

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DANIELY BASSANEZI

**DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPICOS
EM CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2018

DANIELY BASSANEZI

**DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPICOS
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye.

TOLEDO

2018



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 123

Dimensionamento de reservatórios elevados paralelepípicos em concreto armado

por

Daniely Bassanezi

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:20 h do dia **06 de Junho de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye.
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente à Deus, por ser morada nos momentos difíceis, por guiar e iluminar o meu caminho. Aos meus pais, Jorge e Mari, aos meus irmãos Eduardo e Fernanda, e ao meu namorado, Guilherme, pela compreensão da ausência e do estresse diário, pela paciência, força, suporte, incentivo e por acreditarem em mim. Ao Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye, por aceitar me orientar neste trabalho de conclusão de curso, pelos ensinamentos, paciência e amizade. Ao Ms. Calil Abumanssur por auxiliar em algumas etapas do trabalho. Ao Eng^o Civil Matheus Casagrande Rizzi, por permitir e disponibilizar a utilização dos dados do Edifício Capanema, localizado no município de Capanema/PR. Aos meus amigos de Cascavel, Toledo e Capanema, pela compreensão nos momentos em que estive ausente, pela amizade e por toda ajuda.

...ame mais, abrace mais, pois não sabemos quanto tempo temos para respirar. Fale mais, ouça mais, vale a pena lembrar que a vida é curta demais...

(Thiago Brado)

RESUMO

O armazenamento de água nas edificações é realizado com o intuito de que as populações residentes possam ser abastecidas ininterruptamente, não sendo afetadas pela falta de água, devido a manutenções da rede e pelas diferenças de pressão com que a água chega aos pontos de água de cada edificação. Os reservatórios de concreto armado possuem a finalidade de armazenamento em que, comumente, a água é o principal líquido armazenado por esse elemento estrutural. No presente trabalho foi realizado o dimensionamento do reservatório elevado em concreto armado do Edifício Capanema, localizado na cidade de Capanema/PR, considerando todas as normas e regulamentos aplicáveis vigentes. Para tal efeito a análise do reservatório foi realizada considerando, inicialmente, a laje de fundo, laje de cobertura e as paredes como placas, metodologia na qual foi feita a determinação das armaduras por meio de flexão plana. Posteriormente, foram calculadas as armaduras correspondentes as paredes pela metodologia de vigas usando bielas e tirantes. Por meio da superposição entre a armadura calculada pelo método das placas e pelo método das vigas, foi feito o detalhamento das armaduras para cada uma das lajes e das paredes. Ainda, realizou-se as verificações quanto à flecha e quando a abertura de fissuras, a fim de verificar a garantia da estanqueidade, da durabilidade da segurança da estrutura.

Palavras-chave: Reservatório elevado. Concreto armado. Paralelepípedo.

ABSTRACT

The storage of water in the buildings is done in order that the resident populations can be supplied uninterruptedly, not being affected by the lack of water, due to the network maintenance and by the pressure differences that water reaches each edification water points. The reinforced concrete's reservoirs have the purpose of storage that, commonly, water is the main liquid stored by this structural element. In this present work was done an elevated reservoir dimensioning in reinforced concrete of Edifício Capanema, located in the city of Capanema / PR, considering all applicable currently norms and regulations. For this purpose the reservoir analysis was performed considering at the beginning the bottom slab, roof slab and walls as slabs, methodology that determinates flat bending reinforcement steel. Subsequently, the walls reinforcements' steel was calculated by the beam connecting rods methodology. Through the superposition between the armature calculated by the plates' method and the beams method, the detailing of the reinforcements for each one of the slabs and the walls was done. In addition, checks were carried out on the arrow and when cracking, in order to verify the guarantee of the leakage, of the durability of the safety of the structure.

Keywords: Elevated reservoir. Reinforced concrete. Parallelepipedic.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação da cuba e da torre de um reservatório elevado.	18
Figura 2 – Classificação dos reservatórios quanto à relação ao nível do solo.	20
Figura 3 – (a) Reservatórios elevados sobre fuste. (b) Reservatórios elevados sobre pilares.....	21
Figura 4 – Representação de reservatórios térreos.	21
Figura 5 – Representação de cubas achatadas (i), alongadas (ii) e cúbicas (iii).....	25
Figura 6– Detalhamento da espessura das mísulas.	32
Figura 7 – Planta de disposição dos pilares da caixa d’água (medidas em metro). ..	38
Figura 8 – Planta da laje de fundo (medidas em metro).....	46
Figura 9 – Elevação do reservatório (medidas em metro).....	47
Figura 10 – Detalhamento das tampas das caixas de inspeção.	49
Figura 11 – Planta da laje de cobertura.	50
Figura 12 – Rotação das bordas das lajes em um reservatório elevado cheio.	52
Figura 13 – Modelo para determinação da área de envolvimento da armadura.	64
Figura 14 – Detalhamento armadura negativa.	74
Figura 15 – Apresentação das lajes contendo os dados para dimensionamento do reservatório.	78
Figura 16 – Disposição dos momentos positivos e negativos nas lajes (kN.m/m). ...	80
Figura 17 – Momentos finais nas lajes (kN.m/m).	82
Figura 18 – Dimensões das paredes 01 e 02 (dimensões em metros).	90
Figura 19 - Dimensões das paredes 03, 04 e 05 (dimensões em metros).	90
Figura 20 – Reação atuantes nas lajes de cobertura e de fundo.	92
Figura 21 – Diagramas correspondentes às paredes 03, 04 e 05.....	93
Figura 22 - Diagramas correspondentes á parede 01 e 02.....	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação da edificação quanto à ocupação.	40
Tabela 2 – Volume mínimo da reserva de incêndio.	42
Tabela 3 – Relação entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.	43
Tabela 4 – Relação entre a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto.	44
Tabela 5 – Classe de agressividade ambiental (CAA).	44
Tabela 6 – Coeficientes para o cálculo dos incrementos ΔM_x e ΔM_y	55
Tabela 7 – Quadro de dados.	79
Tabela 8 – Resultados dos coeficientes e respectivos momentos fletores em cada laje.	79
Tabela 9 - Compatibilização do momento negativo nas arestas comum às paredes 01 02 e 03 04.	80
Tabela 10 - Compatibilização do momento negativo nas arestas comum às paredes 01 02 e laje de fundo.	81
Tabela 11 - Compatibilização do momento negativo na aresta comum à parede 03 04 e laje de fundo.	81
Tabela 12 - (a) Dados para o cálculo dos momentos positivos da laje de fundo do reservatório.	81
Tabela 13 – Parâmetros utilizados para o cálculo da armadura das lajes.	83
Tabela 14 – Área de aço das armaduras.	83
Tabela 15 – Resultado da verificação do momento de fissuração.	84
Tabela 16 – Resultado para o deslocamento imediato das lajes.	86
Tabela 17 – Resultado final das flechas.	87
Tabela 18 – Pré-dimensionamento das armaduras das lajes.	88
Tabela 19 – Dados de entrada para as equações da verificação da abertura de fissuras.	89
Tabela 20 – Resultados da abertura de fissuras.	89
Tabela 21 – Dados e resultados das reações das lajes de cobertura e de fundo.	91
Tabela 22 – Ações atuantes nas paredes 01 e 02.	92
Tabela 23 - Ações atuantes nas paredes 03 e 05.	92
Tabela 24 - Ações atuantes na parede 04.	93
Tabela 25 – Área de aço determinada para a armadura longitudinal.	95
Tabela 26 - Área de aço determinada para a armadura de suspensão.	96
Tabela 27 – Resultado da tensão de compressão do concreto nos apoios das paredes.	97
Tabela 28 – Áreas de aço para cobertura.	98
Tabela 29 – Relação dos comprimentos básico, necessário e disponível.	99
Tabela 30 – Resultado para os comprimentos de ancoragem da Parede 01 02.	102
Tabela 31 – Comprimentos dos estribos da Parede 01 02.	103

LISTA DE SIMBOLOS

$(EI)_{eq,t0}$	momento de inércia calculado pela posição da linha neutra no estádio II
γ_x^1	coeficiente para correção do momento positivo no eixo x
γ_x^2	coeficiente para correção do momento positivo no eixo x
γ_y^1	coeficiente para correção do momento positivo no eixo y
γ_y^2	coeficiente para correção do momento positivo no eixo y
\emptyset_i	diâmetro da barra
A_{cr}	área de envolvimento das armaduras
A_f	flecha diferida no tempo ou por fluência
A_i	flecha imediata
$A_{s,cal}$	área de aço calculada (cm ² /m);
$A_{s,calc}$	área de aço calculada
$A_{s,dist}$	armadura de distribuição
$A_{s,efet}$	área da armadura adotada
$A_{s,long}$	área de aço longitudinal
$A_{s,min}$	área de aço mínima
$A_{s,pele}$	armadura de pele
$A_{s,susp}$	área da armadura de suspensão para ambas as faces
A_t	flecha total
E_{ci}	módulo de elasticidade
E_{si}	módulo de elasticidade do aço
$F_{d,ser}$	valor de cálculo das ações para combinação de serviço
F_{gik}	ações permanentes diretas
F_{q1k}	ações variáveis principais diretas
F_{qjk}	demais ações variáveis
I_c	inércia da seção bruta do concreto
M_a	momento fletor máximo
$M_{d,ser}$	momento de serviço para combinação frequente
M_d	momento fletor de cálculo
M_r	momento de fissuração
P_d	máxima carga de cálculo aplicada na laje de fundo
R_d	máxima reação de cálculo
R_{st}	força resultante aplicada no centro da armadura principal
Y_T	distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada
c_2	dimensão no apoio
d'	distância do centro da armadura tracionada até a face inferior da viga parede
f_{bd}	resistência de aderência
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{cdr}	resistência à compressão do concreto reduzida
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_{ct}	resistência à tração direta do concreto
f_{ctm}	resistência à tração direta do concreto
f_{yd}	tensão de cálculo de escoamento do aço
f_{yd}	tensão de escoamento de cálculo do aço
l_0	vão livre entre apoios

l_{II}	momento de inércia no estágio II
l_c	distância entre os centros dos apoios
l_{min}	comprimento de ancoragem mínimo
l_{nec}	comprimento necessário de ancoragem
w_1, w_2	abertura de fissuras
α_E	coeficiente relacionado ao tipo de agregado.
α_E	razão entre o módulo de elasticidade do aço e concreto
α_f	fator para cálculo da flecha diferida no tempo
α_i	coeficiente para determinação do módulo de elasticidade
γ_c	Coeficientes de ponderação da resistência no estado-limite último do concreto
η_1	coeficiente de conformação superficial das barras da armadura
η_1, η_2 e η_3	coeficientes de aderência
ρ_{min}	taxa mínima da armadura de flexão
ρ_{ri}	taxa geométrica de armadura
σ_{2d}	tensão na biela inclinada
σ_{cd}	tensão resistente de cálculo
$\sigma_{d,e}$	tensão no apoio externo
σ_{si}	tensão de tração no estágio II
ω_1	fator de redução de combinação frequente
ω_2	fator de redução para combinação quase permanente
\emptyset	ângulo de inclinação da biela
ΔC	acréscimo de comprimento devido ao raio de dobramento
ΔM_x	incremento do momento positivo no eixo x
ΔM_y	incremento do momento positivo no eixo y
Δx	variação do momento negativo isolado e compatibilizado no eixo x
Δy	variação do momento negativo isolado e compatibilizado no eixo y
h	altura
h	altura da laje
E	módulo de elasticidade secante do concreto
G	gancho
L	comprimento total do estribo
M	momento fletor
$M1$	momento negativo determinado na laje isolada
$M2$	momento negativo após a compatibilização
Ma	maior entre os dois momentos negativos
Mb	menor entre os dois momentos negativos
M_x	momento positivo corrigido em x
M_y	momento positivo corrigido em y
P	carga atuante submetida à combinação quase permanente de serviço
P	carga atuante uniforme
P	carga atuante uniforme, ou carga máxima triangular
R	raio de dobramento da armadura
R	reação de apoio
a	altura do estribo
b	largura da viga parede
b	largura de 100 cm
b	largura do estribo
c	largura do apoio

d	altura efetiva
l	menor vão efetivo
l	vão efetivo
la	menor entre os dois comprimentos efetivos
lb	comprimento básico de ancoragem
lb	maior entre os dois comprimentos efetivos
lx	menor entre os dois comprimentos efetivos
ly	maior entre os dois comprimentos efetivos
x	posição da linha neutra no estágio II
z	braço de alavanca
α	coeficiente de flecha obtido em Pinheiro (2007b)
α	coeficiente que relaciona a resistência à tração na flexão e à tração direta
α	coeficiente que relaciona o tipo de ancoragem
ε	coeficiente em função do tempo
ε	adimensional que representa a equação do segundo grau da linha neutra
μ	coeficiente de momento fletor extraído das tabelas de Pinheiro (2007b)
μ	altura do nó de apoio
μ	coeficiente para flecha extraído das tabelas de Pinheiro (2007b)
μ	momento reduzido
$\mu'x$	coeficiente negativo no eixo x
$\mu'y$	coeficiente negativo no eixo y
μx	coeficiente positivo no eixo x
μy	coeficiente positivo no eixo y
ϕ	diâmetro da armadura

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.2 OBJETIVO	15
1.2.1 Objetivo Geral	15
1.2.2 Objetivo Específico	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 CONCRETO ARMADO	16
2.2 RESERVATÓRIOS	18
2.2.1 Definição	18
2.2.2 Classificação	19
2.2.2.1 Classificação conforme a posição e volume	19
2.2.2.2 Classificação conforme o processo construtivo	22
2.2.2.2.1 Moldados <i>in loco</i>	22
2.2.2.2.2 Pós-elevados	23
2.2.2.2.3 Pré-moldados	24
2.2.2.3 Classificação quanto à forma da cuba	24
2.2.2.4 Classificação quanto à utilização	26
2.2.3 Exigência técnicas	26
2.2.3.1 Resistência	26
2.2.3.2 Impermeabilização	26
2.2.3.3 Durabilidade	28
2.2.4 Abertura de fissuras	30
2.2.5 Fatores construtivos	31
2.2.6 Fatores sanitários do reservatório elevado	32
2.2.6.1 Potabilidade da água	32
2.2.6.2 Operação	33
2.2.6.3 Aviso, extravasão e limpeza	33
2.2.7 Ações atuantes	34
2.2.8 Dimensionamento	36
3 MATERIAIS E MÉTODOS	37
3.1 EDIFICAÇÃO	37
3.1.1 Dimensões	38
3.2 VOLUME DA CAIXA D'ÁGUA	38
3.3 COBRIMENTO DA ARMADURA	43
3.4 ESPESSURAS DAS PAREDES, LAJE DE FUNDO E LAJE DE COBERTURA	45
3.5 ALTURA DA LÂMINA DE ÁGUA E ALTURA TOTAL DO RESERVATÓRIO	46
3.6 AÇÕES ATUANTES	48
3.7 ABERTURAS	49
3.8 METODOLOGIA DE CÁLCULO	50
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	78
4.1 DIMENSIONAMENTO PELA TEORIA DAS PLACAS	78
4.1.1 Verificação de flechas	84
4.1.2 Verificação de fissuras	87
4.2 DIMENSIONAMENTO PELA TEORIA DE VIGAS	90
4.3 DETALHAMENTO	98
4.3.1 Detalhamento da laje de cobertura	98
4.3.2 Detalhamento da parede 01 e 02	101
5 CONCLUSÃO	104

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
ANEXO A – TABELA DE CONSUMOS POTENCIAIS	110
ANEXO B – ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA DA LAJE (CM ² /M).....	111
ANEXO C – ÁREA DA SEÇÃO DA SEÇÃO CONFORME NÚMERO DE BARRAS (CM ²)	112
PEÇAS GRÁFICAS.....	113

1 INTRODUÇÃO

Reservatórios são elementos estruturais que possuem como finalidade armazenar líquidos, dentro dos quais destaca-se a água. A obrigatoriedade da instalação de caixas d'água nas edificações está relacionada a alguns fatores de grande importância. De acordo com Antônio Pontes, Gerente Operacional da Águas de Castilho (2012), a importância das caixas d'água se deve, primeiramente, ao fato dos reservatórios serem responsáveis por armazenar a água durante um determinado período, de modo que não prejudique a população com a falta de água quando houver necessidade de realizar interrupção decorrente de manutenção ou limpeza no sistema de abastecimento. O segundo fator está interligado às sobrecargas causadas por horários de pico de consumo, os quais demandam um maior volume de água e com isso ocasionam a diminuição da velocidade e da pressão com a qual a água chega às edificações. Dessa maneira, as caixas d'água funcionam como reguladoras de pressão, garantindo uma pressão constante nos pontos de saída de água (GUERRIN; LAVAU, 2002; ÁGUAS DE CASTILHO, 2012).

Conforme o item 5.2.5.1 da NBR 5626 (ABNT..., 1998), a reserva de água em edificações é determinada de acordo com o consumo de água e deve ser de, no mínimo, o suficiente para suprir as necessidades hídricas da população residente durante um período de 24 horas, sem que o volume da reserva de incêndio seja considerado.

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados para a execução de caixas d'água de edifícios. Conforme Mehta e Monteiro (1994) e Santos (2010), permite-se que seja empregado o concreto armado nesse tipo de estrutura devido à resistência do mesmo frente à presença de água. Além disso, o concreto armado é um ótimo material para atuar a favor da estanqueidade dos reservatórios e do armazenamento de água. Ainda, o emprego desse material de construção dá maior liberdade aos projetistas em determinar a forma e as dimensões apresentadas pela estrutura.

Neste trabalho será tratado de reservatórios paralelepípedicos, os quais consistem na forma prismática – retangular. Esta forma foi estabelecida por ser a mais comumente empregada para reservatórios elevados sob pilares em edifícios, os quais,

geralmente, apresentam-se assente sobre os pilares constituintes da caixa de escada da edificação.

Com o objetivo de realizar o cálculo estrutural de reservatórios com todas as verificações pertinentes de acordo com as normas em vigor, dentre as quais a NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual sofreu alterações de significativa importância, neste trabalho será realizado o dimensionamento de um reservatório paralelepípedo em concreto armado, tomando como exemplo o Edifício Capanema, localizado na cidade de Capanema – PR.

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do trabalho é o dimensionamento estrutural do reservatório paralelepipedal elevado do Edifício Capanema localizado na cidade de Capanema/PR, de acordo com as normas, requisitos e exigências legais vigentes. O projeto final será composto pelo projeto em concreto armado juntamente com a realização de todas as verificações pertinentes.

1.2.2 Objetivo Específico

Os objetivos específicos do trabalho em questão compreendem:

- Determinação da área de aço para cada elemento do reservatório;
- Realizar as verificações correspondentes de acordo com as normas vigentes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Concreto Armado

O concreto simples constitui um material de construção civil formado por uma combinação de aglomerante, agregados e água. Por si só, o concreto simples não apresenta muitos ramos de aplicação na engenharia pelo fato da sua resistência à tração ser extremamente baixa em relação à sua resistência a compressão, sendo aquela aproximadamente um décimo dessa. Assim sendo, o concreto simples deve ser combinado a materiais que apresentam elevada resistência à tração, para que juntos resistam aos esforços aos quais os mesmos serão submetidos.

Os esforços internos de uma estrutura, assim como os oriundos de agentes atmosféricos, podem acarretar na ocorrência de fissuras pelo fato de absorverem uma significativa parcela da pequena resistência à tração apresentada pelo concreto. Devido a isso, a responsabilidade de absorver todos os esforços de tração deve ficar sob responsabilidade da armadura, enquanto a parcela de resistência à tração do concreto deve ser desprezada (FUSCO, 1975).

As armaduras associadas ao concreto são, normalmente, as barras de aço. Isso se deve pelo fato de estas constituírem um material que apresenta elevada resistência a tração. No entanto, elas também são responsáveis pela ductilidade da peça de concreto armado, em que ductilidade consiste na ocorrência de plasticidade da peça anteriormente a mesma atingir a ruptura. As barras de aço devem ser dispostas na massa de concreto e posicionadas de maneira a resistir aos esforços de tração e, além disso, situar-se á certa distância da face externa, garantindo o cobrimento exigido pelas normas vigentes de forma a evitar a corrosão do aço (FUSCO, 1975; PINHEIRO, 2007a).

O concreto armado apresenta inúmeras características vantajosas que fazem com que ele seja o material mais comumente empregado na construção civil. Um dos principais fatores responsáveis por essas características é a “firme ligação por aderência entre o concreto e as barras da armadura” (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977. p. 45). Caso não existisse a aderência entre as barras de aço e o concreto, o aço deslizaria sobre o concreto e não conseguiria resistir aos esforços de tração. A

presença da aderência no concreto armado permite que o conjunto, armadura e concreto, trabalhem solidariamente entre si, garantindo que ocorra a ligação entre os dois materiais, ou seja, que ambos trabalhem em conjunto e não mais individualmente. O fator determinante para que ocorra a aderência é a igualdade entre a deformação relativa da armadura e a deformação relativa do concreto, segundo Fusco (1975), “para que isso ocorra é preciso que a ligação concreto-armadura possa resistir às tensões de cisalhamento que agem na interface dos dois materiais” (FUSCO, 1975; LEONHARDT; MÖNNIG, 1977; MONTOYA; MESEGUER; CABRÉ, 2000).

Segundo Montoya, Meseguer e Cabré (2000) e Pinheiro (2007a), o concreto também apresenta algumas vantagens em relação a outros materiais, dentre as quais se destacam:

- Apresenta fácil modelagem, fato que dá maior liberdade ao projetista em projetar estruturas nos mais diversos formatos;
- Fácil execução, não necessitando de mão de obra especializada e, portanto, apresentando baixos custos com mão de obra;
- Apresenta reduzido valor quando comparado ao aço;
- A estrutura é monolítica, ou seja, trabalha como um todo quando solicitada.

Entretanto, a sua execução se dá de forma mais demorada do que outros materiais, com exceção dos pré-moldados, e quando comparada às estruturas metálicas apresenta grandes dimensões (MONTOYA; MESEGUER; CABRÉ, 2000).

Todos os requisitos a serem seguidos por estruturas em concreto armado devem estar de acordo com a norma brasileira de concreto armado NBR 6118 (ABNT, 2014). Sendo assim, esta norma será a base do trabalho de conclusão de curso em questão e, dessa forma, todas as exigências e verificações referentes ao reservatório elevado estarão de acordo com ela.

2.2 Reservatórios

2.2.1 Definição

Reservatórios são definidos por Guerrin e Lavour (2002) como sendo “um recipiente contendo um líquido”. Entre os líquidos que podem ser armazenados em reservatórios pode-se citar o vinho, a cerveja, os hidrocarbonetos, o betume, o leite, dentre outros. Dessa maneira, os reservatórios não se restringem apenas ao armazenamento de água, por mais que ela consista em um dos principais líquidos para os quais os reservatórios são utilizados (GUERRIN; LAVOUR, 2002).

Os reservatórios são constituídos por três elementos, no entanto, não necessariamente um reservatório apresentará todos eles, uma vez que isso dependerá da classificação dos mesmos. A seguir são apresentados tais elementos.

- Cuba: É o elemento estrutural responsável pelo armazenamento do líquido;
- Torre: Elemento encarregado pela transmissão das cargas, oriundas da cuba, até a fundação da edificação. Podem ser em forma de fuste ou de pilar.
- Fundação: Elemento estrutural responsável pela transferência das cargas da estrutura ao solo, garantindo o seu equilíbrio (COSTA, 1997).

Na Figura 1, podem ser vistos os elementos do reservatório, com exceção da fundação.

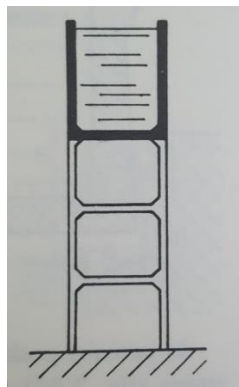


Figura 1 - Representação da cuba e da torre de um reservatório elevado.

Fonte: GUERRIN, A; LAVOUR, R. C, 2002.

2.2.2 Classificação

Vários são os aspectos utilizados para classificar os reservatórios, cada autor traz em sua bibliografia diferentes tópicos de classificação. A seguir serão expostas algumas dessas classificações, as quais se destacaram durante a revisão da literatura.

2.2.2.1 Classificação conforme a posição e volume

Segundo Hanai (1981), a classificação dos reservatórios pode ser feita conforme o seu volume e a sua posição em relação ao nível do solo.

- 1) Classificação conforme a posição em relação ao nível do solo
 - a) Reservatórios enterrados: Aqueles que estão localizados completamente abaixo do nível do solo;
 - b) Reservatórios semienterrados: Aqueles que possuem uma parte do reservatório enterrada e outra parte acima do nível do solo;
 - c) Reservatórios ao nível do solo: Aqueles que possuem a sua base apoiada no nível do solo;
 - d) Reservatórios elevados: Aqueles que possuem a sua base acima do nível do solo, apoiados em uma estrutura.

A Figura 2, representa graficamente as classificações citadas acima.

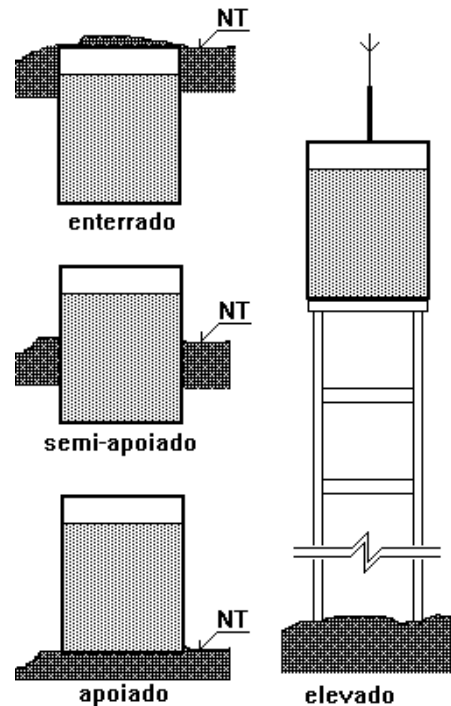


Figura 2 – Classificação dos reservatórios quanto à relação ao nível do solo.

Fonte: Adaptado de Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, 2007.

2) Classificação conforme o volume

- a) Pequenos: Reservatórios com volume inferior a 500 m^3 ;
- b) Médios: Reservatórios com volume entre 500 m^3 e 5.000 m^3 ;
- c) Grandes: Reservatórios com volume superior a 5.000 m^3 .

Por outro lado, Costa (1997) classifica os reservatórios conforme a posição da cuba e do volume do reservatório como sendo:

1) Classificação conforme a posição em relação ao solo

- a) Reservatórios elevados: Esse tipo de reservatório apresenta a cuba apoiada por torres, as quais transmitem as cargas à fundação. Assim como também, são aqueles reservatórios construídos nas coberturas dos edifícios e das residências.
- b) Reservatórios térreos: São reservatórios que “descarregam as cargas da água armazenada diretamente para o solo ou para as fundações” (COSTA, 1997, p. 4).

Na Figura 3 estão representados os modelos de estruturas que podem ser encontrados para reservatórios elevados, de acordo com a classificação de Costa (1997).

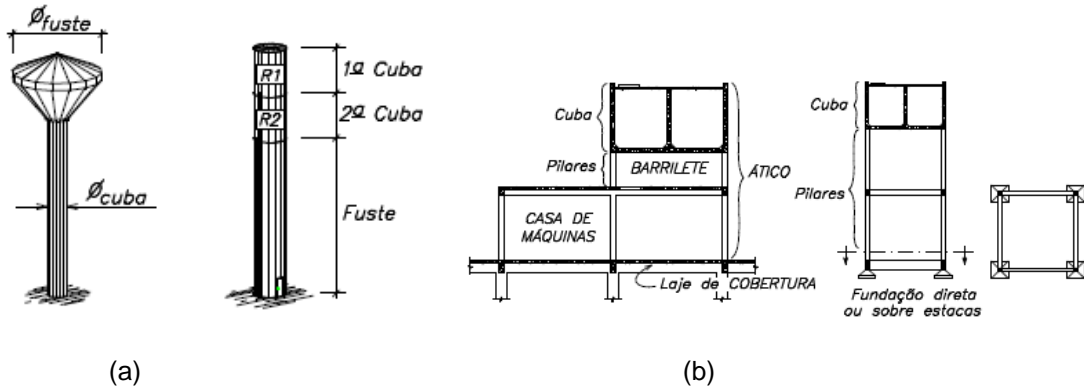


Figura 3 – (a) Reservatórios elevados sobre fuste. (b) Reservatórios elevados sobre pilares.
Fonte: COSTA, F. O. 1997.

Já a Figura 4 representa o esquema de um reservatório térreo.

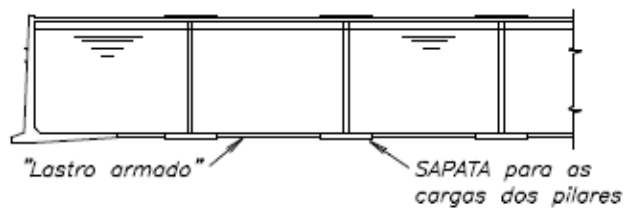


Figura 4 – Representação de reservatórios térreos.
Fonte: COSTA, F. O. 1997.

2) Classificação conforme o volume

a) Reservatórios elevados

- i. Pequeno: Volume inferior a 50 m³;
- ii. Médio: Volume entre 50 m³ e 500 m³;
- iii. Grande: Volume superior a 500 m³.

b) Reservatórios enterrados

- i. Pequeno: Volume inferior a 500 m³;
- ii. Médio: Volume entre 500 m³ e 5000 m³;
- iii. Grande: Volume superior a 5000 m³.

Essa diferença de volumes entre reservatórios de diferentes posições em relação ao nível do solo ocorre uma vez que o projeto assim como a execução de reservatórios térreos não pode ser comparado com a dificuldade em se projetar e executar um reservatório elevado. Dessa forma, os reservatórios elevados, geralmente, apresentam volumes mais reduzidos (COSTA, 1997).

Por este motivo, Hanai (1981) considera os reservatórios elevados como grandes quando apresentam volume igual ou superior a 1000 m³.

2.2.2.2 Classificação conforme o processo construtivo

Os reservatórios também podem ser classificados conforme os processos construtivos utilizados para sua execução, os quais são divididos em moldados *in loco*, pós-elevados e pré-fabricados.

2.2.2.2.1 Moldados *in loco*

A utilização de fôrmas deslizantes, convencionais e trepantes correspondem ao processo construtivo moldado *in loco*. As fôrmas são estruturas temporárias responsáveis por garantir a forma do concreto e suportar as ações oriundas do processo de concretagem até que o concreto fresco apresente estabilidade para que possa ser feito o desforme sem gerar riscos à estrutura (COSTA, 1997; ABNT, 2009).

As fôrmas deslizantes funcionam de forma que após concretar-se um primeiro trecho deve-se deixar endurecer o concreto para então movê-las, com o auxílio de macaco hidráulico, para a segunda camada e realizar a próxima etapa de concretagem. Com a utilização desse tipo de fôrma não ocorre o desforme a cada trecho e elas trabalham de maneira a deslizar sobre a estrutura, como o próprio nome já diz.

Já nas fôrmas trepantes faz-se utilização de fôrmas duplas. Nesse processo, enquanto o concreto da primeira camada endurece instala-se um jogo de formas acima dessa e concreta-se. Ao endurecer o concreto da primeira camada, o jogo de

formas é desmontado e instalado no terceiro trecho e, por fim, concretado. O processo se repete até que a estrutura se encontre totalmente concretada (NAKAMURA, 2011; COSTA, 1997).

Ambos os processos construtivos são mais empregados em obras de grande porte e que apresentam elevadas alturas como é o caso de silos, barragens, grandes reservatórios, pontes, entre outros (NAKAMURA, 2011).

As fôrmas tradicionais ou convencionais mais utilizadas em obras de pequeno e médio porte são as de madeira. Nesse sistema pode haver muito desperdício e geração de resíduos decorrente do mau aproveitamento da madeira, fator que afeta diretamente no custo da obra. As formas são compostas por chapas de madeiras, sarrafos e gravatas, em que os dois últimos possuem a função de reforçar as fôrmas e realizar travamentos laterais de forma a garantir a estabilidade (COSTA, 2014).

A montagem das fôrmas deve garantir estanqueidade e rigidez de maneira a preservar as dimensões e o formato da estrutura sem que ocorra, durante a concretagem, abertura e a conseqüente “perda da nata de concreto” (ABNT, 2009. p. 10).

As fôrmas convencionais são frequentemente utilizadas em reservatórios sobre pilares e em reservatórios térreos (COSTA, 1997).

2.2.2.2 Pós-elevados

O processo construtivo de reservatórios pós-elevados também apresenta duas subdivisões decorrentes dos processos de elevação. Reservatórios pós-elevados são aqueles que “são construídos ao nível do solo e posteriormente elevados com o auxílio de macacos hidráulico” até a sua posição final de projeto (HANAI, 1981, p. 17). O primeiro processo de elevação consiste na suspensão da cuba, à medida que a torre é executada, com o auxílio de macacos hidráulicos e elementos pré-moldados interpostos. O reservatório Oerebro, localizado na Suécia contendo um volume de 9000 m³ e com elevação a 35 metros de altura, o reservatório de Leipzig na Alemanha que contém um volume de 450 m³ e o reservatório de Leffrinckoucke e Gravelines na França, são exemplos de reservatórios que foram executados conforme o processo descrito acima (HANAI, 1981).

O segundo processo consiste em primeiramente executar a torre até sua altura de projeto e posteriormente elevar a cuba com o auxílio de cabos tracionados por macacos hidráulicos. Exemplos de reservatórios construídos por esse processo são o reservatório de Liverpool, localizado na Inglaterra com 1800 m³ de volume, o reservatório de Sisseln na Suíça com volume de 1200 m³ e o reservatório de Douvrin na França (HANAI, 1981).

2.2.2.2.3 Pré-moldados

Por fim, o processo construtivo pré-moldado é mais usual em reservatórios elevados de volumes pequenos e médios. São dois os processos que podem ser empregados nesse tipo de processo construtivo. O primeiro consiste na execução do fuste e da cuba por meio do empilhamento com encaixe de anéis pré-fabricados. As seções podem ser circulares, retangulares ou quadradas. Já o segundo processo consiste na execução de torres que apresentam uma alternância dos trechos entre pré-moldados e superpostos. Sobre a torre assenta-se a cuba, a qual também é pré-fabricada (COSTA, 1997).

2.2.2.3 Classificação quanto à forma da cuba

Outro aspecto que pode ser utilizado para classificar os reservatórios é a forma da cuba. Os reservatórios podem apresentar cuba em forma de casca, dentro das quais se destacam a cuba cilíndrica, a cuba cônica e a cuba de revolução. Os reservatórios dessa classificação se destacam por apresentarem grandes dificuldades estruturais e de execução de projeto. Outra forma de cuba apresentada pelos reservatórios são as piramidais, as quais apresentam forma em tronco de pirâmide, e sendo a mais usual a de base quadrada. Esse tipo de cuba apresenta dificuldade apenas na execução do projeto. Por fim, têm-se os reservatórios com cuba de forma prismática, os quais não apresentam dificuldades relevantes.

Os reservatórios com cuba prismática, geralmente, possuem forma retangular, sendo assim denominados como paralelepipedais, porém, podem apresentar também forma triangular, hexagonal e octogonal. Essa classificação de cuba é mais comumente utilizada em reservatórios térreos e elevados de volume pequeno. Os reservatórios que apresentam cubas em forma paralelepipedal ainda podem ser divididos na classificação em cubas achatadas, alongadas e cúbicas, conforme será detalhado a seguir e como ilustra a Figura 5 (COSTA, 1997).

Cubas achatadas: Cubas que apresentam a altura muito menor do que as outras duas dimensões;

Cubas alongadas: Cubas que apresentam o comprimento muito maior do que as outras dimensões;

Cubas cúbicas: Cubas que apresentam a ordem de grandeza igual nas três dimensões.

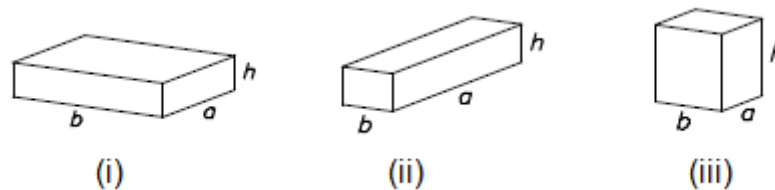


Figura 5 – Representação de cubas achatadas (i), alongadas (ii) e cúbicas (iii).

Fonte: COSTA, F. O. 1997.

De acordo com Hanai (1981) as formas dos reservatórios dependem muito da sua classificação conforme a posição em relação ao nível do solo. As formas cilíndricas e paralelepipedal são empregadas, geralmente, em reservatórios enterrados e em reservatórios ao nível do solo. Já em reservatórios elevados, são várias as formas que podem ser empregadas, porém os reservatórios mais utilizados são os paralelepédicos, sendo estes mais utilizados para reservatórios de edifícios e para reservatórios destinados ao abastecimento público.

2.2.2.4 Classificação quanto à utilização

Além das classificações trazidas acima, os reservatórios também podem ser classificados quanto ao seu uso. Sendo assim, eles podem ser utilizados para o armazenamento de líquidos, como é o caso das caixas d'água, para tanques de tratamento, cubas de gasômetros e como tanques esportivos, dentro dos quais estão inseridas as piscinas (GUERRIN; LAVAUUR, 2002).

2.2.3 Exigência técnicas

De acordo com Guerrin e Lavaur (2002), a construção de um reservatório deve satisfazer três distintas exigências com o propósito de que a sua qualidade seja assegurada. São elas: resistência, impermeabilização e durabilidade.

2.2.3.1 Resistência

Os reservatórios devem apresentar resistência a todos os esforços atuantes na estrutura, como é o caso do peso próprio, carga acidental, carga de revestimento, pressão hidrostática, entre outros fatores, os quais serão abordados mais minuciosamente no final da seção.

2.2.3.2 Impermeabilização

Em muitas situações de projeto acaba-se priorizando a resistência do concreto a ser utilizado em um reservatório e deixam-se de lado as preocupações com a impermeabilização, a qual também é um fator relevante para uma estrutura que estará constantemente em contato com a água e que apresenta interferências diretas com a

permeabilidade e, conseqüentemente, com a durabilidade do reservatório (GUIMARÃES, 1995).

Impermeabilizar significa proteger, da ação da água, uma dada estrutura. No caso de reservatórios, a impermeabilização é realizada com o intuito de garantir a estanqueidade da construção, ou seja, impedir que haja fissuras na estrutura ou então, se houverem fissuras, que elas estejam dentro dos limites aceitáveis (GUIMARÃES, 1995; GUERRIN; LAVAUUR, 2002).

Conforme Guimarães (1995) existem três classificações dentro do sistema de impermeabilização.

i. Rígida

A impermeabilização rígida somente pode ser aplicada sobre estruturas que não sofrerão com deformações, pois, caso elas ocorram haverá formação de fissuras as quais comprometerão a impermeabilização. O processo executivo desse tipo de impermeabilização é feito aplicando-se várias demãos de argamassa impermeabilizadora ou então pela aplicação de materiais que a partir da cristalização impermeabilizam a estrutura.

ii. Semi-flexível

Esse sistema permite que sejam realizadas impermeabilizações em estruturas submetidas a pequenas deformações. Devido às movimentações há ocorrência de fissuras, geralmente microscópicas, mas que se expõem às infiltrações. Pelo fato de o processo ser semi-flexível ele consegue absorver as deformações de maneira a evitar o vazamento de água.

iii. Flexível

No processo de impermeabilização flexível não há restrições quanto a aplicabilidade, como ocorre nos outros dois processos. A impermeabilização pode ser moldada *in loco*, como é o caso da aplicação de resinas e emulsões asfálticas, ou então pré-fabricada, que consiste em aplicar uma manta asfáltica nas faces do reservatório com o auxílio de maçarico para realizar a solda.

Ainda, Guerrin e Lavour (2002) indicam alguns processos executivos de impermeabilizações, os quais são realizados por meio de revestimentos internos obtidos da própria massa de concreto ou de argamassas. Segundo eles a utilização de impermeabilizações oriundas de emulsões e mantas asfálticas, derivados de produtos negros, liberam gosto e odor que interferem na qualidade da água armazenada. Sendo assim, a forma de impermeabilização sugerida por Guerrin e Lavour (2002) pode ser feita na própria massa utilizada para a concretagem do reservatório, porém, exige verificação rigorosa. A massa de concreto deve apresentar adequada granulometria, lançamento de concretagem específico e dosagem de aproximadamente 400 Kg de cimento para cada m³ de concreto. Isso é realizado com o intuito de que a argamassa preencha todos os vazios e resulte, assim, em um concreto cheio. Já o processo de revestimento interno de argamassa de cimento consiste em aplicar na parte interna dos reservatórios duas camadas da argamassa, apresentando dosagem mínima de 500 kg/m³ e espessuras de 15 a 25 mm. Podem ser adicionados, também, materiais plastificantes e hidrofugantes à essa argamassa de cimento.

2.2.3.3 Durabilidade

A durabilidade é um fator que merece destaque em estruturas de concreto armado, uma vez que quando deixada de lado pode acarretar no aceleração da deterioração das estruturas e reduzir a durabilidade das mesmas. Devido às danificações de estruturas relativamente novas e o reduzido cuidado e preocupação dos engenheiros em relação a durabilidade durante a realização de projetos e no decorrer da execução, as normas atuais estão mais rigorosas e exigentes no que diz respeito ao quesito durabilidade (ARAÚJO, 2010).

Durabilidade é definida pela NBR 6118 como sendo:

Capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto (ABNT, 2014, p. 13).

Assim, a segurança e a estabilidade da estrutura quanto às condições ambientais devem ser garantidas ao longo da sua vida útil. Entretanto, o conceito de durabilidade não deve ser confundido com a vida útil da estrutura, a qual consiste no tempo em que a edificação consegue manter as suas características estruturais realizando-se apenas reparos e manutenções preventivas, conforme o manual de utilização, inspeção e manutenção (ABNT, 2014; ABNT, 2015).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) a durabilidade da estrutura está diretamente relacionada com a qualidade do concreto utilizado e com o cobrimento da armadura determinada em projeto. Sendo assim, ao respeitarem-se as exigências estabelecidas em normas visando à durabilidade, têm-se maior garantia de que a edificação irá atingir a vida útil mínima de 50 anos, conforme recomendado pela NBR 15575 (ABNT, 2013).

A utilização do concreto em obras que envolvem ou armazenam água não vem dos dias de hoje e uma das principais características apresentada por esse material que faz com que ele seja utilizado nesses tipos de obras é a sua resistência à água. Porém, essa resistência está interligada com a permeabilidade do material e esta, por outro lado, é um fator decisivo para a durabilidade da estrutura.

Um material é dito permeável quando apresenta grande quantidade de poros em seu interior, assim, quanto mais poroso um material, mais permeável ele é. Enquanto a porosidade é definida pelo ar incorporado ao concreto e pelas redes capilares formadas a partir da água que restou da hidratação do cimento. Desse modo, quanto maior for a relação água/cimento, maior será a água restante da hidratação e, conseqüentemente, maior será a quantidade de canais capilares formados. Assim, quanto mais permeável e poroso é um material, ou quanto maior a relação água/cimento, maior será a quantidade de gases e água que irão circular pela rede de poros e, portanto, menor será a durabilidade da estrutura (SANTOS, 2010).

Ainda sobre a durabilidade dos reservatórios, Guerrin e Lavaur (2002) reforçam que eles devem ser duráveis, garantindo que o concreto mantenha as suas características iniciais mesmo após estar em contato com a água por um tempo considerável. Além disso, pelo fato da água armazenada em reservatórios ser potável e, assim, possuir uma leve alcalinidade, Guerrin e Lavaur (2002) afirmam que não há riscos de ataque às peças de concreto, porém, defende que a impermeabilização seja realizada.

Entretanto, Helene (1997) destaca que a água poluída resultante da chuva apresenta grandes riscos de deterioração da estrutura, principalmente se ela permanecer durante um período sobre a estrutura. Sendo assim, devem ser previstos sistemas de drenagem, com o propósito de evitar que a água poluída mantenha as superfícies externas dos reservatórios úmidas e, conseqüentemente, cause danos à estrutura.

2.2.4 Abertura de fissuras

É inevitável a ocorrência de aberturas de fissuras em estruturas de concreto armado devido a reduzida resistência à tração do concreto. No entanto, é possível fazer o controle destas, ainda na fase de projeto, por meio de análises da área de aço necessária e, conseqüentemente, do diâmetro da barra adotado para essa área (ABNT, 2014; PINHEIRO, 2007a).

A importância da verificação das aberturas de fissuras e do controle das mesmas, está relacionada à durabilidade, estanqueidade e ao desempenho da estrutura. Caso a abertura de fissuras calculada em projeto esteja dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014) e as ações atuantes não excedam as de projeto, de maneira geral, a estrutura não apresentará risco de corrosão de armadura, ou riscos à segurança. No entanto, não é possível garantir, que na prática, as fissuras não irão ultrapassar os valores de abertura de fissuras calculados, ou até mesmo, os limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014).

Para o caso de reservatórios, nos quais se deve garantir a estanqueidade, os limites de abertura de fissuras devem ser mais rigorosos. Os processos construtivos, como é o caso de uma boa cura do concreto, a utilização de um concreto de consistência adequada e a realização da impermeabilização, são de fundamental importância para ajudar a garantir a estanqueidade do reservatório (NBR 6118, 2014; VASCONCELOS, 1998).

A origem das fissuras, não se restringe apenas ao fato da resistência a tração do concreto ser reduzida. Elas também podem ser originadas devido à retração térmica, assim, pode-se reduzir as fissuras realizando-se uma boa cura do concreto (NBR 6118, 2014).

Em reservatórios, após realizada a cura, Araújo (2009, v.4) recomenda realizar o enchimento do mesmo. Além disso, como forma de minimizar as fissuras nesse elemento estrutural, aconselha-se também utilizar barras de menores diâmetros com espaçamentos pequenos. Ainda, segundo ele, o emprego da armadura mínima apresenta resultados satisfatórios na redução de fissuras.

2.2.5 Fatores construtivos

A concretagem de um reservatório de água, diferentemente de outras estruturas em concreto armado, deve ser amparada por um rígido controle tecnológico, a fim de garantir a durabilidade da estrutura e a estanqueidade dos reservatórios. Dessa forma, as técnicas de controle devem ser aplicadas antes durante e após a concretagem.

As juntas de concretagem devem ser realizadas com um ótimo controle de qualidade uma vez que a probabilidade de ocorrer vazamento oriundo das mesmas é muito grande e com isso o reservatório perde a sua função de estanqueidade. A concretagem da laje de fundo do reservatório, sempre que possível deve ser executada em uma única etapa e atingir uma determinada altura das paredes de forma a evitar a realização de juntas de concretagem na laje de fundo do reservatório. Quando, por fatores construtivos, não for possível realizar a concretagem da laje de fundo em uma única etapa, as juntas de concretagem devem possuir o menor comprimento possível e necessitam receber tratamento apropriado de maneira que haja perfeita ligação entre as etapas de concretagem, evitando, assim, a ocorrência de vazamentos. O mesmo ocorre para as paredes e laje de cobertura do reservatório (COSTA, 1997).

Além disso, é usual a utilização de mísulas nas arestas parede-parede e paredes-laje de fundo de reservatórios, a fim de garantir a estanqueidade também nessas regiões (VASCONCELOS, 1998). As mísulas são realizadas com a finalidade de reforçar a rigidez das paredes entre si e das paredes entre a laje de fundo, simplificar a impermeabilização e, além disso, minimizar os efeitos de fissuração. Segundo Vasconcelos (1998), as mísulas geralmente se apresentam com inclinações

de 45° e devem apresentar espessura equivalente à maior espessura entre a laje de fundo e a parede, conforme exemplifica a Figura 6.

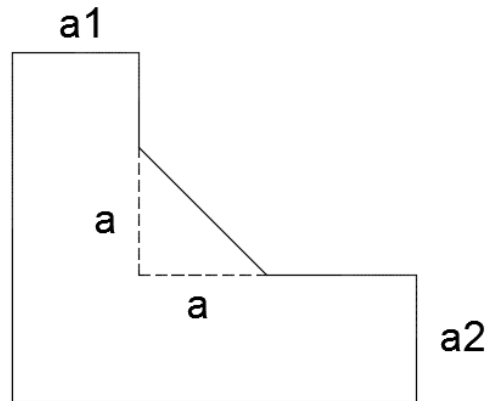


Figura 6– Detalhamento da espessura das mísulas.

2.2.6 Fatores sanitários do reservatório elevado

2.2.6.1 Potabilidade da água

Segundo a NBR 5626 (ABNT, 1998) os reservatórios integram a parte crítica da instalação predial quando se refere ao padrão de potabilidade da água. Diante disso, durante a fase de projeto deve-se dar atenção especial quanto ao material escolhido, quanto à definição da forma de instalação e operação e quanto às dimensões adotadas. Conforme o item 5.2.4 da NBR 5626 (ABNT, 1998), algumas exigências devem ser cumpridas a fim de que a potabilidade da água armazenada no reservatório elevado não seja comprometida. Portanto, o reservatório deve ser totalmente vedado e estanque de maneira que impossibilite a entrada de poeira, animais, insetos e líquidos que possam pôr em risco a qualidade d'água; as aberturas que se encontram entre a lâmina d'água e a laje de cobertura, as quais apresentam contato com o meio externo, deve ser protegidas de modo a evitar, também, a entrada de insetos e poeira; a potabilidade da água deve ser preservada de forma que não haja disseminação de cor, odor, toxidade e desenvolvimento de micro-organismos; e,

por fim, o reservatório deve ser provido de acesso com o propósito de realizar inspeção e manutenção.

Além disso, a Brasil (2016) estabelece que as tampas, destinadas ao acesso de pessoas, sejam estanques e apresentem-se elevadas da laje de cobertura por meio de bordas impedindo, assim, a entrada de água da chuva e de objetos estranhos; os cantos internos dos reservatórios devem ser providos de angulação de forma que não haja emendas e ressaltos, dessa forma, impossibilita-se a propagação de micro-organismos e garante-se a higienização do reservatório.

2.2.6.2 Operação

Referente à operação do reservatório, o item 5.2.5 da NBR 5626 (ABNT, 1998) traz algumas premissas a serem cumpridas: nas tubulações de entrada de água devem-se tomar medidas preventivas da ocorrência de vórtices; reservatórios que apresentam reserva de água destinada ao combate de incêndio devem apresentar dispositivos responsáveis pela circulação da água; a tomada de água deve apresentar-se elevada em referência ao nível da laje de fundo do reservatório de forma a impedir a passagem de resíduos; o reservatório deve conter torneira boia, com o objetivo de controlar o nível de água interno; por fim, a NBR 5626 (ABNT, 1998) recomenda que haja um registro de fechamento do lado externo da caixa d'água para impedir a entrada de água no reservatório quando o mesmo estiver em período de manutenção.

2.2.6.3 Aviso, extravasão e limpeza

Todo reservatório deve apresentar três tubulações, segundo o item 5.2.8 da NBR 5626 (ABNT, 1998), que são de fundamental importância para suprir algumas necessidades.

- a) Aviso: Responsável por avisar aos usuários falhas de funcionamento na torneira de boia;
- b) Extravasão: Responsável pela “extravasão do volume de água em excesso do interior do reservatório” NBR 5626 (ABNT, 1998, p. 11), fato decorrente da falha ou do mau funcionamento apresentado pela torneira boia;
- c) Limpeza: Permite que o reservatório seja esvaziado por completo.

As tubulações citadas acima “devem ser construídas de material rígido e resistente à corrosão” NBR 5626 (ABNT, 1998, p. 11), e, além disso, os trechos horizontais devem ser dotados de adequada inclinação a fim de garantir a eficiência do escoamento d’água em seu interior; com o intuito de facilitar a limpeza do reservatório, o fundo deve ser provido de declividade em direção à tubulação de limpeza; é de grande necessidade, também, um registro de fechamento da tubulação de limpeza para ser fechado quando não estiver sendo utilizado; a tubulação de aviso deve entrar em ação quando a água atingir o nível de extravasão, descarregando a água imediatamente em algum lugar visível de maneira que o usuário perceba a descarga (ABNT, 1998).

Ainda, conforme a Brasil (2016), a limpeza e higienização dos reservatórios devem ser feitas aproximadamente a cada 180 dias, porém, pode ser feita antes desse prazo em casos de suspeita de contaminação; e, por fim, as torneiras e conexões devem apresentar processo de montagem e desmontagem simples com o propósito de serem retiradas para limpeza.

2.2.7 Ações atuantes

Ações constituem causas que acarretam no aparecimento de esforços e deformações em uma construção. O levantamento das ações exercidas sob uma estrutura é de fundamental importância, uma vez que ao aplicarem-se ações que não foram consideradas a estrutura pode apresentar falhas ou, até mesmo, o surgimento de estados limites de serviços que não foram previstos e que podem colocar a estrutura em risco (ABNT, 2003; MENESES, 2013).

As ações atuantes em uma estrutura são classificadas em função da oscilação temporal, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), como sendo:

Ações permanentes: São aquelas que se apresentam com cargas constantes ou pouco variáveis ao longo da vida da estrutura. Podem ser ainda divididas em permanente diretas, que englobam o peso próprio da estrutura e de quaisquer equipamentos construtivos fixos, e em permanente indireta, que abrangem os efeitos de retração, de recalque e de protensão.

Ações variáveis: São ações que apresentam valores variando significativamente em torno da média no decorrer da vida da construção. São consideradas ações variáveis: as sobrecargas acidentais e os efeitos atmosféricos como é o caso do vento, da neve, das variações de temperatura, entre outras.

Ações excepcionais: são ações de curta duração e com baixa probabilidade de ocorrerem, são exemplos desse tipo de ação: incêndios, explosões, sismos, entre outros.

Ainda, as ações podem ser classificadas em diretas e indiretas.

Ações diretas: "... são esforços externos que atuam nas estruturas gerando deslocamentos e esforços internos em seus elementos estruturais" (COSTA, 1997, p. 59). Para reservatórios elevados as ações diretas atuantes são a carga permanente, a sobrecarga e a pressão hidrostática.

Ações indiretas: São ações que proporcionam a ocorrência de deformações e, por conseguinte, esforços na estrutura. São exemplos de ações indiretas: a fluência, variação de temperatura, deslocamentos de apoio, retração e imperfeições geométricas (COSTA, 1997).

Por outro lado, a NBR 6120 (ABNT, 1980) classifica as cargas atuantes em uma estrutura como sendo permanente (g) e acidental (q). As cargas permanentes englobam as cargas referentes ao peso próprio da estrutura e todas as cargas fixas, sejam elas oriundas de objetos de instalações ou de elementos construtivos da mesma. Enquanto as cargas acidentais são aquelas atuantes na estrutura conforme a utilização da mesma, nesse tipo de carga são abrangidas as cargas oriundas de presença de pessoas, objetos, materiais, móveis, entre outros.

2.2.8 Dimensionamento

Os reservatórios mais usuais em edifícios são constituídos por um conjunto de placas, sendo uma laje de fundo, uma laje de cobertura e quatro paredes. Podem apresentar uma ou mais células, no entanto, caso as dimensões sejam iguais, o dimensionamento é feito para uma única célula e as armaduras determinadas para essa, são também adotadas para as outras células. Em casos de mais de uma célula, as paredes intermediárias devem apresentar armadura dupla simétrica, para, assim, ser considerado os casos em que uma célula estiver cheia e outra vazia. Geralmente, os reservatórios de edifícios são apoiados nos pilares da caixa de escada.

Antes de dar início ao dimensionamento, devem-se determinar alguns parâmetros os quais apresentam influência direta nos cálculos, como é o caso dos vãos efetivos, da espessura e das ações atuantes em cada uma das lajes.

O dimensionamento das paredes ocorre, inicialmente, considerando-as como placas e, posteriormente, é feita a análise da armadura considerando-as como vigas (ou vigas-paredes, conforme a classificação). O dimensionamento das lajes como placa é feito considerando as lajes isoladamente, assim, determina-se os momentos e posteriormente devem ser feitas as compatibilizações. As armaduras são determinadas por meio de flexão plana, considerando as lajes como sendo vigas de 1 metro de comprimento. Para a segunda análise das paredes, deve ser feita a classificação como vigas ou viga-paredes para a posterior determinação do método a ser utilizado no dimensionamento das armaduras. Para a análise das paredes como vigas os vãos são calculados inteiramente, ao contrário da metodologia de placas. Além disso, nesse caso, devem ser consideradas as cargas provenientes da laje de cobertura e de fundo e o peso próprio das paredes somado ao peso do revestimento das mesmas (ARAÚJO, 2009, v.4; ARAÚJO, 2010).

A metodologia de cálculo será apresentada mais detalhadamente na próxima seção.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

No presente trabalho foi realizado o dimensionamento estrutural de um reservatório elevado em concreto armado, como já abordado anteriormente. A seguir serão expostos os parâmetros necessários para o dimensionamento, como é o caso da edificação exemplo, do volume de água a ser armazenada em cada célula do reservatório, dos cobrimentos exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), entre outros. Cabe aqui ressaltar que não foi dimensionada a fundação do reservatório para este trabalho.

3.1 Edificação

O Edifício Capanema, localizado na cidade de Capanema – Paraná foi utilizado como exemplo para o dimensionamento de reservatórios paralelepípedicos elevados. A edificação em questão consta com quinze pavimentos, sendo onze deles atribuídos a apartamentos residenciais, dois subsolos destinados para garagem e os outros dois pavimentos designados a salas comerciais. Totalizando, desse modo, 40 apartamentos e 10 salas comerciais em uma área de 9321,82 m².

O edifício possui uma cisterna localizada no subsolo que recebe água da rede pública. Com o auxílio de bomba a água estocada na cisterna é recalçada até o reservatório superior, o qual é responsável pelo armazenamento da água que, posteriormente, é distribuída à população do Edifício Capanema.

O reservatório elevado, para esse trabalho, é considerado apoiado nos pilares da caixa da escada do edifício, e, portanto, possui as mesmas medidas de comprimento e largura que aquela. Foi dimensionado um reservatório contendo duas células a fim de que a população não seja afetada quando uma dessas células estiver em período de manutenção ou limpeza. Além disso, previu-se, para cada uma das câmaras, uma caixa de inspeção a fim de permitir o acesso de pessoas para a realização da inspeção e higienização adequada conforme as legislações vigentes.

3.1.1 Dimensões

A caixa d'água possui as mesmas medidas da caixa da escada conforme exposto anteriormente, dessa maneira, seu comprimento total é de 5,89 m e largura de 2,70 m. As caixas de inspeção possuem dimensões iguais às medidas mínimas exigidas pelo item 5.13.1 da NBR 12217 (ABNT, 1994) que é de 0,6 m x 0,6 m. Os pilares de sustentação da caixa de água são compostos por seis pilares de dimensões 0,20 m x 0,20 m, dispostos conforme a planta da Figura 7.

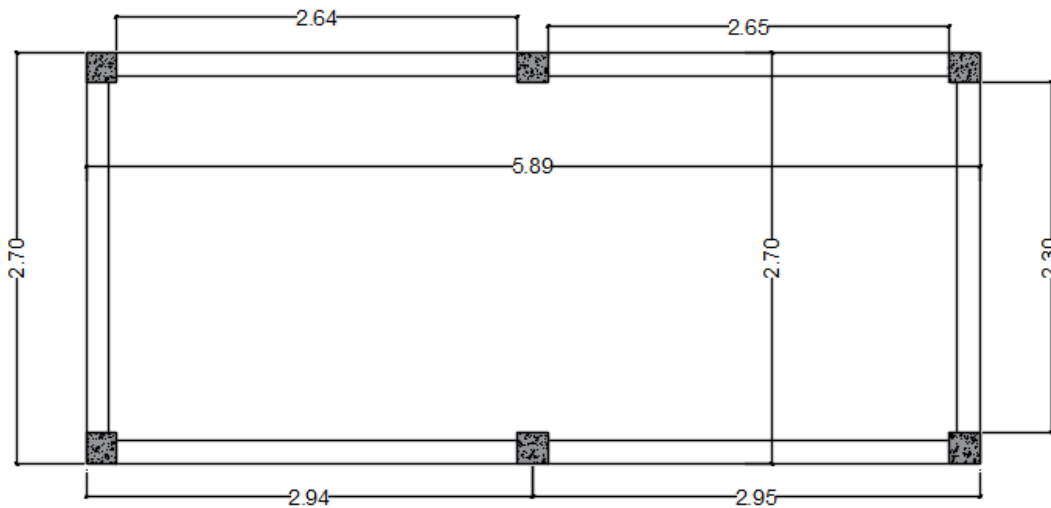


Figura 7 – Planta de disposição dos pilares da caixa d'água (medidas em metro).

3.2 Volume da caixa d'água

O volume do reservatório foi determinado utilizando a Tabela de Consumos Potenciais disponibilizada pela Sanepar (2010) e exposta no Anexo A do trabalho. Sabendo que a área total aproximada de 36 apartamentos é de 162,23 m², e a área dos outros 4 apartamentos de 303,4 m², temos que conforme a Tabela do Anexo A o consumo mensal provável por economia é de 21,0 m³/ec.mês e 23,5 m³/ec.mês, respectivamente. Assim, multiplicando o consumo pelo número de economia temos o exposto na Equação (1).

$$\text{Consumo apartamentos} = (21 \cdot 36) + (23,5 \cdot 4) = 850 \text{ m}^3/\text{mês} \quad (1)$$

Portanto, o consumo em m³/dia é dado pela Equação (2).

$$\text{Consumo apartamentos} = 850 \text{ m}^3/30 = 28,33 \text{ m}^3/\text{dia} \quad (2)$$

Porém, além dos 40 apartamentos o edifício também consta com 10 salas comerciais, sendo 2 delas com mezanino. Considerando do Anexo A o consumo provável para edifícios públicos/comerciais de 80 l/percapita.dia para as salas comerciais térreas e o consumo provável para escritórios de 50l/percapita.dia para as sobre lojas comerciais, as quais não possuem acesso direto com a via pública e assim, geralmente, são destinadas à escritórios. Além disso, supondo que o mezanino é utilizado como depósito de mercadoria das salas comerciais térreas, foi contabilizado no consumo de água o total de uma pessoa por ambiente consumindo 80 l/percapita.dia.

Sendo a área das seis lojas comerciais térreas de 670,58 m² e das quatro sobre loja comerciais de 253,94 m², foi considerado que no layout das mesmas há uma área ocupada por móveis, cadeiras, computadores, balcões, caixas, entre outros instrumentos de trabalho, de aproximadamente 50 % da área das salas.

Ainda, segundo a Tabela 1 e a Tabela 5 – *Dados para o dimensionamento das saídas*, disponibilizada na NBR 9077 (ABNT, 2001) as lojas comerciais são classificadas como D-1 e apresentam ocupação de uma pessoa para cada 7 m² de ambiente. Dessa maneira, podemos determinar a quantidade média de pessoas por sala comercial, conforme as áreas e a porcentagem de ocupação apresentadas anteriormente.

Tabela 1 – Classificação da edificação quanto à ocupação.

Grupo	Ocupação/Usos	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitação unifamiliar	Casas térreas ou assobradadas (isoladas e não isoladas) e condomínios horizontais
		A-2	Habitação multifamiliar	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitação coletiva	Pensionatos, internatos, alojamentos, mosteiros, conventos, residências geriátricas. Capacidade máxima de 16 leitos
B	Serviço de Hospedagem	B-1	Hotel e assemelhado	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, pousadas, albergues, casas de cômodos, divisão A-3 com mais de 16 leitos
		B-2	Hotel residencial	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se <i>apart-hotéis</i> , <i>flats</i> , hotéis residenciais)
C	Comercial	C-1	Comércio com baixa carga de incêndio	Artigos de metal, louças, artigos hospitalares e outros
		C-2	Comércio com média e alta carga de incêndio	Edifícios de lojas de departamentos, magazines, armarinhos, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	Shopping centers	Centro de compras em geral (<i>shopping centers</i>)
D	Serviço profissional	D-1	Local para prestação de serviço profissional ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleiros, centros profissionais e assemelhados
		D-2	Agência bancária	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviço de reparação (exceto os classificados em G-4)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
		D-4	Laboratório	Laboratórios de análises clínicas sem internação, laboratórios químicos, fotográficos e assemelhados

Fonte: Adaptado de CORPO DE BOMBEIROS DO PARANÁ BM/7 - CSCIP, 2015.

A área das salas comerciais térreas com 50% de espaço livre para movimentação e o número de pessoas por sala são dadas pelas Equações (3) e (4), respectivamente.

$$\text{Área circulável (salas térreo): } 670,58 \text{ m}^2 \cdot 0,5 = 335,29 \text{ m}^2 / 6 \text{ salas} = 55,88 \text{ m}^2 / \text{sala} \quad (3)$$

$$\text{Número de pessoas: } 55,88 \text{ m}^2 / (7 \text{ m}^2 \cdot \text{sala}) = 8 \text{ pessoas/sala} \quad (4)$$

Da mesma forma, a área das sobre lojas comerciais com 50% de espaço livre para movimentação e o número de pessoas por sala são dadas pelas Equações (5) e (6), respectivamente.

$$\text{Área circulável (sobre lojas): } 253,94 \text{ m}^2 \cdot 0,5 = 129,47 \text{ m}^2 / 4 \text{ salas} = 32,37 \text{ m}^2 / \text{sala} \quad (5)$$

$$\text{Número de pessoas: } 32,37 \text{ m}^2 / 7 \text{ m}^2 \cdot \text{sala} = 5 \text{ pessoas/sala} \quad (6)$$

Sendo 6 salas comerciais térreas com cerca de 8 pessoas cada, e 2 pessoas correspondente à presença do mezanino, enquadradas no tipo de edificação “Edifícios Públicos/Comerciais” (80l/percapita.dia), e 4 sobre lojas comerciais com aproximadamente 5 pessoas cada, enquadradas no tipo de edificação “Escritórios” (50l/percapita.dia), tem-se que o volume de água total ocupado pelas salas comerciais do edifício é dado pela Equação (7).

$$\text{Volume salas comerciais: } ((6 \cdot 8) + 2) \cdot 80 + (5 \cdot 4) \cdot 50 = 5000 \text{ l} = 5 \text{ m}^3/\text{dia} \quad (7)$$

Conseqüentemente, o consumo provável total do edifício é de 33,33 m³/dia. Entretanto, segundo o item 5.2.5.1 da NBR 5626 (ABNT, 1998), o volume de reservação deve ser suficiente para abastecer toda a população do edifício durante um período de 24 horas. De maneira que se houver falta de água ou problemas no sistema de distribuição, o edifício consiga suprir suas demandas de água no dia em questão e nas próximas 24 horas. Assim, tem-se que o volume de reservação provável para suprir as demandas do edifício é duas vezes o volume diário, ou seja, de 66,66 m³.

Além disso, conforme o item 5.4 da NBR 13714 (ABNT, 2000) deve ser previsto um volume de reserva para incêndio, o qual é utilizado para iniciar um provável combate. O volume da reserva de incêndio foi determinado utilizando a Norma de Procedimento Técnico - 022 (CORPO DE BOMBEIROS PARANÁ BM/7, 2015) e o Código de Segurança Contra Incêndio e Pânico (CORPO DE COMBEIROS DO PARANÁ BM/7, 2015).

Inicialmente a edificação foi classificada utilizando a Tabela 1. Assim, classifica-se a edificação como sendo do grupo A, divisão A-2, para os pavimentos destinados à habitação residencial, e do grupo D, divisão D-1, para os pavimentos destinados às salas comerciais. Esses grupos, então, podem ser classificados, quanto ao tipo de sistema.

Conforme a Tabela 2 – *Aplicabilidade dos tipos de sistemas em função da ocupação/uso*, disponível na NPT 22 (CORPO DE BOMBEIROS PARANÁ BM/7, 2015) a edificação é classificada como sendo do Tipo 1. Sabendo o tipo da edificação e que a área total da mesma é de 9321,82 m², tem-se que a reserva mínima para incêndio é dada conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Volume mínimo da reserva de incêndio.

Tipo de Sistema	ÁREA DA EDIFICAÇÃO E/OU ÁREA DE RISCO					
	Até 2.500m ²	Acima de 2.500m ² até 5.000m ²	Acima de 5.000m ² até 10.000m ²	Acima de 10.000m ² até 20.000m ²	Acima de 20.000m ² até 50.000m ²	Acima de 50.000m ²
Tipo 1	5m ³	8m ³	12m ³	18m ³	25m ³	35m ³
Tipo 2	8m ³	12m ³	18m ³	25m ³	35m ³	48m ³
Tipo 3	12m ³	18m ³	25m ³	35m ³	48m ³	70m ³
Tipo 4	28m ³	32m ³	48m ³	64m ³	96m ³	120m ³
Tipo 5	32m ³	48m ³	64m ³	96m ³	120m ³	180m ³

Fonte: CORPO DE BOMBEIROS DO PARANÁ BM/7 - NPT 022, 2015.

Assim, tem-se que a reserva mínima de incêndio é dada por 12 m³. Com isso, o volume de água total armazenado, dado pela Equação (8), é o somatório do volume de água necessário para abastecer a população do edifício durante dois dias e o volume da reserva para incêndio.

$$Volume = 66,66 m^3 + 12 m^3 = 78,66 m^3 \quad (8)$$

De acordo com a Sanepar (2017), edificações que apresentem três ou mais pavimentos devem possuir, além do reservatório elevado, um reservatório inferior, ou seja, uma cisterna.

No entanto, a NBR 5626 (ABNT, 1998) não deixa claro como deve ser feita a divisão do volume da reserva total de água entre os reservatórios elevado e inferior. Aplicando os conhecimentos adquiridos na matéria de Instalações Prediais, foi considerado que o reservatório inferior possui 60% do volume total referente ao consumo da população, enquanto o reservatório superior apresenta os outros 40% do volume total referente ao consumo da edificação mais o volume de reserva de incêndio. Sendo assim, os volumes do reservatório inferior e superior são dados pelas Equações (9) e (10), respectivamente.

$$Reservatório Inferior = (0,6 \cdot 66,66 m^3) = 40,00 m^3 \quad (9)$$

$$Reservatório Superior = (0,4 \cdot 66,66 m^3) + 12 m^3 = 38,66 m^3 \quad (10)$$

Sendo o reservatório superior composto por duas células, o volume em cada uma dessas células é de 19,33 m³.

3.3 Cobrimento da armadura

O cobrimento a ser utilizado para o reservatório deve atender as exigências da NBR 6118 (ABNT, 2014). De acordo com o rodapé da Tabela 3, a NBR 6118 (ABNT, 2014) destaca que os reservatórios, por possuírem superfícies expostas a ambientes agressivos devem ser classificados segundo a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) IV, a qual indica risco elevado de deterioração. Para a CAA IV, o cobrimento da armadura para laje, conforme a Tabela 3, é de 45 mm. Já a qualidade do concreto é garantida utilizando f_{ck} mínimo de 40 MPa e a relação água/cimento máxima de 0,45, como pode-se verificar na Tabela 4.

Tabela 3 – Relação entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Levando em consideração que a norma se refere apenas às superfícies que estão em contato ou expostas á ambientes agressivos, como é o caso do interior de um reservatório em contato direto com a água, adotou-se o cobrimento de 45 mm apenas para a face interior. E considerou-se que a face exterior, a qual compreende a superfície exposta ao ambiente urbano, está submetida a uma CAA II, de acordo

com a Tabela 5. Dessa maneira, para a CAA II, o cobrimento exigido pela norma, segundo a Tabela 3, é de 25 mm e a qualidade do concreto será única e igual às exigências de norma referentes à CAA IV, uma vez que atendida essa classe, a CAA II também será respeitada.

Tabela 4 – Relação entre a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 5 – Classe de agressividade ambiental (CAA).

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 ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).
^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Por fim, a parede que divide as duas células do reservatório apresenta em suas duas faces cobrimento de 45 mm, uma vez que se encontra exposta à ambientes agressivos em suas duas superfícies.

3.4 Espessuras das paredes, laje de fundo e laje de cobertura

As espessuras referentes às paredes e às lajes de fundo e de cobertura foram determinadas após analisar as alturas efetivas normalmente utilizadas por alguns autores, como é o caso de Araújo (2009), Vasconcelos (1998) e Bittencourt (2001). O processo determinado para a obtenção das espessuras relaciona-se ao fato do cobrimento das armaduras em reservatórios terem tido uma significativa alteração com a nova revisão da NBR 6118 (ABNT, 2014) em relação àquela utilizada pelos autores acima citados. Dessa maneira, a altura efetiva (d), a qual consiste, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na distância entre a face comprimida do elemento estrutural até o centro de gravidade da armadura tracionada, será mantida e a ela será somado o valor correspondente a $1,5 \varnothing$ da armadura, que será considerada de 10 mm tendo-se como base, também, os autores acima citados, e o cobrimento referente à atualização da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme especificado na seção 3.3. Tais autores determinaram as alturas efetivas das lajes do reservatório baseando-se no comprimento do vão teórico da estrutura. Sendo assim, os valores da altura efetiva adotadas para o presente trabalho são:

- Altura efetiva laje de fundo = 12 cm;
- Altura efetiva laje de cobertura = 7 cm;
- Altura efetiva das paredes = 12 cm.

Tendo-se os valores da altura efetiva definidos pode-se, então, determinar as espessuras dos elementos que compõe o reservatório, conforme a Equação (11).

$$e = d + \varnothing/2 + \varnothing + 4,5 \quad (11)$$

- Espessura da laje de fundo = $12 + 0,5 + 1,0 + 4,5 = 18$ cm;
- Espessura da laje de cobertura = $7 + 0,5 + 1,0 + 4,5 = 13$ cm;
- Espessura das paredes = $12 + 0,5 + 1,0 + 4,5$ cm = 18 cm.

Além das espessuras determinadas acima, também devemos determinar a espessura das mísulas verticais e horizontais. Neste caso, como a espessura da laje e da parede é igual, será adotado como espessura das mísulas a medida de 18 cm.

3.5 Altura da lâmina de água e altura total do reservatório

A altura na lâmina de água foi determinada para uma única célula, a outra, conseqüentemente, apresenta igual altura d'água. Inicialmente é feita a divisão das células já com as espessuras das paredes definidas na seção 3.4, resultando em células de 2,67 metros por 2,34 metros, conforme ilustra a Figura 8.

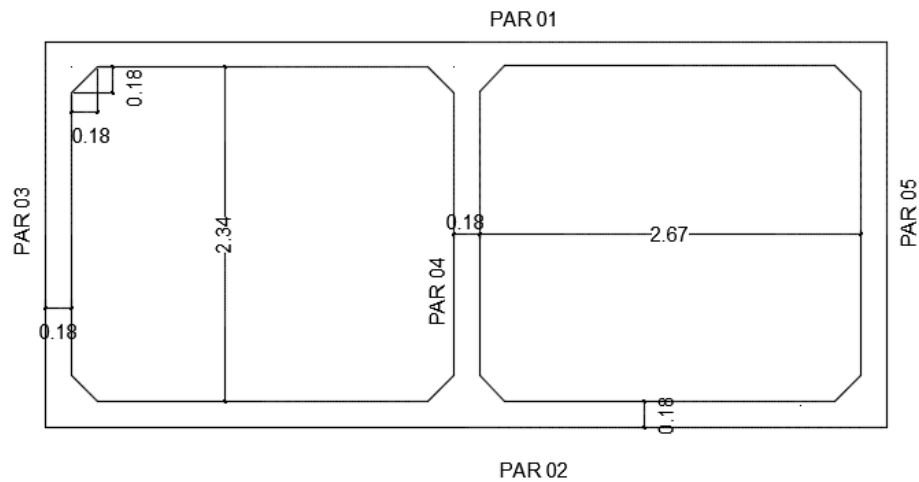


Figura 8 – Planta da laje de fundo (medidas em metro).

Assim, a área da laje de fundo de cada célula é dada pela Equação (12).

$$\text{Área} = 2,67 \cdot 2,34 = 6,2478 \text{ m}^2 \quad (12)$$

A altura da lâmina de água para o volume de 19,33 m³, determinado na seção 3.2, para cada célula é dada pela Equação (13).

$$\text{Altura da lâmina de água} = 19,33 \text{ m}^3 / 6,2478 \text{ m}^2 = 3,09 \text{ m} \quad (13)$$

Porém, há a presença de mísulas horizontais e verticais por todo o perímetro das arestas e da laje de fundo que devem ser descontados do volume determinado na Equação (13). Assim, o volume ocupado pelas mísulas é dado pela Equação (14).

$$\text{Volume das mísulas} = (0,18^2/2) \cdot (2 \cdot 2,31 + 2 \cdot 1,98 + 4 \cdot 3,09) = 0,34 \text{ m}^3 \quad (14)$$

Fazendo uma regra de três entre o volume total do reservatório e a altura da lâmina de água e o volume ocupado pelas mísulas obtemos que o volume das mísulas corresponde a um acréscimo na lâmina de água de 0,054 m. Assim, a altura de lâmina de água total é dada pela Equação (15).

$$\text{Altura da lâmina d'água} = 3,09 + 0,054 = 3,14 \text{ m} \quad (15)$$

Além disso, é necessário que haja uma folga entre a lâmina de água e a laje de cobertura com a finalidade de que os objetos hidráulicos sejam instalados. A NBR 12217 (ABNT, 1994) estabelece que a folga mínima seja de 30 cm. Assim, a altura total do reservatório é dada na Equação (16).

$$\text{Altura do reservatório} = 3,14 + 0,30 = 3,44 \text{ m} \quad (16)$$

Na Figura 9 têm-se a representação da elevação do reservatório, a qual facilita a visualização das alturas e das espessuras determinadas.

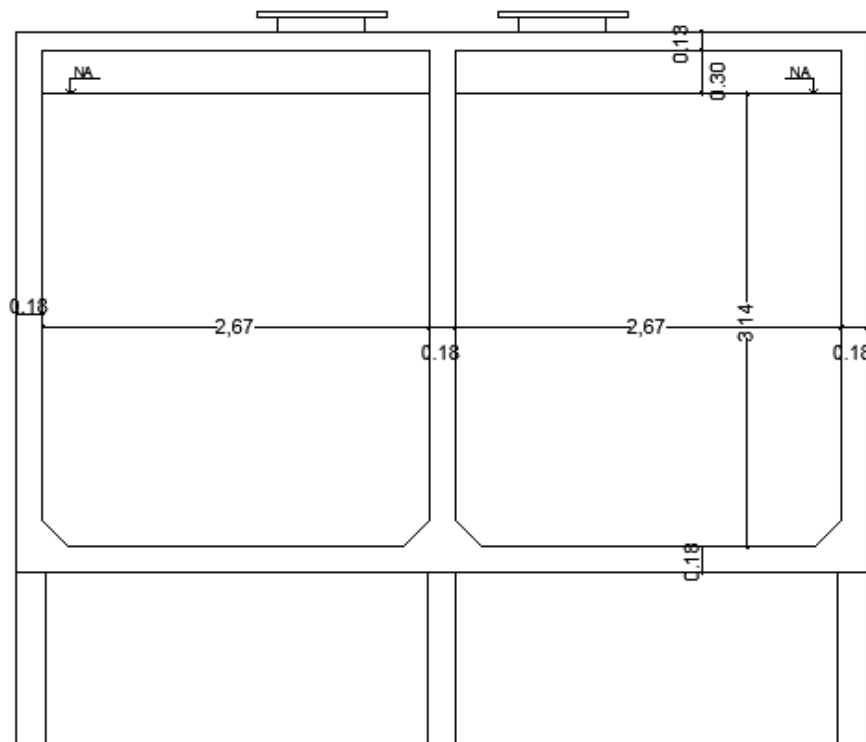


Figura 9 – Elevação do reservatório (medidas em metro).

3.6 Ações atuantes

O levantamento das cargas atuantes no reservatório será realizado tomando como base Araújo (2010). As cargas atuantes nos reservatórios e que devem ser consideradas nos cálculos de placas apresentam-se expostas a seguir.

Ações atuantes na laje de cobertura

- Peso próprio da laje = $0,13 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 3,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso de revestimento = 1 kN/m^2
- Carga acidental = $0,5 \text{ kN/m}^2$

Total = 4,75 kN/m²

Ações atuantes na laje de fundo

- Peso próprio da laje = $0,18 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 4,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso de revestimento = 1 kN/m^2
- Sobrecarga da água = $3,44 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 34,4 \text{ kN/m}^2$

Total = 39,9 kN/m²

Ações atuantes nas paredes

- Pressão hidrostática = $3,44 \cdot 10 \text{ kN/m}^2 = 34,4 \text{ kN/m}^2$ (carga triangular máxima).

Total = 34,4 kN/m²

As cargas encontradas no mercado para os produtos específicos de impermeabilização de reservatórios variam em torno de $0,03 \text{ kN/m}^2$ a $0,045 \text{ kN/m}^2$. Porém, Araújo (2010) e Vasconcelos (1998) adotam para a carga de impermeabilização um valor de 1 kN/m^2 , e a denominam como carga de revestimento, ou seja, dentro desse 1 kN/m^2 estão consideradas as cargas referentes à impermeabilização a ao revestimento interno e externo da estrutura. Assim, para este trabalho foi adotada a carga proposta pelos autores, visando a segurança. A sobrecarga na laje de tampa é considerada como forro sem acesso de pessoas e o seu valor é dado segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980) como sendo de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Por fim, o peso específico do concreto armado é dado, também pela NBR 6120 (ABNT, 1980), como sendo de 25 kN/m^3 .

Além disso, segundo Araújo (2010) a altura utilizada para o cálculo do peso da água e da pressão hidrostática consiste na “altura máxima de água no reservatório”

(ARAÚJO, 2010, p. 130). Assim, considerando a ocorrência de falhas no sistema de extravasamento de água e que, dessa forma, a mesma atinja a tampa do reservatório, foi considerada para o trabalho uma altura máxima de 3,44 m, que constitui a altura entre a laje de fundo e a parte inferior da laje de cobertura. Adotando-se a altura de 3,44 m para o levantamento das cargas atuantes, admite-se que o reservatório está seguro para qualquer altura que a água atinja.

3.7 Aberturas

Conforme já visto na seção 3.1.1, cada célula possui uma caixa de inspeção independente e com as mesmas dimensões de 0,6 m x 0,6 m. Da Seção 2.2.7, também vimos que as aberturas devem apresentar-se elevadas sobre bordas em relação a laje de cobertura com o intuito de impedir a entrada da água da chuva e de objetos que possam interferir na potabilidade da água. Dessa forma, as bordas foram adotadas conforme recomendações da NBR 12217 (ABNT, 1994) e de Vasconcelos (1998) e, assim, possuem altura e espessura de 10 cm.

Além disso, tendo-se como referência Araújo (2009) elas são dotadas de fechamento com placas pré-moldadas com espessura de 5 cm e com comprimento de 90 cm, de forma que ultrapasse 5 cm de cada lado da tampa, conforme pode-se visualizar na Figura 10.

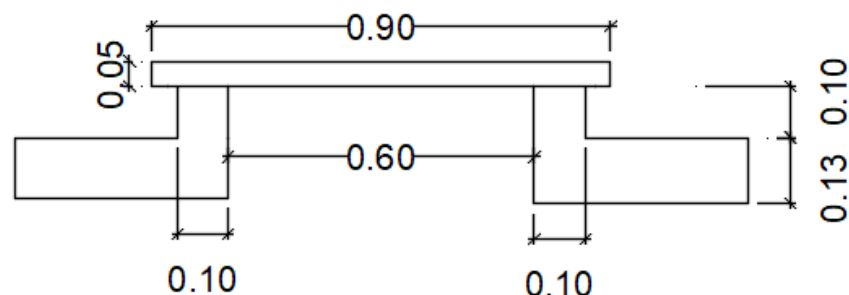


Figura 10 – Detalhamento das tampas das caixas de inspeção.

A seção 20.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) aborda que em casos de ocorrência de abertura em lajes, as bordas livres e as faces das lajes maciças devem ser protegidas utilizando de barras de aço transversais e longitudinais.

As aberturas adotadas para o exemplo de cálculo em questão são afastadas de 20 centímetros, conforme recomendado por Bittencourt (2001), da parede central e da parede lateral, como mostra a Figura 11. Entretanto, alguns autores adotam diferentes distâncias como é o caso de Araújo (2009), que utiliza uma distância de 45 cm, e Vasconcelos (1998) que não apresenta afastamento das paredes.

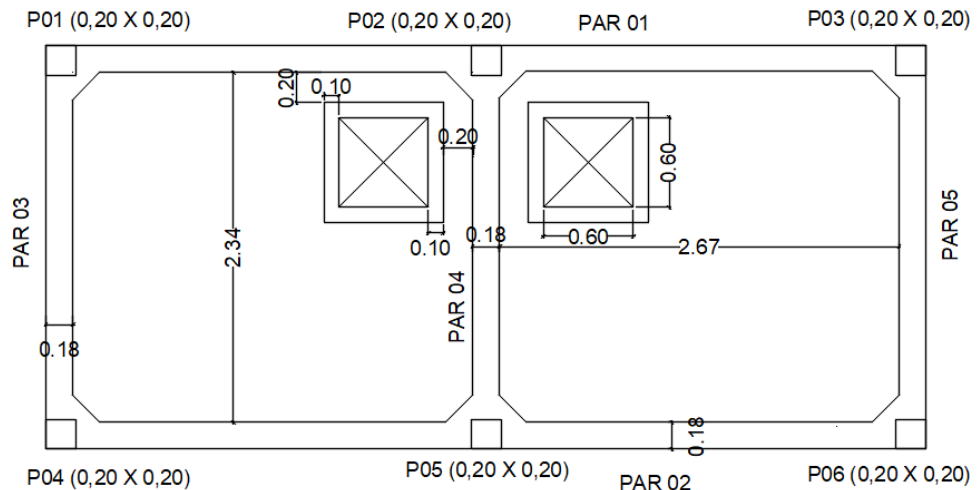


Figura 11 – Planta da laje de cobertura.

3.8 Metodologia de cálculo

Os reservatórios, como já visto anteriormente, são compostos por uma laje de fundo, pelas paredes laterais perpendiculares a essa e uma laje de cobertura. Assim sendo, as lajes serão dimensionadas como placas e as paredes, inicialmente, como placas, sob a ação do empuxo d'água, e posteriormente por flexão plana da parede, com a atuação do seu peso próprio e das reações oriundas das lajes. Assim, as armaduras para cada caso das paredes serão determinadas separadamente e posteriormente superpostas.

3.8.1 Teoria das Placas

3.8.1.1 Cálculo do momento fletor

Na Teoria das Placas a determinação dos momentos fletores é realizada por meio de tabelas simplificadas que foram elaboradas com base na Teoria da Elasticidade. No presente trabalho as tabelas utilizadas serão as de Pinheiro (2007b), as quais fornecem os coeficientes para o cálculo dos momentos fletores, das reações de apoios e das flechas.

O dimensionamento por meio da Teoria das Placas é feito determinando-se inicialmente o valor de entrada para as tabelas, o qual consiste na relação entre os comprimentos efetivos da laje. De acordo com as tabelas de Pinheiro (2007b), para lajes submetidas à carga uniforme tem-se a relação deste valor estabelecido na Equação (17), já para as lajes submetidas à carga triangular, altera-se a nomenclatura e a relação é dada pela Equação (18).

$$l_y/l_x \quad (17)$$

$$l_a/l_b \quad (18)$$

Onde foi considerado que:

l_x e l_a : o menor entre os dois comprimentos efetivos (cm);

l_y e l_b : o maior entre os dois comprimentos efetivos (cm).

Após determinado o valor de entrada devemos classificar a laje quanto à tendência de giro dos seus bordos, ou seja, quanto à vinculação das bordas, uma vez que isso estabelece a tabela a ser adotada para a determinação dos coeficientes utilizados no cálculo do momento fletor. A tendência de giro depende da direção das resultantes das forças em cada laje. A laje terá seu bordo considerado engastado quando apresentar as forças tendendo a girar seus bordos em sentidos opostos, já quando elas tenderem a girar em mesmo sentido, seu bordo será considerado apoiado (ARAUJO, 2010, v.4).

Na Figura 12 tem-se uma ilustração da direção das forças resultantes nas lajes ocasionando o giro das bordas.

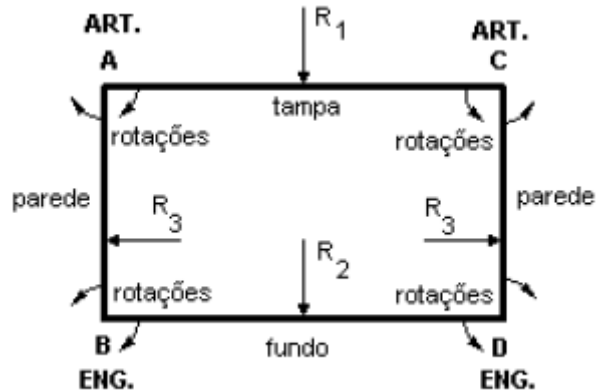


Figura 12 – Rotação das bordas das lajes em um reservatório elevado cheio.

Para o reservatório elevado em questão, as lajes de fundo apresentarão todas as suas bordas engastadas; as lajes de cobertura apresentarão três bordas apoiadas e uma borda engastada, em que o engaste está localizado na borda comum às lajes de cobertura de cada célula; por fim, as paredes apresentarão os bordos em contato com as paredes laterais e com a laje de fundo, engastados, já o bordo em contato com a laje de cobertura será apoiado.

Por fim, definido o modelo da laje, os coeficientes, μ_x, μ_y, μ'_x e μ'_y , são determinados por interpolações, quando o coeficiente de entrada não consiste em um número inteiro presente na tabela de Pinheiro (2007b).

Podemos definir os coeficientes em:

- μ_x : coeficiente positivo no eixo x;
- μ_y : coeficiente positivo no eixo y;
- μ'_x : coeficiente negativo no eixo x;
- μ'_y : coeficiente negativo no eixo y.

O momento fletor atuante pode ser determinado pela Equação (19), a qual depende dos coeficientes apresentados acima, da carga atuante e do comprimento do menor dos dois eixos da laje analisada. É importante ressaltar que a Equação (19) aqui apresentada é válida apenas para o cálculo do momento fletor utilizando-se os coeficientes extraídos das tabelas de Pinheiro (2007b).

$$M = \mu \cdot \frac{P \cdot l^2}{100} \quad (19)$$

onde:

M : momento fletor (kN.m/m)

μ : coeficiente extraído das tabelas de Pinheiro (2007b);

P : carga atuante uniforme, ou carga máxima triangular (kN/m²);

l : menor vão efetivo (m).

É importante destacar que os momentos encontrados com a Equação (19), correspondem ao momento que determinará armaduras paralelas ao eixo em que se está calculando. Por exemplo, ao calcular o momento positivo no eixo “x” a armadura determinada a partir deste momento estará disposta, paralelamente ao próprio eixo “x”.

3.8.1.2 Compensação dos momentos negativos

Uma vez que as lajes são dimensionadas de forma isolada, é necessário que os momentos negativos nos bordos das lajes sejam compatibilizados, de forma a levar em consideração a continuidade da estrutura. Sabendo que as lajes simplesmente apoiadas não apresentam momentos negativos, a compatibilização deve ser feita entre as próprias paredes e entre a laje de fundo e as paredes, ou seja, onde há engastamento (KUEHN, 2002; VASCONCELOS, 1998).

A origem da diferença dos momentos negativos em uma mesma aresta está na distinção dos vãos, das cargas e dos apoios das lajes (VASCONCELOS, 1998).

A compensação dos momentos negativos é dada segundo a Equação (20).

$$M. \text{fletor negativo} \geq \begin{cases} 0,8 \cdot Ma \\ \frac{Ma+Mb}{2} \end{cases} \quad (20)$$

onde:

Ma : o maior entre os dois momentos negativos (kN.m/m);

Mb : o menor entre os dois momentos negativos (kN.m/m).

3.8.1.3 Correção dos momentos positivos

Depois de compatibilizados os momentos negativos devem ser feitas as correções dos momentos positivos nos centros das lajes.

Segundo Vasconcelos (1998) e Araújo (2009, v.4), os momentos negativos nas paredes, geralmente, após serem compatibilizados apresentam certo aumento em relação ao momento fletor negativo anteriormente à compatibilização. Isso ocorre, uma vez que o momento da laje de fundo apresenta um valor elevado, enquanto o da parede, um valor reduzido, ocasionando em um aumento do momento fletor da parede e redução do momento da laje de fundo. Tendo em vista que os momentos positivos são corrigidos de forma que apresentam aumento em caso de redução do momento negativo e vice-versa, os momentos positivos das paredes, em geral, não são corrigidos visando à segurança, uma vez que ao serem corrigido irão apresentar uma redução do seu valor. No entanto, o inverso ocorre para a laje de fundo, e, portanto, o seu momento positivo deve ser corrigido.

O método utilizado para a correção dos momentos positivos no presente trabalho será o método recomendado por Araújo (2009). Esse método consiste em aplicar um momento em cada bordo da laje, de valor equivalente à diferença entre o momento encontrado para a laje isolada e o momento após a compatibilização, conforme representa a Equação (21) e a Equação (22).

$$\Delta x = M1 - M2 \quad (21)$$

$$\Delta y = M1 - M2 \quad (22)$$

onde:

$M1$: momento negativo determinado na laje isolada (kN.m/m);

$M2$: momento negativo compatibilizado (kN.m/m).

Esse método de correção considera que os momentos aplicados ao longo das bordas apresentam uma variação senoidal, e devido a isso devem ser calculados os incrementos ΔM_x e ΔM_y do momento positivo utilizando os coeficientes γ_x^1 , γ_y^1 , γ_x^2 , e γ_y^2 extraídos da Tabela 6. Esses coeficientes são dados em função da relação dos

vãos da laje, sendo l_x o menor vão. Os incrementos são dados pela Equação (23) e Equação (24).

$$\Delta Mx = 2(\gamma_x^1 \cdot \Delta x + \gamma_x^2 \cdot \Delta y) \quad (23)$$

$$\Delta My = 2(\gamma_y^1 \cdot \Delta x + \gamma_y^2 \cdot \Delta y) \quad (24)$$

Tabela 6 – Coeficientes para o cálculo dos incrementos ΔMx e ΔMy .

l_x/l_y	γ_x^1	γ_y^1	γ_x^2	γ_y^2
0,50	0,300	0,153	0,063	-0,011
0,60	0,244	0,162	0,090	-0,003
0,70	0,194	0,165	0,113	0,013
0,80	0,151	0,165	0,131	0,034
0,90	0,144	0,161	0,145	0,058
1,00	0,084	0,155	0,155	0,084
1,10	0,060	0,146	0,161	0,111
1,20	0,042	0,137	0,164	0,138
1,30	0,027	0,126	0,166	0,163
1,40	0,016	0,116	0,166	0,188
1,50	0,007	0,106	0,165	0,210
1,60	0,001	0,096	0,163	0,231
1,70	-0,004	0,087	0,161	0,251
1,80	-0,007	0,078	0,158	0,268
1,90	-0,009	0,070	0,156	0,285
2,00	-0,011	0,063	0,153	0,300

Fonte: Araújo (2009).

Os momentos positivos finais são expressos pela Equação (25) e Equação (26), nas quais ocorre a soma dos momentos positivos com os incrementos determinados na Equação (23) e Equação (24).

$$Mx = \Delta Mx + Mom. \text{positivo } x \quad (25)$$

$$My = \Delta My + Mom. \text{positivo } y \quad (26)$$

3.8.1.4 Cálculo da armadura por flexão plana

Depois de compatibilizados os momentos gerados nas placas, pode-se então determinar a área de aço da armadura. No trabalho em questão a armadura foi determinada por flexão plana, e seguiu-se a metodologia de cálculo de Araújo (2009, v.1). Os cálculos são realizados conforme o dimensionamento de vigas, considerando-se que a laje seja uma viga de 1 metro de comprimento. Sendo assim, fixa-se o valor de “b” nos cálculos de viga igual a 100cm. Inicialmente deve ser determinado o momento reduzido, que é dado de acordo com a Equação (27).

$$\mu = M_d / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}) \quad (27)$$

onde:

μ : momento reduzido;

M_d : momento de cálculo (kN.m/m);

b : 100cm;

d : altura efetiva, consiste na distância entre a face superior e o centroide da armadura tracionada (cm);

σ_{cd} : tensão resistente de cálculo (kN/cm²), dado por:

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}, \text{ e } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Para estruturas que apresentam f_{ck} igual ou inferior a 50Mpa, o momento reduzido limite (μ_{lim}) é igual a 0,2952. Caso o momento reduzido seja maior que o limite, o dimensionamento deve ser feito para armadura dupla, no entanto, caso seja menor, o dimensionamento é feito para armadura simples.

Posteriormente, determina-se a posição da linha neutra, a qual consiste em uma equação do segundo grau, entretanto, fazendo simplificações, é dada em função do adimensional ε conforme a Equação (28). O valor obtido para ε deve ser comparado com o valor limite, que é de 0,35 para estruturas com f_{ck} maior que 35Mpa.

$$\varepsilon = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (28)$$

Por fim, a área de aço é calculada a partir da Equação (29).

$$A_s = 0,8 \cdot \varepsilon \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \right) \quad (29)$$

sendo:

A_s : área de aço calculada (cm²/m);

b : 100cm;

d : altura efetiva (cm);

σ_{cd} : tensão resistente de cálculo (kN/cm²);

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço (kN/cm²).

No entanto, deve-se respeitar a armadura mínima estabelecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014), dada pela Equação (30).

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h \quad (30)$$

sendo:

$A_{s,min}$: área de aço mínima (cm²/m);

b : 100cm;

ρ_{min} : taxa mínima da armadura de flexão (%) dada por Araújo (2009, v.1);

h : altura da laje (cm).

3.8.1.5 Verificação da flecha

Finalizado o dimensionamento da área de aço necessária para assegurar a estabilidade do reservatório, podem-se realizar algumas verificações as quais apresentam limitações exigidas pelas NBR6118 (ABNT, 2014) a fim de garantir a durabilidade e a segurança da estrutura. As verificações que serão realizadas são de deslocamento (flechas) e de abertura de fissuras.

Para a determinação da flecha que ocorre nas lajes, deve ser levada em consideração a ocorrência de fissuras ao longo das armaduras, o momento fletor, a flecha imediata e a diferida no tempo. (PINHEIRO, 2007a; ABNT, 2104)

A determinação da flecha será realizada utilizando, também, os coeficientes dados pelas tabelas de Pinheiro (2007b). Sendo assim, a flecha imediata (A_i) pode ser determinada segundo a Equação (31).

$$A_i = \left(\frac{\alpha}{100}\right) \cdot \left(\frac{b}{12}\right) \cdot \left(\frac{P \cdot l^4}{E \cdot I_c}\right) \quad (31)$$

onde:

α : coeficiente obtido em Pinheiro (2007b);

b : 100 cm;

P : carga atuante submetida à combinação quase permanente de serviço (kN/cm²);

l : menor vão efetivo (cm);

E : módulo de elasticidade secante do concreto (kN/cm²);

I_c : inércia da seção bruta do concreto (cm⁴).

Inicialmente deve ser realizada a combinação de ações quase permanentes, que de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é a combinação em serviço realizada para a verificação de deformações. Adotou-se, para o coeficiente ω_{2j} a ação em edifícios residenciais sem predominância de pesos de equipamentos. Para essa combinação as forças permanentes e variáveis devem ser aplicadas na Equação (32).

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \omega_{2j} F_{qjk} \quad (32)$$

onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para combinação de serviço (kN/m²);

F_{gik} : ações permanentes diretas (kN/m²);

F_{qjk} : demais ações variáveis (kN/m²);

ω_{2j} : fator de redução para combinação quase permanente.

O valor determinado pela Equação (32) será a carga atuante de entrada na equação da flecha.

O módulo de elasticidade secante do concreto é determinado, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), por meio da Equação (33).

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (33)$$

Sendo α_i e E_{ci} dados pela Equação (34) e Equação (35), respectivamente.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad \text{para } 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (34)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (35)$$

onde:

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

α_E : coeficiente relacionado ao tipo de agregado.

Sendo comum na região do terceiro planalto paranaense agregados do tipo basáltico (MINEROPAR, 1999), tem-se, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o coeficiente $\alpha_E = 1,2$.

No entanto, segundo a NBR6118 (ABNT, 2014), a multiplicação EI_c , dada na Equação (31) deve ser considerada igual a $(EI)_{eq,t0}$, conforme a Equação (36), quando for superado o estado limite de formação de fissura. Uma vez que a peça é considerada fissurada, o momento de inércia deve ser calculado de acordo com a posição da linha neutra no estágio II.

$$(EI)_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] l_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (36)$$

sendo:

M_r : momento de fissuração (kN.cm/m);

M_a : momento fletor máximo (kN.cm/m);

I_c : momento de inércia da seção bruta do concreto (cm⁴);

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto (kN/cm²);
 I_{II} : momento de inércia no estágio II (cm⁴).

O estado limite de fissuras é determinado pela comparação entre M_r e M_a , em que M_r consiste no momento de fissuração e é dado pela Equação (37). Já M_a , consiste no momento fletor máximo atuante na laje. O estado limite de formação de fissuras é superado quando $M_a > M_r$.

$$M_r = \alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c / Y_T \quad (37)$$

onde:

α : coeficiente que relaciona a resistência à tração na flexão e a resistência à tração direta. É considerado igual a 1,5 para seção retangular;

f_{ct} : resistência à tração direta do concreto, expressa por:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad (kN/cm^2)$$

I_c : momento de inércia na seção bruta, dada por:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (cm^4)$$

Y_T : distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada, em que, para seções retangulares consiste na metade da altura (cm).

Sendo assim, caso $M_a < M_r$, utiliza-se o momento de inércia EI_c . Caso contrário, o momento de fissuração é superado e, portanto, deve-se aplicar a Equação (36) para a determinação do $(EI)_{eq,t0}$.

Feita tal análise pode-se definir a flecha imediata A_i aplicando-se todos os parâmetros na Equação (31).

Com a flecha imediata determinada, dá-se prosseguimento ao cálculo de flecha determinando a flecha diferida no tempo e, por fim, a flecha total.

A flecha diferida no tempo ou por fluência é determinada por meio do tempo e da flecha imediata calculada anteriormente. A flecha diferida (A_f) pode ser determinada de acordo com a Equação (38).

$$A_f = \alpha_f \cdot A_i \quad (38)$$

Sendo α_f determinado de acordo com a Equação (39), a qual depende da Equação (40) e da Equação (41).

$$\alpha_f = \Delta\varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0) \quad (39)$$

$$\varepsilon(t_0) = 0,68(0,996^t)t^{0,32} \quad (40)$$

$$\varepsilon(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses} \quad (41)$$

Por fim, a flecha total é dada pela soma da flecha imediata e da flecha devido à fluência, conforme ilustra a Equação (42).

$$A_t = A_f + A_i \quad (42)$$

O valor encontrado na Equação 42 deve ser comparado com a flecha limite, estabelecida pela *Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos*, da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para o projeto em questão foi adotada a flecha limite de $lx/300$.

3.8.1.6 Verificação da abertura de fissuras

Como já abordado anteriormente, a outra verificação a ser realizada é a de abertura de fissuras.

Para essa verificação deve-se comparar o menor dos valores encontrado pela Equação (43) e Equação (44), com os valores limites de abertura de fissuras.

$$w_1 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (43)$$

$$w_2 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (44)$$

onde:

ϕ_i : diâmetro da barra adotado para a placa em análise (mm);

η_1 : coeficiente de conformação superficial das barras da armadura;

σ_{si} : tensão de tração no estágio II (kN/cm²);

E_{si} : módulo de elasticidade do aço (kN/cm²);

f_{ctm} : resistência média à tração direta do concreto (kN/cm²), dada por:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \text{ para } f_{ck} < 50\text{MPa}$$

ρ_{ri} : taxa geométrica de armadura.

Considerando barras de aço nervurado CA-50, tem-se que η_1 é igual a 2,25, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Além disso, de acordo com a mesma norma, o módulo de elasticidade do aço (E_{si}) é considerado igual a 210 GPa.

A determinação da tensão de tração depende da força resultante (R_{st}), a qual é aplicada no centro da armadura principal da laje, e da área de aço executada.

Sendo a força resultante (R_{st}) dependente do momento de serviço e do braço de alavanca da força, devemos determinar, inicialmente, o momento fletor de serviço para combinação frequente, uma vez que a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que tal combinação deve ser adotada para a verificação de estados limites de formação de fissuras. Tal combinação é representada na Equação (45).

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \omega_1 F_{q1k} + \sum \omega_2 F_{qjk} \quad (45)$$

sendo:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo para das ações de serviço (kN/m²);

F_{gik} : ações permanentes diretas (kN/m²);

F_{q1k} : ações variáveis principais diretas (kN/m²);

F_{qjk} : demais ações variáveis (kN/m²);

ω_1 : fator de redução de combinação frequente;

ω_2 : fator de redução de combinação quase permanente.

Para a determinação dos fatores de redução, os quais são dados pela *Tabela 11.2 – Valores do coeficiente γ_{f2}* , da NBR 6118 (ABNT, 2014), adotou-se a ação em edifícios residenciais sem predominância de pesos de equipamentos.

Após a determinação dos momentos de serviço, conforme abordado anteriormente, deve-se então, determinar o braço de alavanca, o qual é dado conforme a Equação (46).

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (46)$$

onde:

- z : braço de alavanca (cm);
- d : altura efetiva da seção (cm);
- x : posição da linha neutra (cm).

A posição da linha neutra (x), considerando a estrutura no estágio II, é determinada de acordo com a equação de segundo grau dada na Equação (47).

$$b \frac{x^2}{2} - \alpha_E \cdot A_{s,efet} \cdot (d - x) = 0 \quad (47)$$

sendo:

- x : posição da linha neutra no estágio II (cm);
- b : 100 cm;
- α_E : razão entre o módulo de elasticidade do aço e concreto $\left(\frac{E_s}{E_c}\right)$;
- $A_{s,efet}$: área da armadura adotada (cm²/m);
- d : altura efetiva (cm);

Determinada a posição da linha neutra, pode-se encontrar o braço de alavanca conforme a Equação (46). Assim, a força resultante e a tensão de tração podem ser determinadas conforme a Equação (48) e Equação (49), respectivamente.

$$R_{st} = \frac{M_{d,ser}}{z} \quad (48)$$

onde:

- $M_{d,ser}$: momento de serviço para combinação frequente (kN.m/m);
- z : braço de alavanca (m).

$$\sigma_s = R_{st} / A_{s,efet} \quad (49)$$

sendo:

R_{st} : força resultante (kN/m);

$A_{s,efet}$: área efetiva de aço (cm²/m).

O último fator a ser determinado para a posterior aplicação da Equação (43) e Equação (44) é a taxa geométrica de armadura, dada pela Equação (50), a qual depende da área de aço efetiva e da área de envolvimento das armaduras.

$$\rho_r = A_{s,efet} / A_{cr} \quad (50)$$

onde:

$A_{s,efet}$: área de aço efetiva (cm²/m);

A_{cr} : área de envolvimento das armaduras (cm²).

Primeiramente é necessário realizar um pré-dimensionamento das armaduras das lajes, ou seja, determinar o diâmetro da barra de aço e o espaçamento das mesmas de modo que a área dada por elas seja superior à área de aço calculada. Isso é feito, utilizando a tabela apresentada no Anexo B. Posteriormente, a área de envolvimento do concreto pelas barras de aço é determinada realizando-se retângulos de base igual a 15ϕ e altura igual a $7,5\phi + d'$, conforme representa a Figura 13.

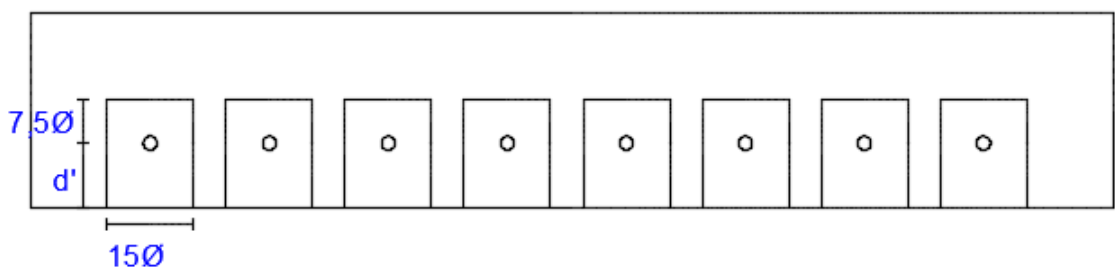


Figura 13 – Modelo para determinação da área de envolvimento da armadura.

Com todos os dados definidos, a abertura de fissuras pode ser determinada substituindo todos os parâmetros na Equação (43) e Equação (44).

As aberturas calculadas deverão ser menores que as estipuladas na *Tabela 13.4 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental da NBR 6118 (ABNT, 2014)*.

3.8.2 Teoria de vigas

Após os elementos do reservatório serem dimensionados como placa, conforme metodologia apresentada na seção 3.8.1, as paredes devem ser dimensionadas também como vigas para posterior superposição das armaduras. Na teoria das vigas, as ações oriundas da laje de cobertura e da laje de fundo, assim como o peso próprio das paredes e peso do revestimento são transmitidos, a partir das paredes, para os pilares.

3.8.2.1 Classificação

As paredes são, então, classificadas em vigas ou viga-parede, de acordo com a relação entre a altura (h) e o vão efetivo (l) das mesmas. Sendo assim, caso $h \geq 0,5l$ a parede é classificada como viga-parede e se $h < 0,5l$ a classificação é como viga usual, no entanto, nos casos em que ocorre continuidade, a classificação é de viga parede quando $h \geq 0,4l$ (VASCONCELOS, 1998). Ainda, Araújo (2009, v.4) classifica as vigas paredes conforme as relações apresentadas na Equação (51).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{h} > 2,5 \rightarrow \text{Viga esbelta} \\ \frac{l}{h} < 2 \rightarrow \text{Viga - parede biapoiada} \\ \frac{l}{h} < 2,5 \rightarrow \text{Viga - parede de dois vãos} \\ 2 < \frac{l}{h} < 2,5 \rightarrow \text{Viga usual} \end{array} \right. \quad (51)$$

Sendo que o vão efetivo (l) é dado pelo menor valor encontrado da Equação (52).

$$l \leq \begin{cases} l_c \\ 1,15 l_0 \end{cases} \quad (52)$$

sendo:

l : vão efetivo (cm);

l_0 : vão livre entre os apoios (cm);

l_c : distância entre os centros dos apoios (cm).

De acordo com Vasconcelos (1992), tal classificação e distinção do dimensionamento deve ser realizada, tendo em vista que os critérios válidos para as vigas não podem ser aplicados em estruturas que apresentam a altura muito maior que o vão efetivo da mesma.

Em reservatórios que apresentam duas células, Araújo (2010) também alerta sobre a consideração da carga concentrada gerada pela parede intermediária.

Neste trabalho, como as paredes do reservatório apresentam elevada altura, todas elas são classificadas como vigas-paredes. O passo a passo da classificação será apresentado mais detalhadamente na seção dos resultados.

3.8.2.2 Determinação das reações

O dimensionamento de vigas paredes foi realizado conforme a metodologia abordada por Araújo (2009, v.4). Sendo assim, inicialmente foram determinadas as reações oriundas das lajes de cobertura e laje de fundo. Isso foi feito utilizando-se novamente as tabelas de Pinheiros (2007b) para obtenção dos coeficientes das reações. Os dados de entrada para as tabelas são equivalentes àqueles necessários para a obtenção dos coeficientes dos momentos das lajes.

Com o coeficiente extraído da tabela, a carga aplicada na laje e o menor vão efetivo, os mesmos são aplicados na Equação (53) para a determinação das reações de apoio.

$$R = \mu \cdot P \cdot l_x / 10 \quad (53)$$

onde:

μ : coeficiente extraído das tabelas de Pinheiro (2007b);

P : carga atuante uniforme (kN/m²);

l_x : menor vão efetivo (m).

3.8.2.3 Cargas atuantes e diagramas

Posteriormente, deve ser realizado o levantamento dos carregamentos atuantes nas paredes. Para isso, devem-se levar em consideração as reações determinadas anteriormente e o peso próprio da parede e do revestimento.

Por fim, com todos os carregamentos detalhados, obtêm-se os diagramas de esforço cortante para cada uma das paredes. Sendo neste caso, as paredes dimensionadas para o reservatório inteiro, diferentemente da metodologia da Teoria das Placas, em que as lajes eram dimensionadas para uma única célula.

3.8.2.4 Determinação das armaduras

Sendo assim, a armadura longitudinal da viga-parede é determinada pela Equação (54).

$$A_{s,long} = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (54)$$

sendo:

$A_{s,long}$: área de aço longitudinal (cm²/m);

M_d : máximo momento de cálculo (kN/m²);

z : braço de alavanca (m):

- Para viga parede de 2 vãos com $l/h \leq 1$:

$$z = 0,45l$$

- Para viga parede biapoiada com $l/h \leq 1$:

$$z = 0,60l$$

f_{yd} : tensão de escoamento do aço (kN/m²).

Já a armadura de suspensão, que é a armadura em forma de estribos e que ocorre em vigas que se apresentam solicitadas por uma carga uniformemente distribuída, é determinada pela expressão dada na Equação (55).

$$A_{s,susp} = P_d / f_{yd} \quad (55)$$

sendo:

$A_{s,susp}$: área da armadura de suspensão para ambas as faces (cm²/m);

P_d : máxima carga de cálculo aplicada na laje de fundo (kN/m);

f_{yd} : tensão de escoamento do aço (kN/m²).

No entanto, segundo Vasconcelos (1998), para o cálculo da armadura de suspensão, deve ser feita a divisão do peso próprio da parede e do revestimento, sendo metade desses aplicados na parte superior da parede, juntamente com a ação da laje de cobertura, e a outra metade juntamente com a ação da laje de fundo, aplicados na parte inferior da parede. Assim, a carga que deve ser utilizada na Equação (55), é o somatório da ação da laje de fundo com metade do peso próprio da parede e do revestimento.

Por fim, a armadura de pele, em cada uma das faces, é dada na Equação (56).

$$A_{s,pele} = 0,10 \cdot b \quad (56)$$

onde:

$A_{s,pele}$: armadura de pele em cada face (cm²/m);

b : largura da parede (cm).

3.8.2.5 Tensão nos apoios

Com a finalidade de evitar o esmagamento do concreto nos apoios, é necessário limitar as tensões nessas regiões. Dessa forma, o método utilizado é o de biela e tirante. A inclinação da biela de compressão é dada de acordo com a Equação (57).

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{4 \cdot z}{l} \quad (57)$$

onde:

- ϕ : inclinação da biela;
- z : braço de alavanca (cm);
- l : vão efetivo (cm).

A tensão no apoio externo é dada conforme a Equação (58).

$$\sigma_{d,e} = \frac{R_d}{b \cdot c} \quad (58)$$

sendo:

- $\sigma_{d,e}$: tensão no apoio externo (kN/m²);
- R_d : máxima reação de cálculo (kN);
- b : largura da viga parede (m);
- c : largura do apoio (m).

Já a tensão na biela inclinada é dada pela Equação (59).

$$\sigma_{2d} = \frac{R_d}{b \cdot c_2} \cdot \operatorname{sen} \theta \quad (59)$$

sendo:

- σ_{2d} : tensão na biela inclinada (kN/m²);
- R_d : máxima reação (kN);

b : largura da viga parede (m);

c_2 : dimensão no apoio, dada por:

$$(c + \mu \cot \theta) \operatorname{sen} \theta$$

θ : ângulo de inclinação da biela.

As tensões expressas pela Equação (58) e (59) devem ser limitadas. Sendo assim, elas devem ser comparadas com a resistência do concreto à compressão. Entretanto, deve ser levada em conta a redução da resistência à compressão do concreto ocasionada por tensões de tração transversais as quais ocorrem pela presença de armadura e que ocasionam fissuras transversais à tensão de compressão. Sendo assim, a comparação para os apoios de extremidade deve ser feita conforme expresso na Equação (60).

$$\sigma_d < f_{cdr} \text{ e } \sigma_{2d} < f_{cdr} \quad (60)$$

Em que a resistência à compressão do concreto reduzida (f_{cdr}) é dada pela Equação (61).

$$f_{cdr} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (61)$$

sendo:

f_{cdr} : resistência à compressão do concreto reduzida (Mpa);

f_{ck} : resistência característica do concreto (Mpa);

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto (Mpa).

No entanto, sempre que $\mu \geq c \cdot \cot \theta$, de acordo com Araújo (2009), verifica-se que a tensão na biela é menor ou igual a tensão no apoio. Assim, em casos como esse, a verificação da tensão no apoio é suficiente. Já quando ocorre o inverso, a verificação deve ser feita quanto à tensão na biela. Da relação estabelecida acima, temos que:

μ : altura do nó de apoio (cm), dado por:

$$\mu = 2d'$$

Sendo d' a distância do centro da armadura tracionada até a face inferior da viga parede;

c : largura do apoio (m);

θ : inclinação da biela dada pela equação (57).

Uma vez que a relação analisada apresente resultado positivo, fica garantida a segurança do apoio contra esmagamento por compressão do concreto.

A metodologia abordada acima está relacionada à verificação das tensões dos apoios da extremidade, porém, em alguns casos, pode ocorrer de a viga não ser biapoiada, ou seja, ser contínua. Sendo assim, a viga apresentará apoios internos e esses também devem ser verificados.

Em apoios intermediários, presentes em vigas-parede contínuas, o estado de compressão gerado pela biela é biaxial e, portanto, a verificação dos apoios internos é realizada satisfazendo o exposto na Equação (62).

$$\sigma_{d,i} \leq 0,85f_{cd} \quad (62)$$

onde:

$\sigma_{d,i}$: tensão no apoio interno (Mpa);

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto (Mpa).

3.9 Detalhamento

Após determinada a área de aço e feitas as verificações necessárias para garantir a estabilidade da estrutura, pode-se dar início ao detalhamento.

3.9.1 Detalhamento das lajes

Para o detalhamento das armaduras das placas, inicialmente é necessário entrar com a área de aço determinada de acordo com a seção 3.8.1 na Tabela do Anexo B, para assim definir o diâmetro das barras de aço e o espaçamento entre elas, os quais serão responsáveis por garantir a área de aço calculada em um metro linear de laje.

O comprimento das barras, para as armaduras positivas, deve ser igual ao somatório da distância entre as paredes laterais do reservatório e a ancoragem, sendo essa, multiplicada por dois, tendo em vista que estarão ancoradas em suas duas extremidades. É importante destacar que neste trabalho as duas células do reservatório serão armadas juntas, ou seja, uma única barra de aço atravessa as duas células do reservatório.

O comprimento da barra é de simples obtenção, no entanto, a ancoragem necessita de uma análise do comprimento a ser ancorado de maneira a garantir pelo menos a ancoragem mínima estabelecida pela NBR6118 (ABNT, 2014). A seguir, será detalhado o processo a ser realizado para a definição do comprimento de ancoragem de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

A ancoragem está relacionada com a aderência que existente entre a armadura de aço e o concreto. A resistência de aderência pode ser determinada de acordo com a Equação (63).

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (63)$$

onde:

f_{bd} : resistência de aderência (Mpa);

η_1 , η_2 e η_3 : coeficientes de aderência;

f_{ctd} : resistência de cálculo à tração direta no concreto (Mpa), dada por:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

O coeficiente η_1 é determinado de acordo com o tipo de barra de aço que será utilizada no projeto. Para o trabalho em questão, serão utilizadas barras nervuradas e, portanto, segundo a *Tabela 8.5 – Valores do coeficiente de aderência η_1* da NBR 6118 (ABNT, 2014), seu valor é igual a 2,25. O coeficiente η_2 é determinado analisando se a situação da barra é de boa (η_2 igual a 1,0) ou má aderência (η_2 igual a 0,7). Por fim, η_3 está relacionado com o diâmetro da barra adotada, sendo igual a 1,0 para barras com diâmetro menor ou igual a 32mm.

Com a resistência de ancoragem determinada, podemos definir o comprimento básico de ancoragem (lb), o qual consiste no comprimento reto de ancoragem para suportar uma força limite igual a $A_s \cdot f_{yd}$. O lb é dado pela Equação (64).

$$lb = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (64)$$

onde:

lb : comprimento básico de ancoragem (mm);

ϕ : diâmetro da armadura (mm);

f_{yd} : tensão de cálculo de escoamento do aço (Mpa);

f_{bd} : resistência de ancoragem (Mpa).

O comprimento de ancoragem necessário é calculado de acordo com a Equação (65).

$$l_{nec} = \alpha \cdot lb \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (65)$$

onde:

l_{nec} : comprimento necessário de ancoragem (mm);

α : coeficiente que relaciona o tipo de ancoragem;

- ancoragem reta: $\alpha = 1,0$;

- ancoragem em gancho: $\alpha = 0,7$.

lb : comprimento básico de ancoragem (mm);

$A_{s,cal}$: área de aço calculada (cm²/m);

$A_{s,efet}$: área de aço efetiva (cm²/m).

O valor encontrado pela Equação (65) deve ser superior ao comprimento de ancoragem mínimo, dado pelo maior valor dentre os apresentados na Equação (66).

$$l_{min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot lb \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases} \quad (66)$$

Sendo o comprimento disponível para ancoragem maior que o comprimento necessário sem gancho, a ancoragem pode ser feita para o comprimento disponível, sendo este igual à subtração entre a espessura da parede e o cobrimento para a classe de agressividade adotada.

Caso o comprimento disponível seja menor que o comprimento necessário, deve-se adotar a utilização de ganchos conforme especifica a NBR 6118 (ABNT, 6118).

Por fim, o número de barras é estabelecido dividindo-se o comprimento da laje correspondente à distribuição da armadura, pelo espaçamento entre as barras.

A laje de cobertura apresenta alguns detalhes devido ao momento negativo no centro da laje e às aberturas para inspeção do reservatório. Sendo assim, o critério de detalhamento para a armadura negativa segue o mesmo contexto da metodologia apresentada anteriormente. No entanto, não é necessário estender a armadura até as paredes, podendo-se limitar o comprimento da armadura conforme o modelo representado na Figura 14.

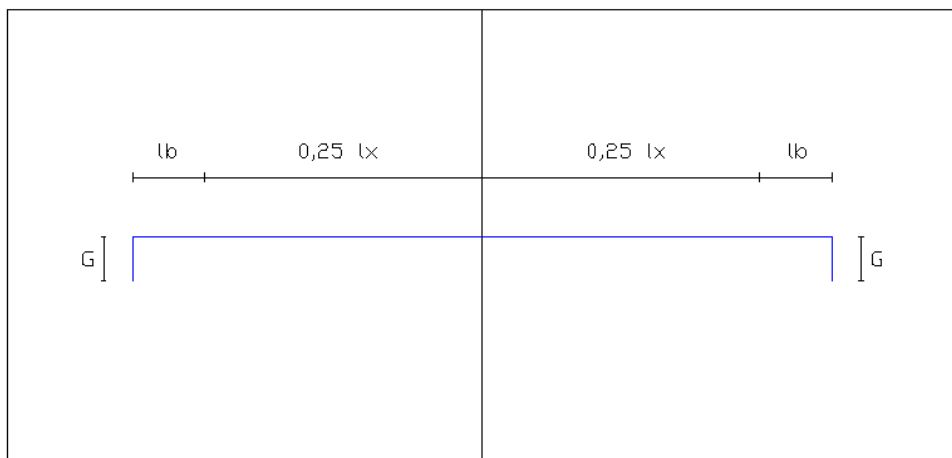


Figura 14 – Detalhamento armadura negativa.

Da Figura 14, tem-se:

l_x : menor dimensão da laje (cm);

l_b : comprimento básico (cm);

G : gancho (cm).

Ainda, as armaduras positivas e negativas devem ser interrompidas nas aberturas e, portanto, essa área de aço que foi interrompida deve ser distribuída em torno das aberturas. As armaduras que serão alocadas em torno das aberturas devem apresentar armação dupla e o diâmetro das barras devem ser iguais a 2 vezes o diâmetro da armadura principal utilizada no restante da laje.

As elevações de 10 cm para fora das aberturas, especificadas na seção 2.2.7, foram adotadas apenas em concreto.

Entre as próprias paredes e entre a laje de fundo e as paredes, serão feitas mísulas com a finalidade garantir a estanqueidade. Tais elementos devem ser detalhados. Para este caso serão adotadas armaduras de distribuição, calculadas de acordo com a Equação (67).

$$A_{s,dist} \leq \begin{cases} A_s/5 \\ A_{s,min}/2 \\ 0,9 \text{ cm}^2/m \end{cases} \quad (67)$$

Sendo:

A_s : Área de aço efetiva (cm²/m);

$A_{s,min}$: Área de aço mínima (cm²/m).

O menor dos três valores encontrados acima deve ser adotado para compor a armadura das mísulas. Deve-se entrar com o valor da área adotada na Tabela do Anexo B, a fim de determinar o diâmetro da barra de aço e o espaçamento entre as armaduras. Estas devem ser dispostas verticalmente e todos os cantos das células, e horizontalmente em todo o perímetro da célula, a fim de garantir que não ocorra patologias nessas áreas.

O comprimento das mísulas é igual ao somatório da diagonal com o comprimento básico de ancoragem, o qual será disposto nas duas extremidades da barra.

3.9.2 Detalhamento das paredes

Para dar início ao detalhamento das armaduras das paredes, deve-se inicialmente analisar a armadura mínima calculada pela metodologia de placas, conforme a seção 3.8.1, e a armadura de pele calculada pela metodologia de vigas, seção 3.8.2.

Para o trabalho em questão, as paredes irão apresentar armadura mínima de placas superior à armadura de pele, como será visto e detalhado na seção dos resultados. Assim, as paredes são detalhadas como vigas-paredes, porém, com estribos verticais e horizontais com a área de aço mínima calculada pelo método das placas. Fazendo-se isso, fica dispensada a armadura em laço entre a laje de fundo e as paredes, as quais seriam adicionadas para resistir ao momento negativo entres essas.

Inicialmente, a área de aço longitudinal, calculada pelo método das vigas, será distribuída na parte inferior e na parte superior da viga-parede. A quantidade de barras necessárias para suprir a área de aço calculada, deve ser obtida pela tabela do Anexo C. Para as barras inferiores, deve-se fazer a análise quanto à ancoragem nos apoios. Segundo Araújo (2009, v.4), a armadura no apoio deve resistir a uma força igual a dada pela Equação (67).

$$R_{sd} = 0,8 \cdot A_s \cdot f_{yd} \quad (67)$$

E, portanto, a área de aço no apoio é dada pela Equação (68).

$$A_{s,cal} = 0,8 \cdot A_{s,long} \quad (68)$$

Dessa forma, as mesmas verificações de comprimento básico, necessário e mínimo, abordados na seção 3.9.1, devem ser feitos a fim de determinar se é possível realizar a ancoragem com o diâmetro da armadura adotada, ou se deve ser aumentado o diâmetro a fim de diminuir o comprimento de ancoragem.

No entanto, em apoios o comprimento de ancoragem mínimo deve atender os requisitos mínimos apresentados na Equação (69).

$$l_{min} \geq \begin{cases} R + 5,5\phi \\ 6 \text{ cm} \end{cases} \quad (69)$$

onde:

R : raio de dobramento da armadura;

Na armadura longitudinal inferior os ganchos devem ser dispostos no plano horizontal.

Para as vigas contínuas, as armaduras devem se estender de apoio a apoio, e em casos de necessidade de emendas, as mesmas devem ser feitas por transpasse sobre os apoios intermediários.

Por fim, as dimensões dos estribos foram determinadas subtraindo da espessura e da altura total da viga-parede, os cobrimentos referentes. Os ganchos dos estribos foram estabelecidos de acordo com o diâmetro da armadura adotada e são dados pela Tabela A.3.7 – *Dimensões dos estribos*, disponíveis em Araújo (2009, v.2), da mesma forma, o comprimento total do estribo é dado pela Equação (70).

$$L = 2 \cdot (a + b) + \Delta C \quad (70)$$

onde:

L : comprimento total do estribo;

a : altura do estribo (cm);

b : largura do estribo (cm);

ΔC : acréscimo de comprimento devido ao raio de dobramento, dado pela Tabela A.3.7 de Araújo (2009, v.2).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nessa seção serão apresentados os resultados dos cálculos realizados para o dimensionamento estrutural do reservatório contendo todas as especificações abordadas na seção 3.8. O dimensionamento foi realizado conforme o exposto na mesma seção, para ambas as metodologias.

4.1 Dimensionamento pela Teoria das Placas

Iniciou-se, então, o trabalho realizando o dimensionamento estrutural das lajes e das paredes como placas. A determinação dos coeficientes para posterior cálculo dos momentos fletores nas lajes, foi realizada, conforme já estabelecido anteriormente, por meios das tabelas de Pinheiro (2007b).

Na Figura 15 podem-se observar as lajes que compõe cada uma das células do reservatório, contendo as cargas a que estão submetidas, os vãos efetivos e a classificação dos seus bordos. É importante destacar que uma única célula do reservatório foi dimensionada, uma vez que a outra célula possui os mesmos dados e, portanto, apresenta os mesmos resultados de dimensionamento. A única exceção é a parede que divide as duas células, a qual apresentará armadura dupla simétrica, uma vez que possui a pressão hidrostática atuando em ambas as suas faces. Na Figura 15, as bordas com hachura representam bordas engastadas.

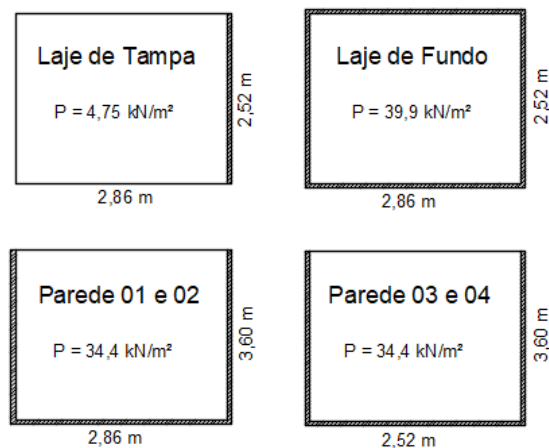


Figura 15 – Apresentação das lajes contendo os dados para dimensionamento do reservatório.

Com o objetivo de garantir maior facilidade na obtenção dos coeficientes trazidos pelas tabelas de Pinheiro (2007b), pôde-se montar a Tabela 7.

Tabela 7 – Quadro de dados.

	TAMPA	FUNDO	PAR 01/02	PAR03/04
TIPO	2A	6	16	16
TABELA	2.3.a	2.3.c	2.4.b	2.4.b
lx (cm)	252	252	286	252
ly (cm)	286	286	360	360
ly/lx	1,13	1,13	1,26	1,43
la (cm)	-	-	286	252
lb (cm)	-	-	360	360
la/lb	-	-	0,79	0,70

Com todos os dados expostos na Figura 15 e na Tabela 7, foi possível determinarmos, por interpolação, os coeficientes referentes a cada eixo de cada laje, cada uma com suas particularidades. Após determinados os coeficientes, os mesmos foram aplicados na Equação (19), para assim, serem obtidos os momentos que ocorrem em cada eixo da laje.

Na Tabela 8 estão expostos os valores dos coeficientes e os resultados encontrados para o momento fletor positivo e negativo, no eixo x e no eixo y de cada laje.

Tabela 8 – Resultados dos coeficientes e respectivos momentos fletores em cada laje.

LAJE	lx la (m)	Carga (kN/m ²)	COEFICIENTE	DIREÇÃO	POSITIVO/NEGATIVO	MOMENTO FLETOR (kN.m/m)
Tampa	2,52	4,75	3,832	x	Positivo	1,156
			3,776	y	Positivo	1,139
			9,39	y	Negativo	2,832
Fundo	2,52	39,9	2,558	x	Positivo	6,481
			1,956	y	Positivo	4,956
			6,024	x	Negativo	15,264
			5,478	y	Negativo	13,880
Parede 01/02	2,86	34,4	1,606	x	Positivo	4,519
			1,242	y	Positivo	3,495
			4,51	x	Negativo	12,690
			3,3	y	Negativo	9,285
Parede 03/04	2,52	34,4	1,92	x	Positivo	4,194
			1,16	y	Positivo	2,534
			5,05	x	Negativo	11,032
			3,47	y	Negativo	7,580

Na Figura 16 podemos visualizar a distribuição dos momentos obtidos para cada painel.

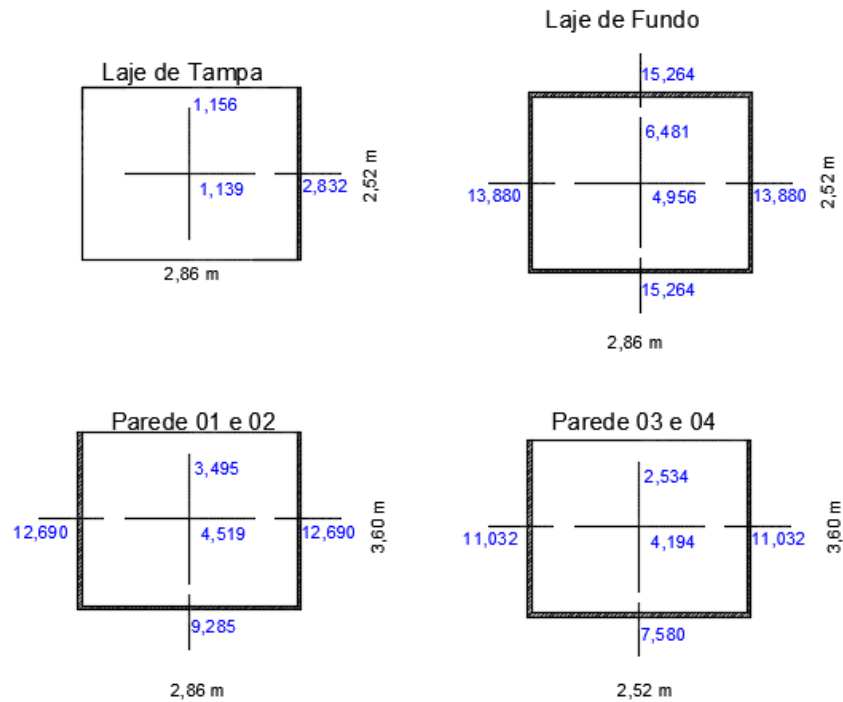


Figura 16 – Disposição dos momentos positivos e negativos nas lajes (kN.m/m).

Com todos os momentos fletores determinados, pôde-se, então, fazer a compatibilização dos momentos fletores negativos nas arestas em comum, utilizando a Equação (20), estabelecida na metodologia de cálculo. É importante destacar que a laje de cobertura não teve seu momento fletor negativo compatibilizado, uma vez que a laje da célula ao lado apresenta os mesmos valores de momento fletor, e, portanto, neste caso, o momento não sofre alteração.

A Tabela 9 exprime a situação da compatibilização dos momentos negativos nas arestas entre as paredes. Tem-se, portanto, que o momento negativo compatibilizado para essa situação é de 11,861 kN.m/m.

Tabela 9 - Compatibilização do momento negativo nas arestas comum às paredes 01|02 e 03|04.

PAREDE 01 02 X PAREDE 03 04	
Momento negativo parede 01/02 (kN.m/m)	12,690
Momento negativo parede 03/04 (kN.m/m)	11,032
Condição 1 (kN.m/m)	10,152
Condição 2 (kN.m/m)	11,861
Momento negativo adotado (kN.m/m)	11,861

A Tabela 10 descreve a compatibilização dos momentos negativos nas arestas entre as paredes 01|02 e entre a laje de fundo. Logo, o momento negativo compatibilizado para essa situação é de 12,275 kN.m/m.

Tabela 10 - Compatibilização do momento negativo nas arestas comum às paredes 01|02 e laje de fundo.

PAREDE 01 02 X LAJE DE FUNDO	
Momento negativo parede 01/02 (kN.m/)	9,285
Momento negativo laje de fundo (kN.m/m)	15,264
Condição 1 (kN.m/m)	12,211
Condição 2 (kN.m/m)	12,275
Momento negativo adotado (kN.m/m)	12,275

Por fim, a Tabela 11 corresponde à situação da compatibilização dos momentos negativos nas arestas entre as paredes 03|04 e entre a laje de fundo. Assim, o momento negativo compatibilizado para essa situação é de 11,104 kN.m/m.

Tabela 11 - Compatibilização do momento negativo na aresta comum à parede 03|04 e laje de fundo.

PAREDE 03 04 X LAJE DE FUNDO	
Momento negativo parede 03/04 (kN.m/m)	7,580
Momento negativo laje de fundo (kN.m/m)	13,880
Condição 1 (kN.m/m)	11,104
Condição 2 (kN.m/m)	10,730
Momento negativo adotado (kN.m/m)	11,104

Por fim, foi feita a correção dos momentos positivos, a qual foi realizada somente para o centro da laje de fundo, como abordado na seção 3.

Na Tabela 12 (a), apresentam-se os dados utilizados para o cálculo da correção dos momentos positivos. Já na Tabela 12 (b) estão expostos os resultados de todas as etapas a serem determinadas até chegar ao valor do momento positivo final da laje de fundo.

Tabela 12 - (a) Dados para o cálculo dos momentos positivos da laje de fundo do reservatório.

CENTRO DA LAJE DE FUNDO				
lx/ly	γ_x^1	γ_y^1	γ_x^2	γ_y^2
0,88	0,121	0,162	0,142	0,053

(b) Resultado final da correção dos momentos positivos da laje de fundo do reservatório.

CENTRO DA LAJE DE FUNDO			
M'x (kN.m/m)	M'y (kN.m/m)	M'x. Compat (kN.m/m)	M'y. Compat (kN.m/m)
15,264	13,880	12,275	11,104
Δx (kN.m/m)	Δy (kN.m/m)	ΔM_x (kN.m/m)	ΔM_y (kN.m/m)
2,989	2,776	1,512	1,263
Mx (kN.m/m)	My (kN.m/m)	Mx final (kN.m/m)	My final (kN.m/m)
6,481	4,956	7,993	6,219

É possível observarmos que o momento positivo da laje de fundo no eixo “x” apresentou um aumento de 1,512 kN.m/m, resultando em um momento final de 7,993 kN.m/m. Já o momento positivo no eixo “y” obteve um aumento de 1,263 kN.m e, portanto, momento final de 6,219 kN.m/m.

Após a compatibilização dos momentos negativos e a correção dos positivos, as lajes do reservatório apresentam como momentos finais os ilustrados na Figura 17.

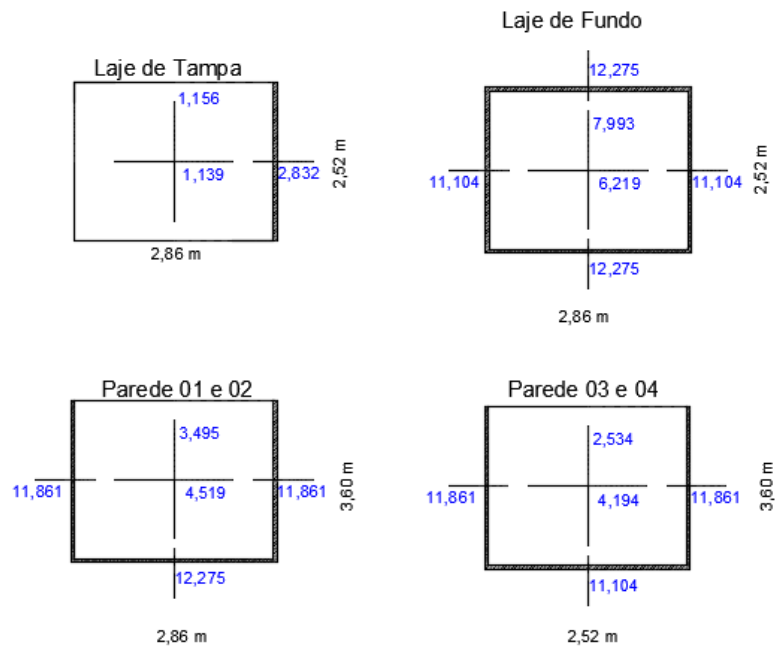


Figura 17 – Momentos finais nas lajes (kN.m/m).

Por fim, calculou-se a armadura por flexão plana, conforme a metodologia apresentada na seção 3.8.1.4. Alguns dos parâmetros adotados anteriormente são apresentados na Tabela 13, a fim de facilitar a visualização.

Tabela 13 – Parâmetros utilizados para o cálculo da armadura das lajes.

Tabela de Parâmetros	
fck (MPa)	40
Aço	50
ρ_{min} (%)	0,21
b (cm)	100
σ_{cd} (KN/cm ²)	2,43
f_{yd} (KN/m ²)	43,48

Aplicando os parâmetros da Tabela 13, assim como alguns fatores já preestabelecidos, nas Equações apresentadas na metodologia de cálculo, temos como resultado as áreas de aço dadas pela Tabela 14.

Tabela 14 – Área de aço das armaduras.

LAJE	MOMENTO FLETOR (KN.m/m)	Altura da laje (cm)	Altura efetiva (cm)	μ	μ_{lim}	ε	ε_{lim}	As (cm ² /m)	As, mín (cm ² /m)	As, adot (cm ² /m)	
Tampa	Mx	1,156	13	7	0,0136	0,241	0,0171	0,35	0,54	2,73	2,73
	My	1,139	13	7	0,0134	0,241	0,0169	0,35	0,53	2,73	2,73
	M'y	2,832	13	7	0,0333	0,241	0,0424	0,35	1,33	2,73	2,73
Fundo	Mx	7,993	18	12	0,0320	0,241	0,0407	0,35	2,18	3,78	3,78
	My	6,219	18	12	0,0249	0,241	0,0315	0,35	1,69	3,78	3,78
	M'x	12,275	18	12	0,0491	0,241	0,0630	0,35	3,38	3,78	3,78
	M'y	11,104	18	12	0,0445	0,241	0,0569	0,35	3,05	3,78	3,78
Parede 01/02	Mx	4,519	18	12	0,0181	0,241	0,0228	0,35	1,22	3,78	3,78
	My	3,495	18	12	0,0140	0,241	0,0176	0,35	0,94	3,78	3,78
	M'x	11,861	18	12	0,0475	0,241	0,0608	0,35	3,26	3,78	3,78
	M'y	12,275	18	12	0,0491	0,241	0,0630	0,35	3,38	3,78	3,78
Parede 03/04	Mx	4,194	18	12	0,0168	0,241	0,0212	0,35	1,14	3,78	3,78
	My	2,534	18	12	0,0101	0,241	0,0127	0,35	0,68	3,78	3,78
	M'x	11,861	18	12	0,0475	0,241	0,0608	0,35	3,26	3,78	3,78
	M'y	11,104	18	12	0,0445	0,241	0,0569	0,35	3,05	3,78	3,78

Observa-se que o momento reduzido (μ), e a posição da linha neutra (ε) encontram-se dentro dos limites estabelecidos em todas as análises.

Tem-se, portanto, para todas as lajes, a área de aço igual a área mínima recomendada conforme a metodologia apresentada. Assim, a área de aço para a laje da tampa é de 2,73 cm²/m, e para as demais lajes, 3,78 cm²/m.

4.1.1 Verificação de flechas

Inicialmente foi realizada a verificação das flechas, para isso utilizou-se a Equação (31), que consiste na flecha imediata, a Equação (38), que diz respeito à flecha devido à fluência e, por fim, a Equação (42), que é equivalente à soma das duas flechas anteriores.

Alguns dados de entrada para tais equações já foram abordados anteriormente, como é o caso do menor vão efetivo (l_x) e da altura das lajes, os quais podem ser relembrados visualizando a Tabela 8 e a Tabela 14.

Primeiramente, realizou-se a verificação entre o momento de fissuração e o momento máximo que ocorre nas lajes, para assim, definirmos a multiplicação EI que será adotada na Equação (31). Para a determinação do momento de fissuração, utilizou-se a Equação (37).

Depois de realizados os cálculos do momento de fissuração o valor do mesmo foi comparado com o momento máximo de cada uma das lajes, como pode ser visualizado na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultado da verificação do momento de fissuração.

	Moment máx (kN.cm/m)	Ic (cm ⁴)	Yt (cm)	Mr (kN.cm/m)
Laje tampa	283,24	18308,33	6,5	1482,477
Laje fundo	1227,46	48600	9	2842,145
Parede 1 e 2	1227,46	48600	9	2842,145
Parede 3 e 4	1186,10	48600	9	2842,145

Da Tabela 15, temos como resultado que todos os momentos de fissuração se apresentaram superiores ao momento máximo das lajes. Portanto, a inércia contida na multiplicação EI da Equação (31) consiste na inércia da seção bruta do concreto, e assim, ficando definido que as lajes não apresentam-se no estado de fissuração.

Ainda, antes de determinar a flecha imediata é importante estabelecermos alguns fatores dos quais tal equação é dependente.

O módulo de elasticidade secante do concreto é um desses fatores e depende do coeficiente α_E , que foi considerado igual a 1,2; do coeficiente α_i ; e da resistência característica do concreto que é igual a 40 MPa. Sendo assim, têm-se o módulo de elasticidade inicial dado pela Equação (71).

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600\sqrt{40} \rightarrow E_{ci} = 42501,01 \text{ (MPa)} \quad (71)$$

O coeficiente α_i , necessário para a determinação do módulo de elasticidade secante do concreto é determinado de acordo com a Equação (72).

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{40}{80} \leq 1,0 \rightarrow \alpha_i = 0,9 \quad (72)$$

E por fim, o módulo de elasticidade secante é estimado pela Equação (73).

$$E_{cs} = 0,9 \cdot 42501,01 \rightarrow E_{cs} = 38250,91 \text{ MPa} \quad (73)$$

Os coeficientes para o cálculo das flechas foram retirados da Tabela 2.5.a e 2.6.a disponibilizadas em Pinheiro (2007b), respectivamente, para as lajes de carga uniforme e triangular.

Além dos dados abordados acima, também é necessário determinar a força aplicada nas lajes.

Como forma de representação, pode-se detalhar a combinação quase permanente para a laje de cobertura: sabendo que a carga permanente consiste na soma do peso próprio (3,25 kN/m²) e do peso referente ao revestimento (1 kN/m²) e que a carga acidental consiste na própria carga acidental para forro (0,5 kN/m²), tem-se a combinação dada pela Equação (74).

$$F_{d,ser} = (3,25 + 1) + (0,3 \cdot 0,5) \quad (74)$$

Sendo assim, temos que a carga resultante da combinação quase permanente é dada pela Equação (75).

$$F_d = 4,4 \text{ KN/m}^2 = 4,4 \times 10^{-4} \text{ KN/cm}^2 \quad (75)$$

Para as outras lajes, seguiu-se o mesmo raciocínio de determinação das combinações de ações.

Todos os outros fatores, que não foram abordados nesta seção, seguiram o dimensionamento conforme a metodologia da seção 3.8.1.5.

Sendo assim, a Tabela 16 apresenta os valores dos coeficientes extraídos das tabelas de Pinheiro (2007b), as forças submetidas à combinação quase permanente e, por fim, os resultados finais para a flecha imediata determinada conforme a Equação (31).

Tabela 16 – Resultado para o deslocamento imediato das lajes.

	Carga (kN/cm ²)	Coeficiente	Ai (cm)
Laje tampa	0,00044	4,374	0,0092
Laje fundo	0,001582	1,848	0,0053
Parede 1 e 2	0,001032	1,178	0,0036
Parede 3 e 4	0,001032	1,288	0,0024

Definida a flecha imediata, a flecha diferida no tempo é determinada pela Equação (38) para os tempos de 1 mês e 70 meses, aplicados na Equação (40) e na Equação (41), respectivamente, e posteriormente os resultados de ambos devem entrar na Equação (39). Por fim, a flecha total é dada pela soma da flecha imediata e da flecha no tempo. A Tabela 17, apresenta os resultados para as flechas determinadas conforme anteriormente, assim como, a flecha limite estabelecida na metodologia como sendo $l/300$.

Tabela 17 – Resultado final das flechas.

	Ai (cm)	Af (cm)	At (cm)	Alim (cm)
Laje tampa	0,0092	0,0122	0,0214	0,84
Laje fundo	0,0053	0,0070	0,0123	0,84
Parede 1 e 2	0,0036	0,0048	0,0085	0,95
Parede 3 e 4	0,0024	0,0032	0,0056	0,84

Portanto, da Tabela 17, observa-se que a flecha total apresentou-se inferior à flecha limite adotada para o projeto em questão. Sendo assim, os limites de deslocabilidades estão de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.1.2 Verificação de fissuras

Verificadas as flechas nas lajes, iniciou-se a análise da abertura de fissuras. Primeiramente, determinou-se o momento de serviço nas lajes, utilizando a combinação frequente de serviço apresentada na Equação (45) para determinar as forças em serviço e, posteriormente, foi realizado novamente o dimensionamento das placas a fim de determinar os momentos em serviço nas lajes. A determinação das forças aplicadas na laje de cobertura pela combinação frequente de serviço pode ser detalhada, para maior visualização, na Equação (76), sendo:

- a) Peso próprio e o revestimento: cargas permanentes;
- b) Carga acidental: acidental.

$$F_{d,ser} = (3,25 + 1) + (0,4 \cdot 0,5) = 4,45 \text{ KN/m}^2 \quad (76)$$

Para as outras lajes, segue o mesmo processo de determinação apresentado acima. Estando, assim, definidos os momentos em serviço, todos os outros dados necessários para a determinação da abertura de fissuras foram realizados conforme

apresentado na seção 3.8.1.6. Sendo que algumas informações necessárias para a aplicabilidade das equações são encontradas na Tabela 14.

Por fim, a taxa de armadura foi determinada após o pré-dimensionamento das lajes. Da Tabela 14, temos a área de aço necessária para cada uma das lajes e, a partir dela, utilizando o Anexo B, obteve-se o diâmetro da barra de aço e o espaçamento entre elas conforme pode visualiza-se na Tabela 18.

Tabela 18 – Pré-dimensionamento das armaduras das lajes.

LAJE		Bitola (mm)	Espaçamento (cm)	A, exec (cm ² /m)
Tampa	Mx	6,3	11	2,86
	My	6,3	11	2,86
	M'y	6,3	11	2,86
Fundo	Mx	8	13	3,85
	My	8	13	3,85
	M'x	8	13	3,85
	M'y	8	13	3,85
Parede 01/02	Mx	8	13	3,85
	My	8	13	3,85
	M'x	8	13	3,85
	M'y	8	13	3,85
Parede 03/04	Mx	8	13	3,85
	My	8	13	3,85
	M'x	8	13	3,85
	M'y	8	13	3,85

Da Tabela 18, temos dois diferentes casos. A armadura de 6,3 mm com espaçamento de 11 cm, resultando em uma área de 2,86 cm²/m; e a armadura de 8 mm com espaçamento de 13 cm, resultando em 3,85 cm²/m. Sendo assim, a área de envolvimento do concreto, foi determinada de acordo com a Equação (77) e Equação (78), respectivamente para as áreas acima.

$$A_{cr} = (100 - (8 \cdot 1,55)) \cdot 8,91 = 780,52 \text{ cm}^2 \quad (77)$$

$$A_{cr} = (100 - (7 \cdot 1,00)) \cdot 10,5 = 976,5 \text{ cm}^2 \quad (78)$$

É importante destacar que a verificação da abertura de fissuras foi realizada apenas para os piores casos de cada laje, ou seja, para o maior momento em serviço positivo e para o maior negativo.

Na Tabela 19 estão representados os momentos fletores de serviço recalculados conforme descrito anteriormente, assim como os dados de entrada para as equações de verificação da abertura de fissuras.

Tabela 19 – Dados de entrada para as equações da verificação da abertura de fissuras.

	Md, serv (kNm/m)	Alfa e	LN (cm)	Z (cm)	Rst (kN/m)	σ_s (kN/cm ²)	Acr (cm ²)	ρ_r
Laje de Tampa	1,083	5,49	1,305	6,57	16,49	5,77	780,52	0,0037
Laje de Tampa	2,654	5,49	1,305	6,57	40,42	14,13	780,52	0,0037
Laje de Fundo	3,866	5,49	2,006	11,33	34,12	8,86	976,50	0,0039
Laje de Fundo	5,894	5,49	2,006	11,33	52,02	13,51	976,50	0,0039
Parede 01 02	1,808	5,49	2,006	11,33	15,95	4,14	976,50	0,0039
Parede 01 02	5,894	5,49	2,006	11,33	52,02	13,51	976,50	0,0039
Parede 03 04	1,678	5,49	2,006	11,33	14,81	3,85	976,50	0,0039
Parede 03 04	5,360	5,49	2,006	11,33	47,30	12,29	976,50	0,0039

Com todos os dados em mãos, são apresentados os valores da abertura de fissuras na Tabela 20.

Tabela 20 – Resultados da abertura de fissuras.

	w1	w2
Laje de Tampa	0,003	0,070
Laje de Tampa	0,018	0,171
Laje de Fundo	0,009	0,127
Laje de Fundo	0,021	0,194
Parede 01 02	0,002	0,059
Parede 01 02	0,021	0,194
Parede 03 04	0,002	0,055
Parede 03 04	0,017	0,176

Sendo assim, lembrando que a abertura de fissuras é dada pelo menor dos dois valores apresentados na Tabela 20, têm-se que estas são inferiores aos limites estabelecidos pela Tabela 13.4 da NBR6118 (ABNT, 2015), citada como abertura de fissuras limite na seção 3.8.16. Segundo a mesma tabela, os valores limites estão na ordem de 0,2mm, fato que garante a durabilidade e a segurança da estrutura, por apresentar valores inferiores a este.

4.2 Dimensionamento pela Teoria de Vigas

Após feito o dimensionamento pela Teoria das placas, as paredes foram dimensionadas como vigas. O reservatório é constituído por 5 paredes, sendo as paredes 01 e 02 com os vãos efetivos apresentados na Figura 18 e as paredes 03, 04 e 05, conforme a Figura 19.

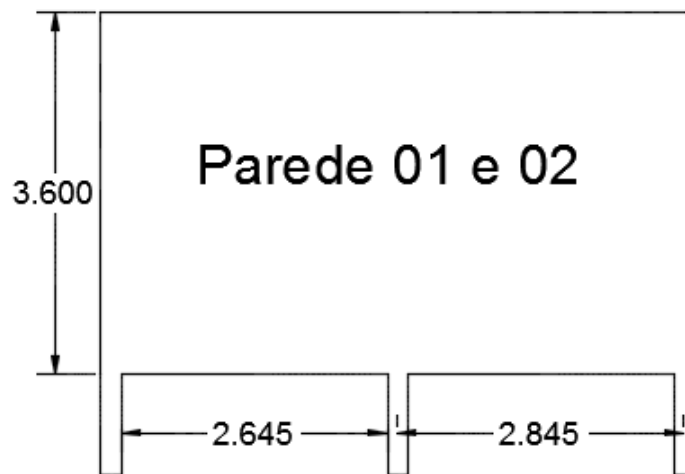


Figura 18 – Dimensões das paredes 01 e 02 (dimensões em metros).

Paredes 03, 04 e 05

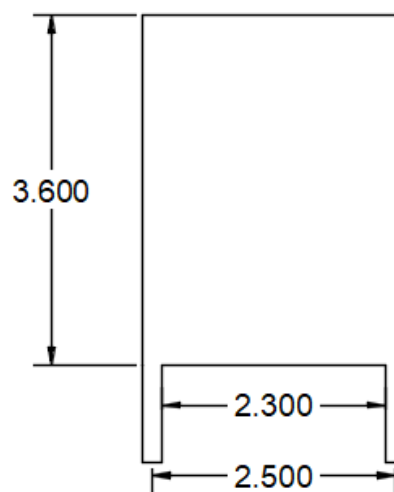


Figura 19 - Dimensões das paredes 03, 04 e 05 (dimensões em metros).

O primeiro passo é determinar o vão efetivo para posterior classificação das paredes. Lembrando que os pilares apresentam dimensões de 20 cm x 20 cm, na Equação (79) encontra-se representada a relação para determinação do vão efetivo das paredes 01 e 02, já na Equação (80), a relação para as paredes 03, 04 e 05.

$$l \leq \begin{cases} 2,645 + 0,2 = 2,845 \text{ m} \\ 1,15 \cdot 2,645 = 3,042 \text{ m} \end{cases} \quad (79)$$

$$l \leq \begin{cases} 2,30 + 0,2 = 2,50 \text{ m} \\ 1,15 \cdot 2,30 = 2,645 \text{ m} \end{cases} \quad (80)$$

Assim, o vão efetivo para a parede 01 e 02 é igual a 2,845 m, e para as paredes 03, 04 e 05 de 2,50 m.

Estando os vãos teóricos definidos, a classificação entre viga e viga parede pode ser feita conforme a Equação (81) e Equação (82).

$$l/h = 2,845/3,60 = 0,79 < 2,5 \quad (81)$$

$$l/h = 2,50/3,60 = 0,69 < 2,5 \quad (82)$$

Portanto, conforme as classificações dadas por Vasconcelos (1998) e Araújo (2009, v.4), abordadas na seção 3.8.2, os dois modelos de paredes são classificados como vigas paredes.

Sendo assim, a determinação das reações atuantes nas paredes e originadas a partir das lajes de cobertura e de fundo podem ser realizadas por meio das tabelas de Pinheiro (2007b). A Tabela 21, apresenta os coeficientes, a carga aplicada, os menores vãos efetivos e as reações ocorridas em cada bordo das lajes.

Tabela 21 – Dados e resultados das reações das lajes de cobertura e de fundo.

LAJE	l_x l_a (m)	Carga (KN/m ²)	Direção	Positivo/Negativo	COEFICIENTE	Reação (KN/m)
Tampa	2,52	4,75	x	Positivo	2,06	2,47
			y	Positivo	2,87	3,43
			y	Negativo	4,20	5,03
Fundo	2,52	39,9	x	Negativo	2,79	28,05
			y	Negativo	2,50	25,14

Além da Tabela 21, as reações de apoio, conforme suas aplicabilidades podem ser visualizadas mais facilmente na Figura 20.

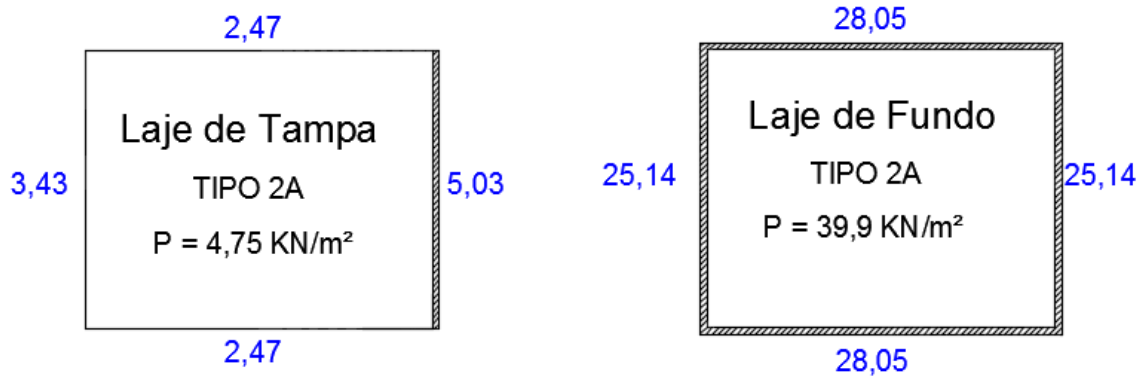


Figura 20 – Reação atuantes nas lajes de cobertura e de fundo.

O próximo passo foi realizar o levantamento das ações em cada parede. Sendo assim, têm-se as ações atuantes na parede 01 e 02 detalhadas como especificado na Tabela 22.

Tabela 22 – Ações atuantes nas paredes 01 e 02.

AÇÕES NAS PAREDES 01 E 02	
Ação na tampa de fundo (kN/m)	28,05
Ação na tampa de cobertura (kN/m)	2,47
Peso próprio da parede (kN/m)	16,2
Revestimento (kN/m)	3,6
TOTAL (KN/m)	50,32

A Tabela 23 apresenta as ações atuantes nas paredes 03 e 05.

Tabela 23 - Ações atuantes nas paredes 03 e 05.

AÇÕES NAS PAREDES 03 E 05	
Ação na tampa de fundo (kN/m)	25,14
Ação na tampa de cobertura (kN/m)	3,43
Peso próprio da parede (kN/m)	16,2
Revestimento (kN/m)	3,6
TOTAL (KN/m)	48,37

E, por fim, a Tabela 24 apresenta as ações na parede 04, que consiste na parede intermediária e que, portanto, apresenta as reações de apoio duplicadas.

Tabela 24 - Ações atuantes na parede 04.

AÇÕES NA PAREDE 04	
Ação na tampa de fundo (kN/m)	50,27
Ação na tampa de cobertura (kN/m)	10,05
Peso próprio da parede (kN/m)	16,2
Revestimento (kN/m)	3,6
TOTAL (kN/m)	80,13

Com as ações, pode-se gerar os diagramas de esforço cortante e momento fletor para cada um dos modelos das paredes.

Iniciou-se pelos diagramas das paredes 03, 04 e 05 uma vez que é necessária a determinação da reação que a parede 04 irá aplicar nas paredes 01 e 02. Dessa forma, na Figura 21 estão representados o esforço cortante e o momento fletor das paredes em questão.

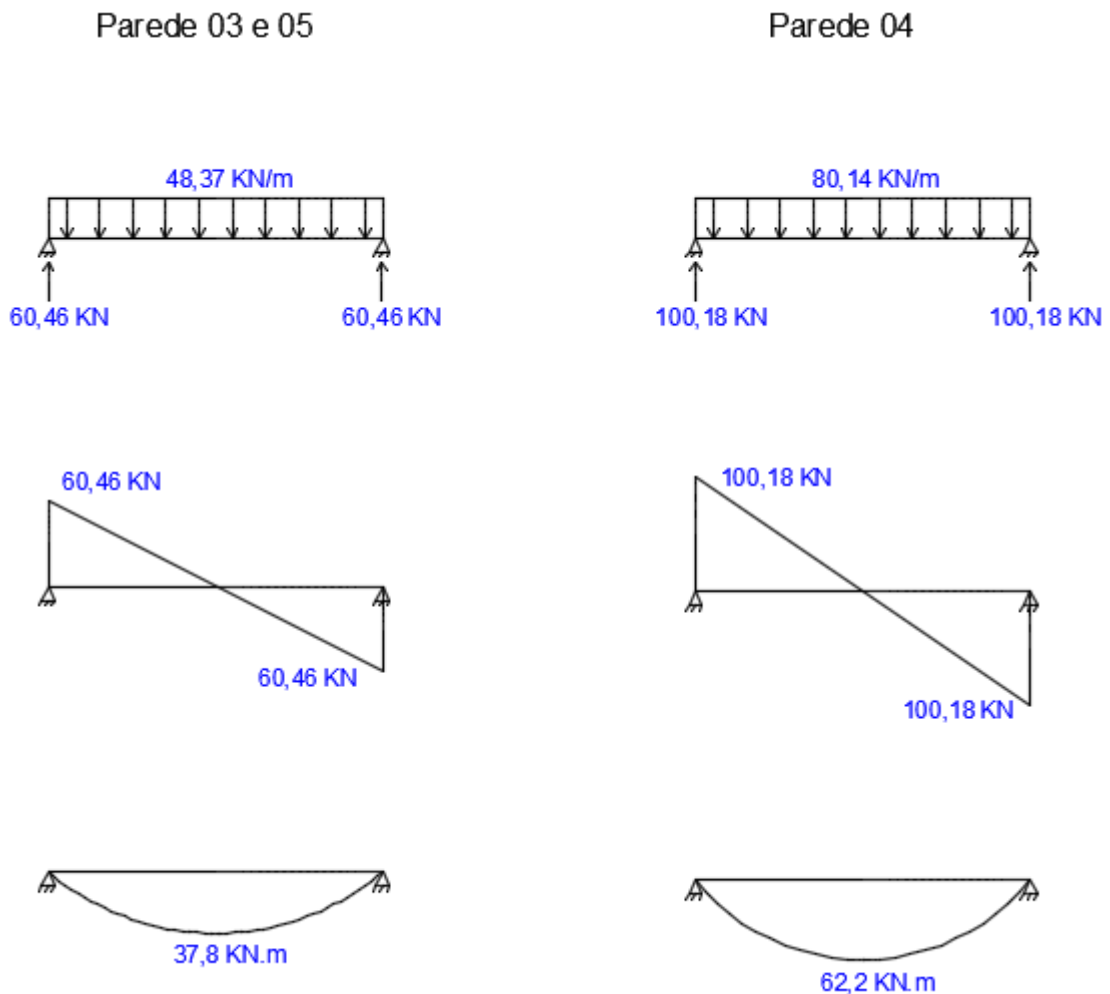


Figura 21 – Diagramas correspondentes às paredes 03, 04 e 05.

Sendo a reação da parede 04 igual a 100,18 kN, temos que essa reação estará aplicada nas paredes 01 e 02, no centro do apoio intermediário, e, portanto, os diagramas gerados para tal são apresentados na Figura 22.

Parede 01 e 02

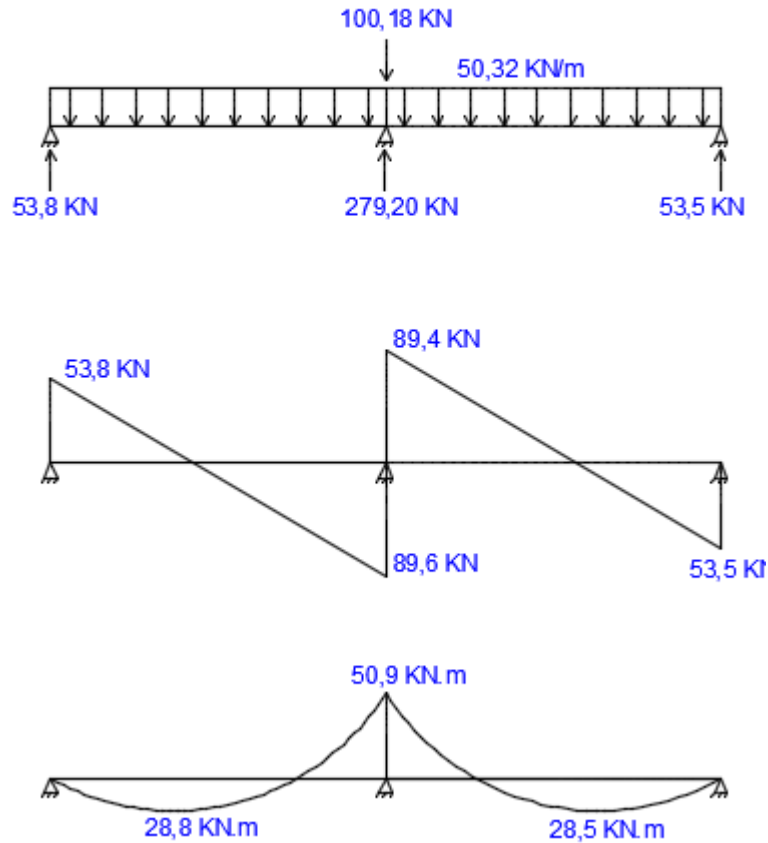


Figura 22 - Diagramas correspondentes à parede 01 e 02.

Com todos os diagramas em mãos, iniciou-se o dimensionamento das vigas paredes, conforme a metodologia apresentada na seção 3.8.2. Para a parede 01 e 02, os cálculos serão apresentados detalhadamente, já para as demais paredes, os resultados serão dados por meio de tabelas.

A armadura longitudinal da parede 01 e 02 foi determinada pela Equação (54). Sendo o momento máximo dado pela Figura 22 igual a 50,9 kN.m, e o braço de alavanca para viga parede de 2 vãos com a relação $l/h \leq 1$ igual a $0,45 \cdot l$, a armadura longitudinal calculada é dada pela Equação (83).

$$A_s = 1,4 \cdot 50,9 / ((0,45 \cdot 2,845) \cdot 43,38) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (83)$$

Sendo a área da armadura longitudinal de 1,28 cm²/m, adotou-se 2 barras de aço de 10 mm de diâmetro, contabilizando 1,60 cm²/m de área efetiva.

Na Tabela 25, estão apresentados os resultados da armadura longitudinal para as paredes do reservatório pelo método da teoria das vigas.

Tabela 25 – Área de aço determinada para a armadura longitudinal.

ARMADURA LONGITUDINAL					
Parede	Momento máximo (KN.m)	Braço de alavanca z (m)	As (cm ² /m)	Armadura	Aef (cm ² /m)
01 e 02	50,9	1,28	1,28	2φ10mm	1,60
03 e 05	37,8	1,50	0,81	2φ10mm	1,60
4	62,2	1,50	1,34	2φ10mm	1,60

Para as paredes 03 e 05, adotou-se a armadura de 10mm, por mais que a armadura de 8mm atenderia a área calculada, a fim de facilitar a ancoragem da armadura, assim como, a execução.

Na determinação da armadura de suspensão, foi necessário dividirmos o peso próprio da parede e o revestimento entre a laje de fundo e a laje de cobertura. Sendo assim, para as paredes 01 e 02, tem-se que a contribuição do peso próprio e do revestimento é igual a 9,9 kN/m.

Dessa forma, a armadura de suspensão foi determinada para a carga de cálculo equivalente ao somatório da ação da laje de fundo, que é igual a 28,05 kN/m, e dos 50% da ação do peso próprio da parede e do revestimento, ou seja, 9,9 kN/m. Utilizou-se, portanto, a Equação (55), para a determinação da área de aço de suspensão, dada na Equação (84).

$$A_s = 1,4 \cdot (28,05 + 9,9) / 43,48 = 1,22 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (84)$$

A área de aço correspondente de 1,22 cm²/m é a área de aço determinada para ambas as faces da viga parede, sendo, portanto, 0,61 cm²/m de área de aço para cada face.

Na Tabela 26, podem ser visualizadas as áreas de aço calculadas para as vigas-paredes do reservatório.

Tabela 26 - Área de aço determinada para a armadura de suspensão.

ARMADURA DE SUSPENSÃO		
Parede	Carga máxima (KN)	As (cm ² /m)
01 e 02	37,95	1,22
03 e 05	35,04	1,13
4	60,18	1,94

A armadura de pele é determinada pela Equação (56), e sendo a largura da parede de 18 cm, temos que a armadura de pele para todas as paredes é igual a 1,8 cm²/m em cada uma das faces.

Por fim, foram feitas as verificações das tensões nos apoios, de maneira que não haja esmagamento do concreto nessas regiões. Sendo, para as paredes 01 e 02, o comprimento efetivo de 2,845 m e o braço de alavanca igual a 1,28 m, dado de acordo com a Tabela 25, a inclinação da biela de compressão foi calculada de acordo com a Equação (57) e é dada conforme a Equação (85).

$$\operatorname{tg} \phi = (4 \cdot 1,28) / 2,845 = 60,94^\circ \quad (85)$$

Para verificar a tensão no apoio da extremidade, inicialmente analisou-se a ocorrência $\mu \geq c \cdot \operatorname{cotg} \phi$. Sendo que $\mu = 2d'$ e d' é igual a distância entre o centro da armadura tracionada e a parte inferior da viga parede, temos que d' é igual a 6cm. E, portanto, μ é igual a 12 cm. Assim, tem-se o exposto na Equação (86).

$$\mu \geq c \cdot \operatorname{cotg} \phi \rightarrow 12 > 20 \cdot \operatorname{cotg}(60,94^\circ) \rightarrow 12 > 11,11 \quad (86)$$

Sendo c a largura do apoio, ou seja, igual a 20 cm.

Portanto, confirmando-se que $\mu \geq c \cdot \operatorname{cotg} \phi$, deve ser feita a verificação da tensão nos apoios externos. Assim, tendo-se a máxima reação dos apoios externos igual a 53,8 kN/m, a tensão no apoio é dada de acordo com a Equação (87).

$$\sigma_d = (1,4 \cdot 53,8) / (0,18 \cdot 0,20) = 2,09 \text{ MPa} \quad (87)$$

A tensão no apoio deve ser verificada com a Equação (60) que corresponde à resistência reduzida da compressão do concreto (f_{cdr}), e é dada para o exemplo em questão pela Equação (88).

$$f_{cdr} = 0,6 \left(1 - \frac{40}{250} \right) \cdot \frac{40}{1,4} = 14,4 \text{ MPa} \quad (88)$$

Sendo o valor da tensão no apoio (σ_d) menor que a resistência reduzida de compressão do concreto (f_{cdr}), tem-se a garantia da segurança do apoio de extremidade contra a compressão. Sendo a ocorrência de $\mu \geq c \cdot \cotg\theta$, em todas as paredes, a tensão a ser analisada é a tensão no apoio.

Além da verificação do apoio da extremidade, deve ser garantido que o apoio intermediário esteja seguro. Dessa maneira, deve ser garantido o exposto na Equação (62). A Equação (89) e Equação (90), corresponder ao resultado da verificação do apoio para a parede 01 e 02.

$$(1,4 \cdot 89,6) / (0,18 \cdot 0,20) \leq 0,85 \cdot 40 / 1,4 \quad (89)$$

$$3,48 \leq 24,28 \quad (90)$$

Sendo assim, a Tabela 27 apresenta os resultados encontrados para a tensão no apoio das paredes em análise, assim como a resistência reduzida da compressão do concreto, as quais devem ser comparadas como forma de garantir, ou não, a segurança contra compressão do concreto.

Tabela 27 – Resultado da tensão de compressão do concreto nos apoios das paredes.

TENSÃO NO APOIOS				
Parede	Reação máxima (KN)	Apoio	Tensão (KN/m ²)	f_{cdr} (Mpa)
01 e 02	53,8	Extremidade	2,09	14,4
	89,6	Interno	3,48	24,29
03 e 05	60,46	Extremidade	2,35	14,4
4	100,18	Extremidade	3,90	14,4

Da Tabela 27, vemos que todos os apoios estão protegidos contra o esmagamento por compressão do concreto.

4.3 Detalhamento

O detalhamento do reservatório foi realizado de acordo com a metodologia abordada na seção 3.9. A seguir será apresentado o detalhamento para a laje de cobertura e para a Parede 01 e 02, como forma de facilitar o entendimento dos detalhamentos, os quais são apresentados na Seção Peças Gráficas.

4.3.1 Detalhamento da laje de cobertura

Do pré-dimensionamento das armaduras, as áreas de aço para cada um dos eixos da laje de cobertura encontram-se disponibilizadas na Tabela 28.

Tabela 28 – Áreas de aço para cobertura.

Áreas de aço (cm ² /m)			
Laje de Cobertura			
Eixo x		Eixo y	
As, calc	0,54	As, calc	0,53
As, mín	2,73	As, mín	2,73
As,efet	2,86	As,efet	2,86
ϕ 6,3 c.11			

Da Tabela 28, temos que as barras de aço de diâmetro 6,3 mm com espaçamento entre elas de 11 cm são o suficiente para garantir pelo menos a área mínima de aço exigida pela NBR 6118 (2014).

Com o diâmetro da barra e a área de aço definidas, podem ser determinados os comprimentos de ancoragem básica e necessária. No entanto, anteriormente, deve-se determinar a tensão de escoamento do aço e a resistência de aderência, utilizando a Equação (63).

A tensão de escoamento do aço é definida de acordo com a Equação (91).

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa} \quad (91)$$

A resistência à tração do concreto é dada pela Equação (92) e, conseqüentemente, a resistência à aderência tem resultado dado na Equação (93), considerando barras de aço nervuradas e caso de boa aderência.

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot 40^{2/3}}{1,4} = 1,75 \text{ MPa} \quad (92)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,10 \cdot 1,0 \cdot 1,75 = 3,95 \text{ MPa} \quad (93)$$

Por fim, os comprimentos básico e necessário são calculados pela Equação (64) e Equação (65), respectivamente. Enquanto o comprimento disponível é determinado diminuindo-se o cobrimento externo de 2,5 cm da espessura da laje. A Tabela 29, apresenta os resultados desses comprimentos para cada um dos eixos, sendo l_b o comprimento básico, $l_{b,nec}$ o comprimento necessário e l_{disp} o comprimento disponível.

Tabela 29 – Relação dos comprimentos básico, necessário e disponível.

Relação dos comprimentos (cm)			
Laje de Cobertura			
Eixo x		Eixo y	
l_b	17,35	l_b	17,35
$l_{b,nec}$	3,28	$l_{b,nec}$	3,21
$l_{b,disp}$	15,50	$l_{b,disp}$	15,50

Da Tabela 29, fica descartada a necessidade de gancho na laje de cobertura, uma vez que o comprimento necessário é inferior ao comprimento de ancoragem disponível. Sendo assim, a ancoragem é feita em todo o comprimento disponível, ou seja, 15,5 cm. É importante lembrar-se de comparar o valor adotado para o comprimento de ancoragem com os comprimentos mínimos dados pela Equação (66). Para o caso da laje de cobertura, a ancoragem adotada é superior àqueles.

A barra de aço de 6,3 mm estará disposta na laje de cobertura em ambos os sentidos, sem interrupções entre as células, e o comprimento é definido somando-se ao comprimento entre as paredes e os comprimentos de ancoragem nas extremidades.

Sendo assim, as armaduras no eixo x apresentam comprimento dado pela Equação (94).

$$\text{Comprimento em } x = 2,34 + 0,155 + 0,155 = 2,65m \quad (94)$$

Já as armaduras no eixo y , apresentam comprimento conforme Equação (95).

$$\text{Comprimento em } y = 5,53 + 0,155 + 0,155 = 5,84 \text{ m} \quad (95)$$

A quantidade de barras é determinada dividindo-se a dimensão na qual as mesmas serão dispostas, pelo espaçamento entre elas, mais um. Assim, no eixo x , são distribuídas 54 barras, e no eixo y 25 barras.

Entretanto, a laje de cobertura apresenta as aberturas de inspeção, sendo necessário interromper as armaduras nessas regiões. A armação nas aberturas deve possuir diâmetro igual a duas vezes o diâmetro da armadura principal, sendo assim, o diâmetro deve ser de 12,5 mm. As armaduras devem ser dispostas nas quatro laterais das aberturas. O comprimento dessas será equivalente ao comprimento determinado pela extremidade de uma abertura à extremidade da outra, e o comprimento ultrapassando a extremidade da abertura, o qual será considerado de 50 cm em cada um dos lados.

Sendo assim, a armadura para as aberturas no eixo x apresentam como comprimento a soma da ancoragem na parede, a distância entre a parede e a abertura, a dimensão da abertura e o comprimento da barra ultrapassando a extremidade da abertura. Dessa forma, é dada de acordo com a Equação (96).

$$\text{Comprimento em } x = 0,155 + 0,20 + 0,60 + 0,50 = 1,50 \text{ m} \quad (96)$$

Já a armadura para as aberturas no eixo y apresentam como comprimento a soma de duas vezes o comprimento da barra após a extremidade da abertura, duas vezes a abertura e a distância entre as aberturas. Assim, é dada conforme a Equação (97).

$$\text{Comprimento em } y = 0,50 + 0,60 + 0,58 + 0,60 + 0,50 = 2,78 \text{ m} \quad (97)$$

Por fim, é necessário detalhar a armadura negativa que estará localizada no momento negativo ocasionado entre as lajes de cobertura das duas células. Essa armadura possuirá os valores de comprimento conforme representados na Figura 14.

Para a armadura negativa, será adotada a utilização de gancho a 90°. Segundo a NBR 6118 (2014), o comprimento de um gancho a 90° deve ser igual a 8ϕ , sendo assim, o gancho para a armadura de 6,3 mm é dado pela Equação (98).

$$8\phi = 8 \cdot 6,3 \text{ mm} = 50,4 \text{ mm} = 5,04 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm} \quad (98)$$

Sabendo que o $lx = 2,52 \text{ m}$, e que $lb \approx 18 \text{ cm}$, temos que o comprimento da barra sem, contabilizar o gancho, conforme a Equação (99).

$$\text{Comprimento da barra} = (2 \cdot 63) + (2 \cdot 18) = 162 \text{ cm} \quad (99)$$

Para a armadura negativa localizada entre as aberturas, o comprimento será igual a distância entre as aberturas, descontando-se desse o valor do comprimento de 4,5 cm de ambos os lados, resultando assim no comprimento de 49 cm, sem contabilizar os comprimentos dos ganchos, os quais também serão de 5 cm.

O detalhamento da laje de cobertura, conforme estabelecido nessa seção, pode ser visualizado na Prancha 02/05.

4.3.2 Detalhamento da parede 01 e 02

O detalhamento da Parede 01|02 será realizado, utilizando para os estribos verticais e horizontais a área de aço mínima calculada pelo método das placas, uma vez que essa apresentou-se maior que a armadura de pele calculada pelo método de vigas. Já para as armaduras longitudinais, as quais irão compor a base inferior da malha formada pelos estribos, será utilizada a área de aço determinada pela Equação (54).

Do cálculo pela Equação (54), tem-se que a área de aço para a armadura longitudinal é de $1,28 \text{ cm}^2$. Sendo assim, do Anexo C, temos que 2 barras de aço de 10 mm correspondem à uma área de aço de $1,60 \text{ cm}^2$, valor que atende o valor calculado de $1,28 \text{ cm}^2$. Portanto, a armadura longitudinal da extremidade inferior e superior da armadura da viga-parede serão compostas por 2 barras de 10 mm cada. Da Prancha 03/05, tem-se que essas armaduras são dadas por “1” e “2”.

A armadura superior (“1”) não apresenta gancho, e, portanto, sua ancoragem é feita em todo o comprimento disponível para tal. No entanto, para a armadura inferior

deve ser feita uma análise devida a ancoragem nos apoios. Da Equação (68), temos que a área de aço nos apoios externos é igual à área determinada na Equação (100).

$$A_{s,cal} = 0,8 \cdot A_{s,long} = 0,8 \cdot 1,28 = 1,024 \text{ cm}^2 \quad (100)$$

Sendo assim, os comprimentos básico e necessário podem ser determinados conforme a Equação (64) e Equação (65) e têm como resultado os valores disponibilizados na Tabela 30.

Tabela 30 – Resultado para os comprimentos de ancoragem da Parede 01|02.

Relação dos comprimentos (cm)		
Parede 01 e 02		
lb	lb,nec	lb,disp
27,54	12,34	15,5

O comprimento de ancoragem necessário da Tabela 30 corresponde ao comprimento de ancoragem com gancho. Sendo assim, será adotado para esse caso um gancho no plano horizontal de 13 cm em cada uma das extremidades. O comprimento das barras é igual ao comprimento entre as paredes mais a ancoragem disponível e à essa, deve ser considerado o gancho, mais o comprimento de 13 cm estabelecido conforme explicado acima. Assim, têm-se que para ambas as armaduras, o comprimento reto é de 584 cm.

Posteriormente, são definidos os estribos horizontais e verticais. Sendo a área de aço mínima determinada pelas paredes igual a 3,78 cm²/m e a área de aço de pele determinada na metodologia de placas igual a 1,8 cm²/m em cada face, temos que a área de 3,78 cm²/m é superior, conforme já abordado. Sendo assim, do Anexo B, temos que barras de aço de 6,3 mm distribuída em espaçamentos de 16 cm, são suficientes para garantir a área de aço de 1,89 cm²/m em cada uma das faces da parede.

As dimensões dos estribos verticais e horizontais são dados de acordo com as dimensões das paredes acrescidas do comprimento de ancoragem disponível. Os comprimentos das curvaturas dos estribos são determinados pela Tabela A.3.7 – *Dimensões dos estribos*, e para a barra de aço de 6,3 mm, estes possuem valor igual a 11 cm. Além disso, da mesma tabela, o comprimento da ponta do estribo é igual a

8 cm. Na Tabela 31, podem ser visualizados os comprimentos dos estribos, assim como o comprimento final, sem considerar a ponta do estribo.

Tabela 31 – Comprimentos dos estribos da Parede 01|02

Comprimento estribos					
	Comprimento (cm)	Espessura (cm)	Ponta (cm)	Curvaturas (cm)	Total (cm)
Horizontal	301	11	8	11	635
Vertical	370	11	8	11	773

Por fim, a quantidade de estribos deve ser equivalente à divisão entre o vão a ser dispostos os estribos, pelo espaçamento entre eles, mais um. Sendo os estribos horizontais separados em duas partes, ou seja, o estribo na horizontal não contempla as duas células do reservatório, este é dividido em dois, temos que são necessários para esse projeto 44 estribos horizontais e 37 estribos verticais.

5 CONCLUSÃO

No presente trabalho foi realizado o dimensionamento do reservatório elevado em concreto armado do Edifício Capanema, localizado na cidade de Capanema/PR. Dos resultados pode-se observar o seguinte:

- Os cobrimentos exigidos para reservatórios de acordo com a nova revisão da NBR 6118 (2014) afetam o dimensionamento das armaduras uma vez que, estes, por serem maiores, diminuída a profundidade efetiva (d), acarretam no aumento da espessura das lajes e das paredes que compõe a estrutura;

- A especificação mínima do concreto com resistência C40 para a CAA IV, a qual os reservatórios se enquadram na nova revisão da NBR 6118 (2014), é fundamental para garantir que a estrutura apresente as verificações de flecha e fissuração dentro dos limites estabelecidos pela mesma NBR, de forma a garantir a estabilidade e a estanqueidade;

- A existência de uma grande quantidade de disposições normativas para os elementos que formam o reservatório, exige estudos específicos que, por vezes, fogem dos objetivos das disciplinas gerais de concreto armado oferecidas na graduação. Por este motivo, neste trabalho, procurou-se apresentar da maneira mais detalhada possível todos os passos seguidos para o dimensionamento e detalhamento de um reservatório, colocando todas as informações e critérios levantados na literatura.

Com este intuito, ao longo da realização do trabalho, surgiram alguns desafios devido à reduzida quantidade de materiais que abordassem de uma maneira geral uma boa base de cálculo sobre o assunto e uma boa explicação da realização desses cálculos, assim como também pelo fato de algumas normas não serem claras em suas especificações, gerando dúvidas quanto ao dimensionamento. Um exemplo disso, foi que logo ao dar início ao dimensionamento do reservatório, foi necessário determinar as dimensões das cubas, sendo preciso, para isso, estabelecer o volume de água diário consumido pela população. No entanto, por se tratar de uma edificação residencial com salas comerciais, em que seria necessário determinar o consumo das peças comerciais além do consumo da população residente, deparou-se com uma situação na qual não conseguiu-se interpretar, como seria feito o cálculo para a determinação do volume em uma situação como essa. Pela variabilidade de pessoas

que acessam essas salas, e até mesmo pela falta de informação do comércio a se alocar, dificultou a determinação do volume consumido nessas salas. Os materiais encontrados sobre tal assunto, em geral, adotavam um número “x” de pessoas para cada sala comercial, número esse que se tornava muito generalizado. Além disso, outro fator relacionado ao dimensionamento do volume de água a ser armazenado que gerou questionamentos, foi o volume correspondente ao incêndio, isso ocorreu novamente, pelo fato de o edifício possuir essa mistura entre salas comerciais e edifício residencial. O que dificultou também a interpretação e a classificação das salas comerciais nas normas do Corpo de Bombeiros.

Ainda, verificou-se que muitos parâmetros adotados no dimensionamento de reservatórios encontrados na literatura, tem base na experiência dos autores ou base empírica. Diante disso, procurou-se destacar a utilização desses parâmetros de maneira a disponibilizar um material que não somente esteja em conformidade com as normas em vigor, mas que também possa ser usado como material de consulta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ÁGUAS DE CASTILHO. Águas de Castilho alerta sobre a importância da caixa d'água. São Paulo: Castilho, 2012. Disponível em: <<http://www.aguasdecastilho.com.br/noticias/ver/aguas-de-castilho-alerta-sobre-a-importancia-da-caixa-dagua> >. Acesso no dia: 27 jul. 2017.

ARAÚJO, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado.** 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2009.

_____. **Curso de concreto armado.** 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 1.

_____. _____. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 4.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 5626** - Instalação predial de água fria. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR 6118** - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120** - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 8681** - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 9077** – Saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 12217** - Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 12655** - Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 13714** – Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBR 15575** - Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15696** - Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro, 2009.

Agência Nacional de vigilância sanitária (ANVISA). **Resolução de Diretoria Colegiada - RDC Nº 91**. Disponível em: <http://portal.anvisa.gov.br/documents/10181/2884120/RDC_91_2016_COMP.pdf/99de6998-22c0-4ec4-8811-4762a414f598?version=1.0>. Acesso em: 18 jul. 2017.

BITTENCOURT, T. **Exemplo de um projeto completo de edifício de concreto armado**. Capítulo 5. 44 f. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001. Notas de aula.

COSTA, F. O. **Projetos estruturais de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado moldados *in loco***. 1997. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

COSTA, C. P. D. **Fôrmas para construção civil e suas aplicações**. 2014. 96 f. Monografia (Especialização em Construção Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

CORPO DE BOMBEIROS PARANÁ BM/7. **NPT 022** - Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio. Paraná, 2015. Disponível em: <<http://www.bombeiros.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=316>>. Acesso no dia: 16 ago. 2017.

_____. **CSCIP** - Código de Segurança Contra Incêndio e Pânico. Paraná, 2015. Disponível em: <<http://www.bombeiros.pr.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=316>>. Acesso no dia: 16 ago. 2017.

FUSCO, P. B. **Fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1975.

GUERRIN, A; LAVAU, R. C. **Tratado de concreto armado: Estruturas de residências e indústrias**. São Paulo: Hemus, 2002. v. 5.

GUIMARÃES, A. E. P. **Indicações para projeto e execução de reservatórios cilíndricos em concreto armado**. 1995. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

HANAI, J. B. **Reservatórios com parede ondulada**. 1981. 250 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

HELENE, P. R. L. **Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto**. In: Workshop Durabilidade das Construções, 1997, São Leopoldo. Anais... São Leopoldo: ANTAC, 1997.

KUEHN, A. **Comparação entre métodos de análise estrutural para reservatórios retangulares de concreto armado**. 2002. 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

LEONHARDT, F. MÖNNIG, E. **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v. 1.

MENESES, M. B. B. **Análise e dimensionamento estrutural de um reservatório cilíndrico em betão armado**. 2013. 172 f. Dissertação (Mestrado) – Técnico Lisboa, Lisboa, 2013.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MINEROPAR. Minerais do Paraná S.A. **Programa de desenvolvimento da indústria mineral paranaense**. Curitiba, 1999. Disponível em: <<http://www.mineropar.pr.gov.br/>>. Acesso no dia: 01 mar. 2018.

MONTOYA, P. J; MESEGUER, A. G; CABRÉ, F. M. **Hormigón armado**. 14. ed. Barcelona: Gustavo Gili, 2000.

NAKAMURA, J. **Fôrmas deslizantes**. Revista Infraestrutura Urbana, São Paulo, ed. 8, set. 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/8/formas-deslizantes-muito-utilizada-quando-o-cronograma-da-obra-239367-1.aspx>>. Acesso no dia: 31 jul. 2017.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007a.

_____. **Tabela de lajes**. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007b.

SANEPAR. Projeto Hidrossanitário. **Manual de projeto hidrossanitário**. Paraná, 2017. Disponível em: <<http://site.sanepar.com.br/categoria/informacoes-tecnicas/projeto-hidrossanitario>>. Acesso no dia: 17 jul. 2017.

_____. Projeto Hidrossanitário. **Tabela de consumos potenciais**. Paraná, 2010. Disponível em: <<http://site.sanepar.com.br/categoria/informacoes-tecnicas/projeto-hidrossanitario>>. Acesso no dia: 17 jul. 2017.

SANTOS, S. **Concreto e durabilidade**, Alto QI, Florianópolis, jan. 2010. Disponível em: < <http://faq.altoqi.com.br/content/277/678/pt-br/concreto-e-durabilidade.html>>. Acesso no dia 31 jul. 2017.

Unidade Acadêmica de Engenharia Civil. **Reservatórios de água (01/04)**. Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, jul. 2007. Disponível em: < <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Reserv01.html>>. Acesso no dia 01 fev.2017.

VASCONCELOS, Z. L. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. 1998. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

ANEXO A – Tabela de consumos potenciais

Tabela de Consumos Potenciais		
Tipo de Edificação		Consumo Provável
1	Conj./cond. resid. c/ aptos. até 50m ²	8,5 m ³ /ec. mês
2	Conj./cond. resid. c/ aptos. de 51 a 65m ²	10,3 m ³ /ec. mês
3	Conj./cond. resid. c/ aptos. de 65 a 80 m ²	12,5 m ³ /ec. mês
4	Conj./cond. resid. c/ aptos. de 80 a 100m ²	15,3 m ³ /ec. mês
5	Conj./cond. resid. c/ aptos. de 100 a 130m ²	17,5 m ³ /ec. mês
6	Conj./cond. resid. c/ aptos. de 130 a 200 m ²	21,0 m ³ /ec. mês
7	Conj./cond. resid. c/ aptos. de 200 a 350m ²	23,5 m ³ /ec. mês
8	Conj./cond. resid. c/ aptos. acima de 350 m ²	35,0 m ³ /ec. mês
9	Hotéis (sem cozinha e sem lavanderia)	120 l/hóspede dia
10	Hotéis (com cozinha e com lavanderia)	250 l/hóspede.dia
11	Hospitais (exclusivamente pacientes internados)	250 l/leito.
12	Escolas (externatos)	50 l/per capita.dia
13	Escolas (internatos)	150 l/per capita.dia
14	Escolas(semi-internatos)	100 l/per capita.dia
15	Quartéis	150 l/per capita.dia
16	Creches	50 l/per capita.dia
17	Edifícios públicos/comerciais	80 l/per capita.dia
18	Supermercados c/ praça de alimentação	5 l/ m ² de área. dia
19	Restaurante/	25 l/refeição.dia
20	Escritórios	50 l/per capita. dia
21	Lavanderia	30 l/kg roupa seca.dia
22	Lava car (lavagem completa)	300 l/veículo.dia
23	Abatedouros de aves (ou de peq. porte)	40 l/ave.dia
24	Abatedouros de caprinos e ovinos	300 l/cabeça.dia
25	Abatedouros de suínos (ou de médio porte)	500 l/cabeça.dia
26	Abatedouros de reses (ou de grande porte)	800 l/cabeça.dia
27	Indústria - uso pessoal	80 l/per capita.dia
28	Indústria - com restaurante	100 l/per capita. dia
29	Indústria concreteira	150 l/m ³ concreto.dia
30	Orfanatos	150 l/per capita.dia
31	Asilos	150l/per capita.dia
32	Igrejas/templos	2 l/assento.dia
33	Piscinas (lâmina de água)	2,5 l/m ² .dia
34	Laticínios	2,5 l/litro leite prod.dia
35	Jardins(rega)	1,5 l/m ²

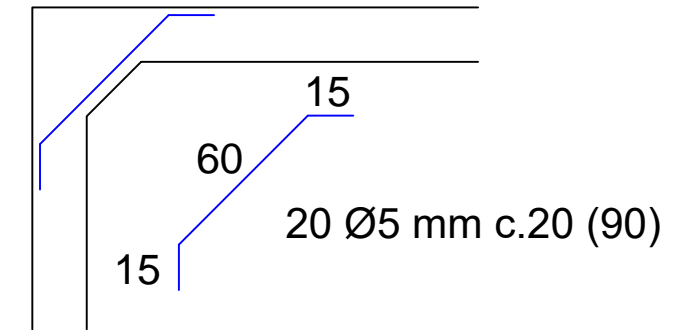
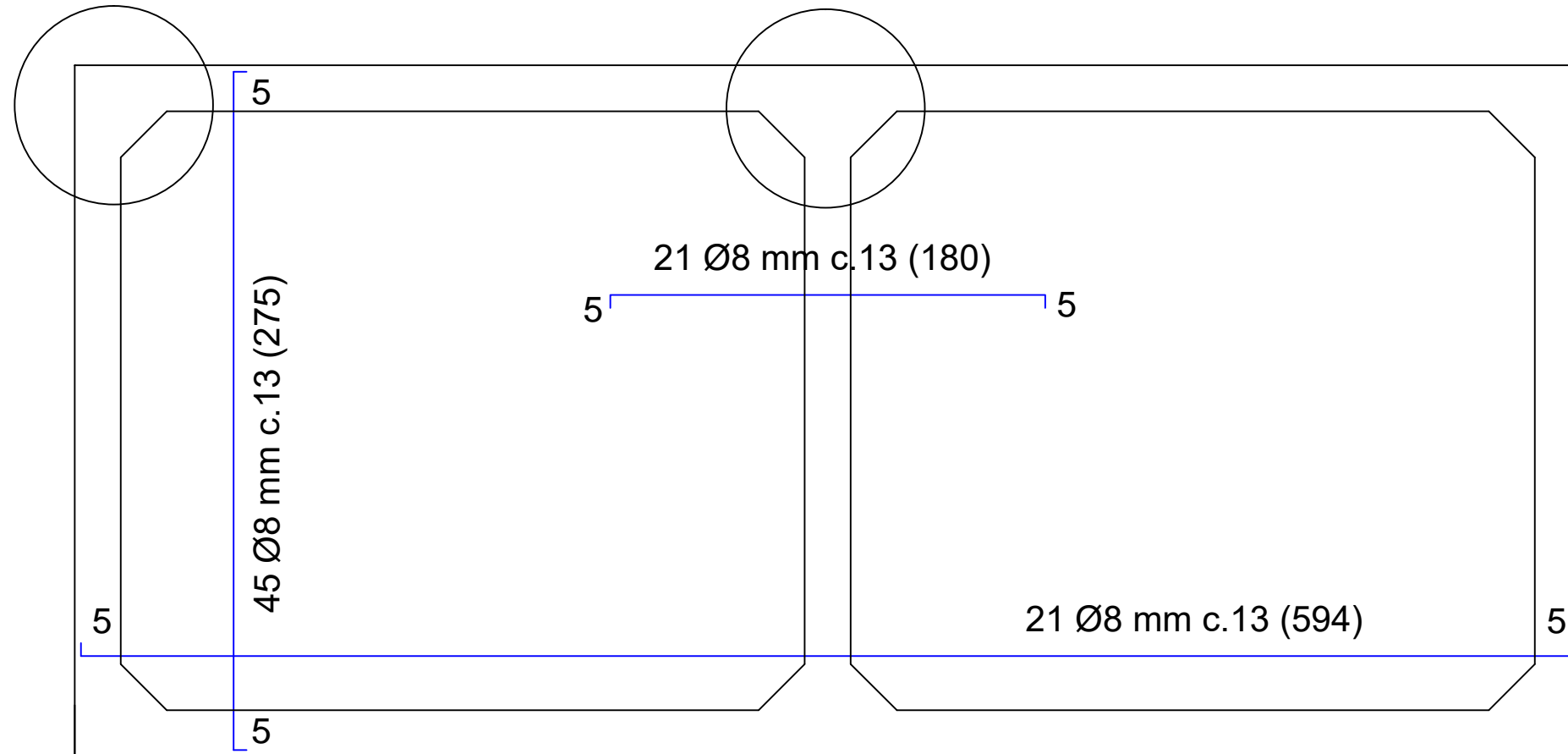
ANEXO B – Área da seção de armadura por metro de largura da laje (cm²/m)

BITOLAS PADRONIZADAS							
ESPAÇAMENTO (cm)	BITOLA Ø						
	3,2	4	5	6,3	8	10	12,5
7,0	1,14	1,79	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86
7,5	1,07	1,67	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8,0	1,00	1,56	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	0,94	1,47	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9,0	0,89	1,39	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89
9,5	0,84	1,32	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10,0	0,80	1,25	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11,0	0,73	1,14	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12,0	0,67	1,04	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	0,64	1,00	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13,0	0,62	0,96	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14,0	0,57	0,89	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15,0	0,53	0,83	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16,0	0,50	0,78	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17,0	0,47	0,74	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,46	0,71	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18,0	0,44	0,69	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19,0	0,42	0,66	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20,0	0,40	0,63	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
21,0	0,38	0,60	0,95	1,50	2,38	3,81	5,95
22,0	0,36	0,57	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
23,0	0,35	0,54	0,87	1,37	2,17	3,48	5,43
24,0	0,33	0,52	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25,0	0,32	0,50	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26,0	0,31	0,48	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
27,0	0,30	0,46	0,74	1,17	1,85	2,96	4,63
28,0	0,29	0,45	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
29,0	0,28	0,43	0,69	1,09	1,72	2,76	4,31
30,0	0,27	0,42	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17

ANEXO C – Área da seção da seção conforme número de barras (cm²)

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – A _s [cm ²]									
φ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,80
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	65,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

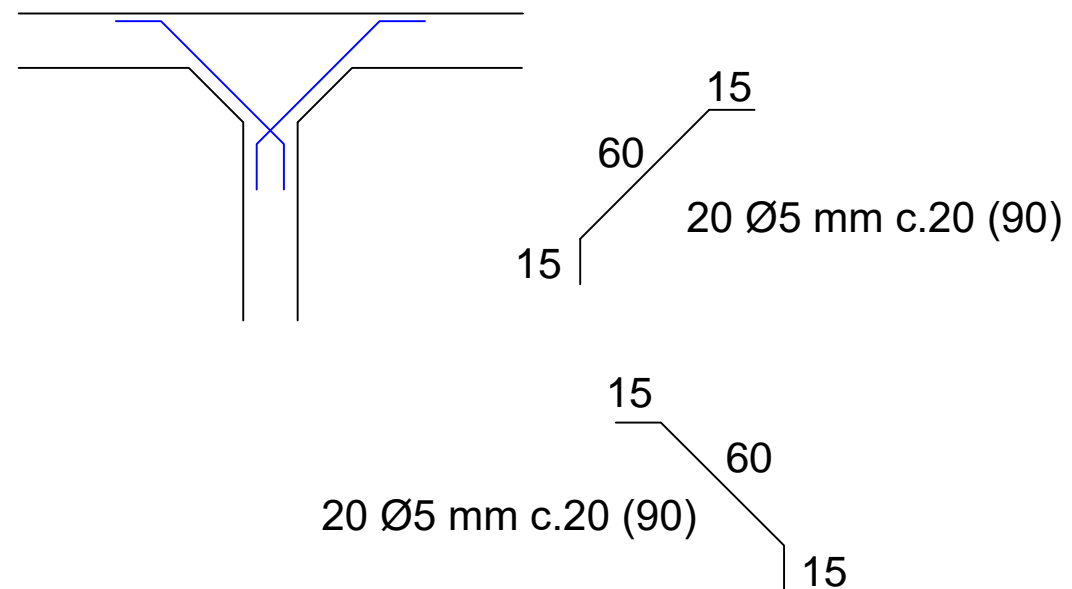
DETALHE A



DETALHE A
ESC. 1:25

DETALHAMENTO LAJE DE FUNDO

ESC. 1:25



DETALHE B
ESC. 1:25



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

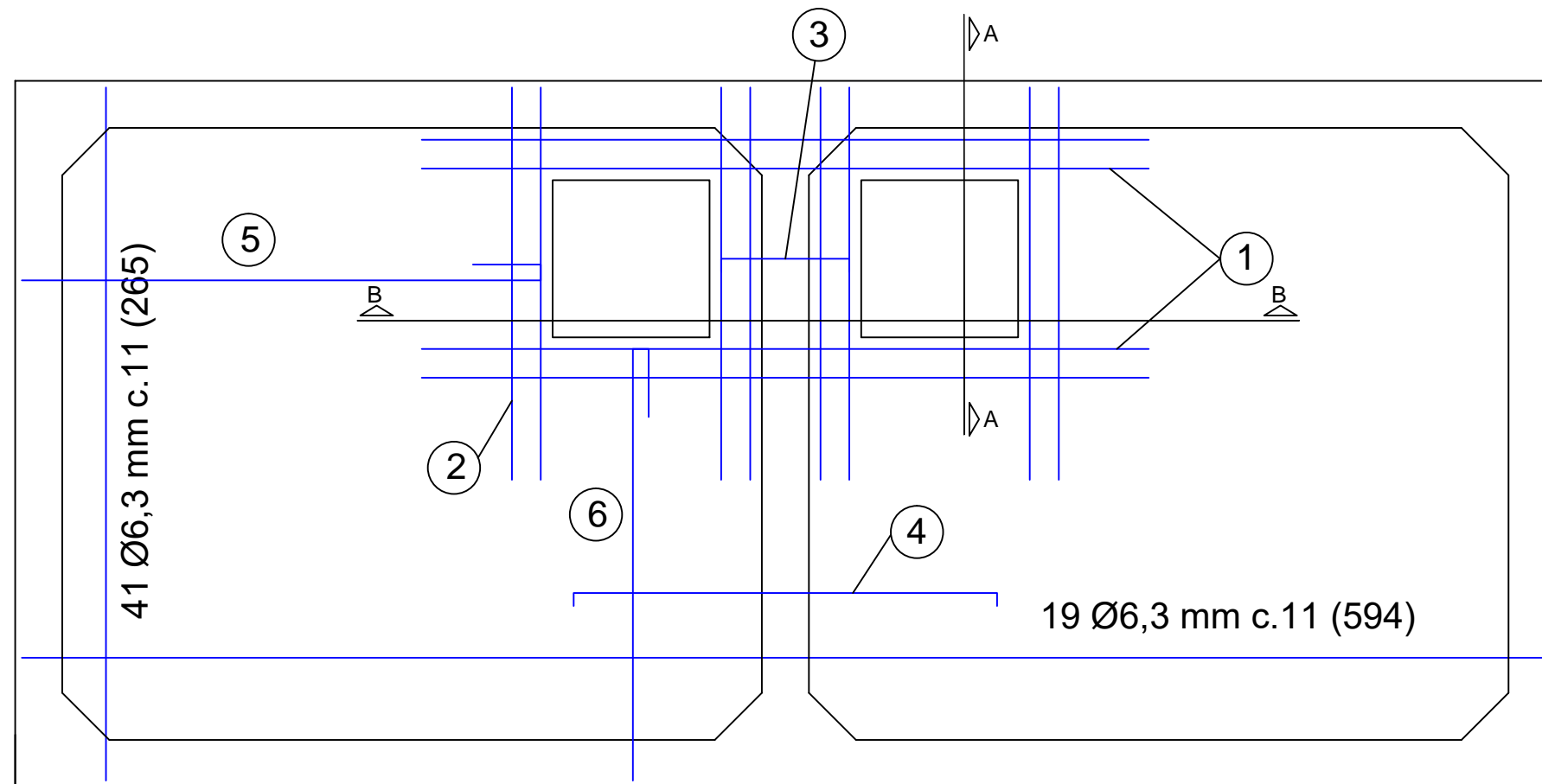
TÍTULO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPICOS EM CONCRETO ARMADO

CONTEÚDO: DETALHAMENTO DO RESERVATÓRIO ELEVADO EM CONCRETO ARMADO DO EDIFÍCIO CAPANEMA – CAPANEMA/PR

CONTEÚDO ESPECÍFICO: DETALHAMENTO LAJE DE FUNDO

ACADÊMICA: DANIELY BASSANEZI RA: 1519948

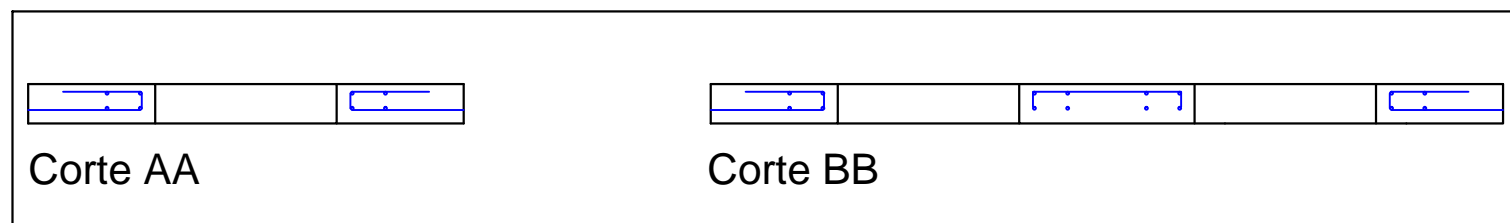
DATA: MAIO/2018 ESCALA: INDICADA PRANCHA: 01/05



- ① 2 x 4 Ø12,5 mm (278)
- ② 4 x 4 Ø12,5 mm (150)
- ③ 5 Ø6,3mm c.11cm (49)
5 5
- ④ 14 Ø6,3mm c.11cm (162)
5 5
- ⑤ 6 $\frac{26}{165}$ 13 Ø6,3 mm c.11 (197)
- ⑤ $\frac{6 \text{ Ø6,3 mm c.11 (230,5)} \quad 26}{198,5}$ 6

DETALHAMENTO LAJE DE COBERTURA

ESC. 1:25



Corte AA

Corte BB

DETALHAMENTO DAS ABERTURAS DE INSPEÇÃO

ESC. 1:25



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

TÍTULO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPEDICOS EM CONCRETO ARMADO

CONTEÚDO: DETALHAMENTO DO RESERVATÓRIO ELEVADO EM CONCRETO ARMADO DO EDIFÍCIO CAPANEMA – CAPANEMA/PR

CONTEÚDO ESPECÍFICO: DETALHAMENTO LAJE DE COBERTURA

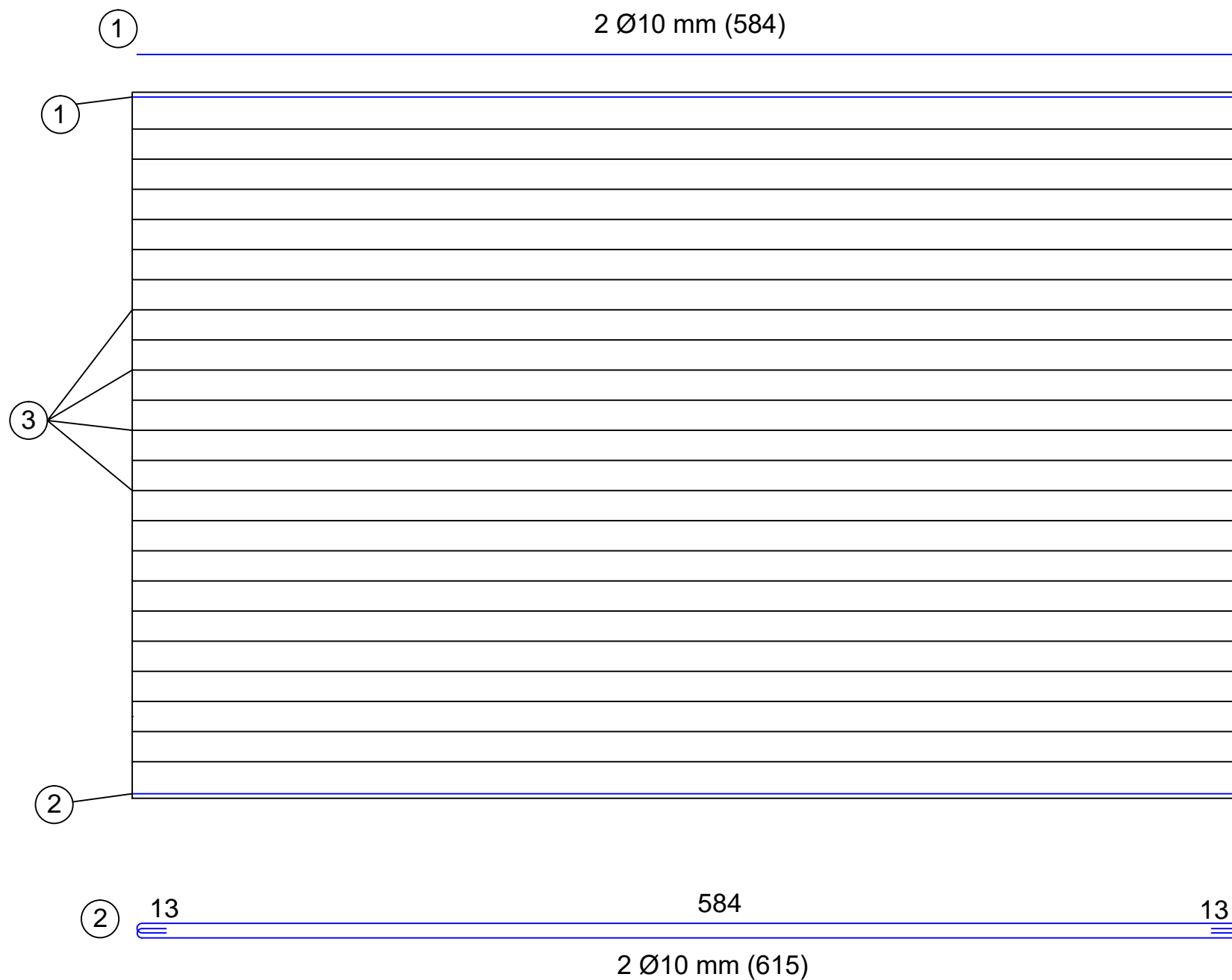
ACADÊMICA: DANIELY BASSANEZI

RA: 1519948

DATA: MAIO/2018

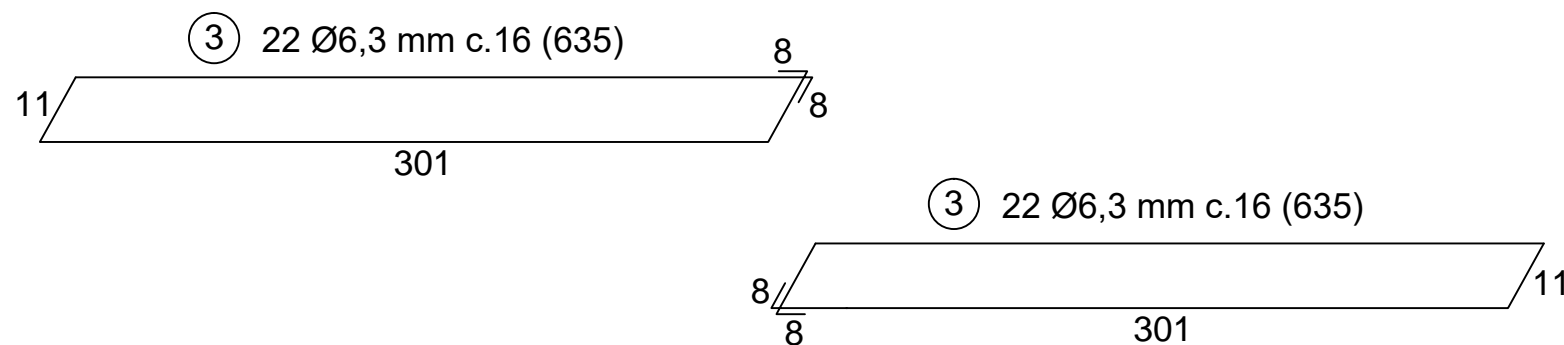
ESCALA: INDICADA

PRANCHA: 02/05



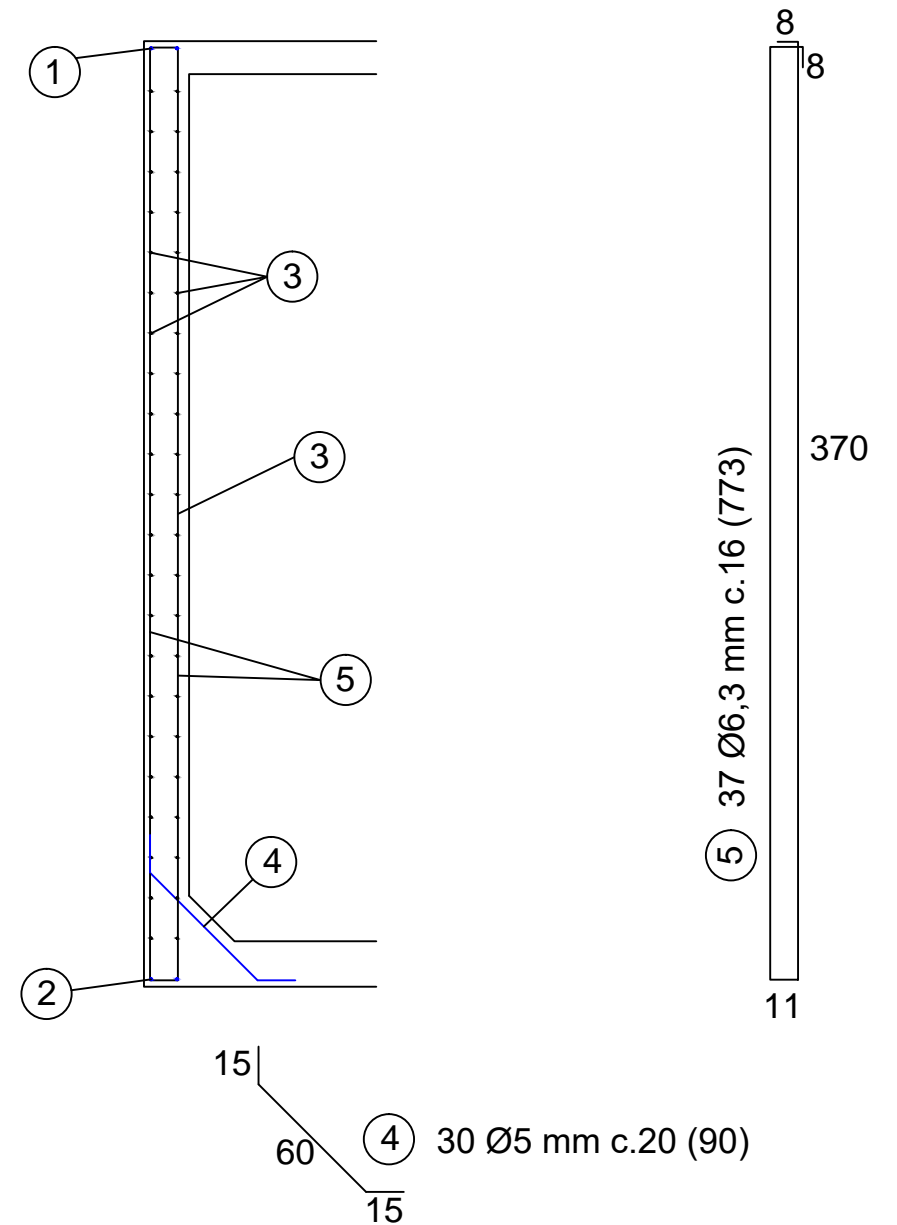
DETALHAMENTO PAREDE 01 E 02

ESC. 1:30



DETALHE ESTRIBO HORIZONTAL

ESC. 1:30



DETALHE ESTRIBO VERTICAL E MÍSULAS

ESC. 1:30



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

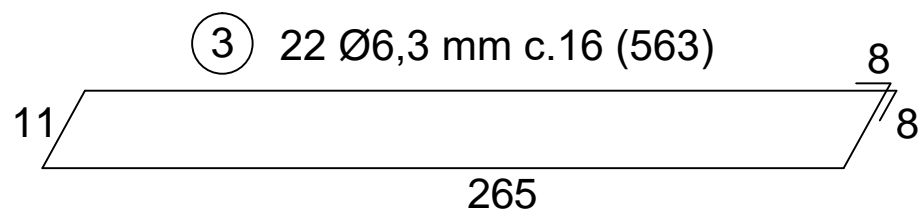
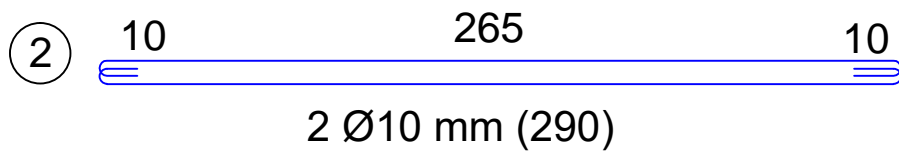
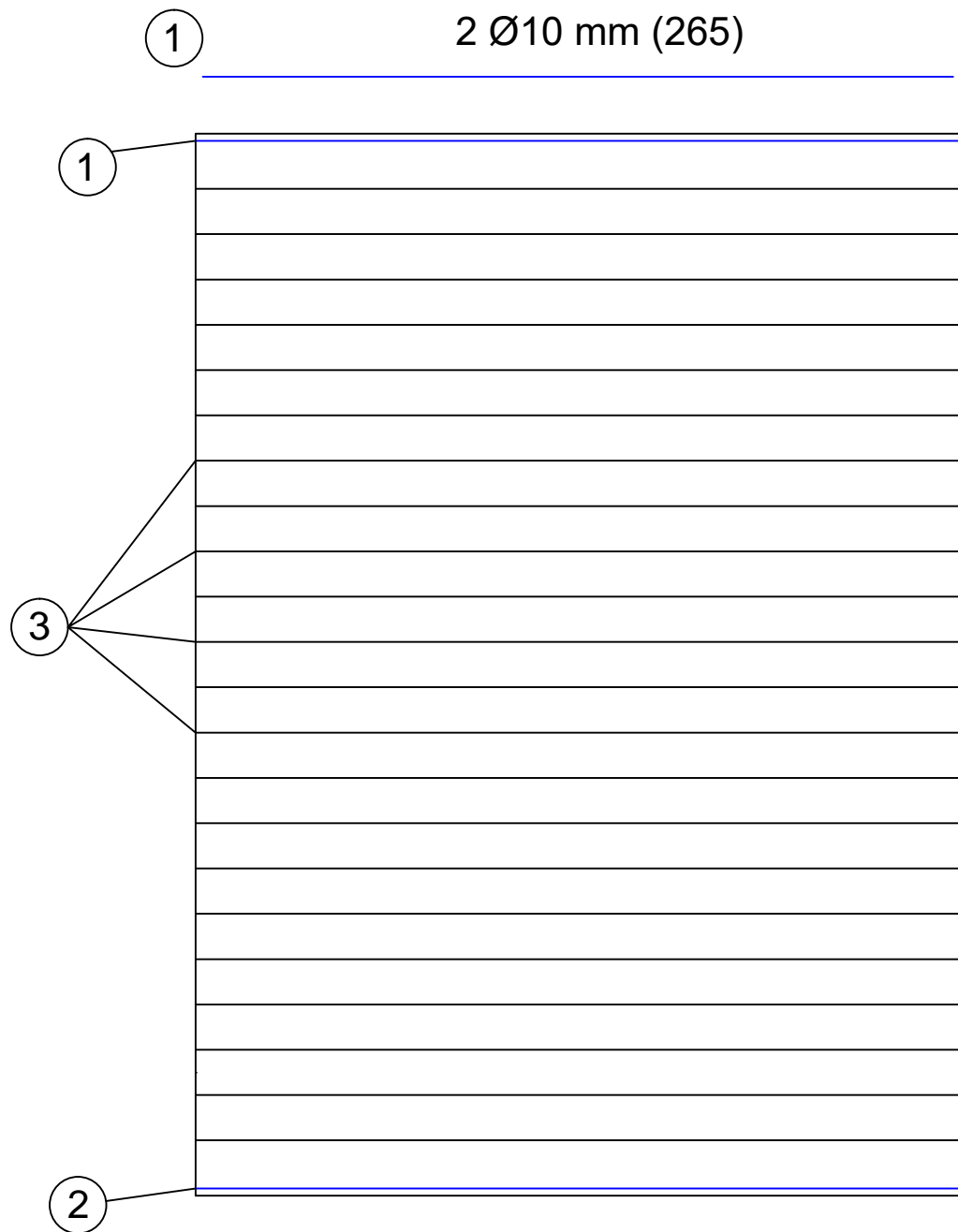
TÍTULO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPEDICOS EM CONCRETO ARMADO

CONTEÚDO: DETALHAMENTO DO RESERVATÓRIO ELEVADO EM CONCRETO ARMADO DO EDIFÍCIO CAPANEMA – CAPANEMA/PR

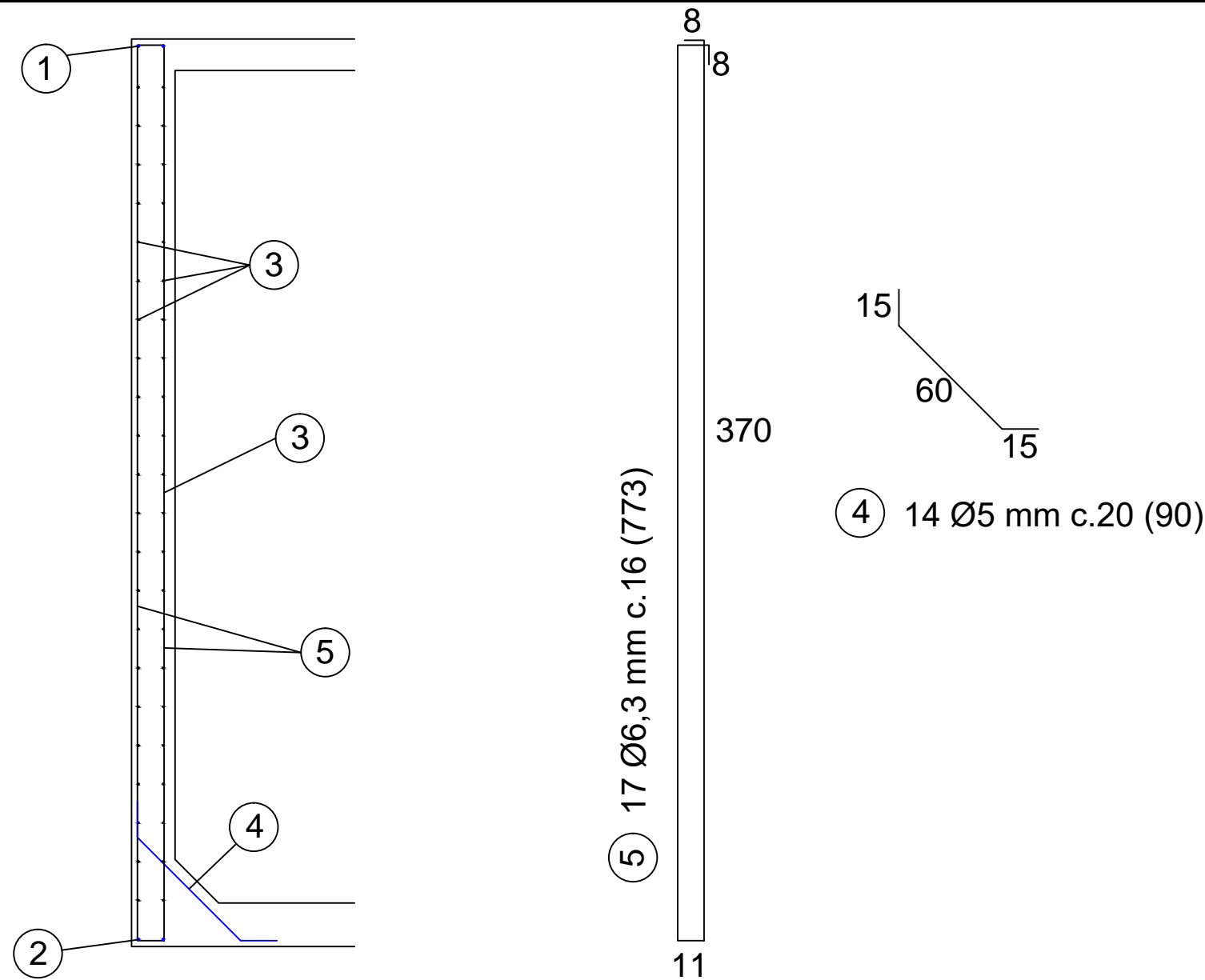
CONTEÚDO ESPECÍFICO: DETALHAMENTO PAREDE 01 E 02

ACADÊMICA: DANIELY BASSANEZI RA: 1519948

DATA: MAIO/2018 ESCALA: INDICADA PRANCHA: 03/05



DETALHAMENTO PAREDE 03 E 05
ESC. 1:25



DETALHE ESTRIBO VERTICAL E MÍSULAS
ESC. 1:25



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

TÍTULO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPICOS EM CONCRETO ARMADO

CONTEÚDO: DETALHAMENTO DO RESERVATÓRIO ELEVADO EM CONCRETO ARMADO DO EDIFÍCIO CAPANEMA – CAPANEMA/PR

CONTEÚDO ESPECÍFICO: DETALHAMENTO PAREDE 03 E 05

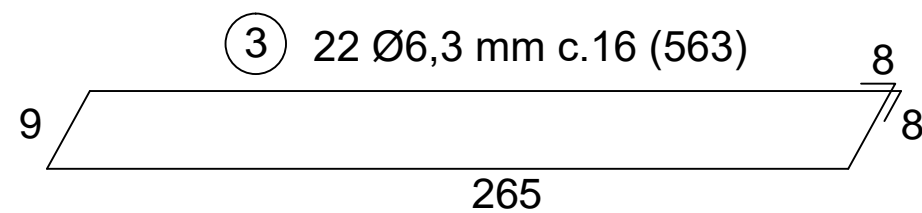
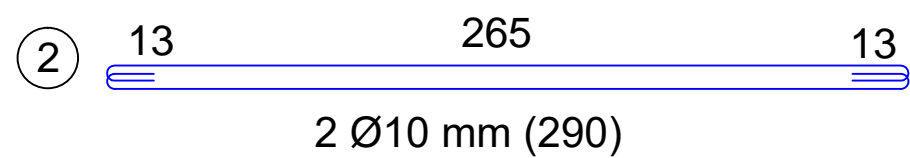
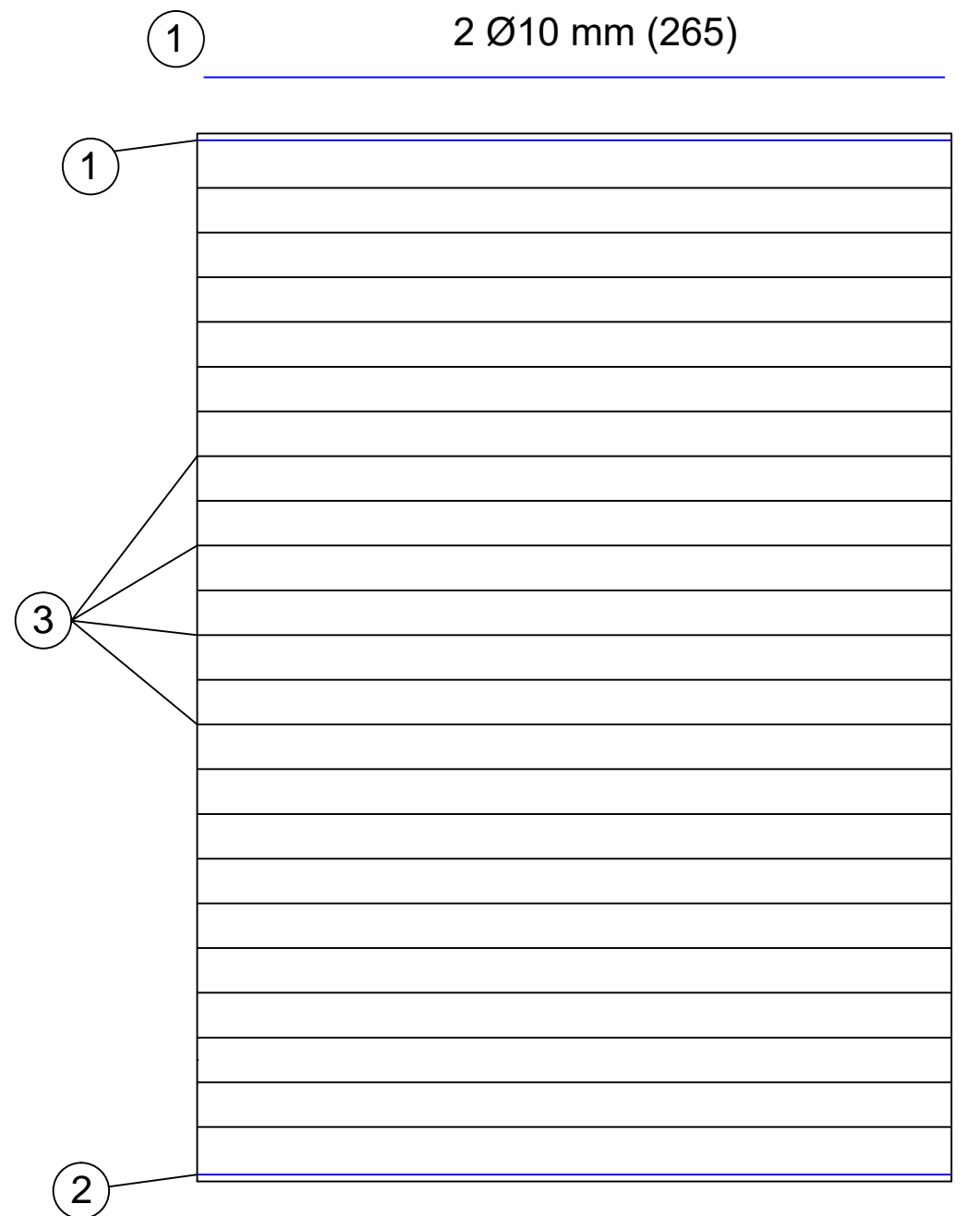
ACADÊMICA: DANIELY BASSANEZI

RA: 1519948

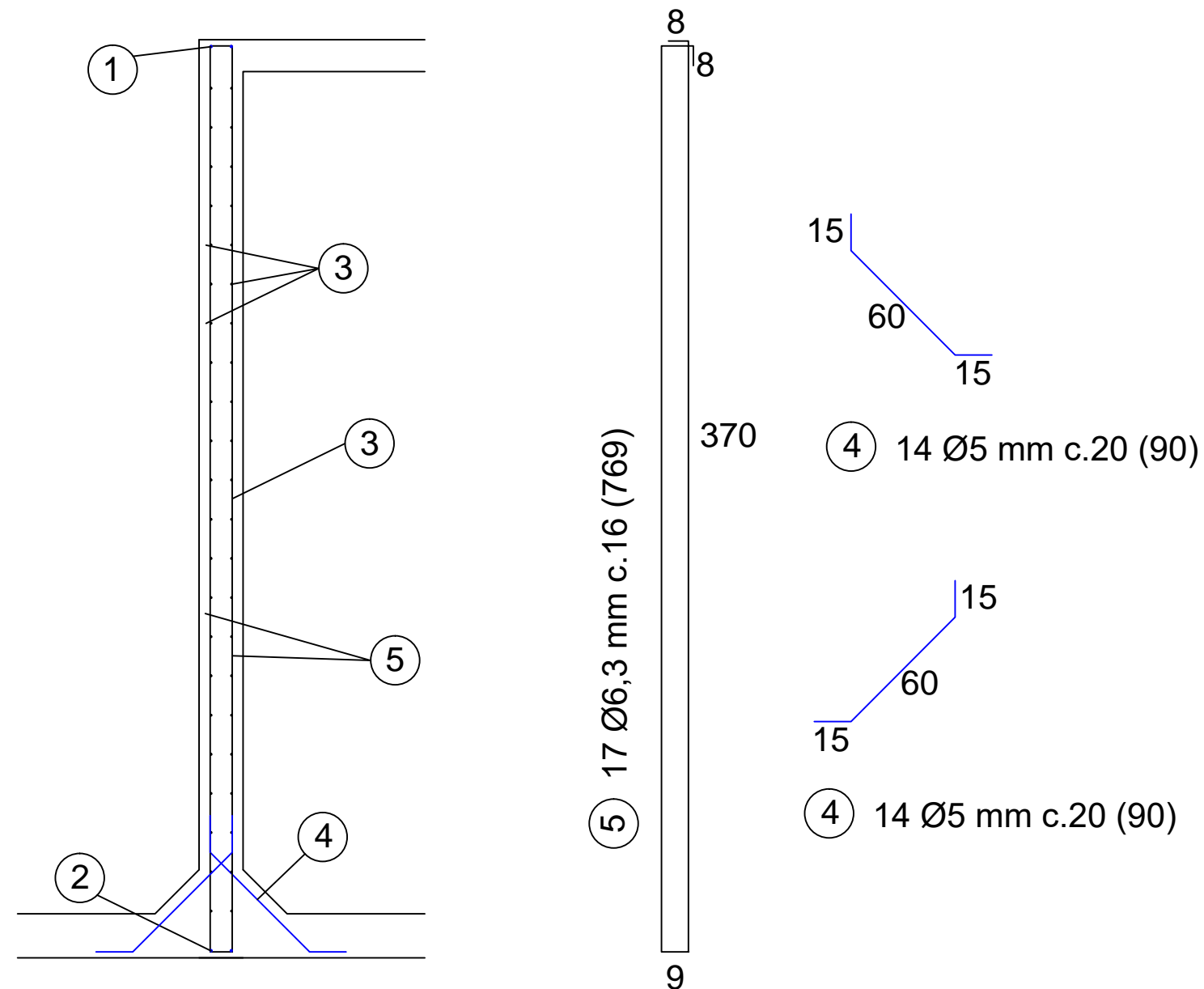
DATA: MAIO/2018

ESCALA: INDICADA

PRANCHA: 04/05



DETALHAMENTO PAREDE 04
ESC. 1:25



DETALHE ESTRIBO VERTICAL E MÍSULAS
ESC. 1:25

		UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ	
TÍTULO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: DIMENSIONAMENTO DE RESERVATÓRIOS ELEVADOS PARALELEPÍPEDICOS EM CONCRETO ARMADO			
CONTEÚDO: DETALHAMENTO DO RESERVATÓRIO ELEVADO EM CONCRETO ARMADO DO EDIFÍCIO CAPANEMA – CAPANEMA/PR			
CONTEÚDO ESPECÍFICO: DETALHAMENTO PAREDE 04			
ACADÊMICA: DANIELY BASSANEZI		RA: 1519948	
DATA: MAIO/2018		ESCALA: INDICADA	
		PRANCHA: 05/05	