fletor M_θ



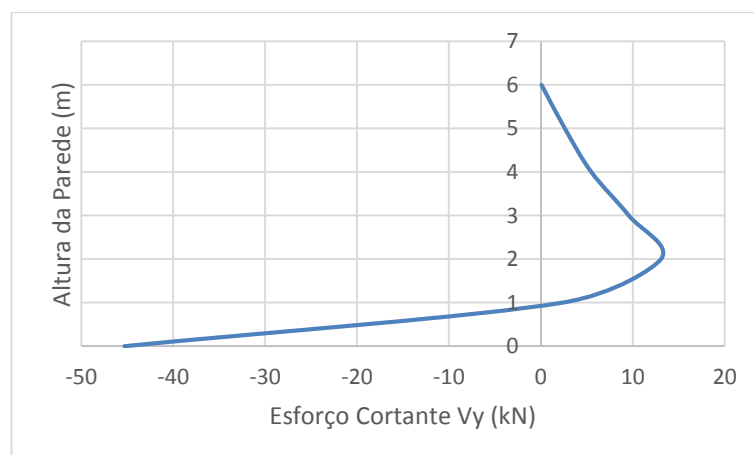
Fonte: Autor

Gráfico 15: Diagrama do Esforço Normal N_θ



Fonte: Autor

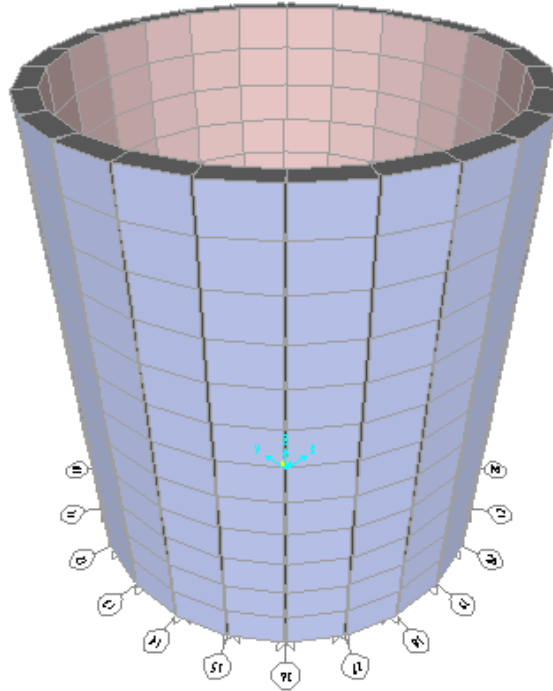
Gráfico 16: Diagrama do Esforço Cortante V_y



Fonte: Autor

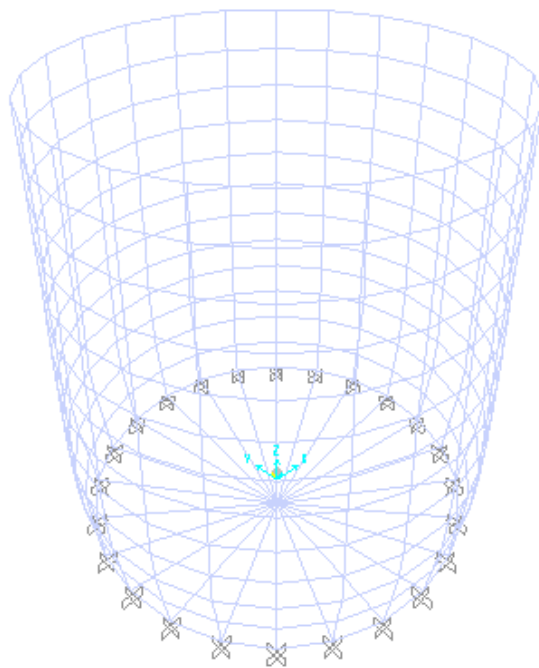
5.3 Análise por Elementos Finitos (SAP2000)

Figura 17: Modelação do reservatório



Fonte: Autor

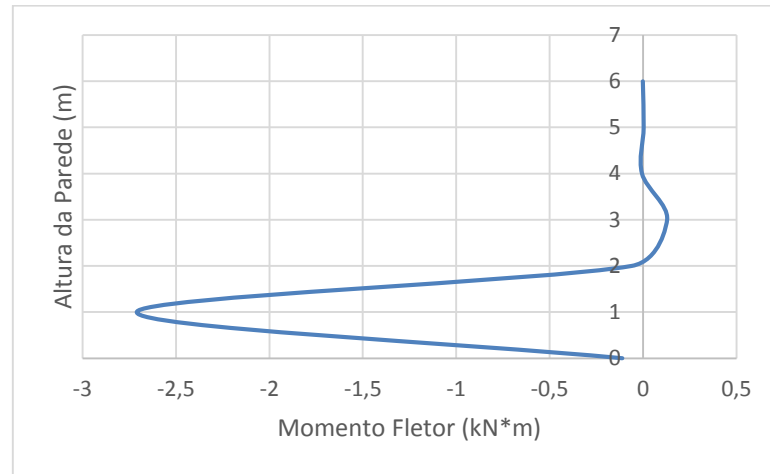
Figura 18: Deformada do reservatório devido a pressão hidrostática



Fonte: Autor

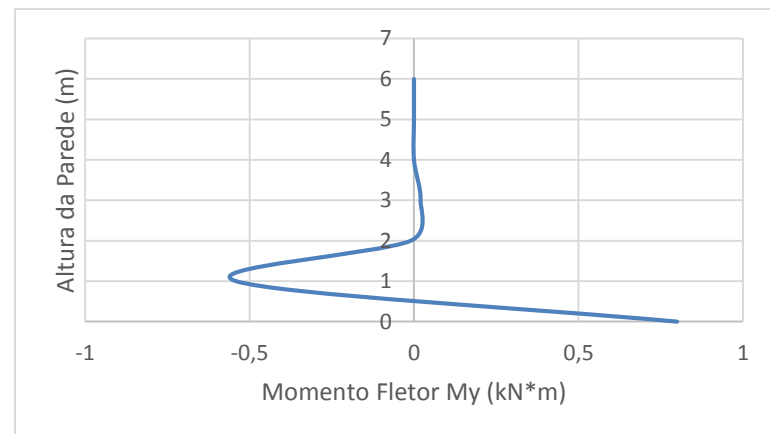
5.3.1 União Articulada (EF)

Gráfico 17: Diagrama do Momento Fletor M_θ



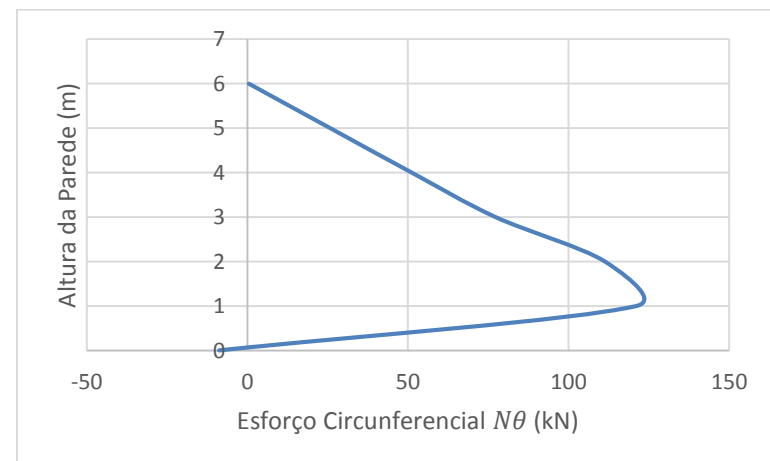
Fonte: Autor

Gráfico 18: Diagrama do Momento Fletor M_y

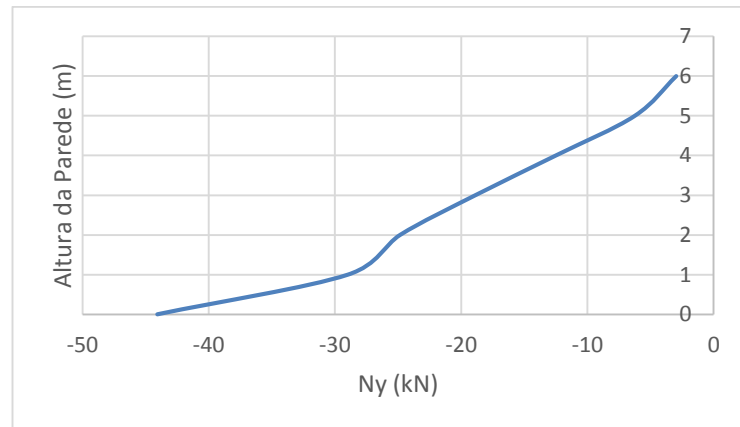


Fonte: Autor

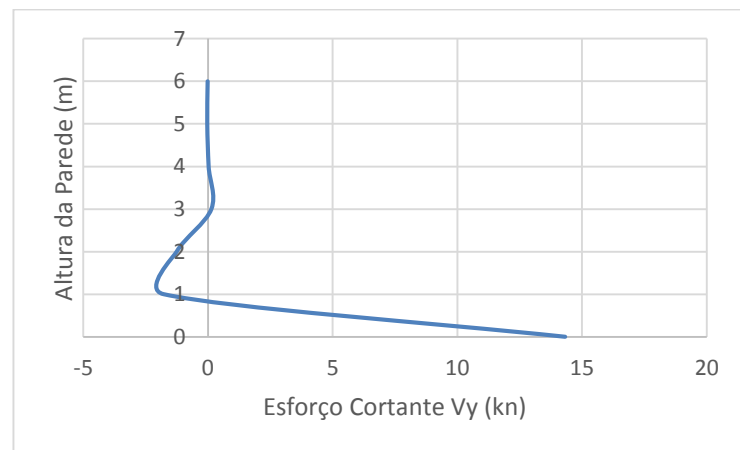
Gráfico 19: Diagrama do Esforço Normal N_θ



Fonte: Autor

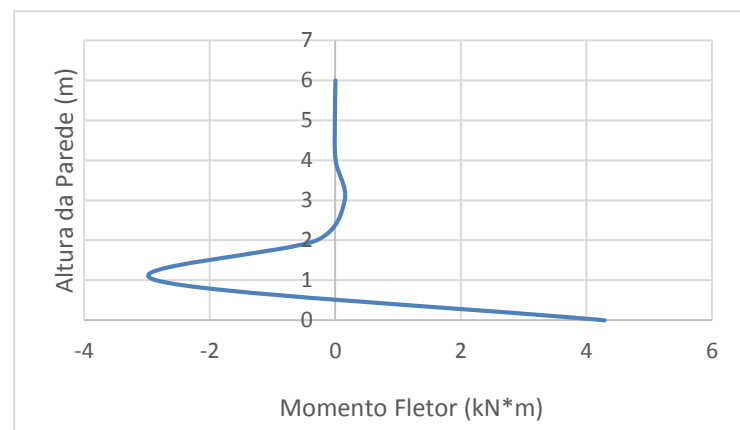
Gráfico 20: Diagrama do Esforço Normal N_y 

Fonte: Autor

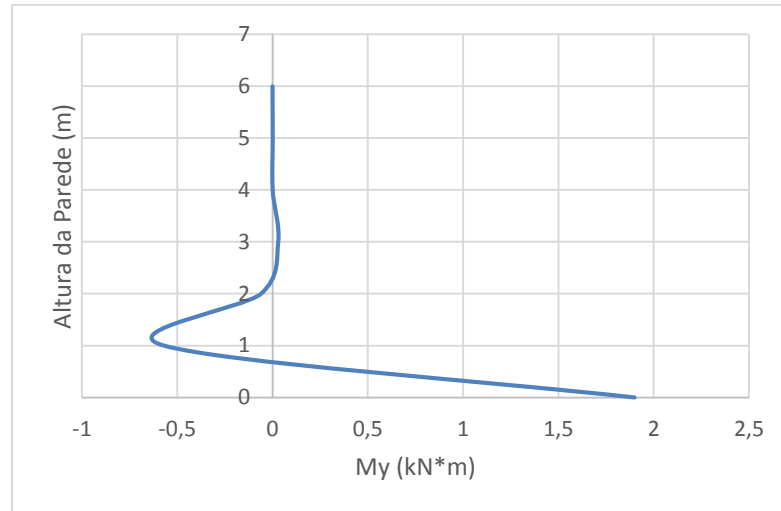
Gráfico 21: Diagrama do Esforço Cortante V_y 

Fonte: Autor

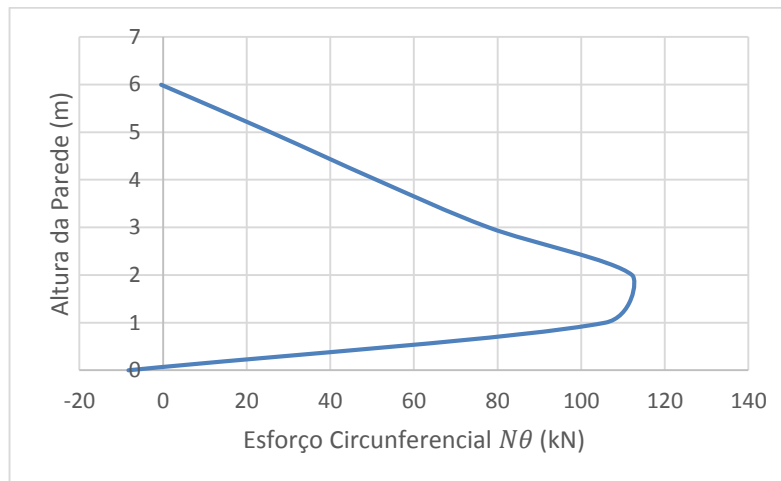
5.3.2 Engastamento Perfeito (EF)

Gráfico 22: Diagrama do Momento Fletor M_θ 

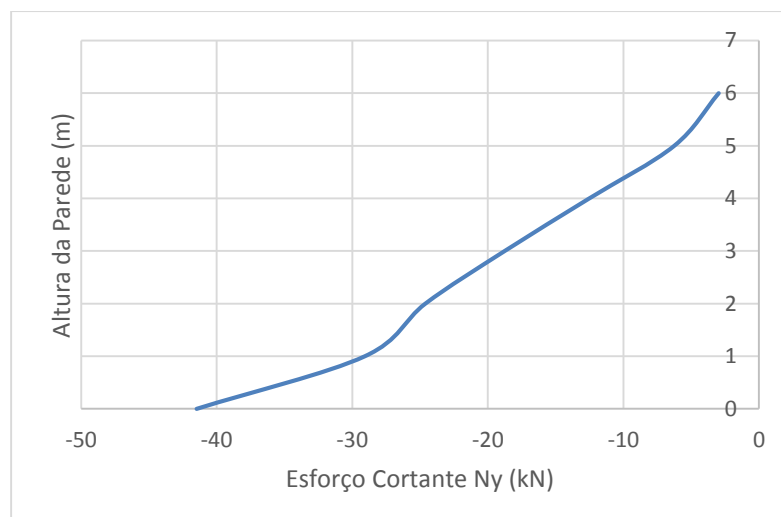
Fonte: Autor

Gráfico 23: Diagrama do Momento Fletor M_y 

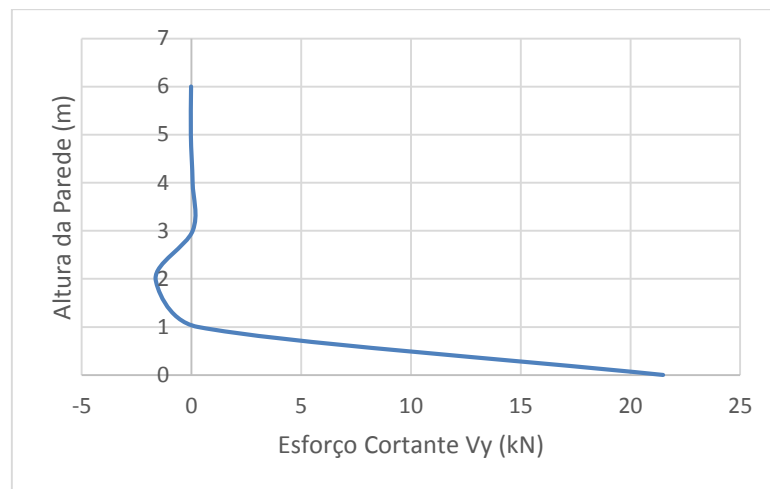
Fonte: Autor

Gráfico 24: Diagrama do Esforço Normal N_θ 

Fonte: Autor

Gráfico 25: Diagrama do Esforço Normal N_y 

Fonte: Autor

Gráfico 26: Diagrama do Esforço Cortante V_y 

Fonte: Autor

Serão utilizados para exemplo de dimensionamento, os resultados obtidos da análise dos itens 5.3.1 e 5.3.2. Assim como na análise da estrutura, o dimensionamento também será por meio da união monolítica e articulada. As tabelas 3 e 4 apresentam os esforços alcançados no capítulo anterior.

União Monolítica (Engastamento Perfeito)

Quadro 3: Esforços Internos do item 5.3.1

Esforços Internos				
Altura (m)	N_θ (Kn/m)	N_y (Kn/m)	M_y (Knm/m)	V_y (Kn/m)
0,00	-8,29	-41,47	4,29	21,48
1,00	105,3	-29,06	-2,85	0,28
2,00	112,2	-24,6	-0,3	-1,63
3,00	77,93	-18,75	0,15	0,06
4,00	51,08	-12,51	0,006	0,057
5,00	25,77	-6,24	-0,0057	-0,025
6,00	-0,46	-2,96	0,003	-0,014

Cálculo da Armadura Circunferencial

Através dos esforços N_θ , é possível calcular a armadura circunferencial da parede do reservatório. Para cada faixa de 1 metro, é necessário obter o maior esforço para dimensionar a quantidade de armadura necessária.

A armadura mínima admitida para uma faixa de parede com altura unitária é:

$$A_{s,hmin} = 0,15\%b_w * h = 1,875 \frac{cm^2}{m} /face$$

(6,3Ø c.16)

Vale lembrar que para aço CA-50, σ_{sd} vale 43,5.

Para a faixa de 0 a 1 metro, tem-se:

$$A_s = \frac{N_d}{\sigma_{sd}} = \frac{1,4 * 105,3}{43,5} = 3,39 \text{ cm}^2/m$$

Portanto a área de armadura para cada face será 1,7 cm²/m/face. Desse modo, como a área da armadura é menor que $A_{s,hmin}$, usa-se Ø6,3 c.16, com área efetiva de 1,95 cm²/m/face.

Para a faixa de 1 a 3 metros:

$$A_s = \frac{N_d}{\sigma_{sd}} = \frac{1,4 * 112,2}{43,5} = 3,61 \text{ cm}^2/m$$

A área de armadura para cada face será de 1,805 cm²/m/face, utilizando Ø6,3 c.16 (para área mínima da armadura).

Para as faixas restantes usa-se a área da armadura mínima (Ø6,3 c.16), pois os esforços são menores do que aqueles já verificados.

Cálculo da Armadura Transversal

$$\rho = \frac{\frac{1,4 * N_y}{b * h} - 0,85f_{cd}}{\sigma_{s2} - 0,85f_{cd}} = \frac{\frac{1,4 * 41,47}{25 * 100} - 0,85 \frac{3}{1,4}}{42 - 0,85 \frac{3}{1,4}} = -0,045$$

A tensão de compressão do aço para aço CA-50, equivale a 42 kn/cm², e N_y corresponde ao módulo do maior esforço.

Portanto, como a taxa de armadura resultou num valor negativo, usa-se a área de armadura mínima, $A_{s,min,ef} = 3,75 \text{ cm}^2/m$ (Ø8 c.13).

Armadura da Laje

Pelos resultados da análise por elementos finitos, obteve-se o momento máximo, no centro da laje, de 5,62 Knm/m.

Como $A_s < A_{s,min,ef}$, usa-se a armadura mínima.

União Articulada

Tabela 4: Esforços Internos do Item 5.3.2

Esforços Internos				
Altura (m)	N_θ (Kn/m)	N_y (Kn/m)	M_y (Knm/m)	V (Kn/m)
0,00	-8,81	-44,06	-0,11	14,32
1,00	121,13	-28,96	-2,71	-1,77
2,00	111,3	-24,83	-0,06	-1,25
3,00	77,25	-18,87	0,13	0,14
4,00	51,16	-12,5	-0,0045	0,03
5,00	25,8	-6,24	0,0044	-0,026
6,00	0,47	-2,96	0	-0,01

Para dimensionar o arranjo da armadura circunferencial, divide-se a altura do reservatório por metro e assim pegar o maior esforço solicitante por cada faixa e dimensiona-la.

A armadura mínima será a mesma do item anterior, assim terá o arranjo de 6,3Ø c. 16.

A área de armadura para a faixa de 0 a 2 metro é de:

$$A_s = \frac{N_d}{\sigma_{sd}} = \frac{1,4 * 121,13}{43,5} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área de armadura para cada face será de 1,96 cm²/m/face, utilizando Ø6,3c.15, com área efetiva de 2,08 cm²/m/face.

Para o restante das faixa usa-se a armadura mínima.

Para a armadura transversal e para a armadura da laje de fundo também é usado a armadura mínima, devido aos esforços serem pequenos.

6 CONCLUSÕES

Nos dias atuais há uma grande preocupação com o abastecimento de água, assim este trabalho ponderou abordar sobre os aspectos referentes ao projeto e execução de reservatórios. Assim o engenheiro deve se precaver não só com a resistência da estrutura, mas também no aspecto da durabilidade.

Quanto a escolha do tipo de ligação entre a parede e a laje de fundo, depende de alguns fatores, como, o tipo de fundação, o tipo e capacidade do reservatório, e da experiência do engenheiro.

No que se refere ao cálculo dos esforços solicitantes, foram demonstrados três tipos deles. Observou-se algumas variações no que diz respeito ao resultado das análises. Foi possível notar que o modelo dos pórticos planos resultou em esforços um pouco mais elevados em relação aos outros modelos.

O modelo das cascas cilíndricas mostrou-se bastante confiável para com suas análises, devido a sua capacidade de encontrar os esforços ponto por ponto ao longo da parede do reservatório. E o modelo dos elementos finitos, utilizando o SAP 2000, apresentou-se bastante prático, demonstrando as deformações da estrutura ao longo da parede, resultado da pressão imposta pela água.

E por final, o dimensionamento foi considerado dentro dos padrões. Porém constatou-se que para o dimensionamento da armadura, usou-se muito a área de seção para armadura mínima, ocasionado pela espessura um pouco elevada do reservatório, para com suas dimensões. Poderia ser feito uma redução na sua espessura, que provocaria uma diminuição de materiais, e conseqüentemente economia para a obra.

Para trabalhos futuros, podem ser estudados a influência do vento e da temperatura na estrutura, bem como a execução e dimensionamento dos reservatórios em concreto protendido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armadura**. São Paulo, PINI. 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023**: Informação e documentação – Referências – Elaboração.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10520**: Informação e documentação – Citações em documentos – Apresentação.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro.

BELUZZI, O. **Ciencia de la construccion**. Madrid. Nicola Zanichelli Editore. Original italiano, v.3, 1970.

BONILHA, N.F. **Reservatórios Cilíndricos**. Porto Alegre, UFRGS-EE, Departamento de Engenharia Civil. 45p. (caderno técnico 7/79). 1979.

CASCUDO, Oswaldo. **O controle da corrosão de armaduras em concreto – inspeção e técnicas eletroquímicas**. Goiânia, GO: Editora UFG, 1997. 237p.

CLIFTON, James R. **Predicting the Service Life of Concrete**. ACI Materials Journal, v.90, n. 6, p. 611-16, 1993.

CORSINI, Rodnei. Fôrmas Trepantes. **Revista Infraestrutura Urbana**, São Paulo. Disponível em <<http://www.infraestruturaurbana.com.br/soluções-tecnicas/1/artigo/192204-1.asp>> Acesso em: 20 de Setembro de 2017.

COSTA, Carlyne P.D. **Fôrmas para construção civil e suas aplicações**. Defesa de Monografia. Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, 2014.

CUNHA, ANA C. Q. & HELENE, Paulo. **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação**. Artigo. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, 2001.

DACACH, N. G. Sistemas Urbanos de Água. 2ªed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos. 1979.

Decreto Regulamentar – DL 23/95, de 23 de Agosto.

FERREIRA, António Manuel Gonçalves. **Análise e Dimensionamento de Reservatórios Circulares de Betão Armado Pré-Esforçado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto – solicitações normais**. Rio de Janeiro, Editora Guanabara Dois. (1981).

GUIMARÃES, Ana Elisabete Paganelli. **Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 1995.

HANAI, J.B. **Reservatórios com parede ondulada**. São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. (1981).

HELENE, P.R.L. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. Artigo. São Paulo, PINI/SENAI, 1992.

HELENE, P.R.L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estrutura de concreto**. São Paulo, PINI. 2010.

MARTHA, Luis Fernando. **Métodos dos Elementos Finitos – Notas de Aula**. PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1994.

MEDEIROS, Marcelo H. F. & ANDRADE, Jairo J.O. & HELENE, Paulo. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. Concreto: Ciência e Tecnologia. Isaia Editor, IBRACON. 2011.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. São Paulo. PINI. (1982).

ROCHA, Aderson M. Concreto Armado. Volume 4, 8ª edição. Livraria Nobel S.A. São Paulo, 1991.

ROCHA, Ivan. **Corrosão em estruturas de concreto armado**. Artigo. Instituto de Pós-Graduação – IPOG. Goiania, 2015.

SANTOS, Silvia. **A Deterioração das Estruturas**. Artigo. UFSC. (2010)

SOUZA, Remo Magalhães. **O Método dos Elementos Finitos – Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. Universidade Federal do Pará – UFPA, Belém, 2003.

VASCONCELOS, Zelma Lamaneres. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados em concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 1998.

VENTURINI, W.S. **Contribuição ao dimensionamento de reservatórios cilíndricos protendidos**. São Carlos Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1979.

TEIXEIRA, R.L. **Considerações para projeto de reservatórios paralelepípedos**. Pesquisa realizada em 1993. São Carlos. EESC-USP. 1993. /não concluída/

ANEXOS

ANEXO A – Tabela para definição da armadura

Tabela A3.1 - Área da seção de armadura por metro de largura (cm²/m)

espaçamento s (cm)	Bitola ϕ					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
7,0	1,98	2,80	4,45	7,18	11,22	17,53
7,5	1,85	2,62	4,16	6,70	10,47	16,36
8,0	1,73	2,45	3,90	6,28	9,82	15,34
8,5	1,63	2,31	3,67	5,91	9,24	14,44
9,0	1,54	2,18	3,46	5,59	8,73	13,64
9,5	1,46	2,07	3,28	5,29	8,27	12,92
10	1,39	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27
11	1,26	1,78	2,83	4,57	7,14	11,16
12	1,15	1,64	2,60	4,19	6,54	10,23
13	1,07	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44
14	0,99	1,40	2,23	3,59	5,61	8,77
15	0,92	1,31	2,08	3,35	5,24	8,18
16	0,87	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67
17	0,81	1,15	1,83	2,96	4,62	7,22
18	0,77	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82
19	0,73	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46
20	0,69	0,98	1,56	2,51	3,93	6,14
21	0,66	0,93	1,48	2,39	3,74	5,84
22	0,63	0,89	1,42	2,28	3,57	5,58
23	0,60	0,85	1,36	2,19	3,41	5,34
24	0,58	0,82	1,30	2,09	3,27	5,11
25	0,55	0,79	1,25	2,01	3,14	4,91
26	0,53	0,76	1,20	1,93	3,02	4,72
27	0,51	0,73	1,15	1,86	2,91	4,55
28	0,49	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38
29	0,48	0,68	1,07	1,73	2,71	4,23
30	0,46	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09

