

CRITÉRIOS PARA PROJETOS DE RESERVATÓRIOS PARALELEPIPÉDICOS ELEVADOS DE CONCRETO ARMADO

ZELMA LAMANERES VASCONCELOS

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como parte
dos requisitos para obtenção do Título de
Mestre em Engenharia de Estruturas

ORIENTADOR: JOSÉ SAMUEL GIONGO

São Carlos

1998

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP**

V331c

Vasconcelos, Zelma Lamaneres

Critério para o projeto de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado / Zelma Lamaneres Vasconcelos. -- São Carlos, 1998.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos -
Universidade de São Paulo, 1998.

Área: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Samuel Giongo.

1. Reservatórios paralelepípedicos. 2. Concreto armado. I Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira Zelma Lamaneres Vasconcelos

Dissertação defendida e aprovada em 18 / 06 / 1998,
pela Comissão Julgadora:

Prof. Dr. José Samuel Giongo (Orientador)

EESC/USP

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

EESC/USP

Prof. Dr. Sydney Furlan Júnior

UFSCar

~~Prof. Dr. Carlito Calil Júnior~~

Coordenador da área - Engenharia de Estruturas

~~Prof. Dr. José Carlos A. Cintra~~

Presidente da Comissão de Pós-Graduação

A meus pais,
Zélia Conceição Camargo Lamaneres Vasconcelos e Dario Mendonça
Vasconcelos (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Ao meu orientador José Samuel Giongo pela amizade, incentivo e dedicação, que possibilitaram a realização deste trabalho.

A Julio Soriano e Renilson Luiz Teixeira, pela colaboração.

Aos professores, amigos e funcionários do Departamento, pelo apoio.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq, pela bolsa de estudo concedida.

Àqueles que me ajudaram direta ou indiretamente.

A todos, muito obrigada.

SUMÁRIO

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - OBJETIVO DO TRABALHO	1
1.2 - ARRANJO ESTRUTURAL	1
1.3 - PROJETO ESTRUTURAL	4
1.4 - IDENTIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	5
1.5 - PROJETO ESTRUTURAL DOS RESERVATÓRIOS PARALELEPIPÉDICOS	9
2 - RESERVATÓRIOS PARALELEPIPÉDICOS	11
2.1 - DEFINIÇÃO DOS TIPOS DE RESERVATÓRIOS	11
2.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESERVATÓRIOS DOS EDIFÍCIOS	13
3 - ANÁLISE DO MODELO PARA PROJETO	19
3.1 - AÇÕES A CONSIDERAR	19
3.1.1 - Devido às ações da água e do solo	19
3.1.2 - Devido à subpressão	22
3.1.3 - Devido ao vento	23
3.2 - ANÁLISE DAS ROTAÇÕES NAS ARESTAS DOS	

RESERVATÓRIOS	24
3.3 - LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS DO RESERVATÓRIO PARALELEPIPÉDICO	27
3.4 - PROCESSO PARA A DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NOS RESERVATÓRIOS	31
3.4.1 - Consideração do elemento estrutural como placa (laje)	32
3.4.2 - Consideração do elemento estrutural como chapa (viga-parede)	33
3.4.2.1 - Cálculo das espessuras	36
3.4.2.2 - Dimensionamento das armaduras	38
a - Armadura principal	39
b - Armadura de suspensão	40
c - Armadura de alma	40
d - Armadura complementar	42
3.5 - LIGAÇÕES ENTRE PEÇAS ESTRUTURAIS	45
3.5.1 - Condições iniciais	45
3.5.2 - Detalhamento das armaduras nos nós	49
3.5.3 - Mísulas	53
3.6 - ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	56
3.6.1 - Condições iniciais	56
3.6.2 - Estado de fissuras inaceitável	59
4 - EXEMPLO DE PROJETO	63
4.1 - INTRODUÇÃO	63
4.2 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO	64
4.2.1 - Dimensões adotadas	66
4.2.2 - Verificação das dimensões adotadas	69
4.2.2.1 - Laje de tampa	69

a - Ações atuantes na laje de tampa	69
b - Verificação da tensão de cisalhamento ..	70
c - Verificação dos momentos fletores	72
4.2.2.2 - Laje de fundo	73
a - Ações atuantes na laje de fundo	74
b - Verificação da tensão de cisalhamento ..	74
c - Verificação dos momentos fletores	76
4.2.3 - Forma estrutural	79
4.3 - DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO	82
4.3.1 - Laje de tampa	82
4.3.2 - Laje de fundo	82
4.3.3 - Paredes 01 e 02	82
4.3.4 - Paredes 03 e 04	84
4.4 - COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES	
4.4.1 - Compatibilização dos momentos fletores entre paredes	85
4.4.2 - Laje de fundo e as paredes 01 e 02	87
4.4.3 - Laje de fundo e as paredes 03 e 04	89
4.5 - COMPORTAMENTO DE VIGA-PAREDE	91
4.5.1 - Paredes 01 e 02	92
4.5.2 - Paredes 03 e 04	93
4.5.3 - Ações e verificações de segurança nas vigas-parede 01 e 02	93
4.5.4 - Ações e verificações de segurança nas vigas-parede 03 e 04	96
4.6 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS	97
4.6.1 - Vigas-parede 01 e 02	97
a - Armadura principal	98
b - Armadura de suspensão	100
c - Armadura de alma	101
d - Armadura complementar	101

	4.6.2 - vigas-parede 03 e 04	102
	a - Armadura principal	103
	b - Armadura de suspensão	104
	c - Armadura de alma	104
	d - Armadura complementar	105
105	4.7 - DIMENSIONAMENTO FINAL DAS ARMADURAS	
	4.8 - VERIFICAÇÃO DAS ABERTURAS DAS FISSURAS	
111	4.9 - ABERTURA NAS LAJES	116
	4.10 - JUNÇÕES ENTRE PEÇAS ESTRUTURAIS DO	
	RESERVATÓRIO	117
	4.10.1 - Corte horizontal	117
	4.10.2 - Corte vertical (parede 01 e 02)	119
	a - Parede	120
	b - Laje de fundo	120
	4.10.3 - Corte vertical (parede 03 e 04)	121
	a - Parede	121
	b - Laje de fundo	122
123	4.11 - DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	
	5 - CONCLUSÕES	132
	6 - BIBLIOGRAFIA	134
	6.1 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134
	6.2 - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	136

RESUMO

O projeto de reservatórios paralelepípedicos, enterrados e elevados, faz parte do projeto das estruturas dos edifícios. Além disto há necessidade de reservatórios: para suprir as necessidades das indústrias, tais como atender o processo produtivo, a prevenção e combate a incêndios, manutenção de limpeza. Também são necessários na agroindústria e em grandes centros comerciais.

Este trabalho apresenta critérios para o projeto estrutural de reservatórios paralelepípedicos elevados, onde se determinam as ações que atuam nessas estruturas, os esforços solicitantes e os arranjos típicos das armaduras.

As ações nos reservatórios paralelepípedicos atuam de acordo com as posições relativas ao nível do terreno, podendo ser classificados como: *reservatórios elevados*, apoiados em pilares; *reservatórios apoiados* (posicionados no nível do solo), apoiados em fundação profunda (estacas ou tubulões) ou em fundação rasa (sapatas ou radier); *reservatórios semi-enterrados*, em que parte está enterrado e parte fica acima do nível do terreno; e, os *reservatórios enterrados*, em toda a altura fica abaixo do nível do terreno.

Outro aspecto importante é garantir a estanqueidade, que é conseguida através: do uso de dosagem adequada do concreto, execução correta na obra e análises da rigidez das ligações entre as paredes e das lajes de fundo e tampa, com as paredes.

A rigidez das ligações é garantida com a distribuição correta da armadura e uso de mísulas, que absorvem os esforços solicitantes, diminuindo as aberturas das fissuras nos nós (arestas) dessas estruturas.

O exemplo de projeto foi desenvolvido com a finalidade de servir de rotina de projeto para estudantes e projetistas de engenharia de estruturas.

No exemplo considerou-se de modo aproximado o efeito da flexo-tração nas lajes de tampa, fundo e paredes. Para isto as armaduras calculadas para absorver os momentos fletores foram majoradas em 20%, conforme prática corrente entre alguns projetistas.

ABSTRACT

Parallelepiped reservoirs, both below and above ground level, are an integral part of the design of building structures. Reservoirs are needed to supply the needs of factories for water in their productive process, for fire prevention and firefighting, for maintenance of cleanliness, in agribusinesses, and in large commercial centers.

This paper presents some criteria for the structural design of elevated parallelepiped reservoirs, determining the loads and internal stresses acting on these structures, and the typical reinforcement arrangements.

The actions on parallelepiped reservoirs act according to the reservoir's position in relation to the ground. These reservoirs can be classified as *elevated reservoirs*, supported on pillars; *supported reservoirs* (placed on ground level) and supported on a deep foundation (piles or tubes) or on a shallow foundation (brackets or radier); *semi-buried reservoirs*, where part of the reservoir is buried and part of it is above ground level; and *buried reservoirs*, where the entire height of the reservoir is below ground level.

Another important aspect is to guarantee stanching, which is achieved by using a suitable dosage of concrete, correct execution of the construction, and analysis of the rigidity of the slab-wall and wall-wall joints.

Rigidity of the joints is ensured through proper distribution of reinforcements and the use of corbels to absorb internal forces, thus reducing fissures in the nodes of these structures.

The design example was developed with the objective of serving as a design routine for structural engineering students and designers.

In the example shown, an approximation was made of the effect of flexing traction on the cover and bottom slabs and the walls. For this

purpose, the reinforcements designed to absorb bending moments were increased by 20%, in line with the current practice among some designers.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - OBJETIVO DO TRABALHO

A finalidade deste trabalho é apresentar ao leitor a técnica do projeto de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado, abordando os problemas correntes de maneira prática e objetiva, fazendo-o acompanhar de rotinas e exemplos numéricos.

O engenheiro de análise estrutural tem sempre necessidade de conhecer os processos clássicos, para aplicá-los sem os requintes da computação automática na fase de anteprojeto e, ainda, no projeto, para não perder de vista o que acontece fisicamente na estrutura, tendo sempre à mão um meio de acompanhar, fiscalizar e interpretar os resultados.

Os programas para análise estrutural, disponíveis no mercado e de uso dos escritórios de projetos, não atendem às estruturas de reservatórios paralelepípedicos.

Sendo assim, é interessante apresentar ao meio técnico este trabalho, por meio do qual se espera oferecer uma contribuição.

1.2 - ARRANJO ESTRUTURAL

Ainda que o arranjo estrutural das edificações não apresente maiores dificuldades de fundamentos, facilmente encontráveis na bibliografia corrente, é conveniente a reunião de dados concisos que permitam a clara fixação do processo de cálculo a ser utilizado. É com esse intuito que, numa exposição já dirigida para a resolução do problema específico, é feita uma pequena revisão dos princípios gerais do projeto estrutural, a fim de abordar com maior clareza o assunto aqui tratado.

Segundo FUSCO (1974), em virtude do caráter tridimensional das construções e, portanto, das estruturas a elas pertencentes, de um modo geral, sem o uso de programas de computadores, o projeto estrutural é impraticável sem a introdução de simplificações. Essas simplificações são de caráter mais ou menos arbitrário, mas com elas o problema real, usualmente de complexidade extrema, pode ser reduzido a um conjunto de subproblemas, passíveis de solução adequada.

De um modo geral, o grau de dificuldade do projeto da estrutura de uma construção aumenta com o seu tamanho.

A construção, embora monolítica, pode ser admitida como subdividida em partes, de modo a se poder projetar a estrutura de cada uma delas separadamente.

Pode se realizar decomposição virtual, de modo a reduzir a estrutura a um conjunto de elementos estruturais, suficientemente simples para que cada um deles possa ser tratado globalmente, sem a necessidade de subdivisões. Isso se consegue, quando cada um dos elementos estruturais considerados pode ser assimilado a um dos modelos estruturais esquemáticos, estudados pela Teoria das Estruturas .

Esses esquemas estruturais correspondem, portanto, a estruturas relativamente simples, cujo projeto pode ser realizado de modo global. O grau de complexidade desses esquemas estruturais dependem, assim, dos conhecimentos do projetista e dos meios materiais à sua disposição. No entanto, o projetista tem limitações quanto às simplificações que pode admitir. As simplificações não podem ignorar o comportamento real da estrutura como um todo.

Geralmente, a possibilidade de se admitir uma decomposição virtual de uma estrutura existe, desde que cada uma das partes dela resultantes tenha suas condições de apoio bem definidas. Usualmente, isso somente é possível, quando esses apoios se aproximam razoavelmente dos casos extremos de articulação perfeita ou de engastamento perfeito.

A condição de articulação pode ser admitida, de modo mais ou menos perfeito, quando há uma diferença adequada de rigidez entre as partes interligadas.

A condição de engastamento perfeito depende exclusivamente da indeslocabilidade da seção que se pretende admitir como engastada. É preciso que se possa admitir como nula a rotação da seção considerada como engastada. Além disso, a geometria do sistema também deve impedir qualquer translação dessa mesma seção.

Normalmente, a maneira mais espontânea de se chegar ao delineamento do arranjo estrutural de uma construção é através da análise das ações que a solicitam.

Para esse delineamento, em lugar de um esquema estrutural tridimensional, submetido a ações de natureza tridimensional, em princípio se escolhe um conjunto de três famílias tri-ortogonais de elementos estruturais planos. Esses elementos estruturais serão submetidos a ações contidas em seus próprios planos ou a ações perpendiculares aos mesmos. Em geral, as direções de referência escolhidas correspondem ao comprimento, à largura e à altura da construção.

Os elementos estruturais isolados (lajes, vigas, pilares e paredes estruturais das construções) devem ter resistência mecânica, estabilidade, rigidez e resistência à fissuração e a deslocamentos excessivos, para poderem contribuir de modo efetivo na resistência global da construção.

Observa-se que no delineamento do arranjo estrutural, as partes da estrutura podem pertencer, cada uma delas, a um único esquema estrutural, ou simultaneamente a dois deles. Neste último caso, os esforços solicitantes dessas partes, que participam de dois esquemas estruturais distintos, são obtidos por superposição dos valores obtidos em cada um deles isoladamente.

Por exemplo, a presença simultânea das ações horizontais com as ações verticais leva a laje a uma solicitação de flexão composta. Além do comportamento de placa, a laje assume também o comportamento de chapa. Uma vez calculados os efeitos correspondentes a cada um dos comportamentos admitidos, os efeitos são obtidos por simples superposição. Esta situação ocorre em reservatórios paralelepípedicos, devido aos esforços de tração oriundos da ação dos empuxos nas paredes.

O elemento estrutural bidimensional é chamado de placa quando a ação uniformemente distribuída é aplicada perpendicularmente ao seu plano médio, e, quando esta ação for aplicada paralelamente a esse mesmo plano, é chamada de chapa. Nas estruturas de concreto armado, esses elementos são chamados de lajes e paredes respectivamente.

1.3 - PROJETO ESTRUTURAL

O projeto estrutural não analisa a estrutura real, mas uma versão idealizada que constitui o modelo mecânico.

O modelo mecânico engloba todas as idealizações adotadas pelo engenheiro e se expressa por um conjunto de relações matemáticas que interligam as variáveis importantes do fenômeno físico em estudo.

O sistema estrutural idealizado é apenas um substituto do sistema real, e como tal, inclui aproximações. É imprescindível que o projetista tenha habilidade e conhecimentos suficientes para que o modelo seja capaz de representar, de forma satisfatória, o sistema físico real e de produzir resultados cujo nível de aproximação seja conhecido.

Conhecendo o comportamento de cada uma das partes da estrutura a ser projetada, o arranjo estrutural consiste na decomposição, em partes, da estrutura de uma construção, analisando-se cada uma delas separadamente, como se não pertencessem a um todo integrado. Essa separação é justificada pela hipótese de que os esforços assim determinados não diferem apreciavelmente dos esforços reais que atuam na estrutura integrada.

Essa decomposição reduz a estrutura a um conjunto de elementos estruturais (barras, folhas e blocos) suficientemente simples; cada um dos elementos estruturais considerados pode ser assimilado a um dos modelos estruturais esquemáticos (vigas, pilares, lajes, paredes, blocos etc.), estudados pela Teoria das Estruturas.

Segundo FUSCO (1974), a validade da hipótese acima somente será confirmada, se o projetista considerar corretamente a vinculação real existente entre os diferentes elementos estruturais, que devem ser analisados em separado. A idealização do comportamento estrutural de cada um dos elementos estruturais pode então ser feita, de modo a se respeitar o comportamento global da estrutura.

Além disso, para que o comportamento do conjunto possa ser estudado através da análise de suas partes em separado, é necessário que se faça a superposição dos efeitos.

Nessas condições, a síntese estrutural é feita pela simples superposição dos esforços determinados em cada um dos elementos estruturais isolados. A estrutura retoma o seu caráter tridimensional, pela mera justaposição dos elementos estruturais considerados em sua análise.

1.4- IDENTIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Em virtude da complexidade das construções, a realização das estruturas requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais, as quais devem ser adequadamente combinadas na formação do conjunto resistente.

O ponto de partida do projeto estrutural de uma construção consiste na idealização de um arranjo estrutural, com o qual se pretende que todas as partes da construção possam ter a sua resistência assegurada. Para a idealização desse arranjo estrutural é necessário conhecer o comportamento de cada uma das partes da estrutura a ser projetada. Para isso, torna-se conveniente que as peças estruturais sejam classificadas segundo o seu comportamento.

Tendo em vista essa finalidade, pode-se fazer a classificação dos tipos fundamentais de peças estruturais segundo um critério geométrico.

Considerando-se que a conformação geométrica dos corpos pode ser delineada através de três dimensões características (comprimento, altura e espessura), surgem, respectivamente, os quatro tipos fundamentais de peças estruturais, a saber: os blocos, as folhas, as barras e as barras de seção delgada.

Vlassov (1962), indica uma classificação dos elementos estruturais fundamentais baseado em um critério geométrico, ao qual pode ser associado o comportamento do elemento em função de sua posição na estrutura.

Além disso, é possível associar ao elemento estrutural os critérios da Mecânica das Estruturas nas quais são baseadas as determinações dos esforços solicitantes.

No critério geométrico faz-se a comparação da ordem de grandeza das três dimensões característica $[l_1]$, $[l_2]$, $[l_3]$ dos elementos estruturais, surgindo a seguinte classificação.

a - elementos lineares de seção delgada - são os elementos que têm a espessura (b_w) muito menor que a altura (h) da seção transversal e, esta muito menor que o comprimento (l_2). Caracterizam-se como elemento de barras, como pode ser visto na figura 1.1a.

Como exemplo podem ser citados os elementos estruturais lineares de argamassa armada .

b - elementos lineares de seção não delgadas - são os elementos que têm a espessura (b_w) da mesma ordem de grandeza da altura (h) da seção transversal e, estas bem menores que o comprimento (l_1). As barras são elementos característicos para esta definição, conforme figura 1.1b.

Os elementos lineares de seção não delgada, nas estruturas dos edifícios, são as vigas, os pilares e, se houver, os tirantes. As vigas e os pilares são diferenciados pelo tipo de sollicitação: as vigas são sollicitadas essencialmente a flexão simples e os pilares sollicitados a flexão composta (reta ou oblíqua).

c - elementos bidimensionais - são os elementos estruturais que têm as suas dimensões em planta (l_1 e l_2) da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão que é a espessura (h), como mostrado na figura 1.1c. São elementos estruturais de superfície.

Segundo Fusco (1974), têm-se as “folhas” ou “estruturas de superfície”. Esta última designação decorre do fato de que tais peças podem ser consideradas como geradas a partir de uma superfície média, admitindo-se uma distribuição de espessura ao longo da mesma. De acordo com as características morfológicas da superfície média, as folhas são classificadas em “cascas”, quando essa superfície é curva, e, em “placas” e “chapas”, quando a superfície média é plana.

A distinção entre placas e chapas é feita lançando-se mão de um critério de classificação auxiliar, de natureza mecânica: as placas possuem carregamento perpendicular a seu plano médio e as chapas têm o carregamento paralelo a esse mesmo plano.

No caso particular das estruturas de concreto, as placas recebem o nome de “lajes” e as chapas de “paredes” ou “vigas-parede”.

De um modo geral, as peças estruturais desta categoria são estudadas por teorias próprias, decorrentes da Teoria da Elasticidade, através da introdução de algumas hipóteses simplificadoras . Surgem assim, a Teoria das Cascas, a Teoria das Placas e a Teoria das Chapas. No caso particular das lajes de concreto armado, admitindo-se certas hipóteses simplificadoras, desenvolveu-se também a Teoria das Charneiras Plásticas.

Como exemplo de elementos de superfície podem ser citadas as lajes dos pavimentos dos edifícios, as paredes dos reservatórios paralelepípedicos, as lajes das escadas e dos muros de arrimo.

d - elementos tridimensionais - são aqueles que têm as três dimensões (l_1 , l_2 , l_3) da mesma ordem de grandeza . A sua característica principal é o volume, segundo figura 1.1d. As peças estruturais dessa categoria são chamadas de blocos.

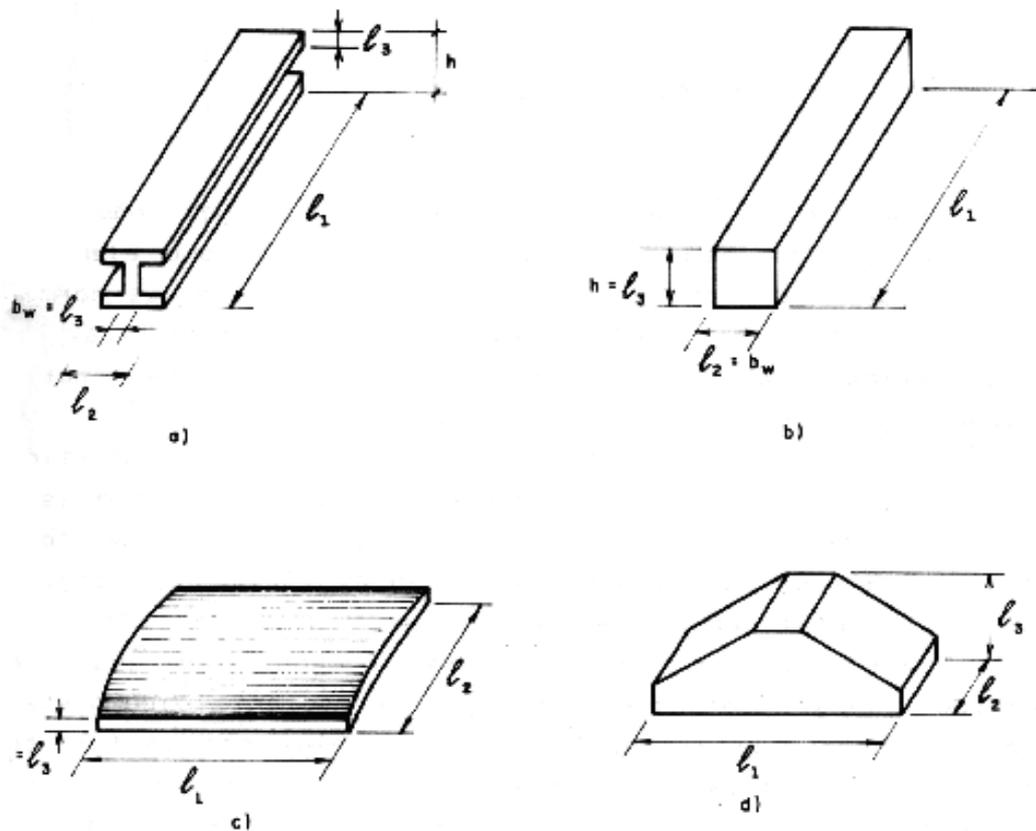


FIGURA 1.1 - Identificação dos elementos estruturais - FUSCO (1976)

Segundo Andrade (1988), para efeito de orientação prática pode-se considerar da mesma ordem de grandeza valores das dimensões cuja relação se mantenha em 1:10.

Na classificação apresentada, embora completa do ponto de vista geométrico, não se estabelece o comportamento dos elementos estruturais. Isso pode ser notado com relação aos elementos lineares de seção não delgada, quando foram citados como exemplos vigas e pilares, que fazendo parte desta classificação geométrica diferem com relação as ações que a eles são aplicados, tendo portanto comportamento estrutural diferente.

A oportunidade dos critérios de classificação analisados expostos decorre do fato de que a cada um dos tipos fundamentais de peças estruturais correspondem métodos de cálculo dos esforços solicitantes que lhes são próprios. Desse modo, ao se fazer a esquematização da estrutura, já se conhecem as dificuldades a serem enfrentadas no cálculo estrutural correspondente.

No entanto, conforme o rigor pretendido para os resultados, rigor esse que depende da importância da obra, há situações em que uma mesma peça estrutural pode ser tratada como pertencente a uma ou outra das categorias indicadas. Assim, por exemplo, certos blocos são tratados como vigas. Da mesma forma, em certos casos, as lajes são consideradas como decompostas em faixas de largura unitária, sendo cada uma delas tratada como se fosse uma viga independente das demais.

1.5 - PROJETO ESTRUTURAL DOS RESERVATÓRIOS PARALELEPIPÉDICOS

Segundo MODESTO DOS SANTOS (1984), em um reservatório paralelepípedo (sobre apoios discretos), dimensionam-se a tampa e o fundo como lajes; as faces laterais trabalham como placa (laje), sob a ação do empuxo d'água, e como chapa (viga-parede) ou viga comum sob a ação do peso próprio e das reações das lajes horizontais. No estágio atual de conhecimentos, para faces laterais, dimensionam-se a placa e a chapa separadamente e superpõem-se as armaduras encontradas.

Devido aos empuxos da água, nos dimensionamentos das armaduras devem ser consideradas os efeitos de flexo-tração.

O comportamento tridimensional do reservatório exigiria um projeto complicado, não justificável para os usualmente adotados nos edifícios. Procura-se na prática um projeto simplificado. É comum o dimensionamento isolando as diversas lajes. Neste caso, a aproximação a ser feita consiste em avaliar, ou melhor, em compatibilizar os momentos fletores nas arestas comuns a duas lajes.

Neste trabalho, segue-se esta orientação: o processo de lajes isoladas.

2 - RESERVATÓRIOS PARALELEPÍDICOS

2.1 - DEFINIÇÃO DOS TIPOS DE RESERVATÓRIOS

Os tipos de reservatórios paralelepípicos existentes podem ser definidos de acordo com o posicionamento em relação a um plano de referência. Este plano de referência é o plano horizontal do terreno, ou seja, o solo onde a estrutura é apoiada. A definição dos tipos também leva em consideração o número de divisões internas horizontais ou verticais que estes reservatórios possuem.

A partir disso, são definidos reservatórios paralelepípicos elevados, apoiados ou enterrados, como mostra a figura 2.1. O reservatório apresentado na figura 2.1a é apoiado sobre estrutura portaste, composta por pilares, vigas de contraventamento e blocos sobre estacas. Esse tipo é utilizado em indústrias, centros comerciais ou em situações onde sejam necessárias a atuação de pressão hidráulica suficiente para suprir aparelhos hidráulicos ou equipamentos.

O tipo mais comum de reservatório utilizado em edifício é o elevado, que faz parte da estrutura do edifício, como mostra a figura 2.1b. De modo geral, são posicionados na região da escada e tem altura suficiente para abastecer todas as colunas de distribuição do edifício. Normalmente esse tipo de reservatório é composto por duas células, como mostra a figura 2.2a, necessárias para a manutenção e limpeza do reservatório, sem haver problema com a interrupção do abastecimento às colunas de distribuição, ou seja, quando uma célula estiver interrompida, a outra supre as necessidades das colunas.

Para reservatórios elevados, onde há pouca disponibilidade de área para sua construção ou por detalhe arquitetônico, usam-se divisões internas na direção horizontal, como mostra a figura 2.2b.

Na figura 2.1c, está representado um reservatório enterrado, que é adotado em edifícios, quando a pressão disponível na rede de distribuição pública no logradouro não é suficiente para elevar a água para o reservatório superior. Com isso, reserva-se água nesse reservatório, com recalque feito através de bombas hidráulicas. Esses reservatórios geralmente não estão ligados à estrutura do edifício; são também compostos por duas células, como mostra a figura 2.2a, para que não haja interrupção do fornecimento de água para o reservatório superior, quando um estiver em manutenção. Não só nos edifícios existem reservatórios enterrados, com grande capacidade, responsáveis pelo abastecimento, mas também, nas estações de tratamento de água. Eles são posicionados em regiões elevadas para que seu funcionamento seja por gravidade.

Um tipo de reservatório menos comum, em concreto armado, é o reservatório apoiado, da figura 2.1d, por ocupar grandes áreas. Ele é utilizado onde são necessárias a atuação de pressão suficiente para suprir aparelhos hidráulicos ou equipamentos. Este tipo é mais comumente utilizado para o abastecimento público e industrial.

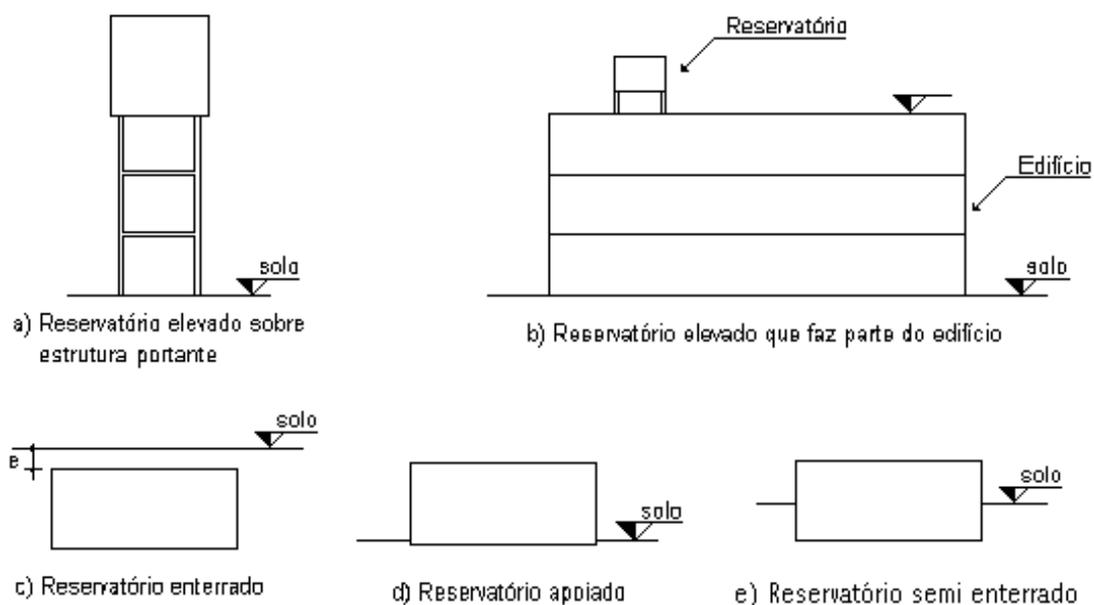


FIGURA 2.1 - Tipos mais comuns de reservatórios paralelepípedicos -
TEIXEIRA (1993)

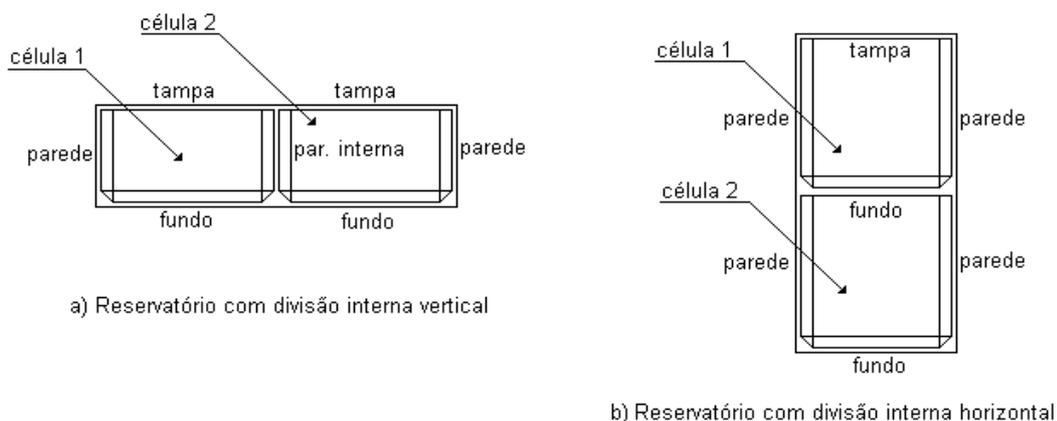


FIGURA 2.2 - Cortes verticais - divisões internas nos reservatórios -
TEIXEIRA (1993)

2.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESERVATÓRIOS DOS EDIFÍCIOS

Segundo FUSCO (1995), os problemas de projetos dos reservatórios elevados e enterrados são análogos, mas os detalhes dos reservatórios superiores são freqüentemente sujeitos a restrições mais exigentes.

Uma vez definido o volume de água a ser reservado no reservatório superior e considerando a folga necessária para instalação de bóias e da tubulação de descarga de segurança, determinam-se as dimensões do reservatório, limitando-se usualmente sua altura a cerca de 2 metros a 2,5 metros, conforme figura 2.3a.

Não convém passar muito dessa altura para evitar lajes com esforços exagerados, mesmo que isto obrigue a arranjos em que parte do reservatório fique em balanço em relação aos pilares, como se mostra na figura 2.3.b.

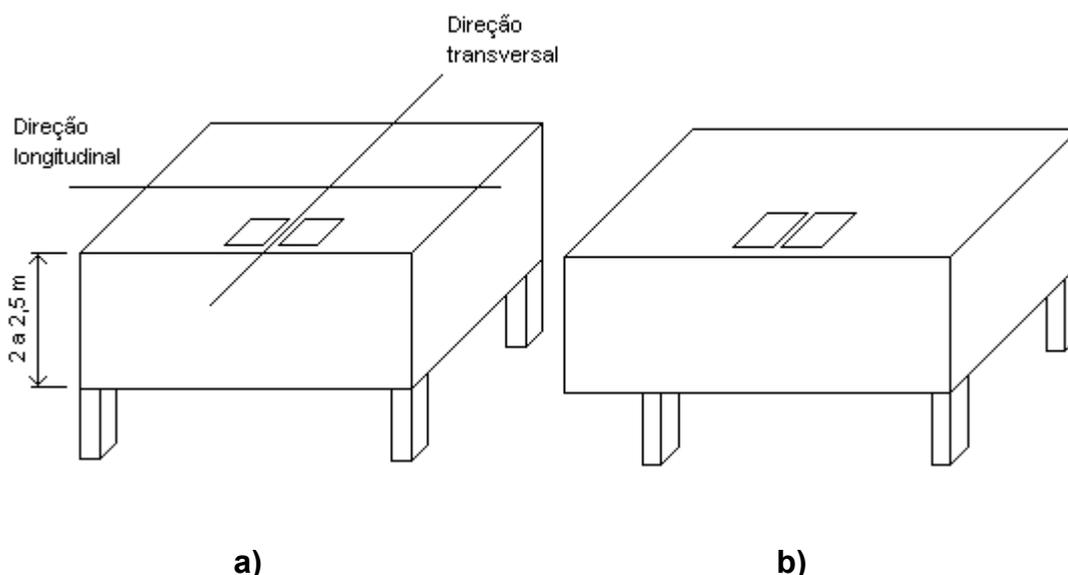
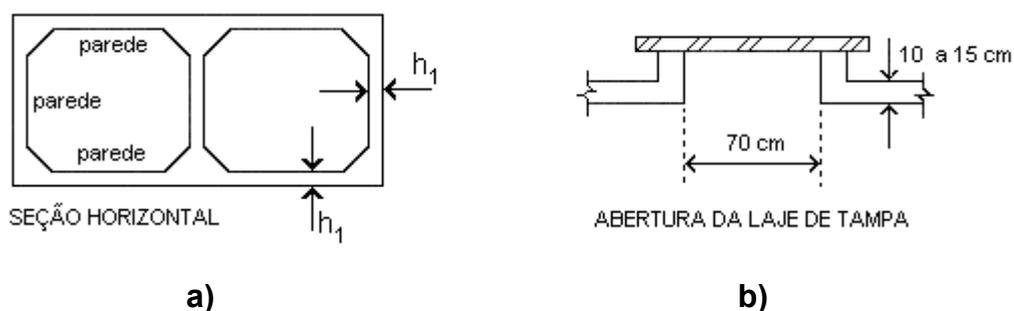


FIGURA 2.3 - Arranjo dos reservatórios elevados - FUSCO (1995)

As dimensões usuais das peças dos reservatórios d'água estão mostrados na figura 2.4. Onde h_1 , h_2 e h_3 são as espessuras das paredes dos reservatórios (figura 2.4.a), laje de fundo e laje de tampa (figura 2.4.c), respectivamente. As mísulas que estão nas arestas das paredes dos reservatórios são mostradas no corte horizontal (figura 2.4.e) e as dimensões estão no detalhamento da parede intermediária do reservatório (figura 2.4.f); as mísulas que estão nas arestas das paredes do reservatório com o fundo são mostradas no corte vertical (figura 2.4.g) e as dimensões são mostradas no detalhamento da parede intermediária com a laje de fundo do reservatório (figura 2.4.h).



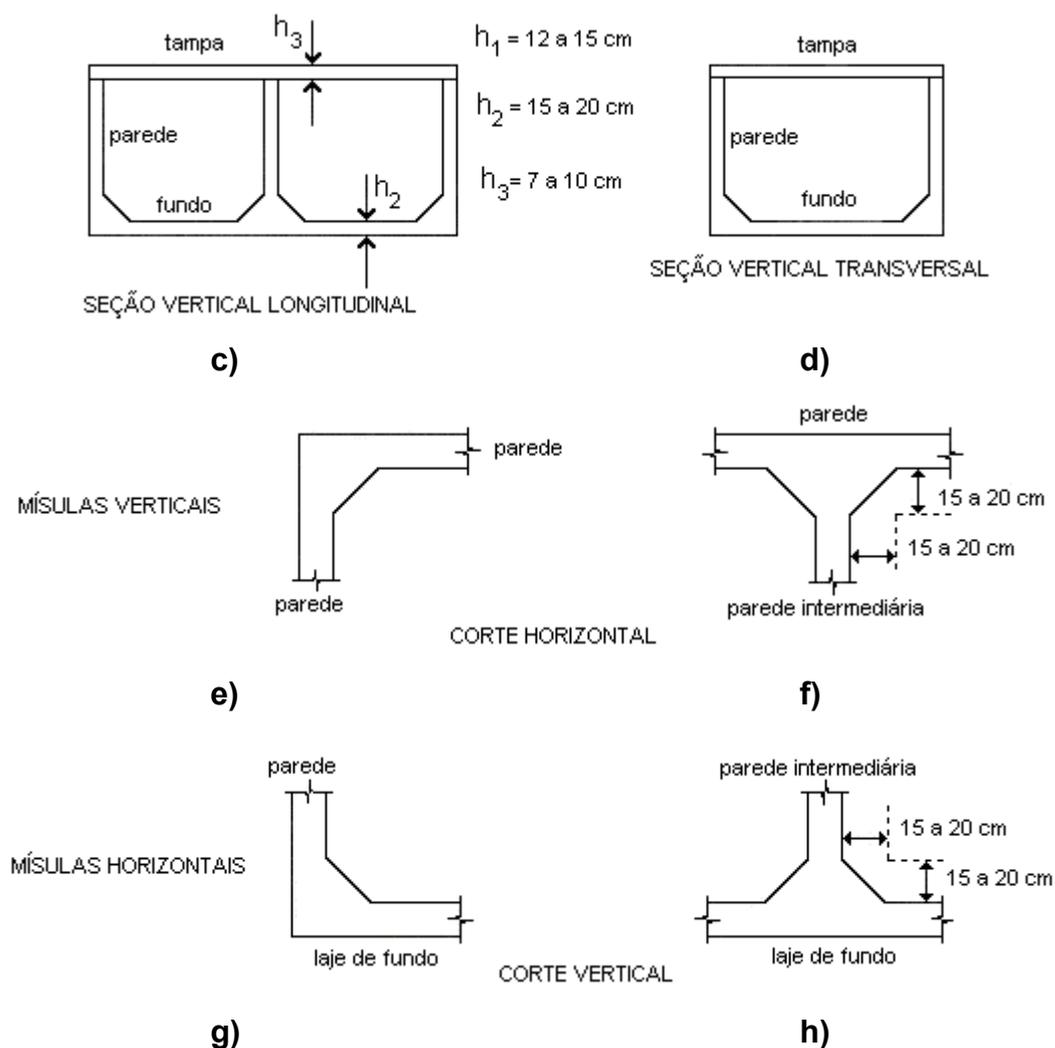


FIGURA 2.4 - Dimensões usuais - FUSCO (1995)

Para simplificar a execução, a laje da tampa é concretada em uma segunda etapa, o que permite maior facilidade de construção.

Observe-se que na laje da tampa existem as aberturas independentes para o acesso de equipe de manutenção em cada uma das células. Essas aberturas costumam ter dimensões da ordem de 70 cm por 70 cm centímetros cada uma, devendo ser cobertas por placas pré-moldadas apoiadas sobre reforços de borda das aberturas, a fim de impedir a penetração de água da chuva. É comum também instalarem-se placas metálicas com dobradiças fixadas nos reforços da laje.

Há várias maneiras de calcular os esforços solicitantes que atuam nas peças estruturais dos reservatórios.

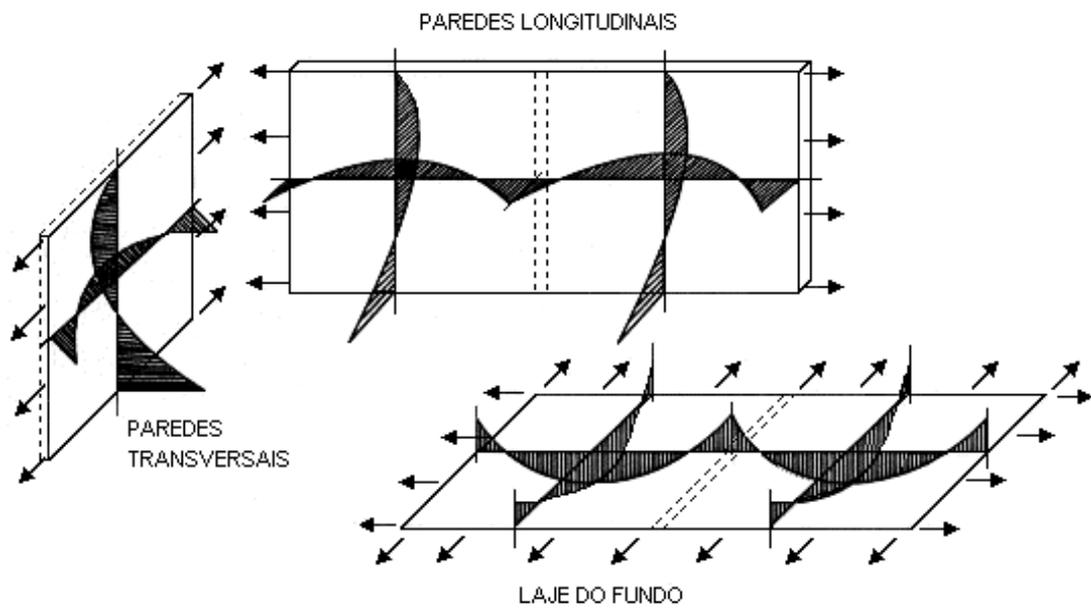
O modo mais simples de obter os esforços é considerar cada parede como uma laje engastada em três bordas e simplesmente apoiada na borda superior ligada à laje da tampa (figura 2.5a e figura 2.5b) , submetida ao carregamento hidrostático correspondente à altura interna total do reservatório (figura 2.5d).

A validade da condição de contorno das bordas engastadas é reforçada pelas mísulas que são obrigatoriamente empregadas para garantir a estanqueidade das arestas do reservatório.

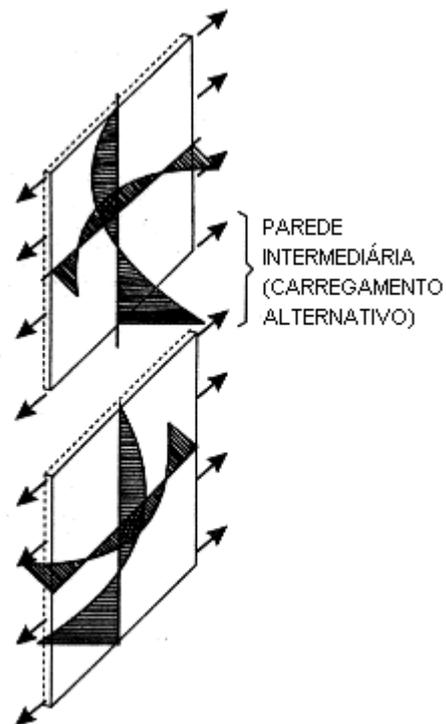
Além dos esforços de flexão, também atuam esforços de tração, que podem ser determinados por meio de regras empíricas de distribuição das ações ou por meio de coeficientes tabelados, existentes na literatura a respeito da distribuição das reações de apoio das lajes.

As lajes de fundo são calculadas como placas com as quatro bordas engastadas (figura 2.5a), submetidas ao peso próprio mais o peso total da água no interior do reservatório. Os seus esforços de tração são determinados de forma análoga ao que se faz com as paredes.

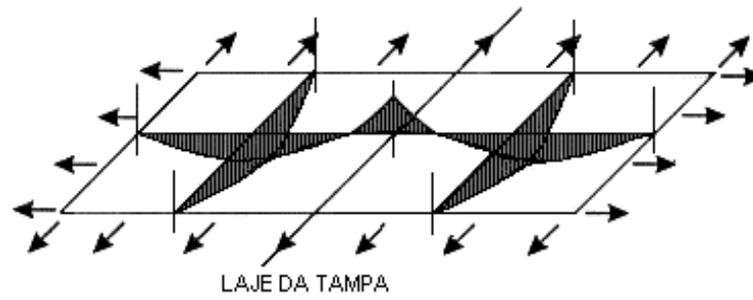
A laje da tampa, sob ação do peso próprio e de uma carga acidental eventual, é calculada como laje contínua simplesmente apoiada sobre as paredes (figura 2.5c) e submetida aos esforços de tração aplicados pelas paredes. As suas armaduras também devem controlar a fissuração devida à retração do concreto e a choques térmicos.



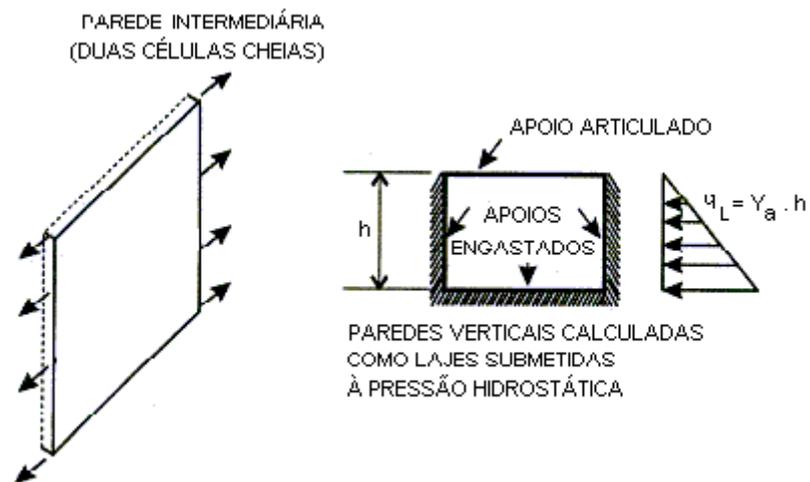
a)



b)



c)



d)

FIGURA 2.5 - Momentos fletores e forças normais de tração - FUSCO(1995)

3 - ANÁLISE DO MODELO PARA PROJETO

3.1 - AÇÕES A CONSIDERAR

As ações que atuam nos reservatórios paralelepípicos variam de acordo com suas posições em relação ao nível do solo.

3.1.1 - Devido às ações da água e do solo

Nos reservatórios paralelepípicos, além do peso próprio e das ações devido à sobrecarga, atuam as ações indicadas a seguir:

a - nos reservatórios elevados: empuxo d'água, conforme mostra a figura 3.1.

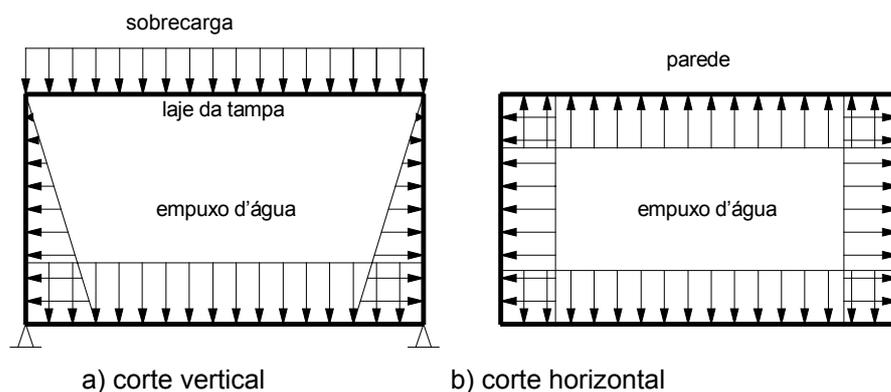


FIGURA 3.1 - Reservatório elevado cheio - empuxo d'água

b - nos reservatórios apoiados: empuxo d'água e reação do terreno, conforme mostra a figura 3.2.

Nota-se que para o reservatório cheio há concomitância da ação devido à massa de água e à reação do terreno, devendo ser considerada, no cálculo, a diferença entre estas duas ações. Como, nos casos mais comuns, a reação do terreno (no fundo) é sempre maior

que a ação devido à massa de água, as situações das ações ficam com o aspecto indicado na figura 3.2, quando se considera o reservatório cheio.

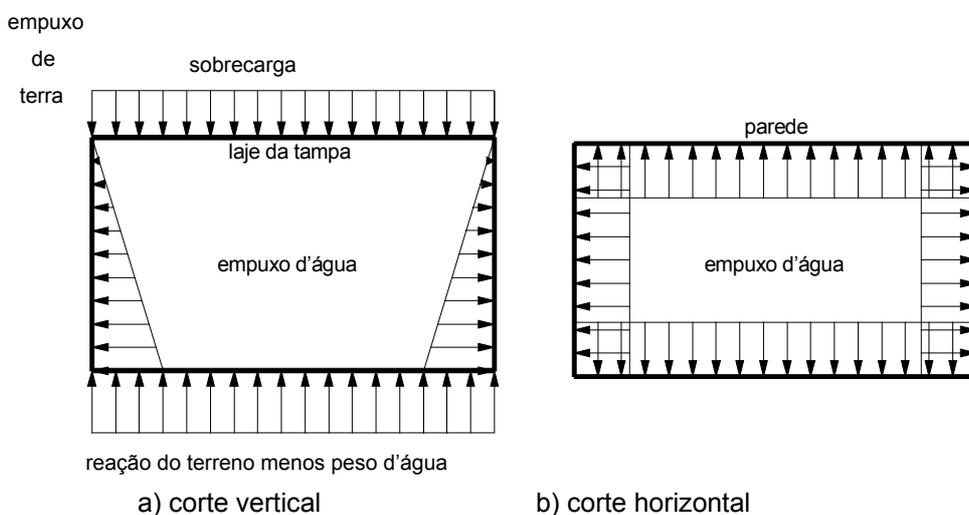


FIGURA 3.2 - Reservatório apoiado cheio - empuxo d'água e reação do terreno menos o peso d'água

c - nos reservatórios enterrados: empuxo d'água, empuxo de terra, subpressão de água, quando houver lençol freático, e reação do terreno.

Nota-se, que para o reservatório cheio há concomitância da ação devido ao empuxo d'água, com a ação devido ao empuxo de terra, devendo ser considerada, no cálculo, a diferença entre estas duas ações. Como, nos casos mais comuns, o empuxo d'água nas paredes é maior que o de terra e, no fundo, a reação do terreno é sempre maior que a massa de água, as situações das ações ficam com os aspectos indicados na figura 3.3 para o reservatório vazio e na figura 3.4 para o reservatório cheio.

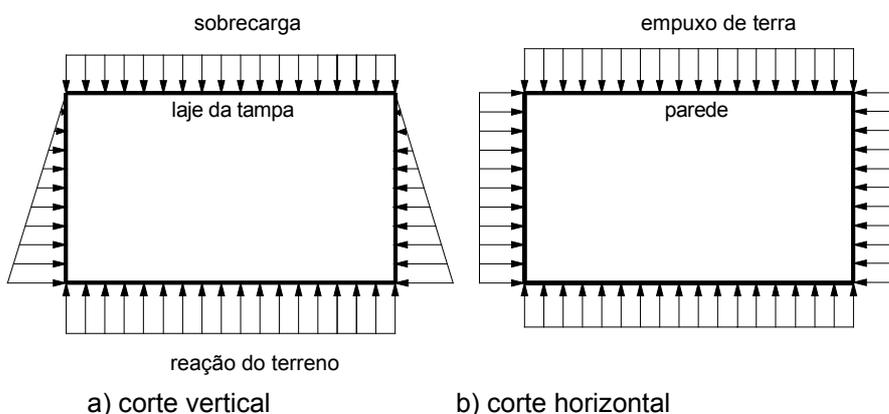


FIGURA 3.3 - Reservatório enterrado vazio - empuxo de terra e reação do terreno

sobrecarga

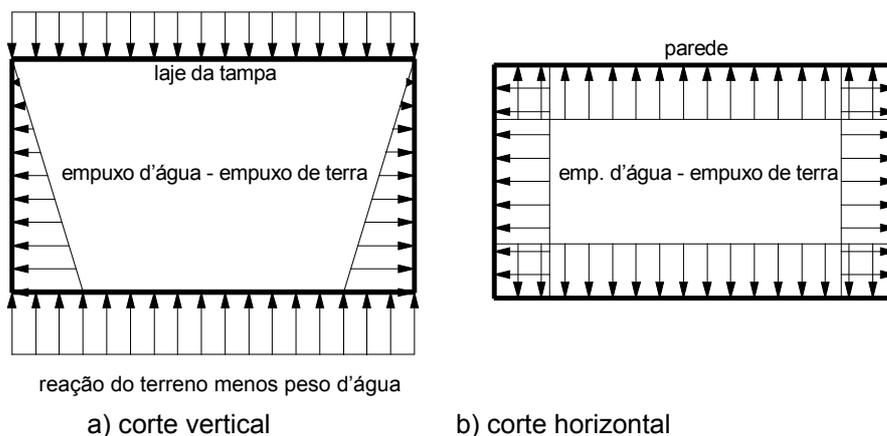


FIGURA 3.4 - Reservatório enterrado cheio - empuxo d'água menos empuxo de terra e reação do terreno menos peso d'água

Após a época da escavação, quando a estrutura já foi executada e a escavação foi feita inicialmente com um volume maior que o determinado pelas dimensões externas do reservatório, sendo o excesso preenchido com reaterro após a conclusão da obra, antes de se fazer o reaterro, é feito um teste para ver se não há vazamento. Neste período, o reservatório fica cheio de água (figura 3.5) e não há concomitância da ação devido ao empuxo de água, com a ação devido ao empuxo de terra, devendo ser considerado, no cálculo, esta situação. Portanto nos reservatórios enterrados, no período antes do reaterro, deve-se levar em consideração a situação de ações do reservatório apoiado no solo, como mostra a figura 3.5.

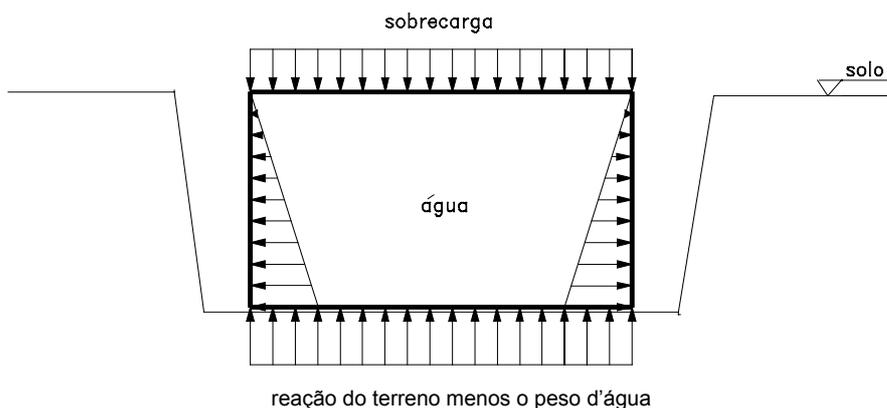


FIGURA 3.5 - Ações no reservatório antes do reaterro.

Outra situação que deve ser considerada é o caso do reservatório enterrado abaixo do nível do terreno, onde a ação na tampa do reservatório, devido a circulação de veículos, deve ser levada em conta. É o caso por exemplo de garagem no subsolo de edifício, onde o reservatório enterrado fica sujeito a este tipo de ação (figura 3.6).

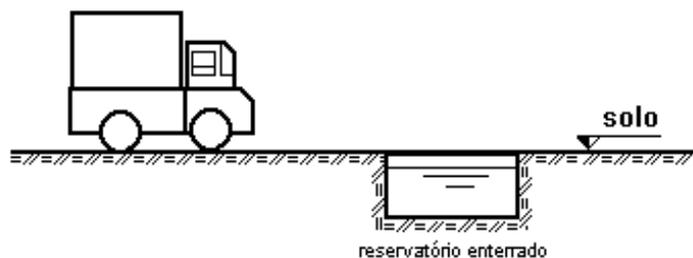


FIGURA 3.6 - Reservatório abaixo do nível do solo.

3.1.2 - Devido a subpressão

Deve-se analisar, para os reservatórios enterrados, o caso do lençol freático ser mais elevado que o fundo do mesmo, neste caso, além da ação externa devido ao empuxo do solo, deve-se levar em consideração o empuxo provocado pelo lençol freático. A ação desta subpressão está representada na figura 3.7, e o valor desta ação sobre a laje de fundo e sobre as paredes é proporcional a altura h_L , como segue:

$$q_L = h_L \cdot \gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot h_L \quad (3.1)$$

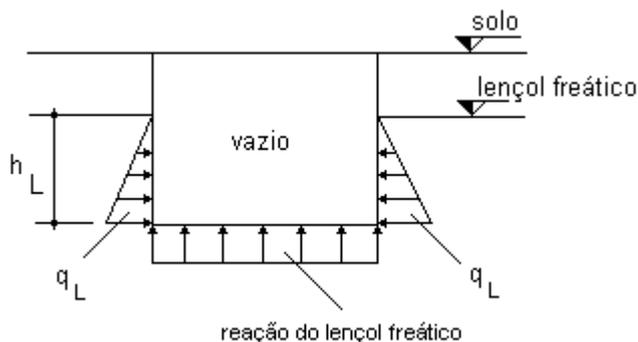


FIGURA 3.7 - Efeito da subpressão no reservatório enterrado

Nas épocas de chuva, quando o nível do lençol freático sobe, a subpressão é maior, isto deve ser levado em conta para que o reservatório não flutue.

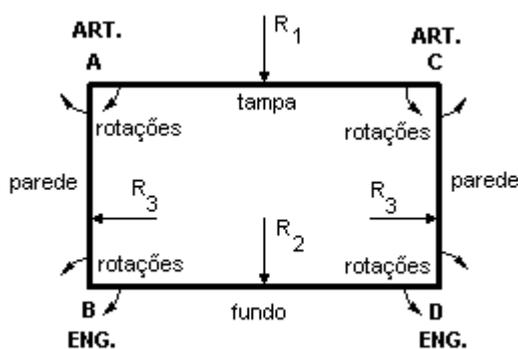
3.1.3 - Devido ao vento

Para estruturas de reservatórios paralelepípedicos o projeto deve levar em conta as forças devidas ao vento, agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas. O efeito do vento é importante em casos de reservatórios elevados, onde os pilares recebem este efeito e devem, portanto, ter a sua segurança verificada.

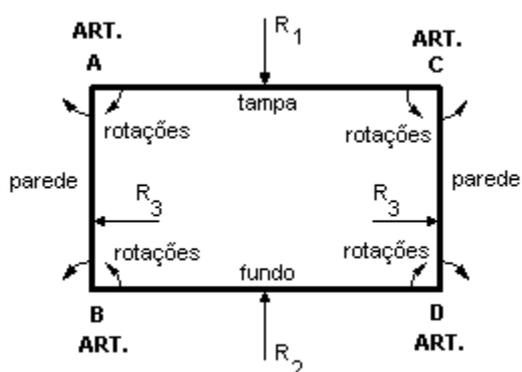
3.2 - ANÁLISE DAS ROTAÇÕES NAS ARESTAS DOS RESERVATÓRIOS

Quanto à situação de vinculação dos elementos dos reservatórios paralelepípedicos, deve-se considerar em cada caso, a direção das forças resultantes (R_1 , R_2 e R_3), das ações que atuam na tampa, no fundo e nas paredes, e, as rotações que elas produzem nas arestas.

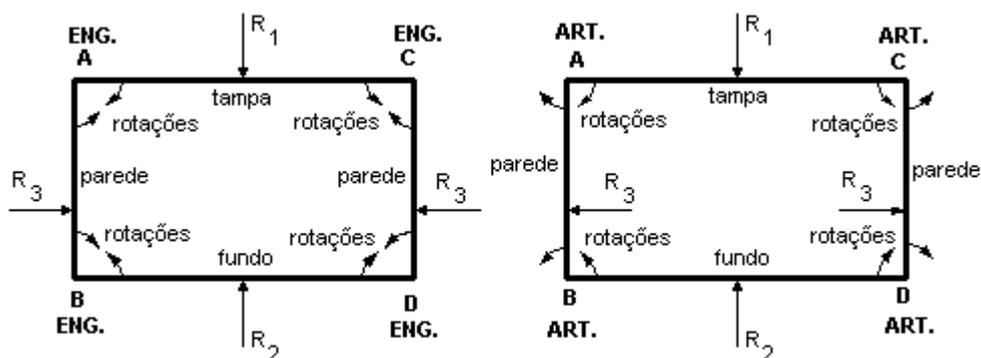
A figura 3.8 representa cortes verticais em reservatórios paralelepípedicos, onde são indicadas as ações das forças resultantes de carregamentos e as rotações que elas produzem nas arestas, nas diversas situações. Sobre as ações comentários foram feitos no item 3.1.



a) Reservatório elevado cheio



b) Reservatório apoiado cheio



c) Reservatório enterrado vazio d) Reservatório enterrado cheio

FIGURA 3.8 - Corte vertical - rotações nas arestas dos reservatórios devido as ações que estão atuando em cada caso.

Para cada tipo de reservatório, devem ser feitas as hipóteses para as ações separadamente como indicadas na figura 3.1.

Para o reservatório elevado (fig. 3.8a), na ligação da tampa com as paredes, as ações tendem a produzir rotações no mesmo sentido na aresta A. Se a parede do reservatório é solidária com a laje de tampa, as rotações, tanto da parede quanto da tampa, podem ser consideradas praticamente as mesmas se não houver diferença considerável de espessura entre os elementos da ligação (tampa-parede).

A rotação no mesmo sentido não causa abertura ou fechamento considerável na ligação (aresta do reservatório); nesta situação, pode-se considerar que o ângulo permanece reto. Neste caso, considera-se a tampa como simplesmente apoiada (articulada) nas paredes.

Já em relação à união do fundo com as paredes, as ações tendem a produzir rotações em sentidos opostos na aresta B; neste caso, considera-se que o ângulo não permanece reto.

As ligações da laje de fundo com as paredes são, portanto, consideradas como engastamento.

As aberturas das fissuras nas ligações (nós do pórtico) produzidas pelo acréscimo de tensões, devido à mudança de direção dos esforços internos, será visto no item 3.5.1.

Segundo ROCHA (1969), o mesmo raciocínio é utilizado para os outros tipos de situações; quando as ações tendem a produzir rotações no mesmo sentido, a vinculação é considerada articulada, e, quando as rotações são em sentidos contrários, a consideração é de engastamento, conforme mostram as figuras 3.8b para reservatório apoiado e cheio, 3.8c para reservatório enterrado e vazio e 3.8d para reservatório enterrado e cheio.

Quanto às vinculações entre as paredes dos reservatórios paralelepípedicos, pode-se considerá-las todas engastadas, tanto para o reservatório vazio ou cheio, como mostra a figura 3.9.

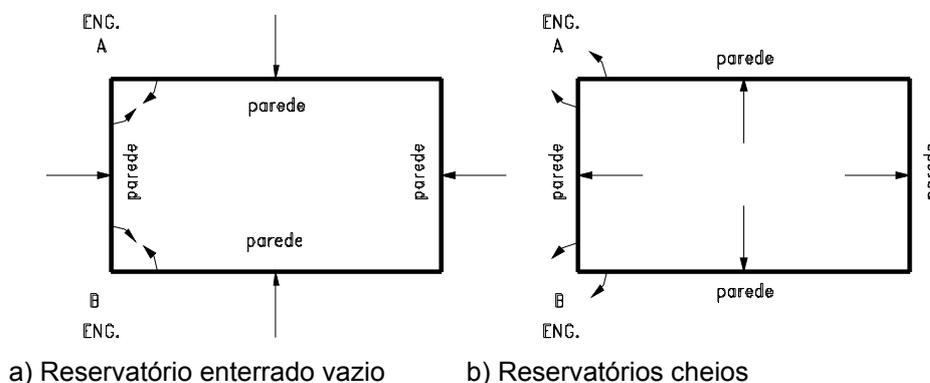


FIGURA 3.9 - Corte horizontal - rotações nas arestas dos reservatórios

No caso do reservatório apoiado cheio (figura 3.8b) e reservatório enterrado cheio (figura 3.8d), devido à diferença de rigidez (figura 3.10), ou seja, a espessura da laje de fundo e da parede serem diferentes, as rotações dos dois elementos no nó B não serão iguais, apesar de serem no mesmo sentido, e tende a haver abertura do ângulo reto. Como esta aresta está em contato com a água é conveniente que se considere a ligação como engastada, para garantir a estanqueidade.

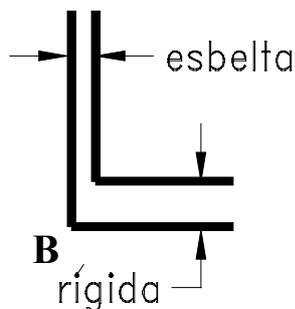


FIGURA 3.10 - Nó B - diferença de rigidez

No caso de reservatório enterrado vazio (figura 3.8c), na aresta A, ocorre o fechamento do ângulo reto (figura 3.11), mas as aberturas das fissuras são aceitáveis devido a esta aresta não estar em contato com a água e não prejudicar a estanqueidade do reservatório. Neste caso, as ligações da tampa com as paredes também podem ser consideradas articuladas.

fissuras aceitáveis

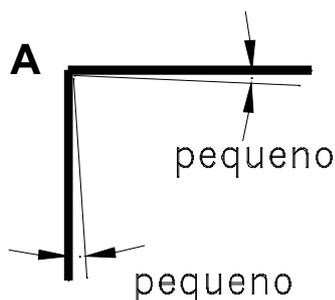


FIGURA 3.11 - Nó A - fechamento do ângulo reto

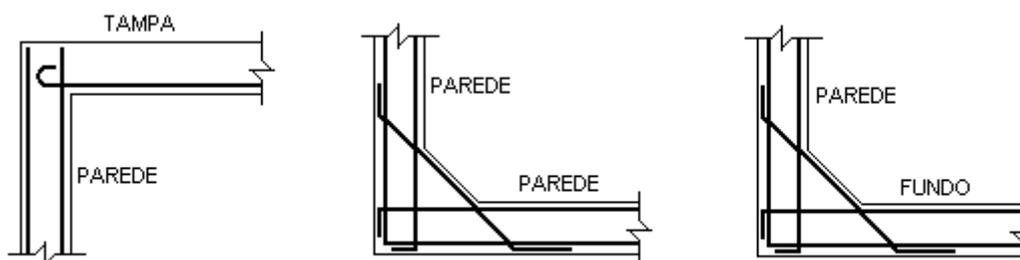
3.3 - LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS DO RESERVATÓRIO PARALELEPIPÉDICO

De um modo geral, com o que foi exposto, as ligações da laje de tampa com as paredes podem ser consideradas articuladas e as demais ligações devem ser consideradas engastadas.

Em todos os tipos de reservatórios paralelepípedicos as ligações entre as paredes devem ser consideradas como engastadas.

Observando-se as possíveis vinculações existentes nos reservatórios paralelepípedicos podem-se obter as seguintes conclusões:

- a - As ligações entre a tampa com as paredes podem ser consideradas articuladas.
- b - As demais ligações devem ser engastadas.
- c - O detalhamento da armadura deve estar de acordo com a hipótese adotada, como mostra a figura 3.12.



a) Ligações entre a tampa e as paredes - Apoio

b) Ligações entre as paredes - Engastamento

c) Ligações entre o fundo e as paredes - Engastamento

FIGURA 3.12 - Arranjos para as armaduras

ANDRADE (1988) indica que nos reservatórios com paredes esbeltas, onde a espessura das paredes é bem menor que a da laje de fundo, conforme mostra a figura

3.13, as bordas das paredes devem ser engastadas na laje de fundo; a rigidez destas ligações (nós do pórtico), impedem as rotações destas arestas, ficando os ângulos praticamente retos. O fundo que é projetado como laje isolada, deve ser admitido com apoios articulados.

A laje de fundo do reservatório é considerada apoiada no contorno. Como as ligações das paredes com a laje de fundo foram consideradas engastadas é necessário que os momentos fletores se dissipem na laje de fundo, portanto as ligações devem ter armadura de engastamento (figura 3.12.c).

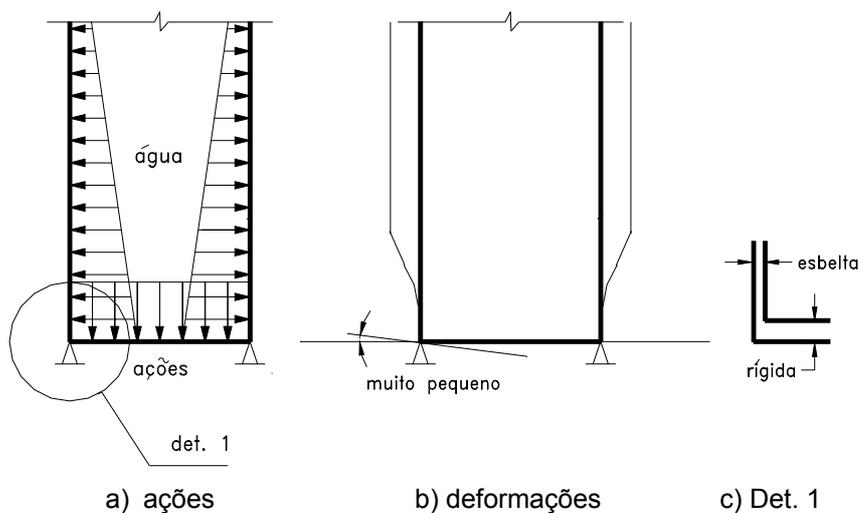


FIGURA 3.13 - Corte vertical - reservatório esbelto - ANDRADE (1988)

Nos reservatórios de múltiplas células verticais, as lajes de fundo intermediárias e as paredes superiores devem ser consideradas engastadas e as ligações devem ter rigidez, para formarem ângulos praticamente retos na deformação, diminuindo assim as aberturas das fissuras nessas arestas. Já a parede inferior é comprimida e a seção não fissurada forma articulação, devendo esta parede ser considerada apoiada, como mostra a figura 3.14c.

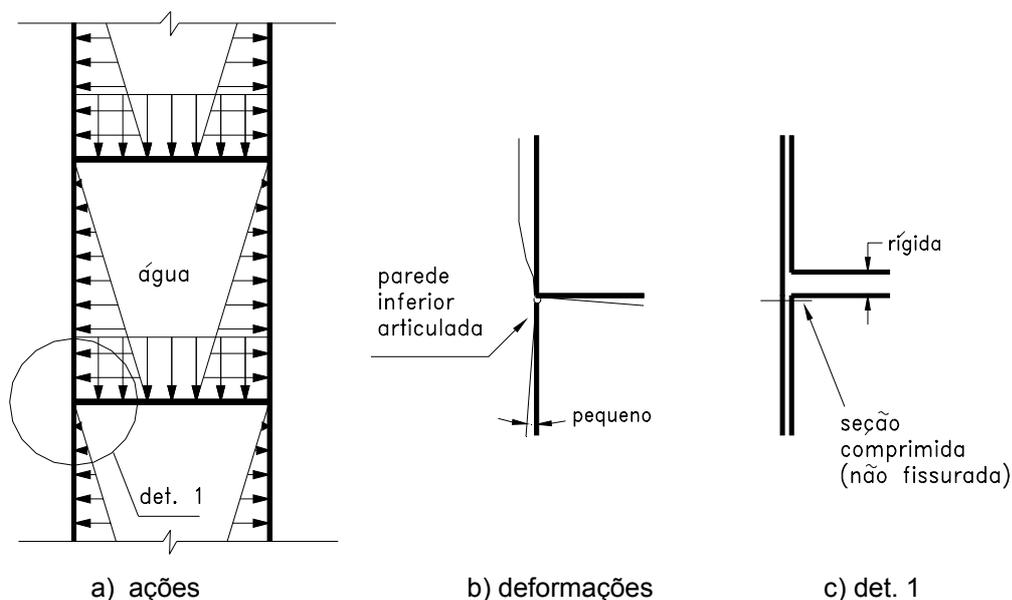


FIGURA 3.14 - Corte vertical - reservatório com divisão interna horizontal - ANDRADE (1988)

Em reservatórios de múltiplas células horizontais, as paredes intermediárias são consideradas articuladas na ligação com as lajes de tampa e engastadas junto as lajes de fundo, como pode ser visto na figura 3.15.

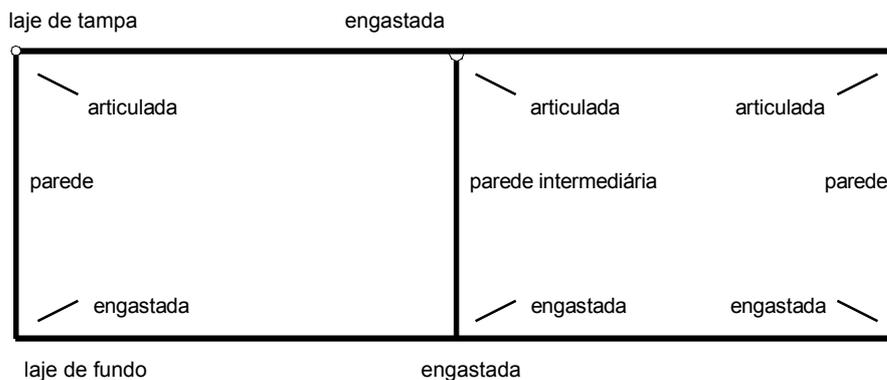


FIGURA 3.15 - Corte vertical - reservatório com divisão interna vertical

Com o estudo das ligações entre os elementos estruturais dos reservatórios paralelepípedicos, conclui-se que:

a - as arestas (vinculações) em contato direto com a água devem ser consideradas engastadas para garantir a estanqueidade;

b - na análise do comportamento estrutural, os elementos de placa (laje de tampa, laje de fundo e as paredes) dos reservatórios paralelepípedicos de uma célula, múltiplas

células e paredes esbeltas, podem ter suas bordas consideradas apoiadas e/ou engastadas;

c - na análise das vinculações, as ligações entre a laje de tampa do reservatório com as paredes (nós do pórtico) são consideradas articuladas e as demais ligações são consideradas engastadas. Os elementos do reservatório devem ter espessuras e vãos teóricos adequados para garantir a rigidez (figura 3.10) e as ligações devem receber armaduras apropriadas (figura 3.12), para terem o comportamento considerado;

d - os pontos críticos das aberturas das fissuras estão nas ligações dos elementos do reservatório (arestas), devido as suas rotações e a mudança de direção dos esforços internos produzindo tensões que aumentam as aberturas dessas fissuras, e, conseqüentemente, prejudicando a estanqueidade.

3.4 - PROCESSOS PARA A DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NOS RESERVATÓRIOS

Em um reservatório paralelepípedo sobre apoios discretos (pilares, estacas, tubulões), dimensiona-se a laje de tampa e a laje de fundo considerando-as como placas. As paredes trabalham como placa (laje) e como chapa (viga-parede quando $h \geq 0,5 l$). Dimensionam-se as paredes como placa e como chapa separadamente e superpõem-se as armaduras.

Este tipo de reservatório paralelepípedo, sobre apoios discretos e paredes com comportamento estrutural de vigas-parede, é o mais comum.

3.4.1 - Consideração do elemento estrutural como placa (laje)

Neste processo em que se consideram as lajes isoladas, utilizam-se as hipóteses formuladas para o estudo de placas e, devido à necessidade de estanqueidade dos reservatórios, o cálculo é feito tendo sempre por base o comportamento elástico.

A determinação dos momentos fletores numa placa, pela Teoria da Elasticidade, é bastante trabalhosa. No entanto, existem várias tabelas já elaboradas, destacando-se as de CZERNY (1976), BARES (1972) e KALMANOCK (1961).

Como foi visto anteriormente, dado um reservatório paralelepípedo, calculam-se inicialmente as ações atuantes em cada laje. Separam-se as lajes, definidas as condições de apoio. Esta definição segue o critério corrente de analisar as possíveis rotações das duas lajes concorrentes à uma aresta.

O modelo estrutural do reservatório é considerado como constituído por lajes isoladas. Ao seguir este procedimento deve-se, posteriormente, levar em conta a continuidade da estrutura, compatibilizando os momentos fletores que ocorrem nas arestas.

Em geral, as lajes de um reservatório paralelepípedo diferem nas condições de apoio, nos vãos ou nos carregamentos, resultando em momentos fletores negativos diferentes, em uma mesma aresta. Deve-se proceder à compatibilização dos momentos fletores. Alguns autores recomendam adotar, para esse momento fletor negativo, o maior valor entre a média dos dois momentos fletores e 80% do maior. Esse critério é razoável, quando os momentos fletores negativos entre as lajes vizinhas são da mesma ordem de grandeza.

Após a compatibilização dos momentos fletores negativos, deve-se corrigir os momentos fletores positivos relativos à mesma direção. Para que em serviço o comportamento da laje seja o mais próximo possível do relativo ao regime elástico, a correção dos momentos fletores positivos é feita integralmente, ou seja, os momentos fletores no centro da laje devem ser aumentados ou diminuídos adequadamente, de acordo com a variação do respectivo momento negativo, após a compatibilização.

Para o cálculo dos momentos fletores nas lajes podem ser utilizadas as tabelas elaboradas por PINHEIRO (1993). As tabelas foram adaptadas por PINHEIRO e WOLFENBERGER, baseadas em trabalho de BARES (1972).

Os elementos estruturais dos reservatórios (laje de tampa, laje de fundo e paredes) acham-se solicitados por flexo-tração, devido aos empuxos. Porém, usualmente, por simplicidade no dimensionamento, considera-se apenas flexão. Entretanto, para levar em conta o efeito de flexo-tração, as armaduras necessárias podem ser, segundo prática corrente, majoradas de 20%.

3.4.2 - Consideração do elemento estrutural como chapa (viga-parede)

As ações na laje de tampa, laje de fundo e peso próprio das paredes, acrescidas do peso d'água, são transmitidas aos pilares por intermédio das paredes do reservatório, que funcionam como vigas usuais, quando a altura for menor que a metade do espaçamento entre apoios ($h < 0,5 l$) e, como viga-parede, quando a altura for maior ou igual ($h \geq 0,5 l$).

Em face da grande altura da parede em relação às distâncias entre os apoios, o dimensionamento não pode ser feito com os critérios válidos para vigas usuais, salvo quando a altura for menor que a metade do espaçamento entre apoios.

Para alturas maiores que a metade do vão, não se aplica a Teoria Clássica das Vigas (lei da seção plana, de BERNOULLI). Os diagramas das deformações e das tensões deixam de ser retilíneos, mesmo admitindo os materiais perfeitamente elásticos e homogêneos. Desse modo, são necessários métodos apropriados e o dimensionamento é feito como viga-parede.

Para os reservatórios apoiados diretamente sobre o solo (reservatório apoiado e reservatório enterrado, sem apoios discretos), as paredes apoiam-se de modo contínuo,

comportando-se como paredes estruturais e não como vigas ou vigas-parede. Neste caso, também, dimensionam-se as armaduras para laje e para parede estrutural separadamente, e superpõe-se as armaduras encontradas.

Nos reservatórios apoiados ou enterrados, as paredes transmitem ações à laje de fundo que serve de fundação. Neste caso, o fundo do reservatório funciona como um “radier”.

Nas paredes dos reservatórios com apoios discretos, as reações verticais causadas na parte superior pela laje de tampa e na parte inferior pela laje de fundo, são dirigidas de cima para baixo como mostra a figura 3.16.

Nas paredes dos reservatórios sem apoios discretos, ou seja, paredes apoiadas de modo contínuo, as reações verticais causadas pela laje de tampa são dirigidas de cima para baixo, ao passo que, na parte inferior, as reações são dirigidas de baixo para cima, pois as paredes transmitem as ações à laje de fundo, como mostra a figura 3.17.

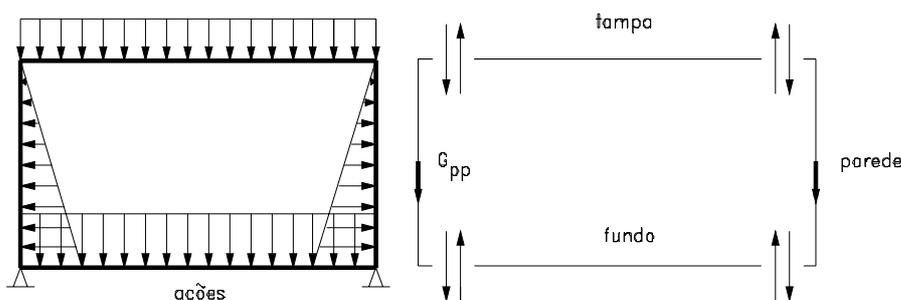


FIGURA 3.16 - Corte vertical - Reservatório elevado

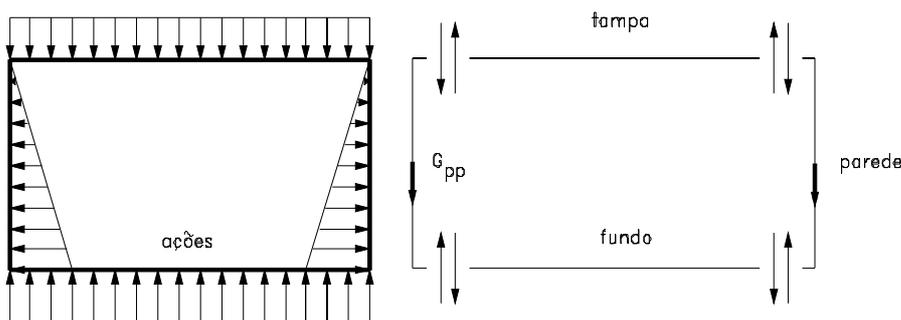


FIGURA 3.17 - Corte vertical - reservatório apoiado ou enterrado

O comportamento de viga-parede é caracterizado quando a altura do elemento estrutural simplesmente apoiado, for maior ou igual à metade do vão teórico (figura 3.18a). Caso haja continuidade, apresenta comportamento de vigas-parede se a altura do elemento for maior ou igual a 0,4 do vão teórico (figura 3.18b).

Já os balanços, comportam-se como vigas-parede quando a altura for maior à duas vezes o vão teórico (figura 3.18c).

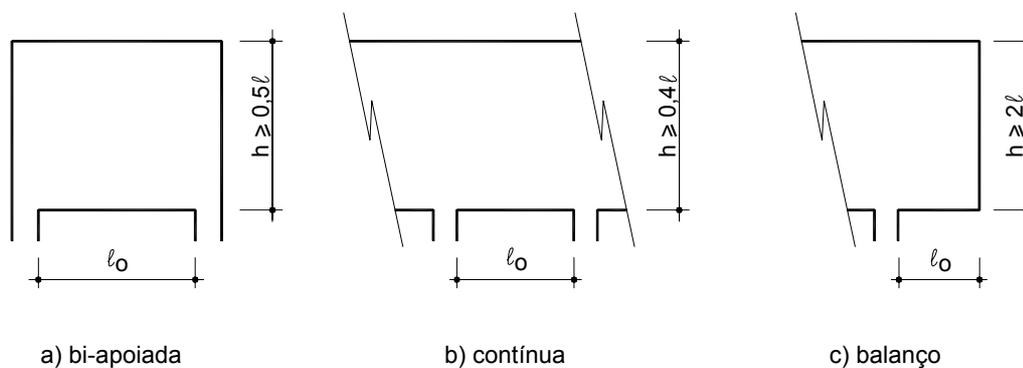


FIGURA 3.18 - Vigas-parede (comportamento estrutural)

O vão teórico l , corresponde ao menor valor entre l_c (distância entre os centros dos apoios) e $1,15 \cdot l_0$ (vão livre).

3.4.2.1 - Cálculo das espessuras

As espessuras mínimas das vigas-parede devem ser tais que se assegure a estabilidade lateral das estruturas, isso se verifica para (MONTROYA (1973)):

$$b_w \geq \frac{l_0}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_d}{f_{cd} \cdot h_e}} \quad (3.2)$$

A espessura mínima deve ainda, garantir resistência ao esforço cortante solicitante; para tanto, a espessura da viga-parede deve ser:

$$b_w \geq \frac{5 \cdot l_0 \cdot q_d}{f_{cd} \cdot h_e} \text{ indica MONTROYA (1973)} \quad (3.3)$$

Para as expressões acima, tem-se:

l_0 = vão livre;

q_d = ação, de cálculo, uniformemente distribuída;

h_e = altura efetiva, onde h_e corresponde ao menor valor entre l (vão teórico) e h (altura total)

A reação de apoio deve ser também verificada, de forma que não resulte em uma compressão excessiva para o concreto da viga-parede. Essa reação é então determinada mediante teoria de vigas usuais, bastando para tanto, a majoração de 10% nas reações dos apoios de extremidade (figura 3.19), no caso de nas vigas-parede contínuas.

Para os apoios de extremidades, a reação de cálculo acha-se limitada pela seguinte expressão:

$$R_d \leq 0,3 \cdot b_w \cdot (c + h_f) \cdot f_{cd} \quad (3.4)$$

b_w - espessura da viga-parede

c - dimensão do pilar

h_f - espessura da laje de fundo

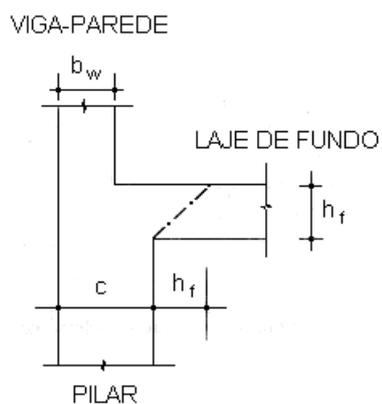


FIGURA 3.19 - Região de apoio de extremidade

Ao passo que nas reações de apoios intermediários (figura 3.20), tem-se:

$$R_d \leq 1,20 \cdot b_w \cdot (c + h_f) \cdot f_{cd} \quad (3.5)$$

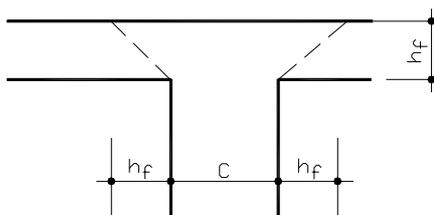
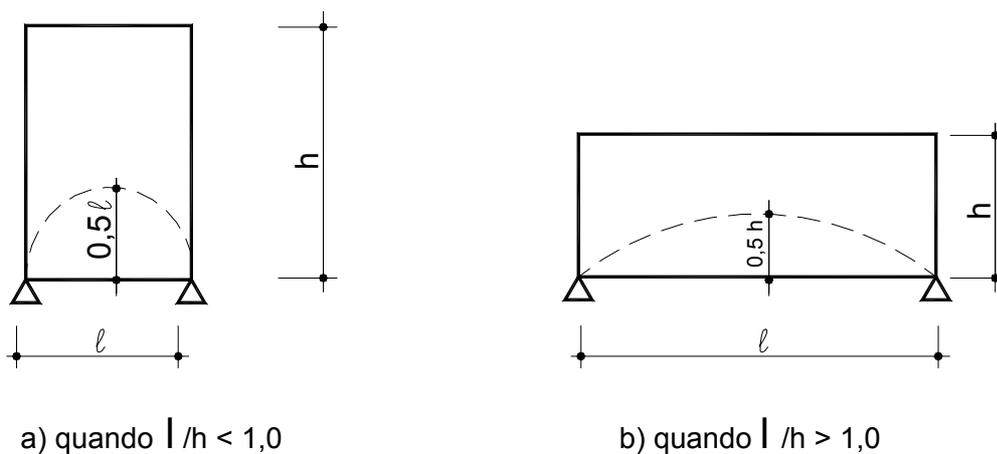


FIGURA 3.20 - Região de apoio intermediário**3.4.2.2** - Dimensionamento das armaduras

A ação da laje de fundo nas paredes, solicita-as em suas bordas inferiores; já a ação da laje de tampa é aplicada nas suas bordas superiores, e a ação do peso próprio das vigas-parede acha-se distribuída ao longo de seus planos verticais. Portanto, as vigas-parede devem dispor de armadura vertical, objetivando a suspensão da ação da laje de fundo e ainda de uma parcela do seu peso próprio.

Essa parcela do peso próprio da viga-parede acha-se representada geometricamente pelas áreas grafadas nas figuras 3.21a e 3.21b, conforme indicações de LEONHARDT e MÖNNING (1982).

**FIGURA 3.21** - Parcela de peso próprio da viga-parede a ser suspenso

Nas vigas-parede é possível distinguir 4 tipos básicos de armaduras: armadura principal, armadura de alma, armadura de suspensão e armadura de reforço junto aos apoios.

a - Armadura principal.

A armadura principal é determinada a partir do momento fletor de cálculo “ M_d ” (valor de referência conforme teoria das vigas), dos braços de alavanca “ z ” e da resistência de escoamento de cálculo do aço (f_{yd})

A área da armadura principal é dada pela expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_y} \quad (3.6)$$

O braço de alavanca (z) é calculado com as expressões:

$$z = 0,20 \cdot (l + 2 \cdot h_e), \text{ para vigas-parede simplesmente apoiada} \quad (3.7)$$

$$z = 0,20 \cdot (l + 1,5 \cdot h_e), \text{ para vigas-parede contínuas} \quad (3.8)$$

Analogamente às vigas usuais, a armadura longitudinal de tração não deve ser inferior à:

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad (3.9)$$

Essa armadura será disposta em uma faixa igual à:

$$a = 0,25 \cdot h_e - 0,05 \cdot l \quad (3.10)$$

A figura 3.22 mostra a região de disposição da armadura principal.

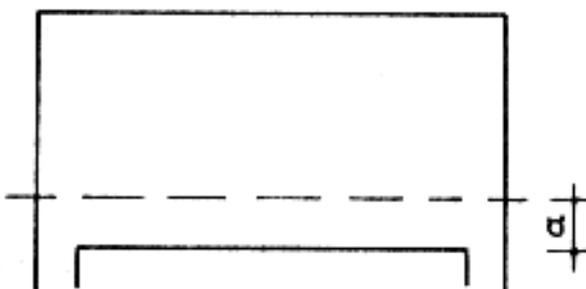


FIGURA 3.22 - Região de disposição da armadura principal

b - Armadura de suspensão

Através da armadura vertical é suspensa a ação da laje de fundo e uma parcela do peso próprio da viga-parede sendo que a área é dada por:

$$A_s = \frac{q_d}{f_y} \quad (3.11)$$

$$q_d = (q + g)_d \text{ kN/cm}^2/\text{m} \quad (3.12)$$

c - Armadura de alma

Também denominada armadura de pele, pode ser constituída por estribos verticais ou barras verticais isoladas e barras horizontais, objetivando a absorção de tensões de tração inclinadas. As armaduras de alma também limitam as eventuais fissuras no concreto, devido, por exemplo, à retração.

As indicações de MONTOYA (1973), para o cálculo dessas armaduras, por face da viga-parede, seguem as expressões:

$$a_{s,v} = a_{s,h} = 0,0025 \cdot b \cdot s \quad \text{para aço CA-25} \quad (3.13)$$

$$a_{s,v} = a_{s,h} = 0,0020 \cdot b \cdot s \quad \text{para aço CA-50 e CA-60} \quad (3.14)$$

Onde: $a_{s,v}$ e $a_{s,h}$ representam respectivamente, as seções de armadura vertical e horizontal e "s" é o espaçamento das barras da armadura de alma.

Assim, por faixa unitária, têm-se:

$$a_{s,v} = a_{s,h} = 0,25 \cdot b \text{ (cm}^2/\text{m)}, \text{ para aço CA-25} \quad (3.15)$$

$$a_{s,v} = a_{s,h} = 0,20 \cdot b \text{ (cm}^2/\text{m)}, \text{ para aço CA-50 e CA-60} \quad (3.16)$$

Em virtude das disposições construtivas, geralmente, as espessuras efetivas (b_w) das vigas-parede resultam maiores que a espessura necessária para assegurar a sua estabilidade lateral e resistência às solicitações de esforços cortante.

Portanto, para a espessura inicialmente estimada, e conhecido o valor da força cortante (v_k), é possível determinar a espessura necessária para a viga-parede, como se segue:

O valor último da força cortante de cálculo, segundo MONTOYA (1973), é igual à:

$$v_{d,u} = 0,10 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd} \quad (3.17)$$

E impondo $v_d = v_{d,u}$, obtém-se então, o valor da espessura necessária:

$$b_{nec} = \frac{V_d}{0,10 \cdot h_e \cdot f_{cd}} \quad (3.18)$$

Na determinação da armadura de alma, através das expressões acima, ao empregar “b” igual à espessura efetiva (b_w), resulta em excessiva área de armadura. Assim sendo, alguns escritórios de projeto estrutural empregam $b = b_{nec}$, mas para tanto, a armadura de alma, para ambas as faces, deve ser maior ou igual a um dos limites indicados por LEONHARDT(1982)

$$a_{s,v,min} = a_{s,h,min} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = 0,15 \cdot b_w \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (6.19)$$

O Código Modelo do CEB/90 (1991) indica para armaduras mínimas, verticais e horizontais, o valor:

$$a_{s,v,min} = a_{s,h,min} = 0,10\% \cdot b_w \cdot h = 0,10 \cdot b_w \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (3.20)$$

Deve-se sempre verificar a seção de armadura de alma mínima.

Adotar-se-á para a direção vertical (estribos), a maior área da seção transversal entre as armaduras de suspensão e armadura de alma.

d - Armadura complementar

As vigas-parede apoiadas diretamente (sobre pilares), terão nas regiões de apoios, segundo MONTROYA (1973), uma armadura complementar(horizontal e vertical) constituída por barras de igual diâmetro da armadura de alma, e intercaladas entre esta última, conforme figura 3.23.

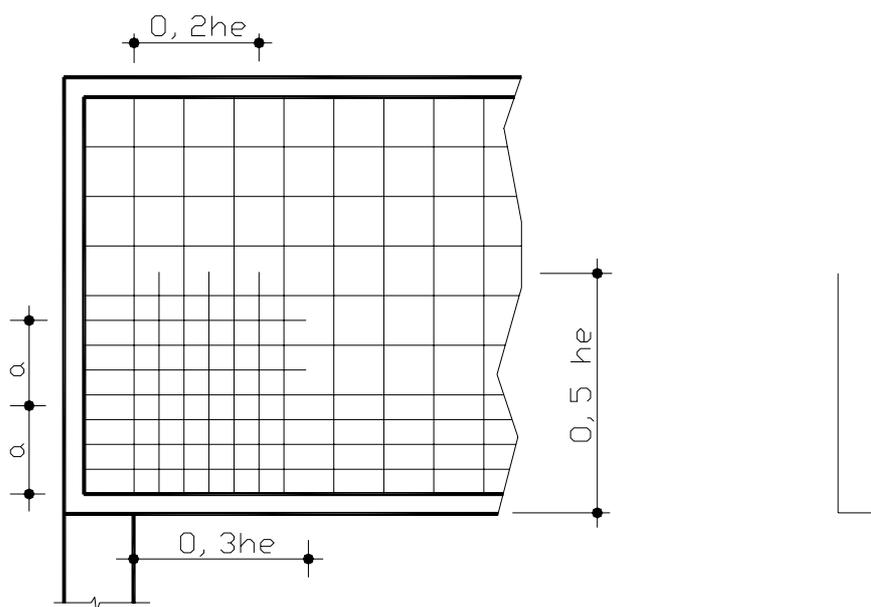
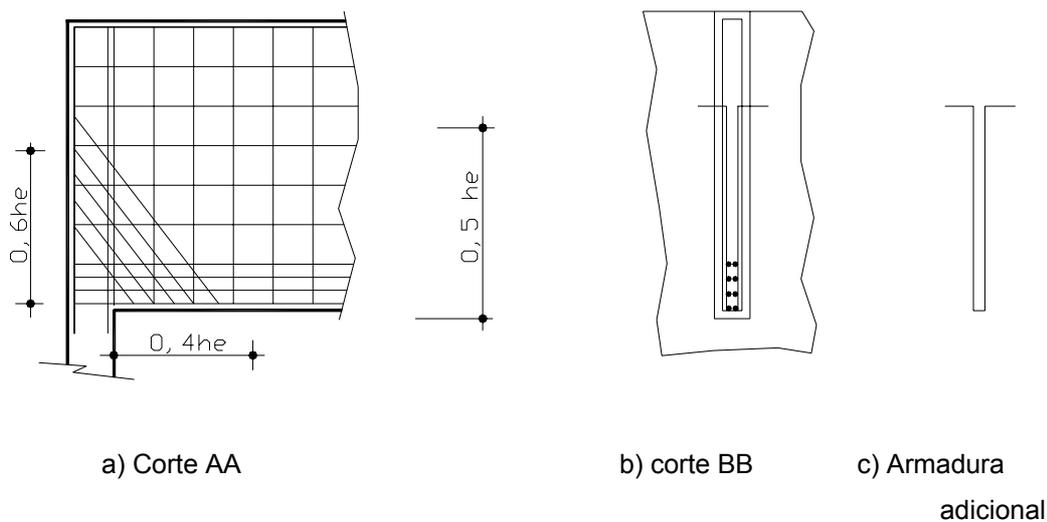
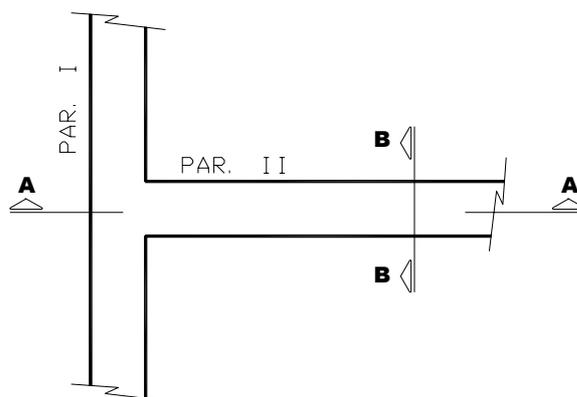


FIGURA 3.23 - Armadura complementar, região de apoio -
LEONHARDT (1978)

Tratando-se de viga-parede com apoios indiretos (apoiadas em outra viga-parede), figura 3.24d, e que ainda apresentem solicitação de esforço cortante bastante elevado, ou seja, $v_d > 0,75 \cdot 0,10 \cdot b_w \cdot h_e \cdot f_{cd}$, porém não ultrapassando o limite $v_{du} = 0,10 \cdot b_w \cdot h_e \cdot f_{cd}$, essas vigas-parede devem ter armadura complementar disposta obliquamente, conforme figura 3.24a. Essa armadura é calculada de forma a resistir, em sua direção, a solicitação igual a $0,8 \cdot v_d$.





d) Corte horizontal - parede intermediária

FIGURA 3.24 - Armadura complementar para apoio indireto - LEONHARDT (1978)

Já na parede I, que recebe ação indireta, a armadura deve ser disposta, conforme figura 3.25, constituída por estribos verticais para a suspensão de esforços não muito elevados, isto é, quando $v_d < 0,75 \cdot (0,10 \cdot b_w \cdot h_e \cdot f_{cd})$.

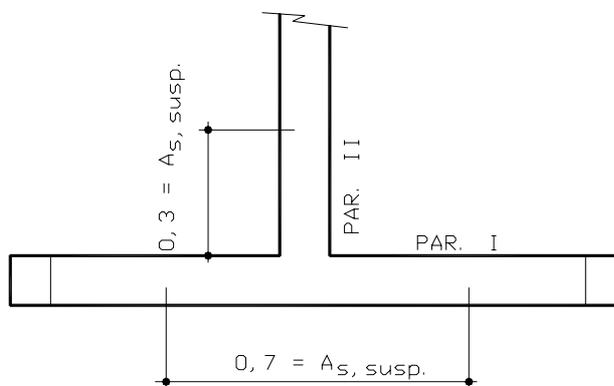


FIGURA 3.25 - Armadura de suspensão - Disposição de armadura para esforços não muito elevados

3.5 LIGAÇÕES ENTRE PEÇAS ESTRUTURAIS

3.5.1 - Condições iniciais

LEONHARDT (1978) indica que qualquer mudança de direção do eixo de elementos estruturais provoca mudança nos esforços internos que modificam inteiramente a distribuição das tensões. Em vigas com grande curvatura, a variação das tensões em uma seção transversal não é linear, mas sim hiperbólica, como mostra a figura 3.26.

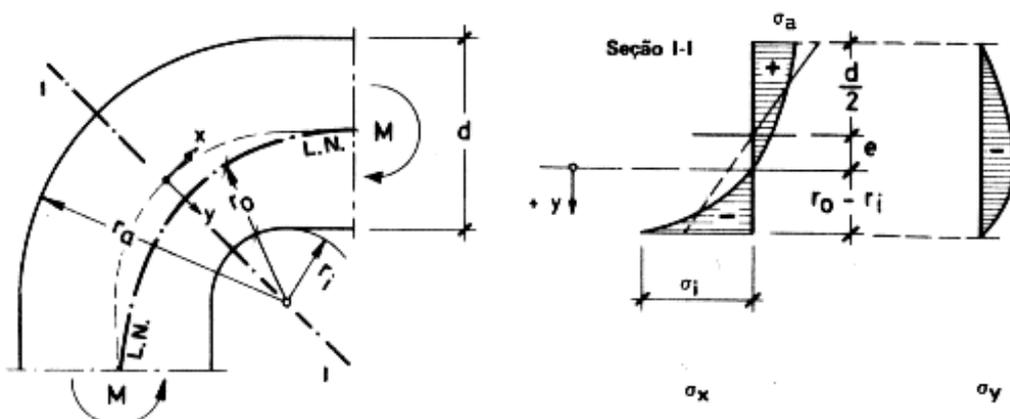


FIGURA 3.26 - Distribuição de tensões em vigas curvas - LEONHARDT (1978)

A tensão no bordo interno é tanto maior quanto menor for o raio r_i . No caso de cantos internos vivos (por exemplo $r_i = r_a / 1000$), tem-se: $r_0 \approx d/7$, $\sigma_a = 2,4 M / b d^2$ e σ_i infinitamente grande (teoricamente). Esse aumento de tensões diminui a capacidade resistente de nós de pórticos sem arredondamento no lado interno, no caso de elevada porcentagem de armadura para momentos negativos (tração no lado externo). O canto externo fica quase sem tensões, no caso de não existirem cantos vivos, e seria portanto dispensável (Figura 3.27a).

O essencial é que a mudança de direção dos esforços internos longitudinais provoca tensões σ_y , na direção radial, tensões essas de compressão, quando M for negativo, mas, de tração, quando M for positivo. Com a utilização de modelos baseados em elementos finitos, I. H. E. Nilson obteve, para nós de pórticos ortogonais, a distribuição de tensões representada na figura 3.27, para ambas as diagonais, no caso de momento positivo. As tensões de tração, na direção da diagonal, são tão elevadas, que originam a fissura indicada na figura 3.27c e podem conduzir ao fendilhamento da zona comprimida na flexão. Esse risco deve ser afastado, portanto, através de um detalhamento adequado da armadura.

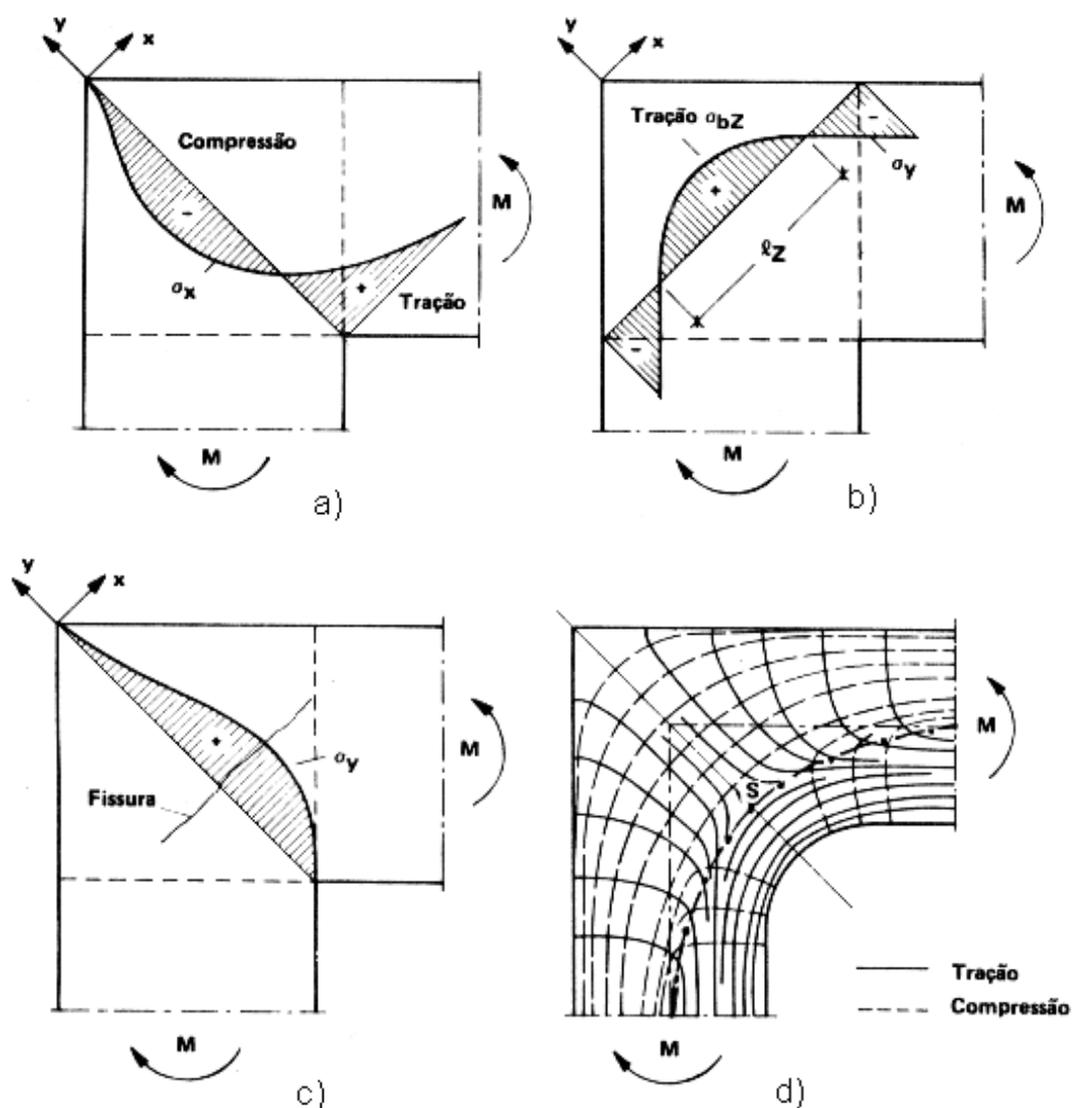
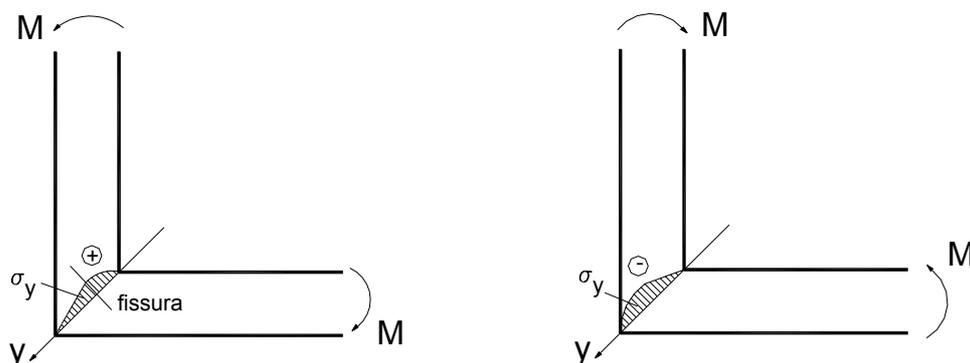


FIGURA 3.27 - Distribuição de tensões e trajetórias das tensões principais em nó de pórticos ortogonais, de acordo com Nilson, no caso de momento positivo (sinais contrários para momento negativo)- LEONHARDT (1978)

O arranjo da armadura na região das junções entre laje-parede e parede-parede requer do projetista um estudo especial para assegurar a integridade do concreto, uma vez que a mudança de direção dos esforços internos longitudinais provoca tensões σ_y ao longo da linha y , conforme figura 3.28.

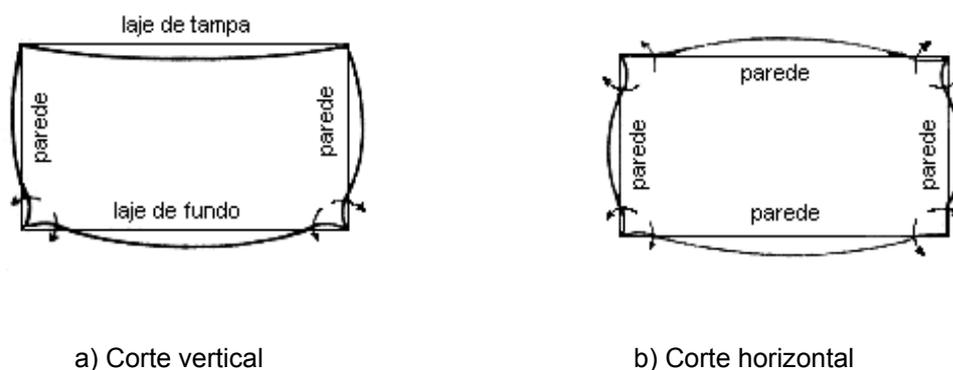


a) Tensões de tração - momento fletor tracionando a face interna do nó

b) Tensões de compressão - momento fletor tracionando a face externa do nó

FIGURA 3.28 - Tensões nos nós do reservatório - SORIANO (1994)

Para o caso de reservatórios paralelepípicos elevados, observa-se que as solicitações se passam como no caso da figura (3.28a). Isto é, na região da junção, a face tracionada é a interna, conforme figura 3.29.



a) Corte vertical

b) Corte horizontal

FIGURA 3.29 - Deformações dos elementos do reservatório - SORIANO (1994)

A eficiência do nó do pórtico acha-se intrinsecamente relacionada ao arranjo da armadura, o que fora comprovado mediante ensaios realizados com emprego de concreto 25 MPa, conforme indicado em LEONHARDT (1978).

Esses resultados apresentados na figura 3.30, em forma gráfica, traz em seu eixo de ordenadas a relação entre o momento de ruptura (M_{RU}) e o momento de ruptura teórico (M_U). Já os valores de ρ_s (%), representam as taxas geométricas de armaduras para a seção em questão calculadas por:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b \cdot h} \quad (3.21)$$

onde: A_s = representa a área de armadura solicitada à flexão;

b = largura unitária (para placas

h = espessura do elemento estrutural

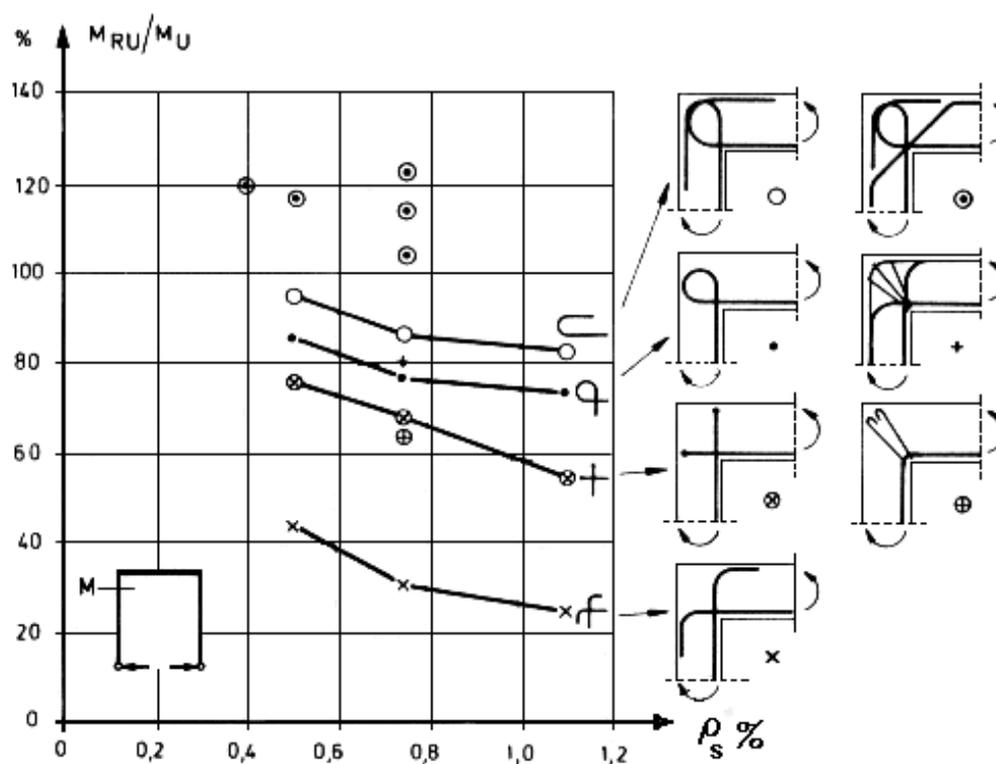


FIGURA 3.30 - Eficiência de alguns modelos de nós de pórticos - LEONHARDT (1978)

3.5.2 - Detalhamento das armaduras nos nós.

LEONHARDT (1978), indica as condições de dimensionamento da área da armadura para cada tipo de arranjo, como se segue:

Caso 1 - Armadura disposta em laço (figura 3.31)

Este arranjo de armadura na ligação é compatível com uma taxa de menor ou igual à 0,75%.

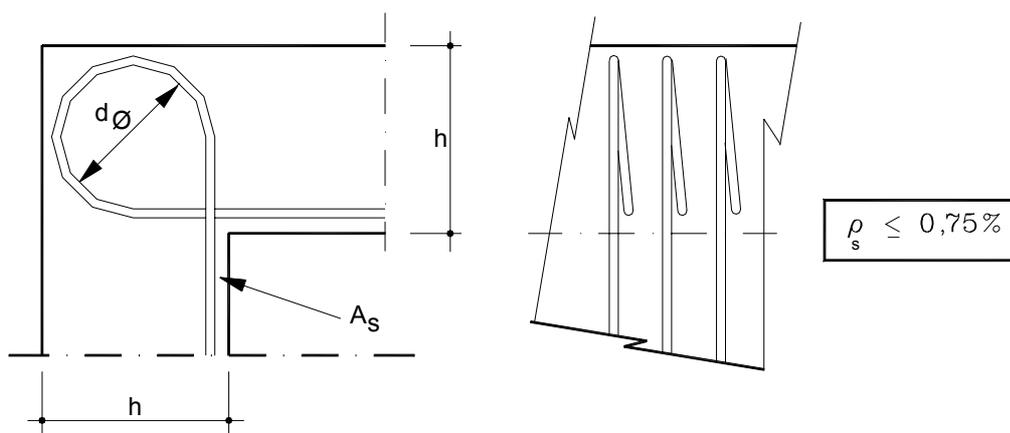


FIGURA 3.31 - Detalhe do caso 1 - LEONHARDT (1978)

Visto que esse arranjo apresenta uma eficiência entre 0,75% e 0,85%, deve-se aumentar a taxa de armadura, garantindo assim, uma resistência suficiente; para tanto é prescrito:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 1,5 - \sqrt{2,25 - 3 \cdot \rho_s (\%)} \quad (3.22)$$

Caso 2 - Barras dobradas (figura 3.32)

Quando a taxa de armadura ficar entre 0,75% e menor ou igual a 1% pode-se usar as armaduras com gancho formando 180° conforme indicado na figura 3.32.

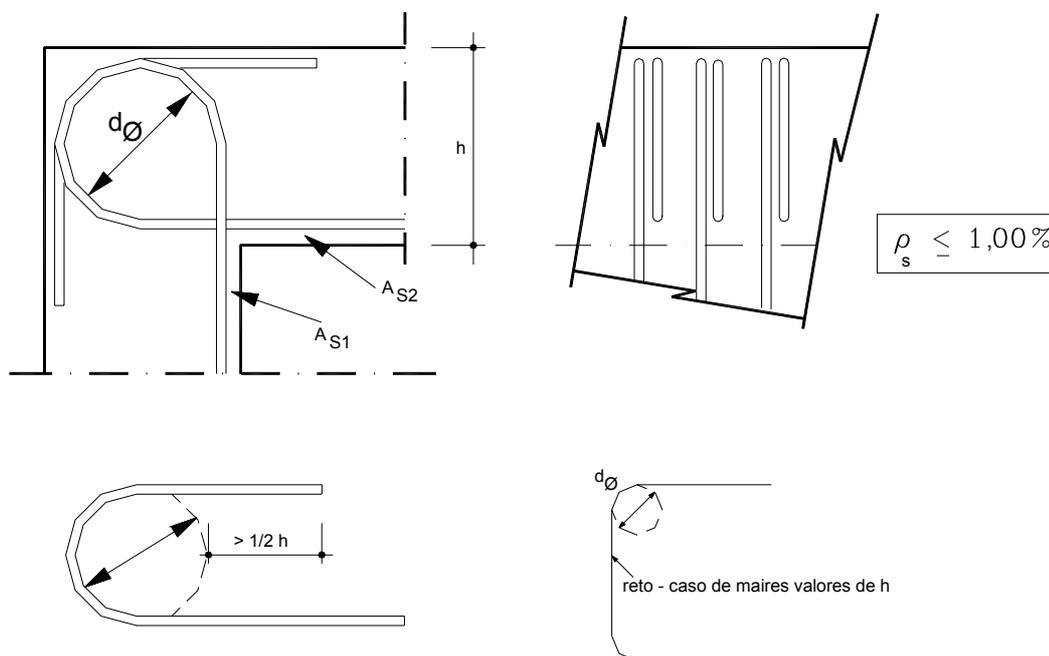


FIGURA 3.32 - Detalhe caso 2 - LEONHARDT (1978)

A eficiência deste arranjo fica entre 0,85 a 0,95%, o que também torna imprescindível um aumento na taxa de armadura, podendo-se adotar:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 2,0 - \sqrt{4,00 - 4 \cdot \rho_s (\%)} \quad (3.23)$$

Caso 3 - Barras dobradas e barras inclinadas adicionais (figura 3.33)

A presença dessas barras inclinadas adicionais, com área da seção igual a 50% da armadura tracionada, eleva a capacidade de absorção dos esforços de tração, e, conseqüentemente, reduz as aberturas das fissuras. Este arranjo deve ser adotado quando a taxa de armadura for maior do que 1% e menor ou igual a 1,2%.

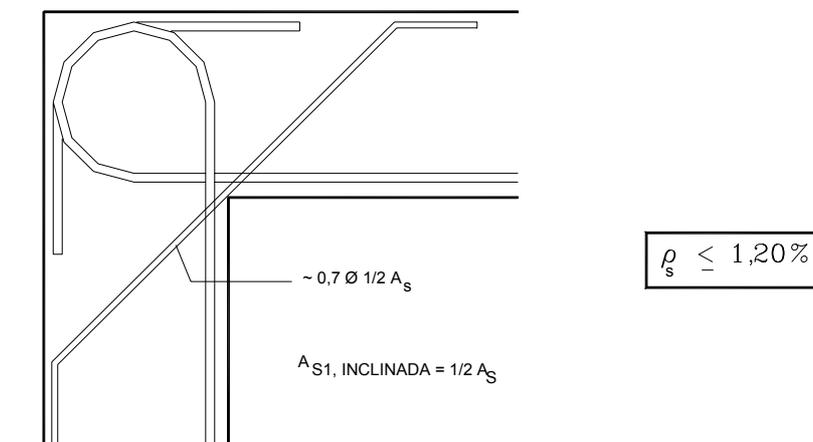


FIGURA 3.33 - Detalhe caso 3 - LEONHARDT (1978)

$$\rho_{s,nec} (\%) = \rho_s (\%) \quad (3.24)$$

Caso 4 - Armadura dobrada, armadura inclinada e mísula (figura 3.34)

O presente arranjo é indicado para taxa de armadura não superior a 1,5%. A armadura adicional deve ser calculada para a solicitação da força $R_{s,d}$.

No caso de ρ_s maior que 1,2% até 1,5%, recomenda-se a adoção de mísula, como mostra a figura 3.34.

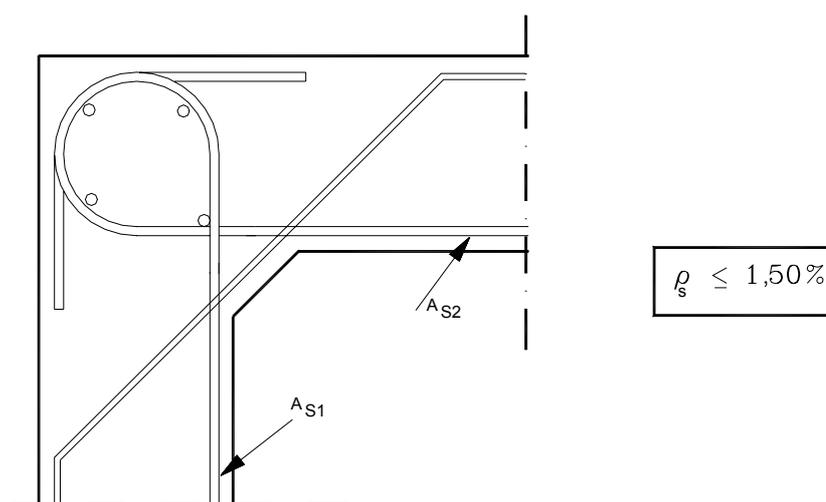


FIGURA 3.34 - Detalhe caso 4 - LEONHARDT (1978)

$$\rho_{s,nec} (\%) = \rho_s (\%) \quad (3.25)$$

Caso 5 - Arranjo proposto por K. KORDINA

Trata-se de um arranjo proposto por K. KORDINA , de um nó de pórtico sob a ação de momento positivo e apresentado por LEONHARDT (1978), como mostra a figura 3.35.

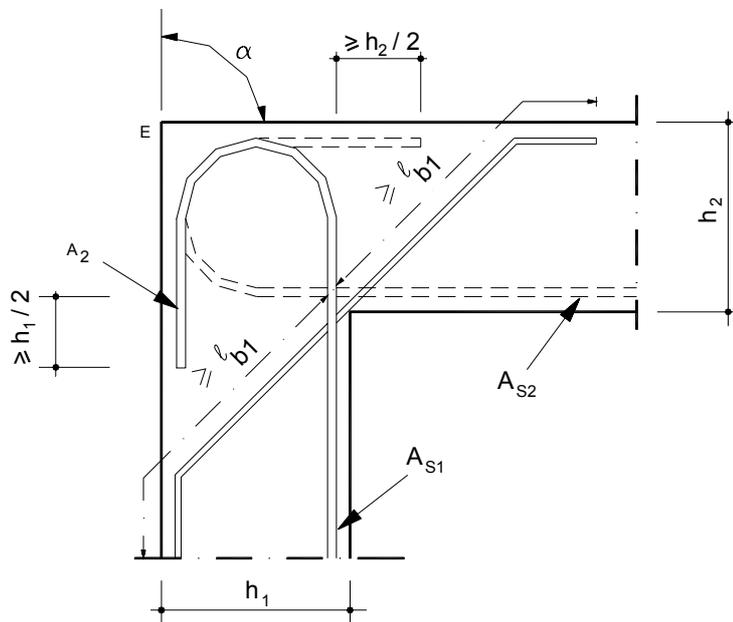


FIGURA 3.35 - Detalhe caso 5 - LEONHARDT (1978)

Conforme o valor de ρ^* , a maior taxa de armadura para as seções (1--1) ou (2--2), deve observar as seguintes considerações:

- $\rho^* \leq 0,4\%$ - pode-se dispensar a armadura inclinada;
- $0,4 < \rho^* \leq 1,0\%$ - a armadura inclinada pode ter seção maior ou igual à metade de A_S .
- $\rho^* > 1,0\%$, - a armadura inclinada deve ter seção de no mínimo igual à A_S (área de armadura correspondente a ρ^*).

É indicada a execução de mísula e a adoção de área de armadura inclinada igual à A_S , quando $\alpha \geq 100\%$.

Devendo-se ainda, empregar concreto de resistência maior ou igual a 25 MPa, com aço nervurado. Por tratar-se de estrutura aporcada constituída de peças laminares (placas), faz-se necessária uma armadura transversal na região do nó.

No caso da espessura do elemento estrutural ser menor ou igual a 40ϕ , com armaduras em uma só camada é suficiente um detalhamento como o indicado na figura 3.35.

Em se tratando de peças estruturais de maior espessura/altura, e/ou armadura em duas camadas ou quando não se der forma de laço à armadura tracionada, é preciso dispor estribos na região diagonal do canto.

A ancoragem das barras tracionadas deve contar com o comprimento de ancoragem l_{b1} , a partir de A. E mais, na face externa (zona comprimida) deve-se estender ao longo da largura, uma armadura com seção no mínimo igual a maior dentre aquelas tracionadas.

3.5.3 - Mísulas

Segundo CAMPOS FILHO (1985), o cálculo das solicitações de cada laje é feito como se ela tivesse espessura constante. Com o uso de mísulas nas arestas do reservatório, tem-se um acréscimo de rigidez das lajes nas bordas, o que faz com que os momentos fletores no centro, que são considerados positivos, decresçam, enquanto os momentos fletores das bordas, negativos, cresçam.

Os aumentos das áreas das seções transversais nas ligações (figura 3.36) devido às mísulas e conseqüentemente à diminuição das tensões, produzem o acréscimo de rigidez nas bordas das lajes.

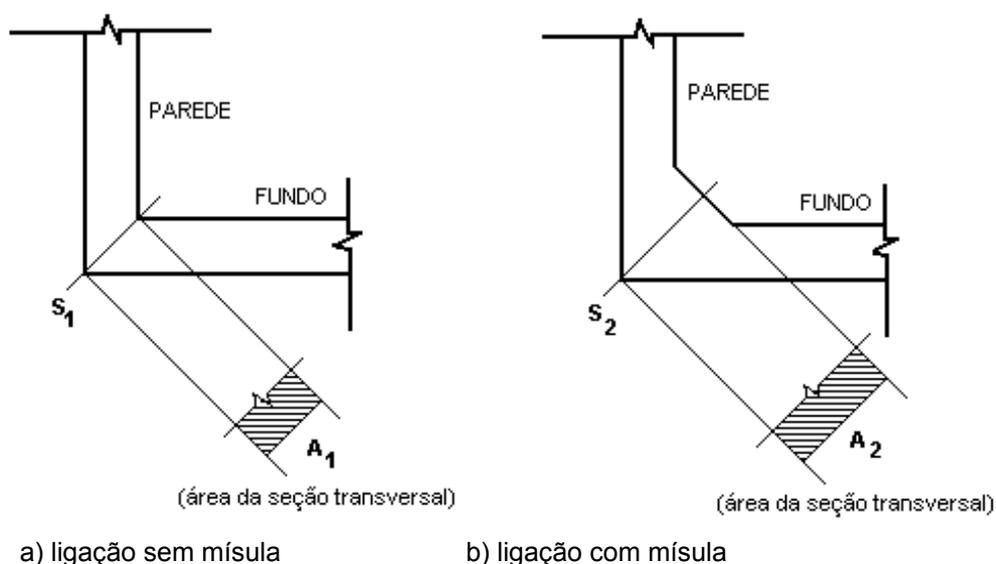


FIGURA 3.36 - Arestas dos reservatórios com mísulas e sem mísulas

Os momentos de engastamento nas lajes com mísulas, submetidas à ação uniforme, são maiores que os encontrados nas lajes sem mísulas, sendo que este acréscimo é da ordem de 10%. A figura 3.37 compara os dois casos em uma laje quadrada.

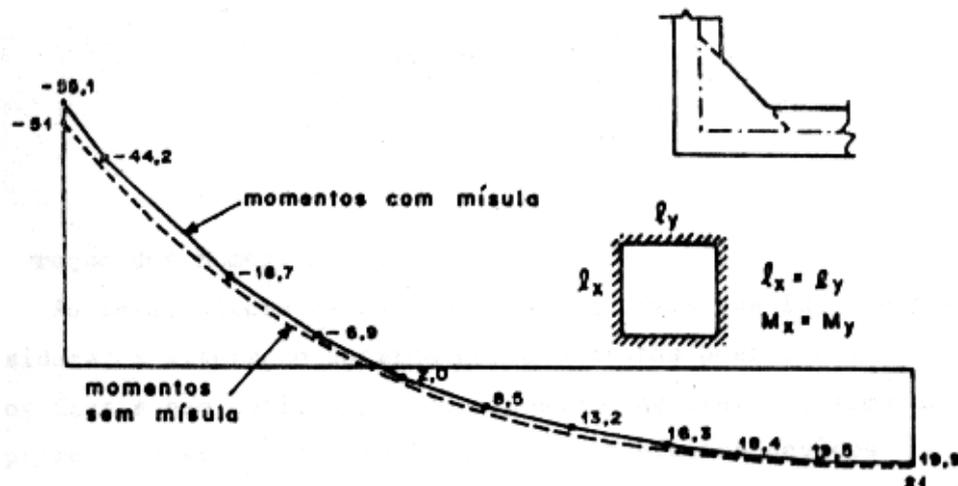


FIGURA 3.37 - Influência das mísulas nos momentos fletores - CAMPOS FILHO (1985)

Muito importante e, freqüentemente, decisiva na escolha da espessura das lajes e de suas armaduras é a limitação da abertura de fissuras. Nesta análise são necessários não só o conhecimento dos momentos fletores nas seções mais desfavoráveis à fissuração, como também os esforços normais de tração, exercidos por uma parede sobre aquelas onde se apoia.

A presença da mísula faz com que os pontos críticos à fissuração (figura 3.38a) se situem, normalmente, não nas extremidades das lajes mas sim, mais para dentro, na extremidade da mísula (figura 3.38b). É preciso, então, conhecer o valor do momento fletor e esforço normal nesta seção.

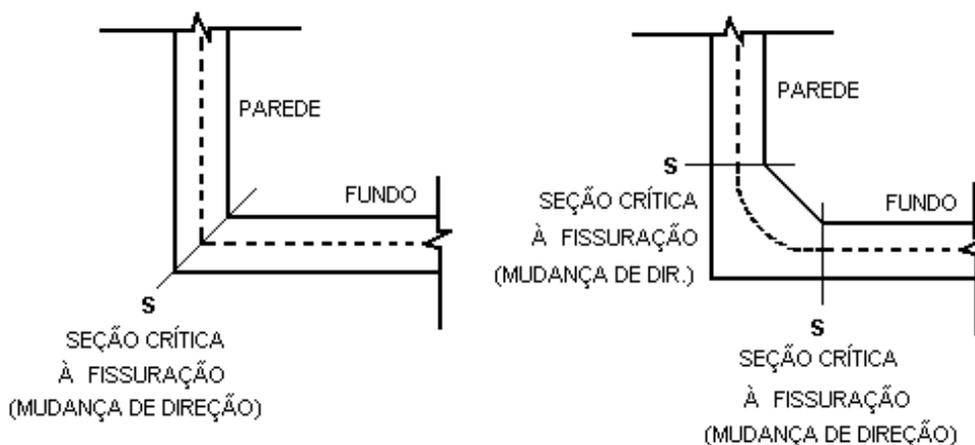


FIGURA 3.38 - Pontos críticos às aberturas das fissuras

Costuma-se adotar mísulas, com ângulo de 45° e com dimensões, iguais a maior espessura (e) dos elementos estruturais da ligação; como mostra a figura 3.39.

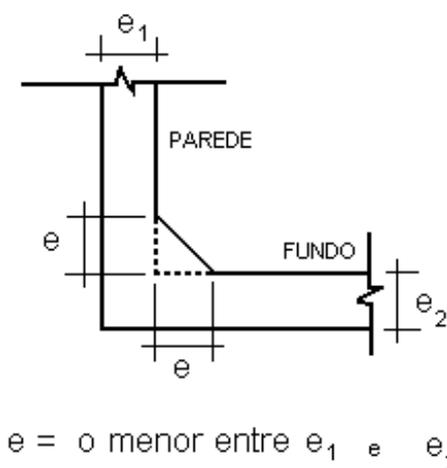


FIGURA 3.39 - Dimensões das mísulas

3.6 - ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

3.6.1 - Condições iniciais

Neste item são vistos os princípios básicos para a verificação analítica da garantia da capacidade de utilização e da durabilidade.

A capacidade de utilização pode ser afetada por um dos seguintes fatores: fissuração excessiva; deformação excessiva (flechas); vibrações incômodas ou insuportáveis; infiltração de água ou de umidade; corrosão do concreto ou aço e incêndio.

Para a segurança da capacidade de utilização devem ser estabelecidos e observados limites para o comportamento das estruturas. Alguns dos prejuízos à capacidade de utilização são causados por uma qualidade deficiente de execução ou por erros de projeto.

Segundo LEONHARDT (1979), a verificação de utilização era feita, na maioria dos casos, para a ação máxima de serviço. Disseminou-se, porém, o conceito de que, no caso de flechas, abertura de fissuras etc., não é a carga máxima que é a decisiva para o bom desempenho da estrutura, mas sim a carga permanente mais a carga acidental que ocorrem com frequência ou que atuam por um longo período de tempo - que muitas vezes se situam muito aquém da carga máxima de serviço. A duração do carregamento ou, então, cargas vibratórias ou dinâmicas podem aumentar a abertura das fissuras. Além das cargas que atuam exteriormente, os esforços de coação, que surgem através de recalques, impedimento das deformações causadas por variação de temperatura e fenômenos

análogos, podem dar origem à formação de fissuras. Estes tipos de esforços devem ser levados em consideração.

As solicitações, devido à ação do tempo ou às descargas industriais (como por exemplo: chuvas, gases formadores de ácidos, vapores etc.), desempenham um papel importante sobre o valor da abertura de fissuras.

De acordo com LEONHARDT (1978), as estruturas, através de um dimensionamento adequado, devem se adaptar de tal modo a estes níveis de exigências que os valores limites definidos para seu comportamento sejam obedecidos. Tais valores são fixados de tal modo que a capacidade de utilização não seja posta em risco. A cada categoria de “ataque” corresponde uma categoria de resistência da peça ou da estrutura. Os níveis de exigência e as categorias de resistência dependem do comportamento desejado para a estrutura, tendo em vista o tipo de utilização, os custos de manutenção ou a vida útil prevista. Estes fatores condicionam os valores-limite a adotar, como exemplo:

- fissuras no concreto: a abertura das fissuras deve ficar limitada a valores prefixados, tais como 0,1 mm a 0,4 mm.

- flechas: os valores-limite dependem inteiramente do tipo de utilização e da sensibilidade e outras partes da estrutura em relação a estas flechas;

- vibrações: as frequências que causam inquietação às pessoas são de 0,7 hertz a 2 hertz ou amplitudes muito grandes devem ser evitadas;

- incêndios: o tempo de resistência ao fogo é fixado (em minutos) de acordo com as consequências, durante os quais a estrutura, submetida à ação das cargas, não poderá entrar em colapso.

De acordo com LEONHARDT (1978), a baixa resistência à tração do concreto é a razão pela qual as peças estruturais de concreto fissuram-se até com tensões de tração pequenas.

Por esta razão, dimensiona-se a armadura de vigas de concreto armado para atender à capacidade resistente, partindo-se da hipótese de que o concreto não colabore em nada com a tração. No que se refere à capacidade de utilização das estruturas, no entanto, esta armadura deve ser ainda dimensionada e disposta de tal forma que não surjam fissuras graúdas com grande abertura, as quais põem em risco a proteção contra a corrosão e que afligem a um leigo, porque ele pressupõe a existência de um perigo no caso de fissuras muito abertas.

A armadura deve, portanto, limitar a abertura das fissuras a um valor tal que dependa primordialmente das exigências quanto ao aspecto (no caso de concreto aparente). De acordo com a experiência existente até esta data, podem ser admitidas aberturas de fissuras de 0,2 mm a 0,4 mm e de cerca de 0,1 mm no caso de exigências mais rigorosas. Para a limitação da fissura deveriam sempre ser empregados aços nervurados, porque a qualidade da aderência desempenha um papel fundamental.

Deve-se frisar que a armadura não pode impedir a formação de fissuras: não existe uma “segurança à fissuração” (segurança contra a formação de fissuras) através da armadura. Nas estruturas de concreto, só se pode evitar fissuras quando as possíveis tensões de tração devido às ações e a efeitos de coação sejam mantidas com um valor muito pequeno ou sejam aliviadas, principalmente através de protensão.

A decisão sobre o grau de sollicitação a que se deve referir o limite admissível da abertura de fissuras depende do tipo de utilização previsto para a obra. Na maioria dos casos, basta que seja observado um limite da abertura máxima de fissura para as cargas de longa duração ou para as cargas que atuam freqüentemente, porque, do ponto de vista da corrosão e da aparência, o estado permanente é o determinante; fissuras temporárias, com maior abertura, devido a cargas mais elevadas que atuem eventualmente, com curta duração, não são prejudiciais.

Muitos autores e projetistas exigem que as aberturas das fissuras nos reservatórios não fiquem maiores do que $w = 0,1$ mm, por motivo de estanqueidade, pois $w = 0,2$ mm não é nocivo, nem do ponto de vista estético, nem do por perigo de corrosão do aço. Essa exigência acarreta, geralmente, forte aumento na quantidade de armadura, encarecendo a estrutura.

MODESTO DOS SANTOS (1984) diz que $w = 0,2$ mm é admissível. A estanqueidade do reservatório deve ser assegurada por execução cuidadosa e disposições construtivas, como, por exemplo: consistência plástica do concreto adequada, perfeito adensamento, cura bem feita, barras da armadura de pequeno diâmetro e com pequeno espaçamento etc.. E, finalmente, impermeabilização interna do reservatório.

3.6.2 - Estado de fissuras inaceitável

Uma vez escolhidos os diâmetros das barras e seu espaçamento, para os respectivos esforços solicitantes, verifica-se a abertura de fissuras no concreto decorrentes das tensões em serviços nas barras.

Os limites de tais aberturas considerados nocivos às estruturas de concreto, especificados pela NBR 6118 (1978), em função da proteção do elemento estrutural e meio que o envolve são iguais a:

- a** - 0,1 mm, para peças não protegidas em meio agressivo;
- b** - 0,2 mm, para peças não protegidas, em meio não agressivo;
- c** - 0,3 mm, para peças protegidas.

Os limites acima das aberturas da fissuras podem ser aumentados de até 50%, proporcionalmente à razão c/c_{\min} , quando o cobrimento c da armadura longitudinal de tração que compõe ρ_r exceder o mínimo exigido, c_{\min} .

A fissuração (w) no concreto será considerada nociva se os valores das aberturas calculadas com as expressões 3.26 e 3.27 forem acima dos valores limites. Se só um valor ficar acima do limite a fissuração não é considerada nociva.

$$w_1 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[\frac{4}{\rho_r} + 45 \right] \leq w_{lim} \quad (3.26)$$

$$w_2 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{tk}} \leq w_{lim} \quad (3.27)$$

onde: ϕ = diâmetro das barras (em mm);

σ_s = Tensão, em serviço, na armadura;

η_b = coeficiente de conformação superficial das barras das armaduras:

$\eta_b = 1,00$ barras lisas, CA 25 e CA 60;

$\eta_b = 1,50$ barras nervuradas, CA 50.

ρ_r = taxa geométrica de armadura na seção transversal de concreto A_{cr} , interessada pela fissuração.

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cr}} \quad (3.28)$$

A determinação de A_{cr} , é indicada no Anexo da NBR 7197(1989), sendo a área a ser considerada na verificação da abertura de fissuras a constituída por retângulos, que envolvem as armaduras de tração, conforme figura 3.40.

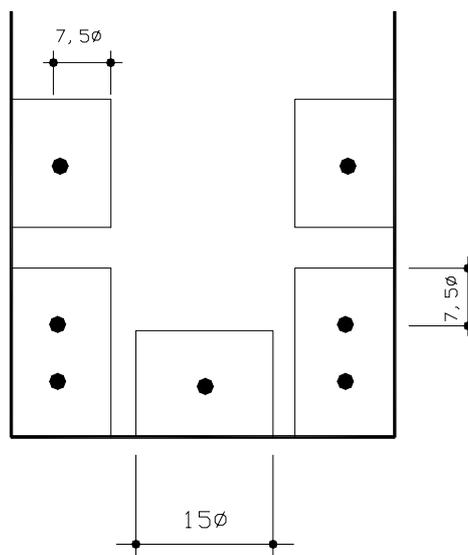


FIGURA 3.40 - Área de concreto que interessa à fissuração

Interessa saber, para a devida verificação da abertura de fissura, a tensão em serviço, atuante na armadura. Esta tensão é obtida através da expressão:

$$\sigma_s = \frac{R_{st}}{A_{s,ef}} \quad (3.29)$$

A resultante da força aplicada na armadura principal é igual a:

$$R_{st} = \frac{M_{d,ser}}{z} \quad (3.30)$$

onde: $m_{d,ser}$ = momento fletor de cálculo (serviço) e,

z = braço de alavanca do binário R_{st} e R_{cc} .

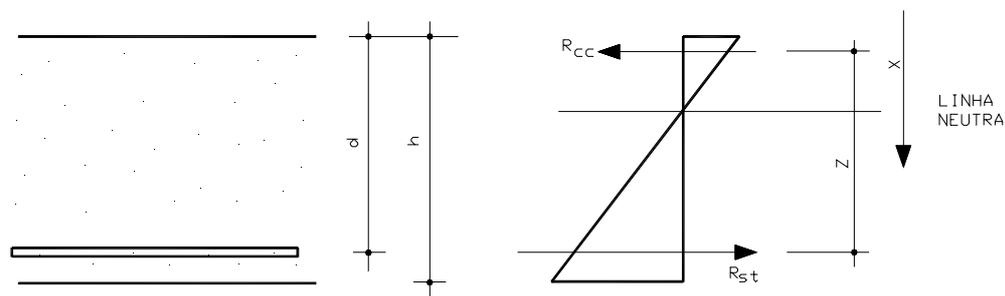


FIGURA. 3.41 - Posição do braço de alavanca

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (3.31)$$

Já a determinação de z , implica em conhecer a posição da linha neutra, que nas hipóteses do estágio I, é dada mediante a expressão:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} - \alpha_e \cdot a_{s,ef} \cdot (d - x) = 0 \quad (3.32)$$

Na expressão acima, b representa a largura da peça considerada e, a razão entre os módulos de deformação longitudinal do aço e concreto, $\alpha_e = E_s / E_c$, depende da resistência à compressão do concreto, uma vez que:

$$E_c = 0,9 \cdot 6600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5}, \text{ (MPa)} \quad (3.33)$$

$$E_s = 210000 \quad (3.34)$$

4.8 - VERIFICAÇÃO DAS ABERTURAS DAS FISSURAS

As verificações das aberturas das fissuras são feitas com a rotina que se segue, baseada nas hipóteses do Estádio II. A título de exemplificação apresenta-se a verificação completa para o momento fletor característico $m_k = 10,69$ kN.m/m, momento fletor positivo, atuante na laje de fundo, direção x, que resultou em armadura representada por $\phi 10$ c/16cm, com área da seção transversal da armadura de $5,00$ cm²/m. Considerando que a resistência característica à compressão do concreto de 20MPa, tem-se:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{28795} = 7,29$$

A posição da linha neutra, para uma faixa unitária de laje, na direção considerada é dada pela expressão, sendo a altura útil (d) igual a 9cm:

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - \alpha_e \cdot a_{s,ef} \cdot (d - x) = 0$$

$$100 \cdot \frac{x^2}{2} - 7,29 \cdot 5,00 \cdot (9,00 - x) = 0, \text{ e, portanto, } x = 2,22 \text{ cm}$$

Então, o braço de alavanca é igual à:

$$z = d - \frac{x}{3} = 9,00 - \frac{2,22}{3} = 8,26 \text{ cm}$$

Uma vez conhecido o braço de alavanca, para o momento fletor igual a 10,69 kN.m/m, é possível a determinação da força resultante e da tensão em serviço na armadura.

$$R_{s,t} = \frac{10,69 \cdot 100}{8,26} = 129,42 \text{ kN.m/m} ; \sigma_s = \frac{129,42}{5,00} = 25,88 \text{ kN/cm}^2$$

Em uma faixa unitária, a área que interessa à fissuração corresponde a:

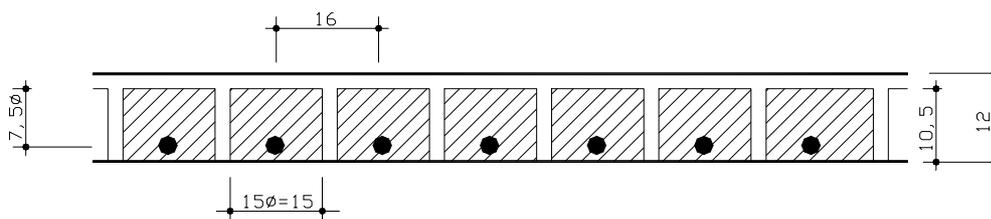


FIGURA 4.26 - Representação dos retângulos que constituem A_{cr}

$$A_{cr} = (100 - 6) \cdot 10,5 = 987 \text{ cm}^2$$

A essa área, e para uma armadura igual a $5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$, a correspondente taxa geométrica de armadura resulta em:

$$\rho_r = \frac{5,00}{987} \cdot 0,0051 = 0,51\%$$

Empregando-se a primeira equação para mensurar a abertura da fissura, tem-se:

$$w_1 = 0,1 \cdot \left[\frac{10}{\left(2 \cdot 1,5\right) - 0,75} \cdot 25,88 \cdot \left(\frac{4}{0,0051} + 45 \right) \right] = 0,454 \text{ mm}$$

Estando o concreto envolvido em meio agressivo (presença de cloro, por exemplo), mas protegido pela camada de impermeabilização, devem-se limitar as aberturas das fissuras a $w_{lim} = 0,2 \text{ mm}$.

Visto que $w_1 > w_{lim}$, deve-se verificar a outra equação da NBR 6118 (1978).

$$w_2 = 0,10 \cdot \frac{10}{\left(2 \cdot 1,5\right) - 0,75} \cdot \frac{25,88}{21000} \cdot 3 \cdot \frac{25,88}{0,19} = 0,224 \text{ mm}$$

Onde f_{tk} igual: $0,10 \cdot f_{ck}$, para $f_{ck} \leq 18 \text{ MPa}$

Assim sendo, para o concreto C20, tem-se:

$$f_{tk} = 1,9 \text{ MPa} = 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

Uma vez que w_1 e w_2 , para barras $\phi 10$ e espaçadas de 16 cm, superaram o valor w_{lim} , conclui-se que a fissuração é nociva. Portanto, a tensão em serviço na armadura deve ser reduzida, o que é possível diminuindo-se o espaçamento entre as barras.

Reduzindo-se então, o espaçamento para 15 cm, com $a_{s,ef}$ igual a $5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\phi = 10 \text{ mm}$), tem-se:

Posição da linha neutra

$$x^2 + 0,78x - 6,99 = 0$$

$$x = 2,28 \text{ cm}$$

$$z = 9,00 - \frac{2,28}{3} = 8,24 \text{ cm}$$

A tensão em serviço passa a ser:

$$R_{st} = \frac{10,69 \cdot 100}{8,24} = 129,73 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_s = 24,34 \text{ kN/cm}^2 \cdot \text{m}$$

A abertura de fissura para essa tensão é igual a:

$$w_2 = 0,198 \text{ mm}$$

Portanto, para $\phi = 10 \text{ mm}$ c/15, a fissuração não será nociva; é suficiente a verificação de apenas uma das equações, pois $w_2 < w_{lim}$.

A repetitividade no cálculo na verificação da abertura de fissura nos elementos que constituem o reservatório, leva à montagem da tabela 4.5, na qual são apresentados os respectivos resultados.

4.9 - ABERTURA NAS LAJES

No presente projeto, há uma abertura na laje de tampa, com dimensões de 60 cm x 60 cm, com a finalidade de inspeção e a realização de trabalhos e manutenção no interior do reservatório.

As dimensões da abertura na laje de tampa são maiores que a relação $l/10 = 27,50$ cm. Portanto, segundo a NBR 6118 (1978), a sua verificação não está dispensada.

Para a laje de tampa com $a/l_x = 60/275 = 0,22$, o modelo apresentado por LEONHARDT (1982), não é indicado. Assim, para obter uma avaliação dos esforços solicitantes, deve-se recorrer a programas computacionais que possibilitem a sua verificação por análise numérica, como por exemplo, método de elementos finitos.

O procedimento prático, comumente empregado para tais lajes consiste em dispor como armadura adicional, as barras que seriam interrompidas pela abertura, faceando as laterais da mesma, conforme figura 4.27.

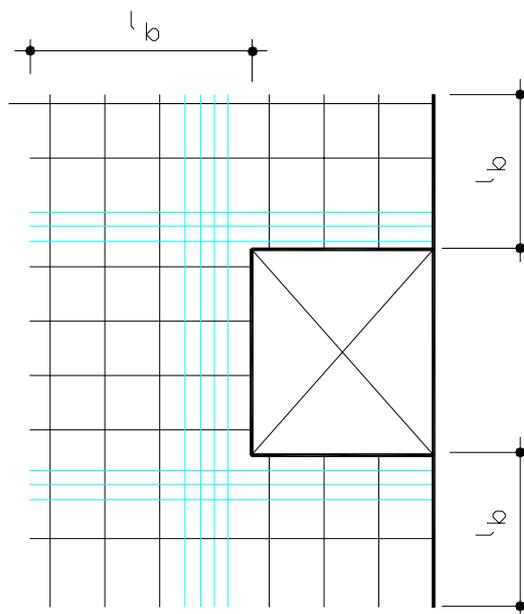


FIGURA 4.27 - Armadura de reforço nos bordos das aberturas

Os bordos da abertura necessitam de uma armadura de proteção, a qual pode ser em forma de gancho ou grampos, figura 4.28.

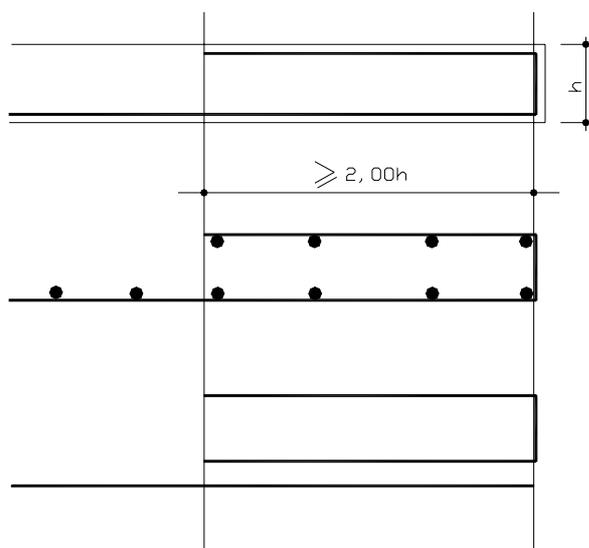


FIGURA 4.28 - Armadura de reforço nos bordos das aberturas

4.10 - JUNÇÕES ENTRE PEÇAS ESTRUTURAIS DO RESERVATÓRIO

4.10.1 - Corte horizontal

Para uma faixa unitária nas proximidades da junção das duas paredes (figura 4.29), e tendo as armaduras seções iguais em ambas as direções, para a verificação da taxa de armadura, tem-se a área da seção transversal da armadura:

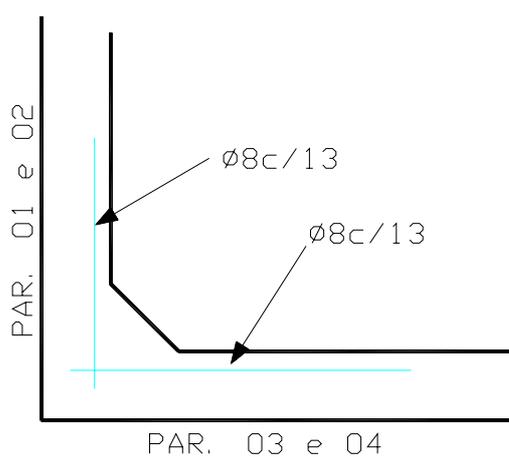


FIGURA 4.29 - Armadura interna a serem detalhadas

$$a_s = \frac{100}{13} \cdot 0,5 = 3,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, a respectiva taxa geométrica de armadura resulta igual à:

$$\rho_s = \frac{3,85}{16 \cdot 100} = 0,24\%$$

Pode-se concluir que é possível empregar o primeiro caso de arranjo para as junções parede-parede, pois ρ_s é menor que 0,75%.

Entretanto, como foi visto, para esse caso há necessidade de elevação da taxa geométrica de armadura, de tal forma que seja assegurada a integridade da junção. Por sua vez, a seção de armadura deve ser recalculada, conforme se segue.

$$\rho_{s,nec} (\%) = 1,5 - \sqrt{2,25 - 3 \cdot 0,24} = 0,263 \%$$

$$a_{s,nec} = \frac{0,263}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 4,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Caso as junções fossem detalhadas conforme o segundo caso, isto é, com barras dobradas, também seria necessário redimensionar a seção de armadura. Para tanto, ter-se-ia:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 2,0 - \sqrt{4,00 - 4 \cdot 0,24} = 0,256 \%$$

$$a_{s,nec} = 4,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nos casos 3 e 4, para os quais se empregam barras inclinadas e, por serem mais efetivos que os casos anteriores, tem-se:

$$\rho_{s,nec} (\%) = \rho_s$$

$$a_s = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.10.2 - Corte vertical (paredes 01 e 02)

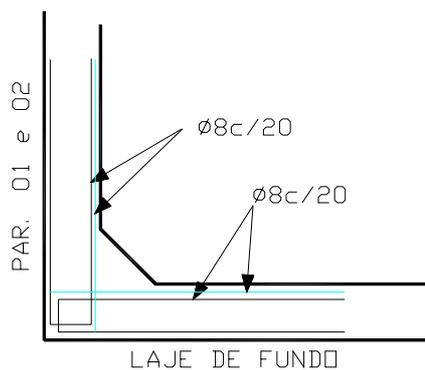


FIGURA 4.30 - Armaduras das faces internas

Numa faixa unitária de laje tem-se como seção de armadura:

$$a_s = 2 \cdot \left(\frac{100}{20} \right) \cdot 0,5 = 5,00 \text{ cm}^2$$

As correspondentes taxas de armadura são:

a - Parede

$$\rho_s = \frac{5,00}{16 \cdot 100} = 0,31\% \text{ (Isso implica em caso 1)}$$

$$\rho_{s,nec} (\%) = 1,5 - \sqrt{2,25 - 3 \cdot 0,31} = 0,35 \%$$

$$a_{s,nec} = 5,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Já através do caso 2, tem-se:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 2,0 - \sqrt{4,00 - 4 \cdot 0,31} = 0,34 \%$$

$$a_{s,nec} = 5,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b - Laje de fundo

$$\rho_s = \frac{5,00}{12 \cdot 100} = 0,42\% \text{ (Portanto caso 1)}$$

$$\rho_{s,nec} (\%) = 1,5 - \sqrt{2,25 - 3 \cdot 0,42} = 0,51 \%$$

$$a_{s,nec} = 6,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para o arranjo caso 2:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 2,0 - \sqrt{4,00 - 4 \cdot 0,42} = 0,48 \%$$

$$a_{s,nec} = 5,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.10.3 - Corte vertical (Paredes 03 e 04)

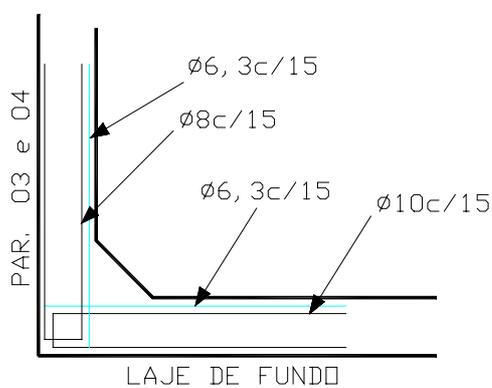


FIGURA 4.31 - Armaduras da face interna

a - Parede

$$a_s = \frac{100}{15} \cdot (0,32 + 0,5) = 5,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_s = \frac{5,47}{16 \cdot 100} = 0,34 \% \text{ (Caso 1)}$$

$$\rho_{s,nec} (\%) = 1,5 - \sqrt{2,25 - 3 \cdot 0,34} = 0,39 \%$$

$$a_{s,nec} = 6,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Através do caso 2:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 2,0 - \sqrt{4,00 - 4 \cdot 0,34} = 0,38 \%$$

$$a_{s,nec} = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b - Laje de fundo

$$a_s = \frac{100}{15} \cdot (0,32 + 0,8) = 7,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_s = \frac{7,47}{12 \cdot 100} = 0,62 \% \text{ (Caso 1)}$$

$$\rho_{s,nec} (\%) = 1,5 - \sqrt{2,25 - 3 \cdot 0,62} = 0,88 \%$$

$$a_{s,nec} = 10,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Através do caso 2:

$$\rho_{s,nec} (\%) = 2,0 - \sqrt{4,00 - 4 \cdot 0,62} = 0,77 \%$$

$$a_{s,nec} = 9,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Em todas as junções, tendo como resultado $\rho_s < 0,75 \%$, faz-se admissível o emprego de qualquer um dos casos de arranjos apresentados por LEONHARDT (1978). Entretanto, para os casos 1 e 2, deve-se aumentar a taxa geométrica de armadura.

Por se tratar de reservatório de água, onde se deve levar em conta a estanqueidade, para diminuir a abertura das fissuras nas arestas do reservatório, serão adotadas mísulas para as junções, com as respectivas armaduras e mais barras inclinadas.

4.11 - DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

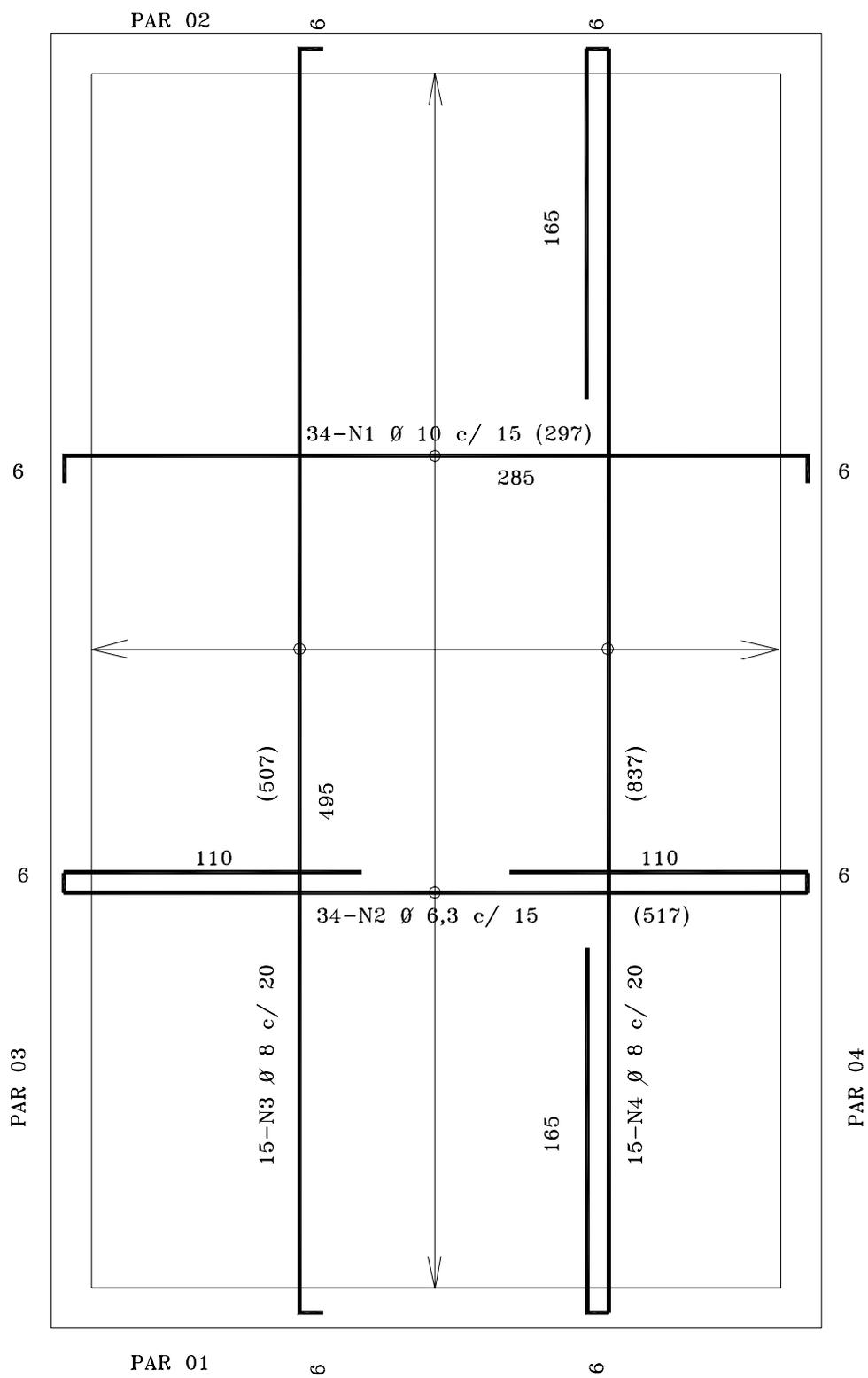


FIGURA 4.32 - Planta - laje do fundo

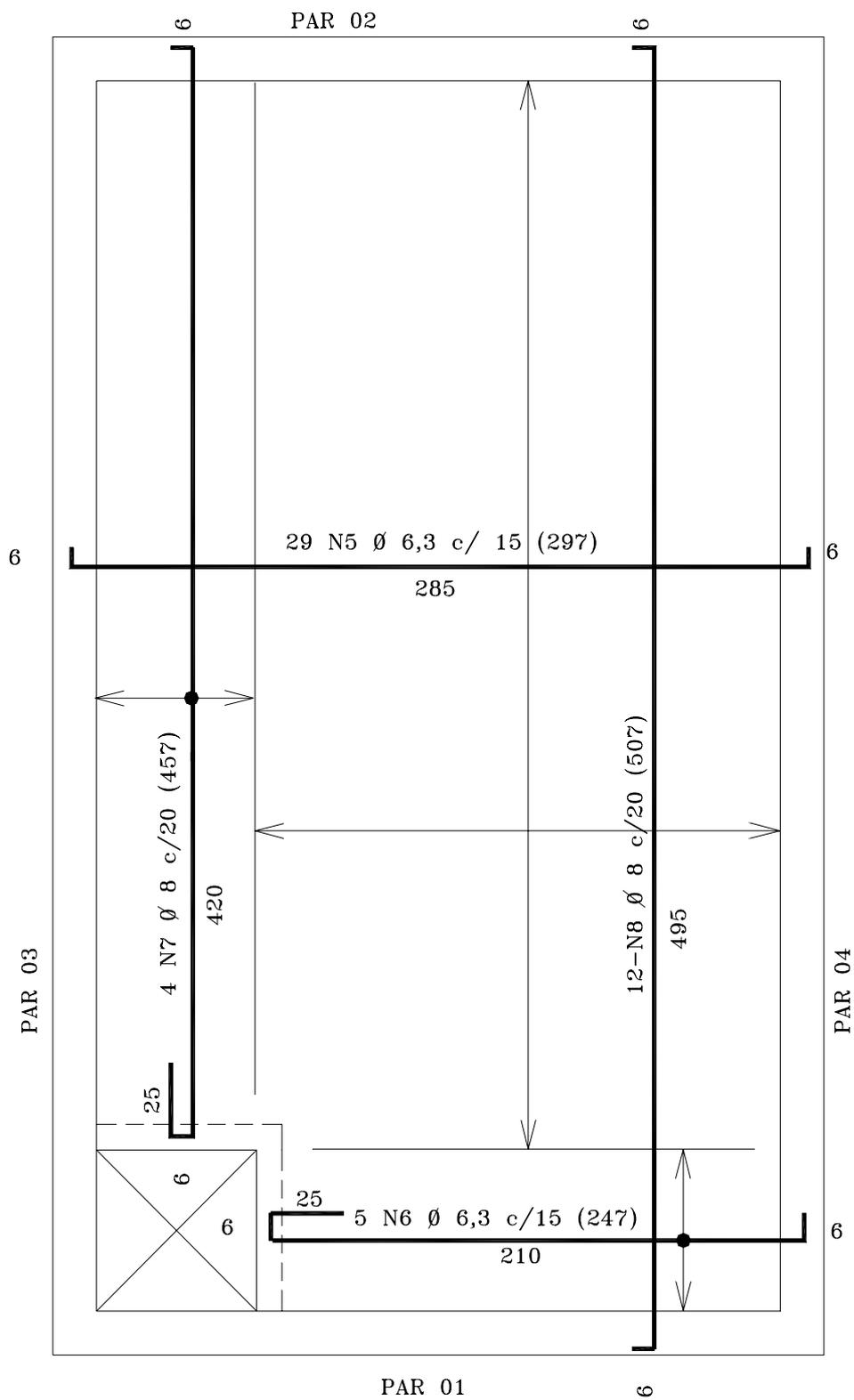


FIGURA 4.33 - Planta - laje da tampa

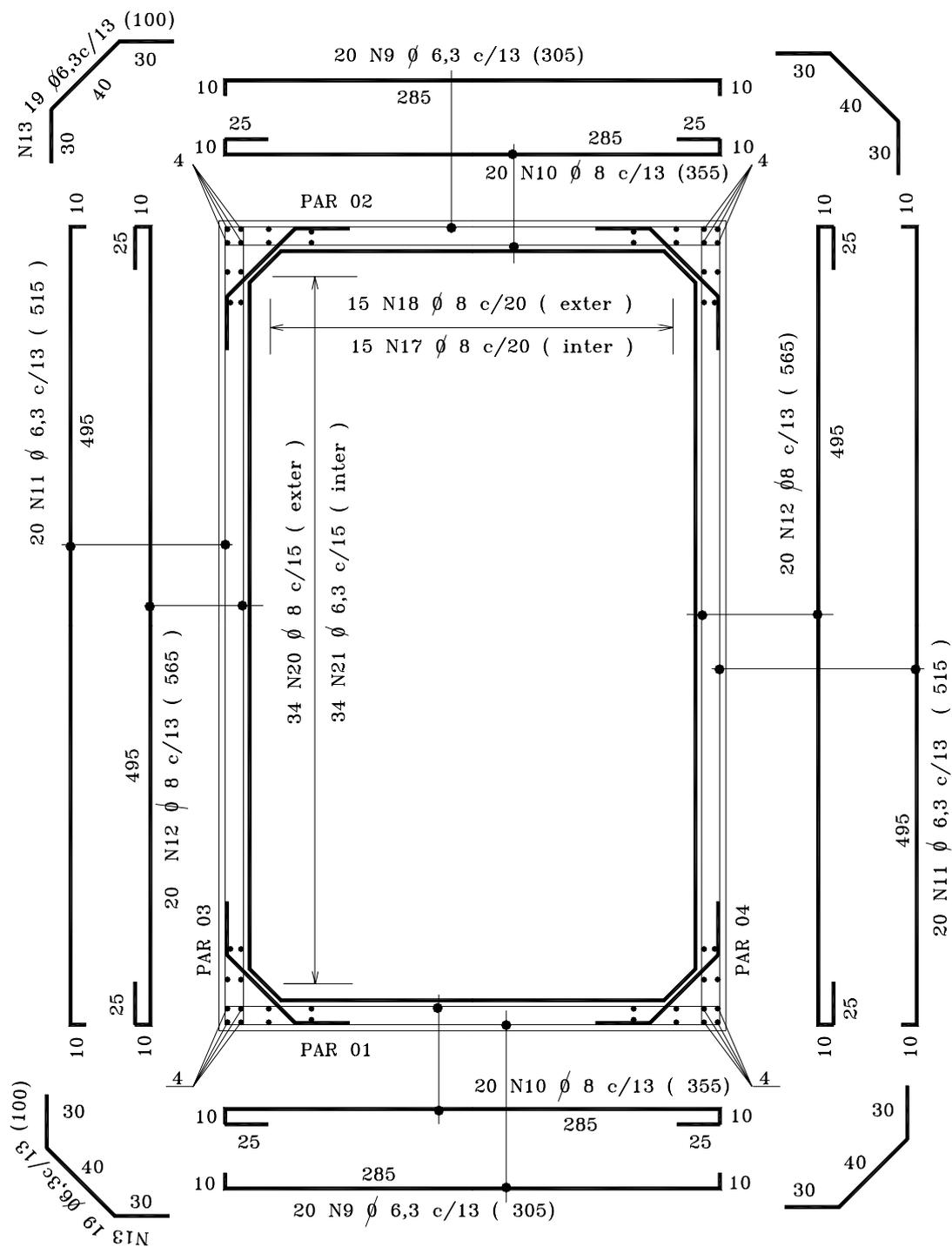


FIGURA 4.34 - Planta - Armadura de flexão das paredes

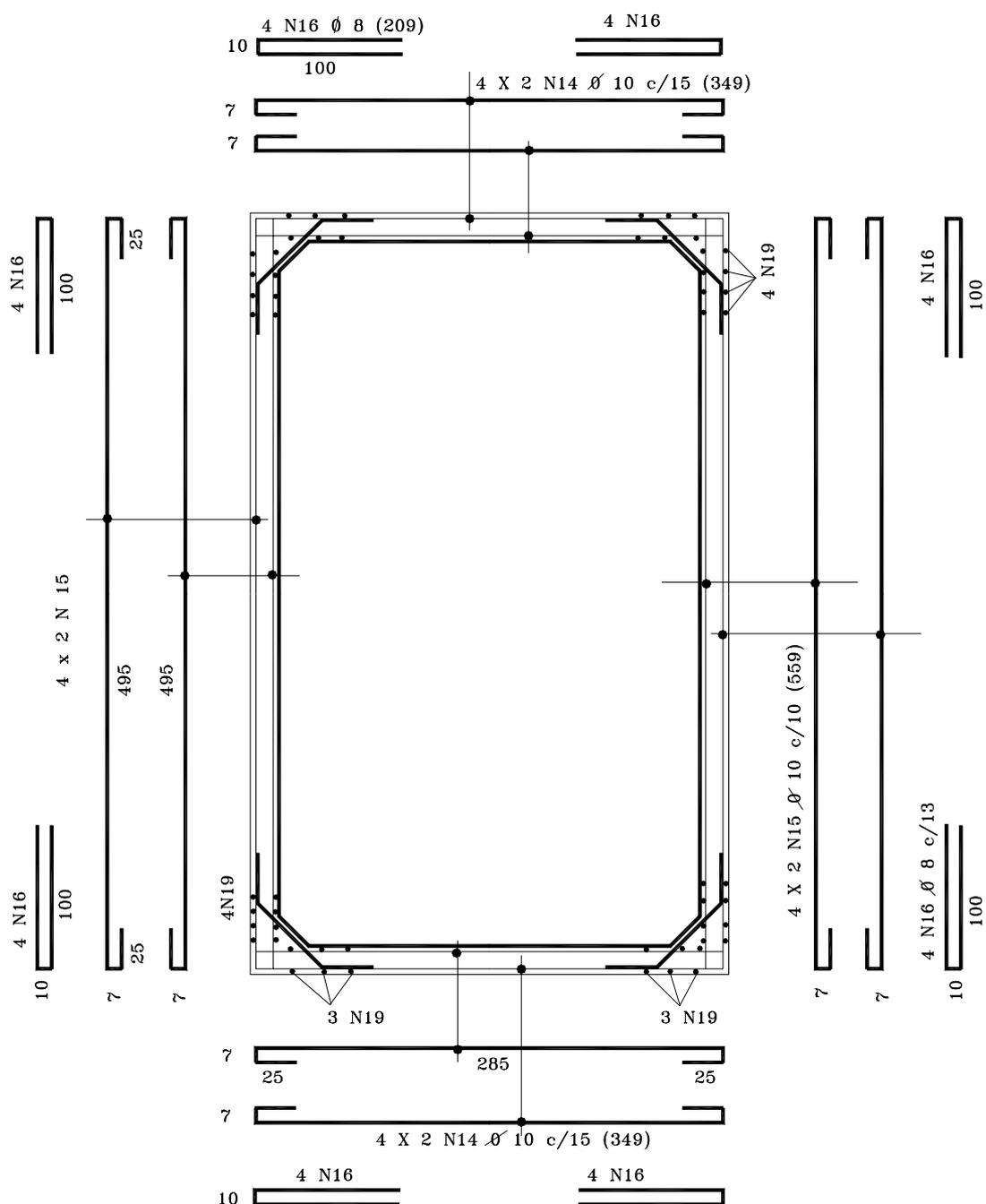


FIGURA 4.35 - Planta - armadura principal das paredes (vigas-parede)

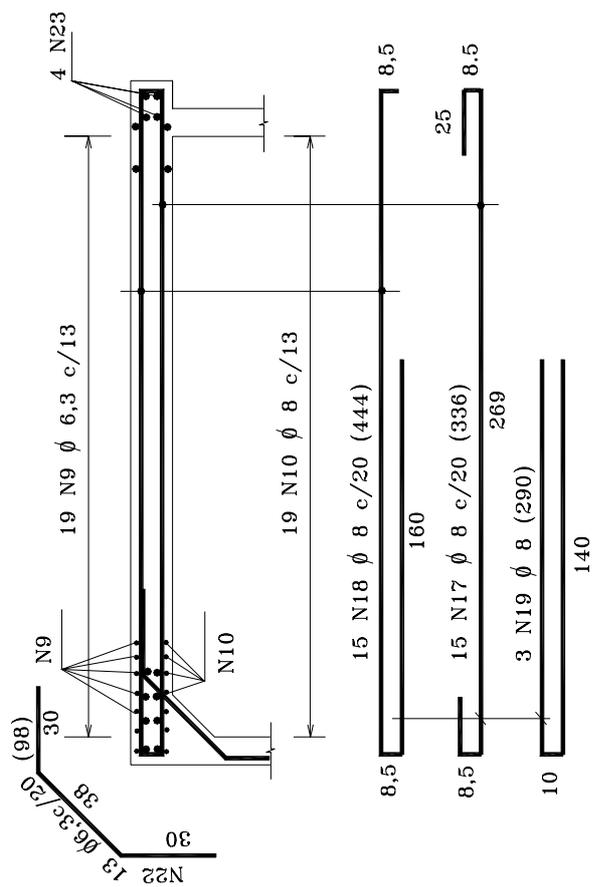


FIGURA 4.36 - Corte - paredes 01 e 02

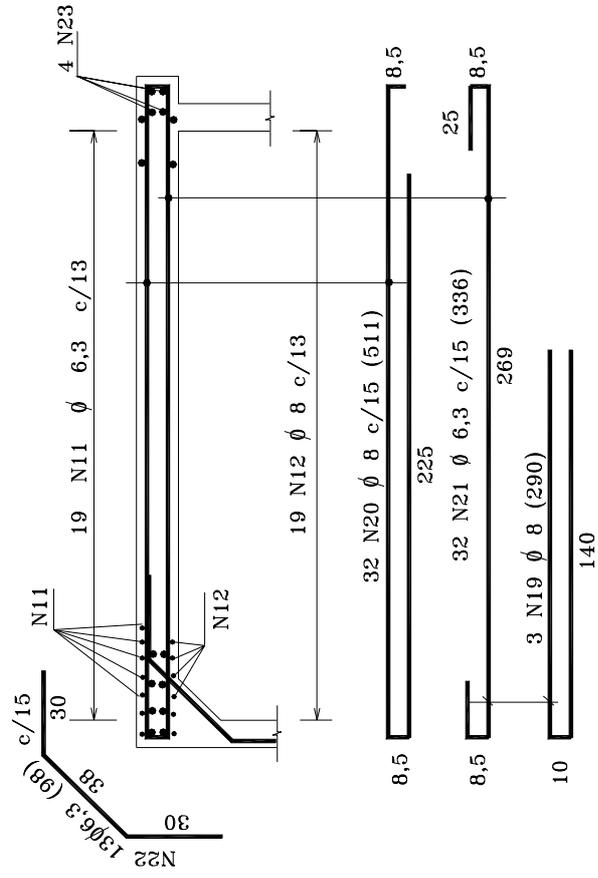
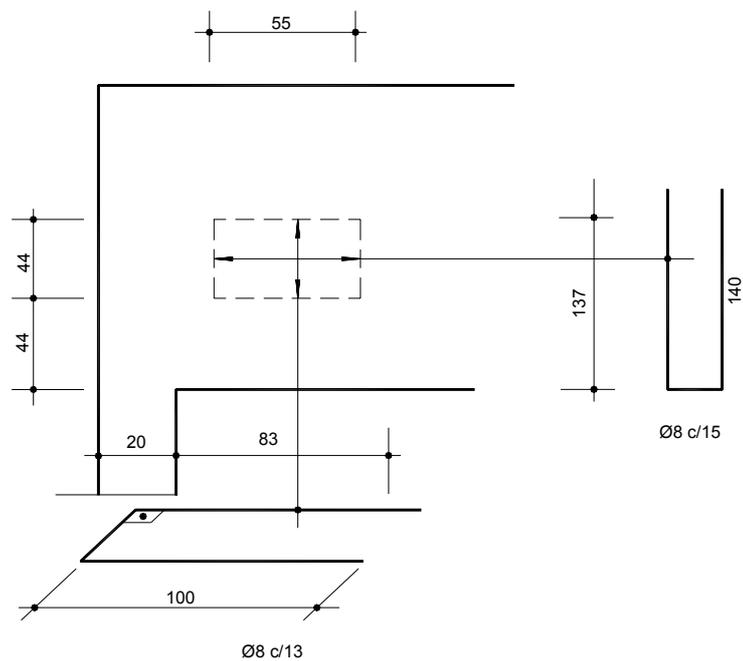


FIGURA 4.37 - Corte - paredes 03 e 04



$$h_e = 274 \text{ cm}$$

$$a = 44 \text{ cm}$$

FIGURA 4.39 - Corte - armadura complementar
(vigas-parede 03 e 04)

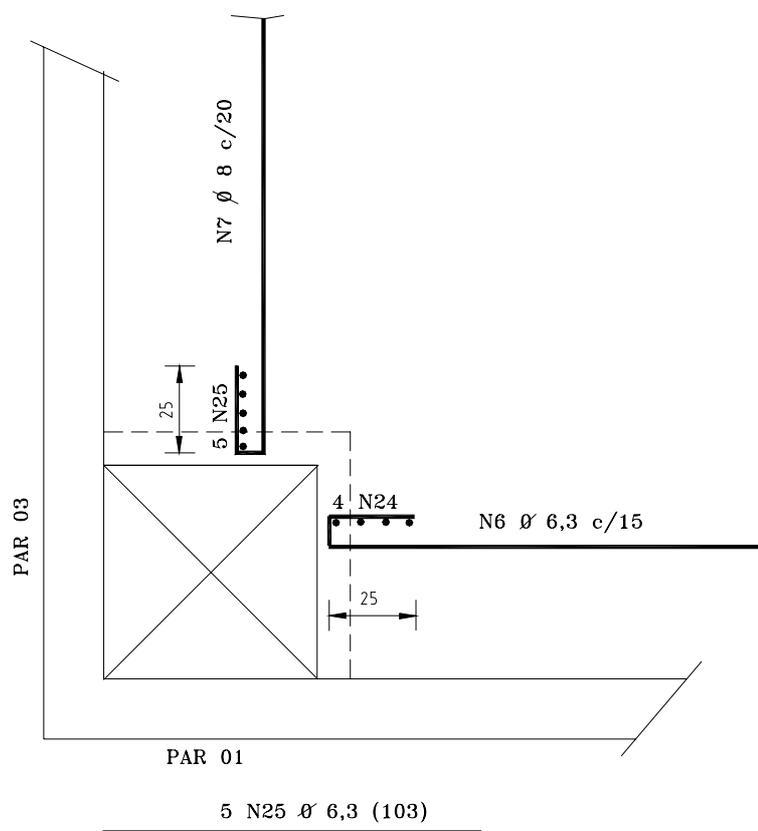


FIGURA 4.40 - Planta - armadura da abertura da tampa

4 - EXEMPLO DE PROJETO

4.1 - INTRODUÇÃO

Este texto apresenta o projeto de um reservatório paralelepípedo de uma única célula em concreto armado. A capacidade é de 30 metros cúbicos e o reservatório faz parte da estrutura de um edifício e fica posicionado acima do nível da cobertura.

As paredes devem ter os esforços solicitantes calculados considerando-se os efeitos de placa - ações perpendiculares ao plano médio, e de chapa - ações paralelas ao plano médio. Para o efeito de placa a ação é linearmente variável devido a água armazenada e para chapa as ações são iguais a soma das reações de apoio das lajes de tampa e de fundo com a ação de peso próprio.

As armaduras das paredes devem, portanto, atender às indicações do dimensionamento, considerando os efeitos de lajes e de vigas-parede. O arranjo das armaduras tem que prever as condições de segurança estrutural indicadas para estes efeitos.

Os esforços solicitantes, considerando os efeitos de placas, são determinados usando as Tabelas de PINHEIRO (1993), adaptadas de BARES (1970), com ações uniformemente distribuídas para as lajes de tampa e fundo e para ações linearmente distribuídas para as paredes. As considerações de vinculações entre as lajes devem atender ao comportamento da estrutura quanto à deformabilidade e podem ser adotadas do seguinte modo:

- a) as lajes de tampa foram consideradas apoiadas nas paredes;
- b) as paredes foram consideradas apoiadas na laje de tampa, engastadas na laje de fundo e engastadas entre si.

As reações de apoio das lajes de tampa e de fundo são as ações (verticais) uniformemente distribuídas que atuam nas paredes gerando efeito de viga-parede, as reações de apoio das paredes são absorvidas pelas lajes de tampa e fundo e pelas paredes que servem de apoio às outras. Estas reações de apoio provocam efeitos de tração naqueles elementos estruturais que lhes servem de apoio, sendo que as lajes ficam submetidas a esforços de flexo-tração. Praticamente as áreas das armaduras calculadas considerando só os efeitos dos momentos fletores podem ser majoradas em 20%. Esta consideração, de cunho eminentemente prático, pode não se confirmar para algum tipo de reservatório paralelepípedo, havendo, portanto, a necessidade de avaliação das forças de tração, com conseqüente dimensionamento das lajes à flexo-tração.

O modelo estrutural adotado para a determinação dos esforços solicitantes nos elementos estruturais prevê a consideração de elementos isolados, com as suas respectivas ações, com posterior consideração da continuidade através da compatibilização dos momentos fletores que atuam em arestas comuns a dois elementos. As paredes, quando consideradas como vigas-parede, são consideradas apoiadas nos pilares junto às quinas do reservatório.

4.2 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Na fase de concepção estrutural tem-se que prever espessuras adequadas para os elementos estruturais que não só atendam às exigências de resistência com relação aos estados limites, como também às atinentes à durabilidade. Com relação à durabilidade deve-se ater aos cuidados de execução, fator água/cimento, consumo mínimo de cimento e dimensões dos cobrimentos das armaduras.

Para este exemplo foi previsto que, externamente o reservatório tem acabamento em concreto aparente e, internamente, se faz uma pintura com material impermeabilizante.

O Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1992) prescreve espessuras de cobrimentos em função da estrutura. No caso de elementos estruturais em contato com águas tratadas, ou sejam, situações de reservatórios e estações de tratamento, a classe a adotar é a 4, que indica que o fator água/cimento máximo deve ser 0,55 e o consumo mínimo de cimento deve ser de 325 kg/m³. A resistência característica do concreto deve ser de no mínimo 20 MPa. Para classe 4 o cobrimento nominal deve ser de 2,5 cm, com a consideração de um valor que leve em conta a tolerância de execução de 0,5 cm, desde que as condições de controle da qualidade de execução sejam rigorosas, em caso contrário deve ser adotado 1 cm.

Neste caso específico do projeto pode ser adotado cobrimento de 3cm para as faces em contato com o meio aquoso. Para os cobrimentos junto às faces externas adotou-se 2,5 cm que é o valor indicado pela NBR 6118 (1978) para concreto aparente em peças posicionadas ao ar livre. Assim pensou-se, pois a classe de exposição 1, ambiente seco, indica cobrimento de 1cm, o que parece pouco; deve ser considerada a tolerância de execução de 0,5 cm. Para padronizar as espessuras dos cobrimentos para as paredes e laje de fundo adotou-se 3 cm; para a laje de tampa o cobrimento deve ser de 2,5 cm por se tratar de ambiente úmido (classe 2). Estes critérios do Texto Base para a Revisão da NB 1/78 (1992) coincidem com os do Código Modelo do CEB-FIP - 1990 (1991).

Para avaliar as espessuras dos elementos estruturais há que se pensar nos cobrimentos, na facilidade de lançamento e adensamento, com vibrador de imersão, do concreto e, também, na capacidade da seção transversal absorver os esforços solicitantes oriundos das ações atuantes. A figura 4.2 mostra parte de uma seção transversal das paredes e a figura 4.4 a laje de fundo com 12 cm de espessura, sendo que, para efeito de avaliação inicial das espessuras consideraram-se barras de 8 mm de diâmetro. A avaliação da altura útil também está indicada.

Nesta fase do pré-dimensionamento, a espessura avaliada em 12 cm deve ser verificada sob a ação dos esforços solicitantes, sendo que, por facilidade, optou-se por verificar apenas para a laje de fundo. A consideração de vinculação é tal que a laje de fundo é suposta engastada nos quatro lados; calculam-se os momentos fletores para a ação uniformemente distribuída - peso próprio e ação da água, e verifica-se se a seção transversal necessita de armadura simples e se é suficiente para absorver a força cortante atuante.

Na fase de projeto, as ações são consideradas em função dos pesos próprios relativos às seções obtidas no pré-dimensionamento; os esforços solicitantes nas lajes de tampa e fundo e nas paredes são calculados considerando-se as solicitações de placas. Os momentos fletores são compatibilizados, os seus diagramas são desenhados e as áreas das armaduras são calculadas. As paredes são consideradas como chapas - vigas-parede, com as ações de peso próprio, reações de apoio das lajes de tampa e fundo e o dimensionamento das armaduras são feitos. A área de armaduras, considerando os efeitos de placas e chapas são obtidos e os detalhamentos das armaduras são realizados.

4.2.1 - Dimensões adotadas

Para este projeto, as limitações das dimensões em planta para o reservatório são dados pelo projeto arquitetônico do edifício, sendo que o seu perímetro pode ser visto na figura 4.1.

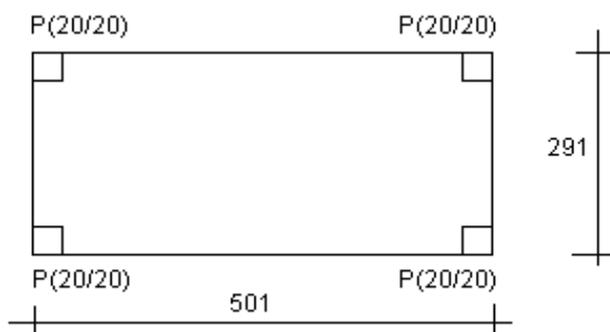


FIGURA 4.1 - Área destinada a construção do reservatório d'água

É necessário fazer a estimativa das espessuras dos elementos estruturais que compõem o reservatório, assim as ações devido ao peso próprio podem ser levadas em conta com maior rigor.

Supondo o emprego de barras de diâmetro $\phi = 6,3$ mm para a armadura de alma e $\phi = 10$ mm para a armadura principal (figura 4.2), assim, tem-se a espessura mínima para a parede igual à:

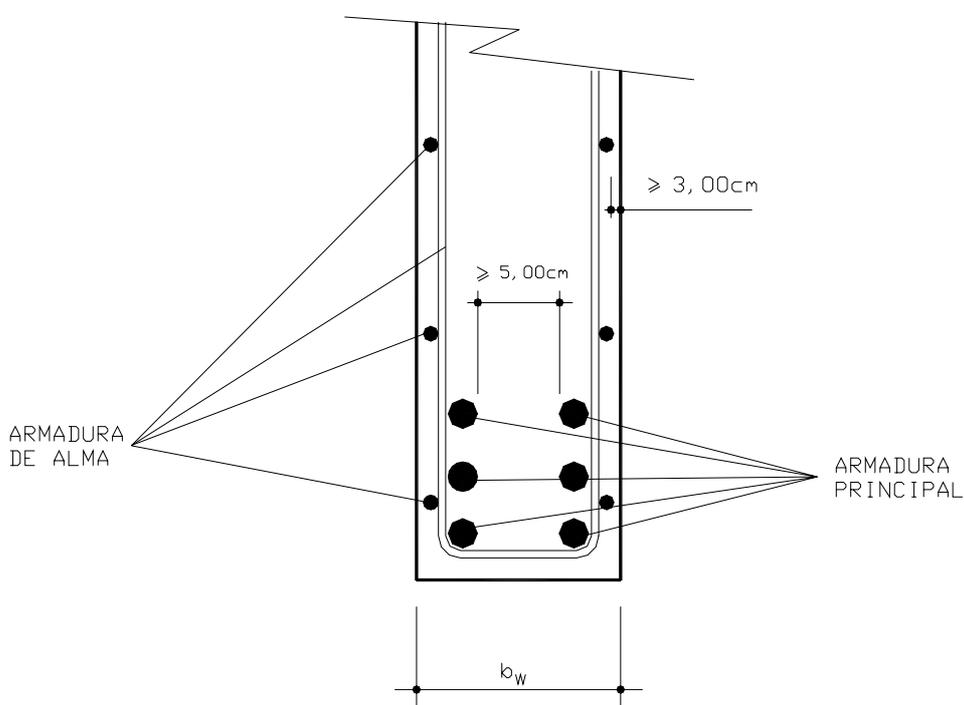


FIGURA 4.2 - Disposição das armaduras na viga parede

$$b_{w,\min} = 3,0 + 2 \cdot 0,63 + 1,0 + 5,0 + 1,0 + 2 \cdot 0,63 + 3,0 = 15,52 \text{ cm}$$

Adotando-se, então, a espessura de 16 cm, é possível determinar a altura da lâmina d'água para o volume requerido de 26 m^3 :

$$h = \frac{26}{(5,01 - 0,32) \cdot (2,91 - 0,32)} = 2,14 \text{ m}$$

Levando-se em conta o volume ocupado pelas mísulas, é possível, assim, determinar um incremento, Δ_h , à altura da lâmina d'água.

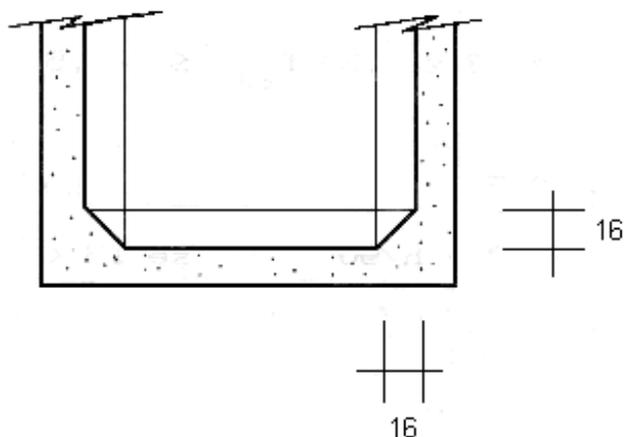


FIGURA 4.3 - Detalhe das mísulas

$$\text{Volume ocupado pela mísula} = \frac{0,16^2 \cdot 23,12}{2} = 0,30 \text{ m}^3$$

A esse volume tem-se uma altura correspondente a $\Delta_h = 0,025\text{m}$.

À altura da lâmina d' água, deve-se acrescentar uma folga destinada à instalação de chave de comando. Essa folga, deve ser maior ou igual a 15cm, valor usualmente adotado em projeto hidráulico. Para o presente projeto adotou-se a folga igual a 20cm. Daí, obtém-se a altura interna do reservatório igual a:

$$H = 2,17 + 0,2 = 2,37 \cong 2,40 \text{ m}$$

4.2.2 - Verificação das dimensões adotadas

Fazem-se as estimativas das espessuras das lajes de tampa e fundo, em função das ações atuantes, com as ações de peso próprio para as espessuras avaliadas.

4.2.2.1 - Laje de tampa

A laje de tampa tem todas as bordas apoiadas nas vigas-parede. Assim, para a determinação da espessura desse elemento estrutural, pode-se recorrer ao processo da NBR 6118(1978) para avaliação da altura útil.

Os vãos teóricos são iguais a $\ell_x = 275$ cm e $\ell_y = 485$ cm, resultando:

$$d \geq \frac{I_x}{\varphi_2 \cdot \varphi_3} d_0 = \frac{275}{1,20 \cdot 25} = 9,17 \text{ cm}$$

onde: $\lambda = \ell_y / \ell_x = 1,76$; $\psi_2 = 1,20$; aço CA 50 e, portanto, $\psi_3 = 25$.

Adota-se então, $d = 9,20$ cm e com cobrimento para a armadura igual a 2,50 cm, pois a face da peça não está em contato com a água; obtém-se, assim, a espessura da laje (h) igual a:

$$h = 9,20 + 0,63/2 + 2,50 = 12 \text{ cm}$$

a - Ações atuantes na laje de tampa:

peso próprio (0,12 x 25)	3,00 kN/m ²
revestimento adotado	1,00 kN/m ²
sobrecarga NBR 6120 (1980)	<u>0,50 kN/m²</u>
total	4,50 kN/m ²

b - Verificação da tensão de cisalhamento

As reações de apoio podem ser determinadas com os critérios das NBR 6118 (1978), com o uso das tabelas de PINHEIROS(1993).

Com $\lambda=1,76$, determinam-se as reações de apoio:

v_x - reação de apoio na direção perpendicular ao eixo x

$$v_x = 3,58 \cdot \frac{4,50 \cdot 2,75}{10} = 4,43 \text{ kN/m}$$

v_y - reação de apoio na direção perpendicular ao eixo y

$$v_y = 2,50 \cdot \frac{4,50 \cdot 2,75}{10} = 3,09 \text{ kN/m}$$

Assim, para v_x , que representa o maior valor da reação de apoio na laje, obtém-se a tensão de cisalhamento de cálculo:

$$\tau_{wd} = \frac{1,4 \cdot 4,43}{100 \cdot 9,20} = 0,0067 \text{ kN/cm}^2 = 0,07 \text{ MPa}$$

Em conformidade com as indicações do anexo da NBR 7197 (1969), determina-se o valor de τ_{wd} , como se segue:

Tem-se a altura útil igual a:

$$d = 9 \text{ cm} < \frac{l}{20} = \frac{275}{20} = 13,80$$

Portanto, $\psi_4 = 0,14 \cdot \alpha \cdot k$, com $\alpha \cdot k \leq 1,75$

O valor de α é obtido pela expressão:

$$\alpha = 1 + 50 \cdot \rho_1 \leq 1,50$$

onde ρ_1 , representa a menor taxa de armadura longitudinal de tração.

Pode-se adotar como estimativa inicial $\rho_1 = 0,15\%$, pois a taxa de armadura longitudinal de tração não pode resultar valor menor do que este.

$$\alpha = 1 + 50 \cdot \frac{0,15}{100} = 1,075$$

O valor de k é igual a:

$$k = 1,6 - d \leq 1,00 = 1,6 - 0,092 = 1,508 \quad (\text{d em metros})$$

Assim tem-se que:

$$\alpha \cdot k = 1,62 \text{ e } \psi_4 = 0,227$$

E, finalmente,

$$\tau_{wu1} = 0,227 \times \sqrt{20} = 1,02 \text{ MPa, mas } \tau_{wu1} < 1,00 \text{ MPa}$$

Comparativamente, tem-se $\tau_{wd} = 0,07 \text{ MPa} < \tau_{wu1}$. Portanto, fica dispensado o emprego de armadura transversal.

Tem-se ainda que τ_{wd} deve ser menor que $\tau_{wu}^* = \beta \times 0,30 \times f_{cd}$, que é a tensão última para o concreto nos casos de tensões tangenciais em lajes, conforme indicado na NBR 6118 (1978), onde $\beta = 0,50$, para $h < 15 \text{ cm}$.

Assim, para o concreto C 20 resulta:

$$\tau_{wu}^* = 0,50 \cdot 0,30 \cdot \frac{20}{1,4} = 2,14 \text{ MPa}$$

A laje não está sob risco de ruptura, uma vez que $\tau_{wd} < \tau_{wu}^*$.

c - Verificação dos momentos fletores

Com as tabelas de BARES adaptadas por PINHEIRO (1993) podem ser calculados os momentos fletores atuantes nas lajes.

Para a laje de tampa, considerando tipo 1 e $\lambda = 1,76$, obtiveram-se os seguintes momentos fletores:

m_x = momento fletor com plano de ação na direção paralela ao eixo x

$$m_x = 8,99 \cdot \frac{4,50 \cdot 2,75^2}{100} = 3,06 \text{ kN.m/m}$$

m_y = momento fletor com plano de ação na direção paralela ao eixo y

$$m_y = 3,52 \cdot \frac{4,50 \cdot 2,75^2}{100} = 1,20 \text{ kN.m/m}$$

Para uma faixa de laje unitária (1m) e empregando-se concreto C 20, tem-se $k_{c,lim} = 2,2$ e, portanto, o momento fletor limite é igual a:

$$m_{k,lim} = \frac{b_w \cdot d^2}{\gamma_f \cdot k_{c,lim}} = \frac{100 \cdot 9,20^2}{1,4 \cdot 2,20} = 2748,10 \text{ kN.cm/m} = 27,50 \text{ kN.m/m}$$

Verifica-se, portanto, que os momentos fletores solicitantes estão aquém do valor do momento fletor limite. Com isso, podem-se, então, adotar a altura útil e espessura da laje de tampa iguais a 9,00 e 12,00 cm, respectivamente.

Essas dimensões poderiam ser reduzidas, entretanto, tornar-se-iam necessárias as verificações para os deslocamentos da laje.

4.2.2.2 - Laje de fundo

A laje de fundo tem todas as suas bordas consideradas engastadas nas paredes (efeito de placa).

Os vãos teóricos são iguais a $\ell_x = 275$ cm e $\ell_y = 485$ cm, resultando:

Considerando laje Tipo 6 e $\hat{\lambda} = 1,76$, têm-se $\psi_2 = 1,82$ e $\psi_3 = 25$ (aço CA 50).

Por isto a altura útil pode ser estimada:

$$d_0 = \frac{275}{1,82 \cdot 25} = 6,04 \text{ cm}$$

Em função das condições das vinculações (bordas engastadas), a laje de fundo deve ser provida de armaduras em ambas as faces. Portanto, deve-se analisar as disposições construtivas.

Considerando-se na dosagem do concreto a presença de pedras britadas número 1 e 2, com diâmetro nominal máximo de 25 mm, tornado-o mais econômico, e barras de armadura de 8mm, é possível estimar a espessura mínima para a laje.

$$h = 3,0 + 2 \cdot 2,5 + 4 \cdot 0,8 = 11,2 \text{ cm}$$

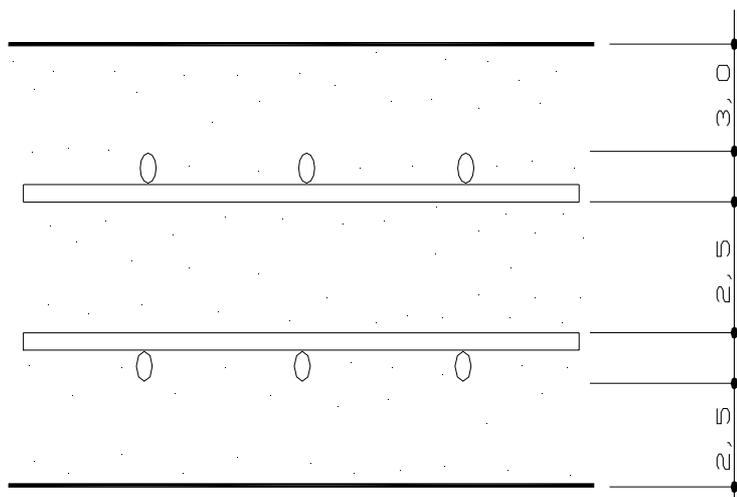


FIGURA 4.4 - Detalhe do cobrimento das armaduras

Adotando-se $h = 12$ cm, as alturas úteis (d) ficam iguais a:

$d = 8,5$ cm, para armadura superior (face superior) e,

$d = 9,0$ cm, para armadura inferior (face inferior).

É necessário verificar se a espessura adotada para a laje de fundo é suficiente em face dos esforços solicitantes. Para isto, nesta fase de pré-dimensionamento, é necessário avaliar as ações atuantes e os esforços solicitantes.

a - Ações atuantes na laje de fundo:

peso próprio ($0,12 \times 25$)	3,00 kN/m ²
revestimento	1,00 kN/m ²
sobrecarga (água = $2,17 \times 10,00$)	<u>21,70 kN/m²</u>
total	25,70 kN/m ²

b - Verificação da tensão de cisalhamento

Para esta verificação é necessário determinar os valores das forças cortantes atuantes nas bordas da laje de fundo. Usando as Tabelas de PINHEIRO (1993), considerando laje Tipo 6 e $\lambda = 1,76$, têm-se as reações de apoio:

$$v'_x = 3,58 \cdot 25,70 \cdot \frac{2,75}{10} = 25,30 \text{ kN/m}$$

$$v'_y = 2,50 \cdot 25,70 \cdot \frac{2,75}{10} = 17,67 \text{ kN/m}$$

A força cortante solicitante, correspondente a $v'_x = 25,30 \text{ kN/m}$, permite calcular o valor da tensão de cisalhamento de referência:

$$\tau_{wd} = \frac{1,4 \cdot 25,30}{100 \cdot 8,50} = 0,042 \text{ kN/cm}^2 = 0,42 \text{ MPa}$$

Para o cálculo de τ_{wu1} , em relação ao qual pode haver a dispensa de armadura transversal, tem-se:

$$d = 8,50 \text{ cm} < \frac{275}{20} = 13,80 \text{ cm}$$

Portanto, $\psi_4 = 0,14 \cdot \alpha \cdot k$, sendo que $\alpha \cdot k \leq 1,75$

onde:

$$\alpha = 1 + 50 \cdot \frac{0,15}{100} = 1,075$$

$$k = 1,60 - d = 1,60 - 0,085 = 1,515$$

daí resulta:

$$\alpha \cdot k = 1,629$$

$$\psi_4 = 0,228$$

Portanto, tem-se:

$$\tau_{wu1} = 0,228 \cdot \sqrt{20} = 1,02 \text{ MPa, porém } \tau_{wu1} < 1,00 \text{ MPa.}$$

Verifica-se que não há necessidade de se usar armadura transversal, pois $\tau_{wd} < \tau_{wu1}^*$.

Uma vez que $\tau_{wd} < \tau_{wu}^* = 2,14 \text{ MPa}$, não há risco de ruptura do concreto.

c - Verificação dos momentos fletores

Os momentos fletores podem ser obtidos através de tabela indicada em PINHEIRO (1993) para laje Tipo 6 e $\lambda = 1,76$:

$$m_x = 3,89 \cdot \frac{25,70 \cdot 2,75^2}{100} = 7,56 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_x = 8,06 \cdot \frac{25,70 \cdot 2,75^2}{100} = 15,67 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 1,16 \cdot \frac{25,70 \cdot 2,75^2}{100} = 2,25 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_y = 5,72 \cdot \frac{25,70 \cdot 2,75^2}{100} = 11,12 \text{ kN.m/m}$$

Nota-se que o momento fletor atuante na borda m'_x é preponderante em relação aos demais. Assim, o momento fletor limite, para $k_c = k_{c \text{ lim}} = 2,2$, para uma faixa unitária e a correspondente altura útil de 8,50 cm, é igual a:

$$m_{k, \text{ lim}} = \frac{100 \cdot 8,50^2}{1,4 \cdot 2,2} = 2345,80 \text{ kN.cm/m} = 23,46 \text{ kN.m/m}$$

Observa-se, portanto, que os momentos fletores são menores que o momento fletor limite, não exigindo armadura dupla para seção transversal em estudo.

A laje em análise é solicitada por uma ação significativa ($q=25,70\text{kN/m}^2$). Isto é, difere das usuais em edifícios ($10 \approx 12 \text{ kN/m}^2$), portanto, é conveniente a verificação dos deslocamentos, quando em serviço.

A expressão a seguir permite o cálculo do deslocamento máximo na laje de fundo quando todas as ações estiverem atuando:

$$a = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p^* \cdot l_x^4}{E \cdot h^3}$$

Mediante tabela apresentada em PINHEIRO (1993), considerando laje Tipo 6 e $\lambda = 1,76$, tem-se $\alpha = 2,82$.

O módulo de elasticidade do concreto é obtido pela expressão - NBR 6118 (1978):

$$E_c = 0,9 \cdot 6600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5} \text{ , (MPa)}$$

Assim, para o concreto C 20, tem-se:

$$E_c = 28795,2 \text{ MPa} = 2879,5 \text{ kN/cm}^2$$

A ação de 25,70 kN/m², que representa o peso próprio da laje e mais a água, é considerada atuando permanentemente na estrutura, portanto para a determinação da flecha final, segundo indicação de MODESTO DOS SANTOS (1984), tem-se:

$$p^* = 2,4 \cdot 25,70 = 61,68 \text{ kN/m}^2 = 0,0062 \text{ kN/cm}^2$$

Assim, a flecha final para a laje de fundo é igual à:

$$a = \frac{2,82}{100} \cdot \frac{0,0062}{2879,5} \cdot \frac{275^4}{12^3} = 0,20 \text{ cm}$$

A NBR 6118 (1978), especifica os seguintes limites para as flechas, quando atuarem todas as ações (G + Q):

$$\frac{l}{150}, \text{ para as lajes em balanço;}$$

$$\frac{l}{300}, \text{ para as lajes apoiadas}$$

onde: l = vão teórico da laje

Assim, para a laje de fundo, tem-se o valor da flecha máxima igual à:

$$a_{\text{lim}} = \frac{l_x}{300} = \frac{275}{300} = 0,917 \text{ cm}$$

Portanto, com $a = 0,2 < a_{\text{lim}}$, verifica-se que a laje de fundo não apresentará deformação excessiva para a espessura de 12 cm.

Posteriormente, será verificado o estado limite de fissuração, mas para tanto, é preciso conhecer as armaduras do elemento estrutural, que por sua vez depende da compatibilização de momentos fletores.

4.2.3 - Forma estrutural

Em função do pré-dimensionamento realizado pode-se desenhar a forma estrutural do reservatório. As figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 mostram a vista superior, planta da laje de fundo, o corte vertical longitudinal e o corte vertical transversal, respectivamente.

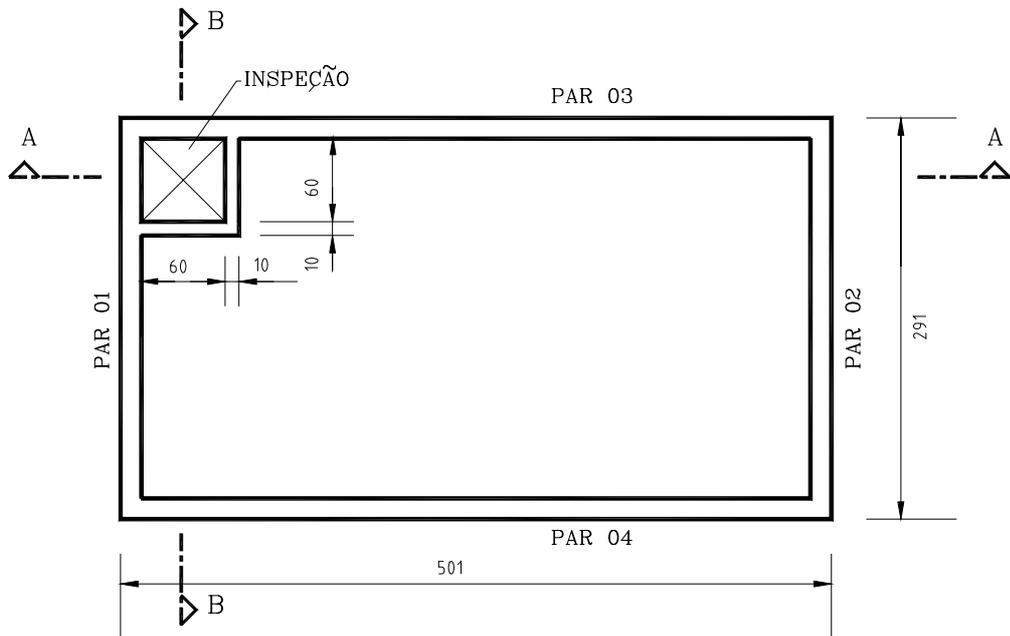


FIGURA 4.5 - Planta - reservatório elevado - laje de tampa

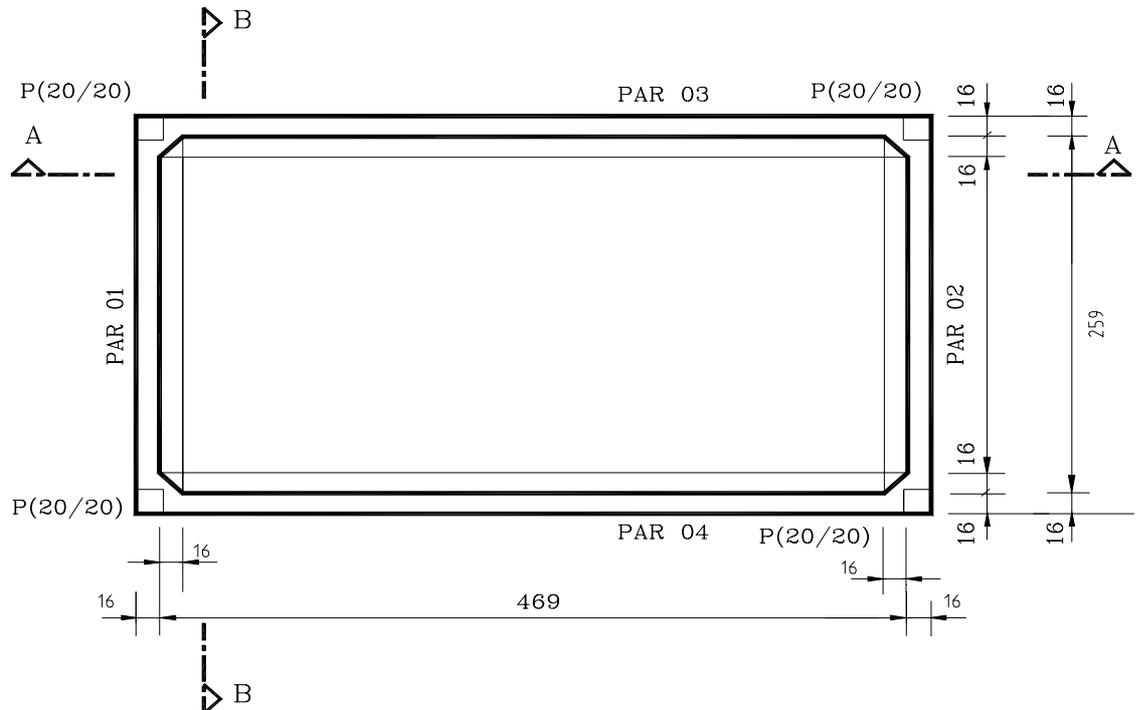


FIGURA 4.6 - Planta - reservatório elevado - laje de fundo

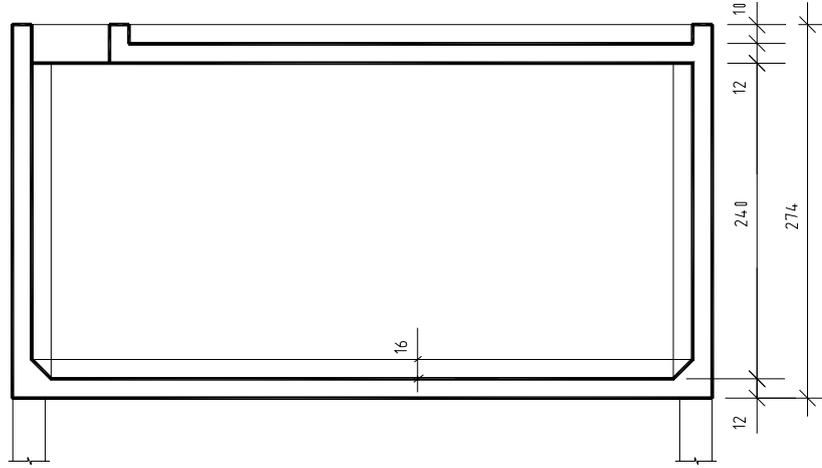


FIGURA 4.7 - Reservatório elevado - corte AA

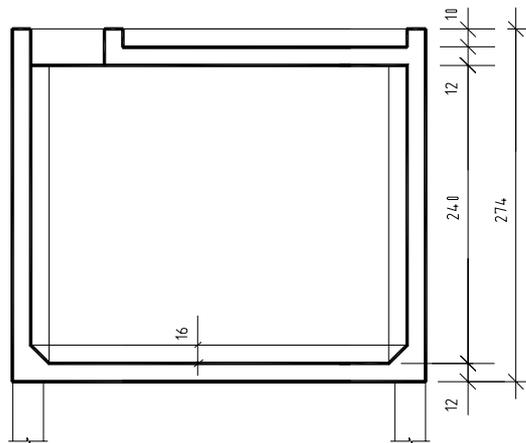


FIGURA 4.8 - Reservatório elevado - corte BB

4.3 - DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO

4.3.1 - Laje de tampa

Lembrando-se de que para a laje de tampa, adotou-se a espessura de 12 cm, os momentos fletores solicitantes atuantes são:

$$m_x = 3,06 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 1,20 \text{ kN.m/m}$$

4.3.2 - Laje de fundo

Os esforços de momentos fletores para a laje de fundo, conforme item 3B, valem:

$$m_x = 7,56 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_x = 15,67 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 2,25 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_y = 11,12 \text{ kN.m/m}$$

4.3.3 - Paredes 01 e 02

As paredes 01 e 02 apresentam como vinculações, a borda superior apoiada e as demais bordas engastadas. Para espessura igual à 16 cm e usando a Tabela de PINHEIRO(1993), considerando laje Tipo 16, é possível determinar os momentos fletores.

A figura 4.9 mostra as condições de vinculações e a indicação da ação.

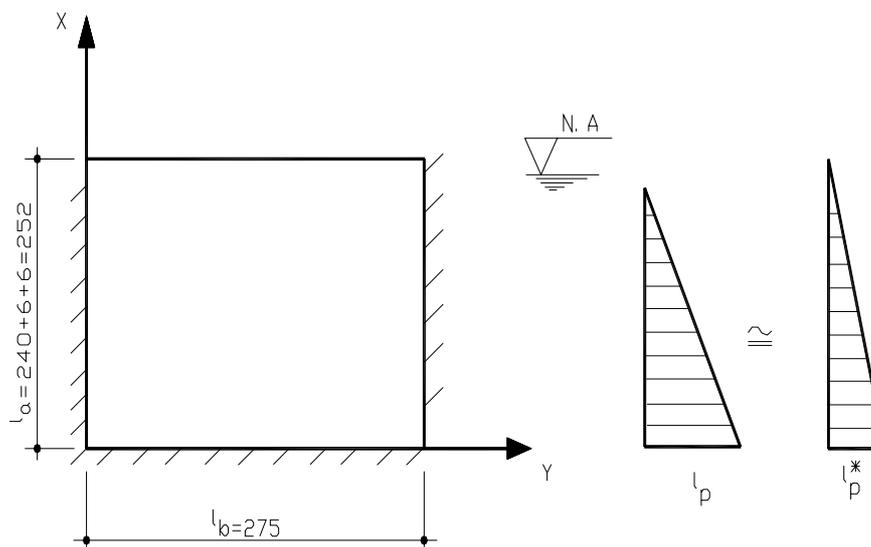


FIGURA 4.9 - Dimensões, vinculações e ação da água nas paredes 01 e 02.

A ação \mathbf{l}_p , que representa a ação exercida pela água é igual a:

$$\mathbf{l}_p = \gamma \cdot h = 10,00 \cdot 2,40 = 24,00 \text{ kN/m}^2$$

É possível uma simplificação, de tal forma que a ação da água seja estendida por toda a altura teórica ($l_a = 252 \text{ cm}$), facilitando assim, a utilização da tabela. Para tanto, é necessário que seja mantida a igualdade de área para ambos os triângulos (empuxos iguais).

$$\frac{l_p \cdot 2,40}{2} = \frac{l_p^* \cdot 2,52}{2}$$

Daí, tem-se:

$$I_p^* = 18,69 \text{ kN/m}^2$$

Para as dimensões indicadas, com $\gamma = \mathbf{l}_a / \mathbf{l}_b = 0,92$, têm-se:

$$m_x = 1,286 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 1,53 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_x = 2,594 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 3,08 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 1,222 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 1,45 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_y = 3,020 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 3,58 \text{ kN.m/m}$$

4.3.4 - Paredes 03 e 04

Da mesma forma que para as paredes 01 e 02, as paredes 03 e 04 acham-se apoiadas na borda superior e engastadas nas demais paredes. A ação a considerar é a mesma que a determinada no item 4.3.3.

Através da tabela indicada em PINHEIRO (1993), e com $\gamma = 0,52$, têm-se os seguintes valores para os momentos fletores:

$$m_x = 2,526 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 3,00 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_x = 6,044 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 7,17 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 0,948 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 1,13 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_y = 3,596 \cdot \frac{18,69 \cdot 2,52^2}{100} = 4,27 \text{ kN.m/m}$$

4.4 - COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES

Na determinação dos momentos fletores através de tabelas, considera-se cada laje isoladamente. Portanto, é necessária a compatibilização dos momentos fletores nas regiões de engastamentos.

É usual considerar-se como momento fletor compatibilizado, atuando ao longo das arestas, o maior valor entre: a média entre os módulos dos momentos fletores e 80% do momento fletor de maior valor.

Os momentos fletores positivos (tração na face externa da laje) são corrigidos em função da correção dos momentos negativos (tração na face interna). Quando da compatibilização dos esforços de momentos fletores resultar em uma redução $\Delta m'_1$, para o momento negativo (m'_1), o momento positivo (m_1) será acrescido de $\Delta m'_1$. Já, para o caso em que a compatibilização resultar em um acréscimo $\Delta m'_2$, para o momento negativo (m'_2), e conseqüente redução do momento fletor m_2 , não é usual a sua correção.

4.4.1 - Compatibilização dos momentos fletores entre paredes

Na compatibilização dos momentos fletores entre paredes, através de um corte horizontal que as intercepta, representam-se os momentos fletores característicos a serem compatibilizados, e calculados nos item 4.3.

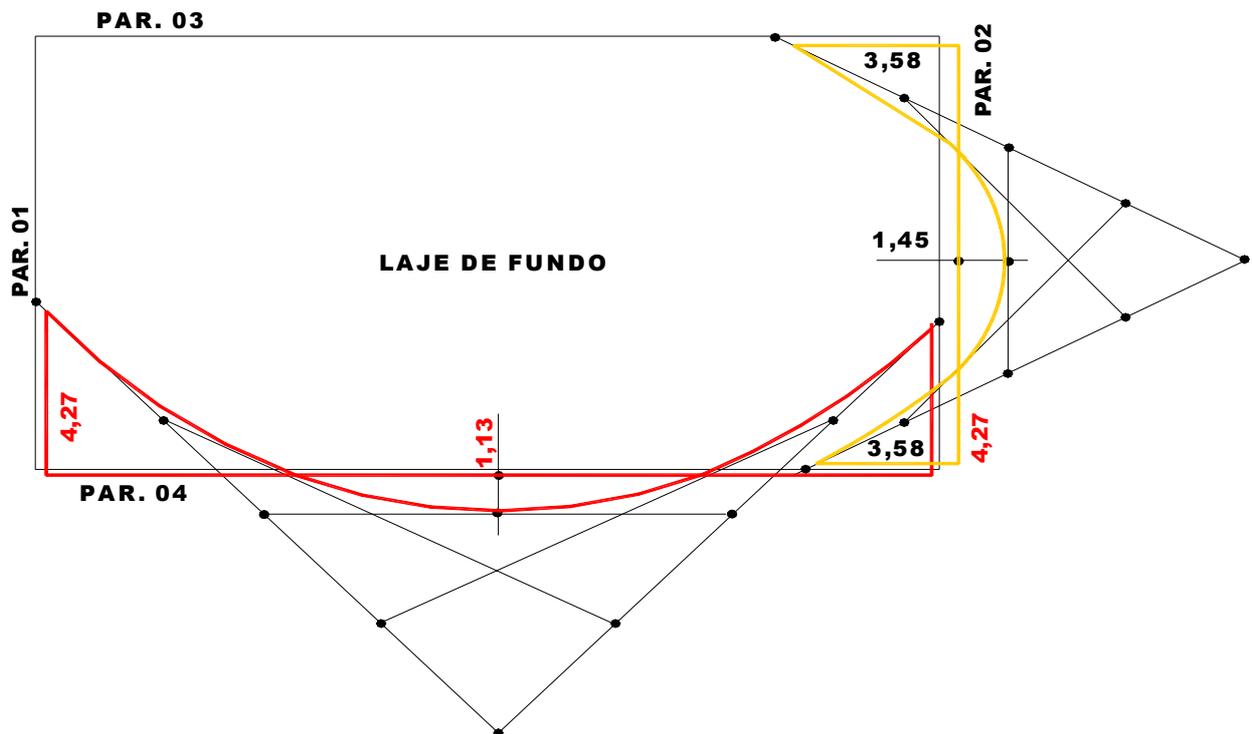


FIGURA 4.10 - Corte horizontal - momentos fletores característicos, a serem compatibilizados

Da compatibilização, tem-se o momento fletor final, m_k o maior dentre os valores:

$$\frac{3,58 + 4,27}{2} = 3,93 \text{ kN.m/m} ; 0,8 \cdot 4,27 = 3,42 \text{ kN.m/m}$$

Já, nas correções para os momentos fletores positivos, tem-se:

1,45 kN.m/m, é mantido à favor da segurança

$$1,13 + (4,27 - 3,93) = 1,47 \text{ kN.m/m}$$

Agora, majorando os momentos fletores por $\gamma_f = 1,4$, têm-se os diagramas finais de momentos fletores, de cálculo. E através dos diagramas,

que devem ser deslocados de $a_{\perp} = 1,5 \cdot d$, é possível o detalhamento, neste memorial de cálculo, das barras que constituem as armaduras longitudinais.

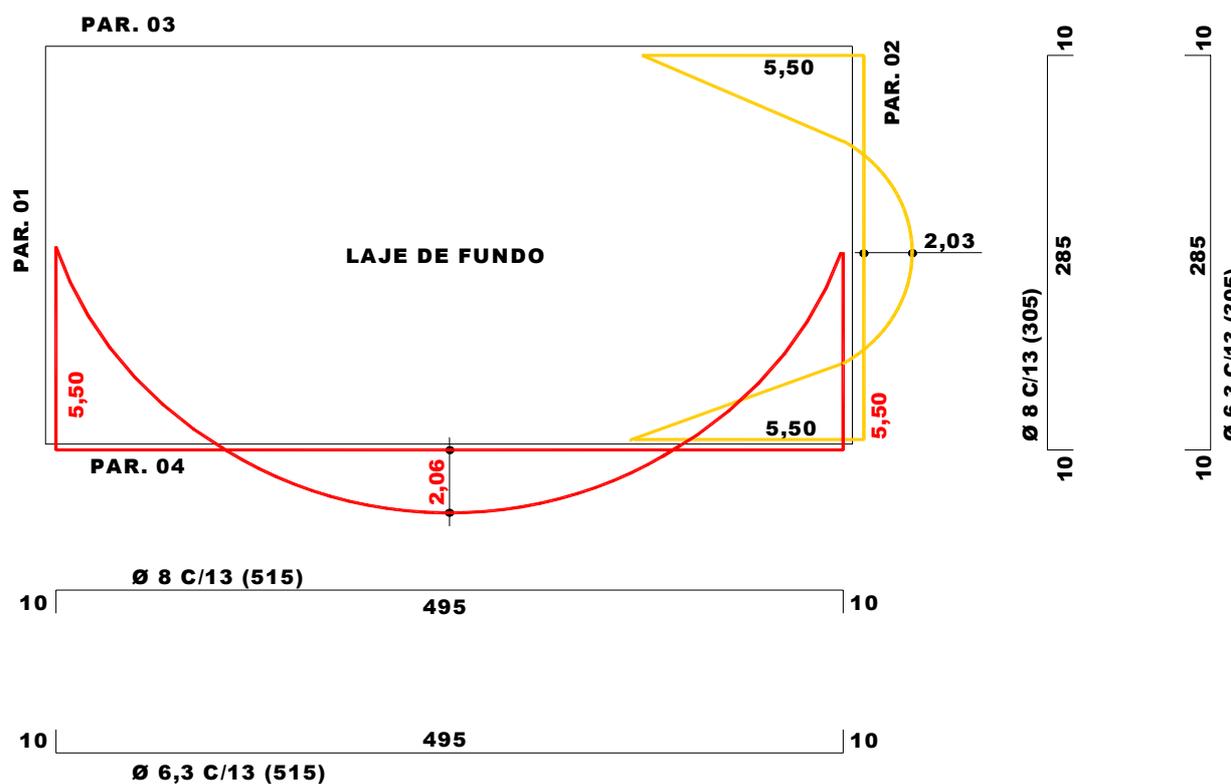


FIGURA 4.11 - Momentos fletores, de cálculo, compatibilizados

4.4.2 - Laje de fundo e as paredes 01 e 02

Mediante corte vertical, apresenta-se os esforços de momentos fletores que solicitam as paredes 01 e 02.

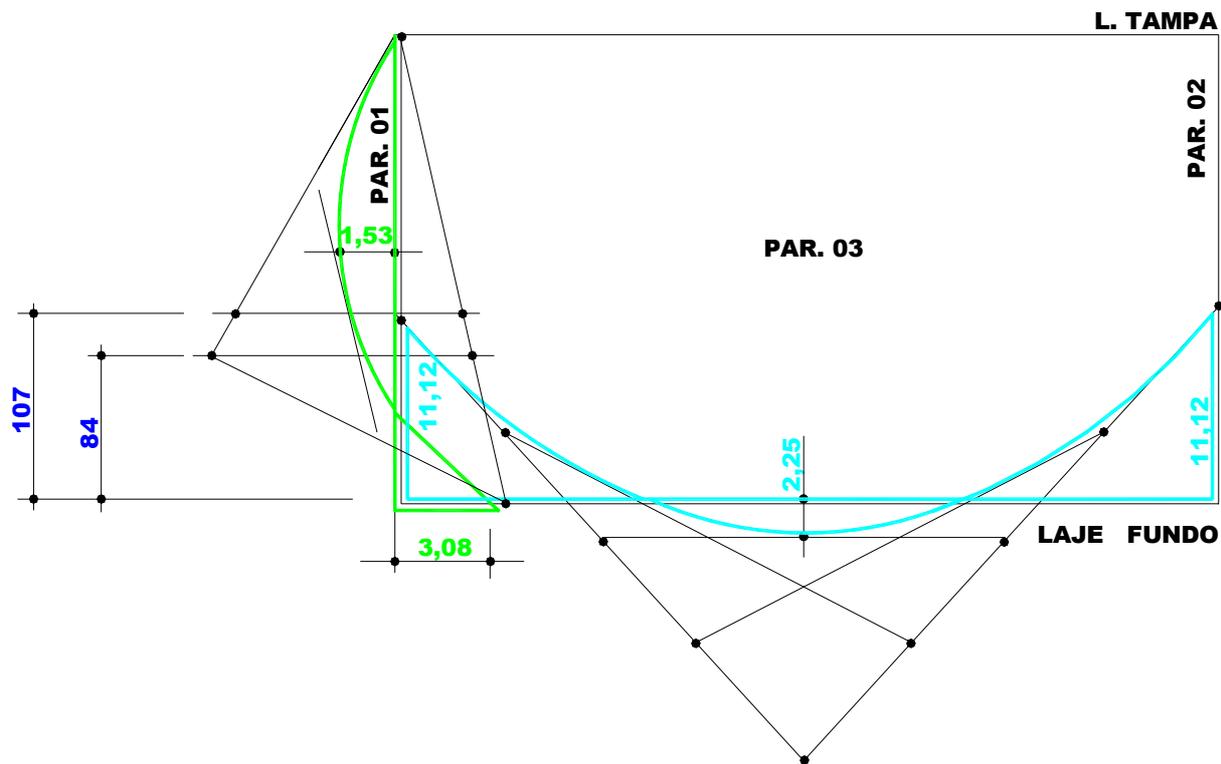


FIGURA 4.12 - Corte vertical (par. 01 e 02), momentos fletores característicos a serem compatibilizados

Compatibilização dos momentos fletores

$$\frac{11,12 + 3,08}{2} = 7,10 \text{ kN.m/m} ; 11,12 \cdot 0,8 = 8,90 \text{ kN.m/m}$$

Correção para os momentos fletores positivos:

$$1,53 \text{ kN.m/m, mantido} ; 2,25 + (11,12 - 8,90) = 4,47 \text{ kN.m/m}$$

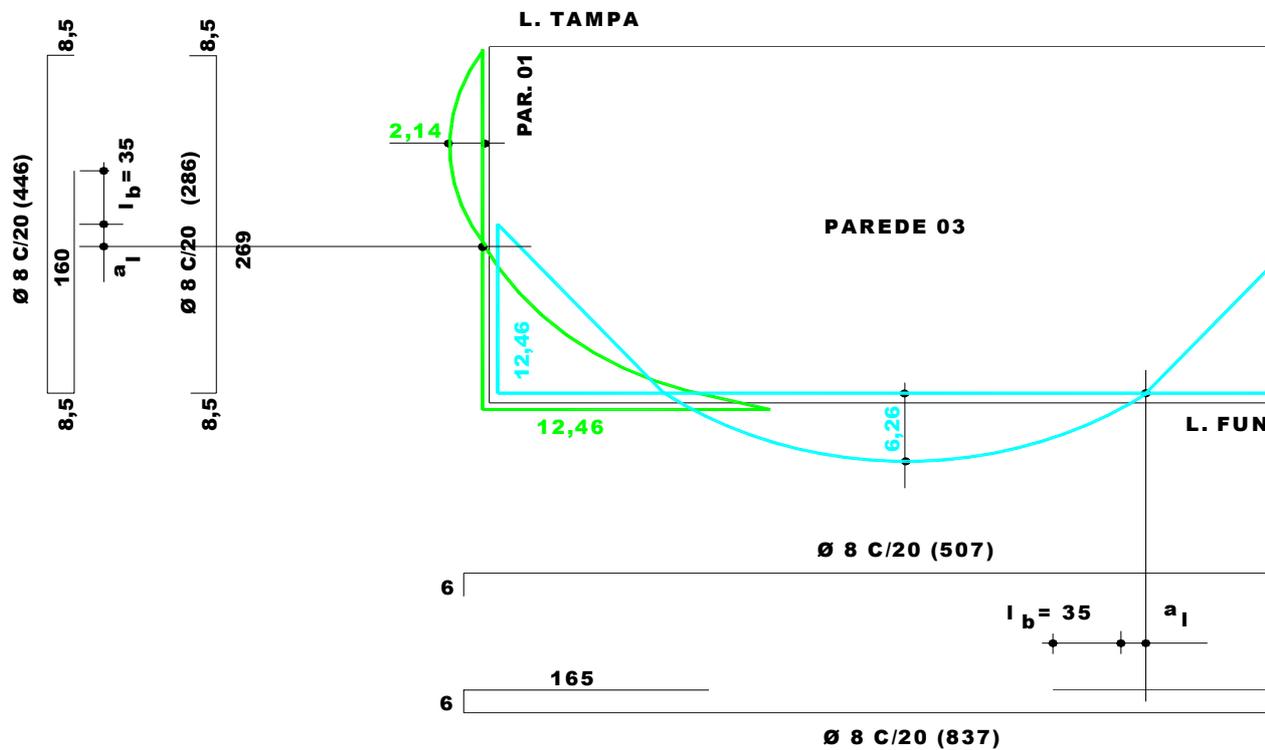


FIGURA 4.13 - Deslocamento dos diagramas de momentos fletores de cálculo e arranjos das armaduras.

4.4.3 - Laje de fundo e as paredes 03 e 04

Através do corte vertical pelas paredes 03 e 04, é possível representar seus respectivos momentos fletores.

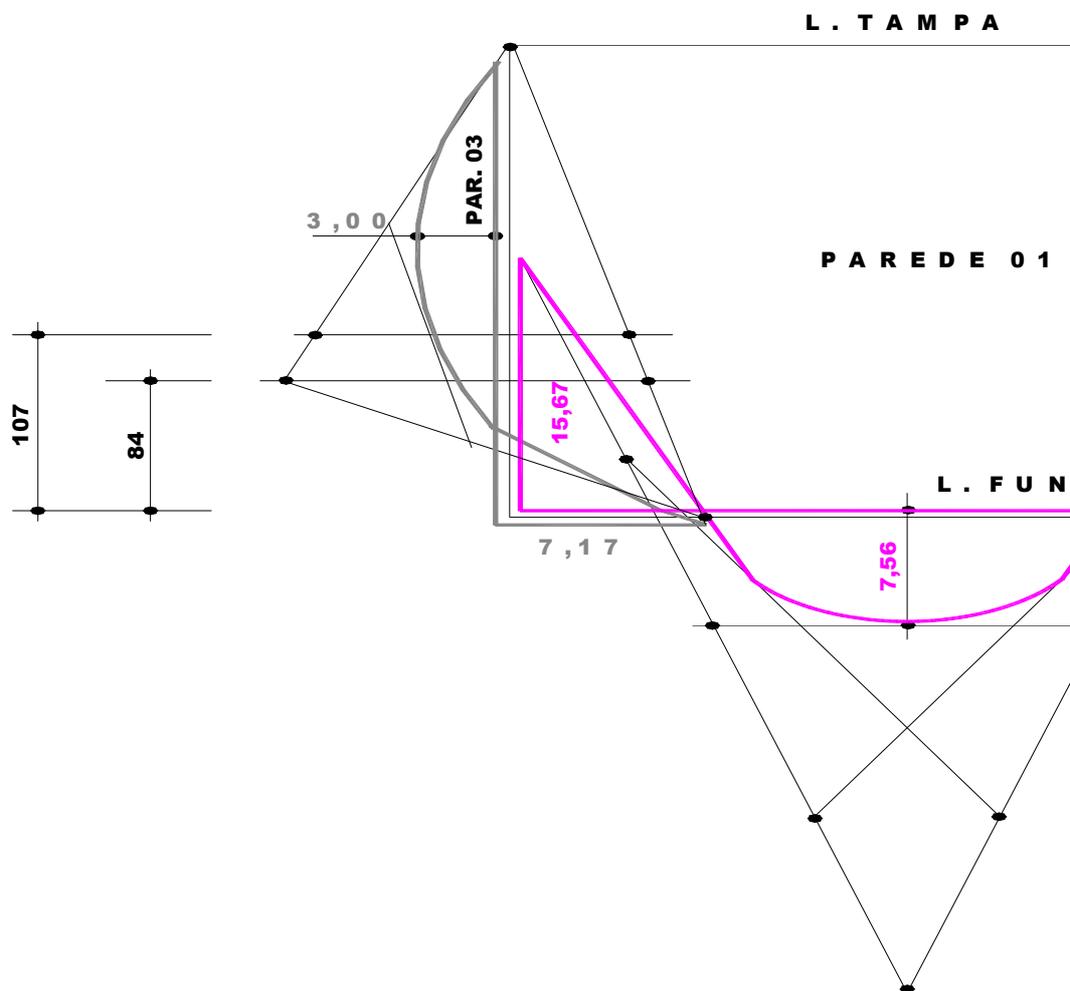


FIGURA 4.14 - Corte vertical (par. 03 e 04), momentos fletores característicos, a serem compatibilizados.

Compatibilização dos momentos fletores:

$$\frac{15,67 + 7,17}{2} = 11,42 \text{ kN.m/m} ; 0,8 \cdot 15,67 = 12,54 \text{ kN.m/m}$$

Correção para momentos fletores positivos:

$$3,00 \text{ kN.m/m, mantido} ; 7,56 + (15,67 - 12,54) = 10,69 \text{ kN.m/m}$$

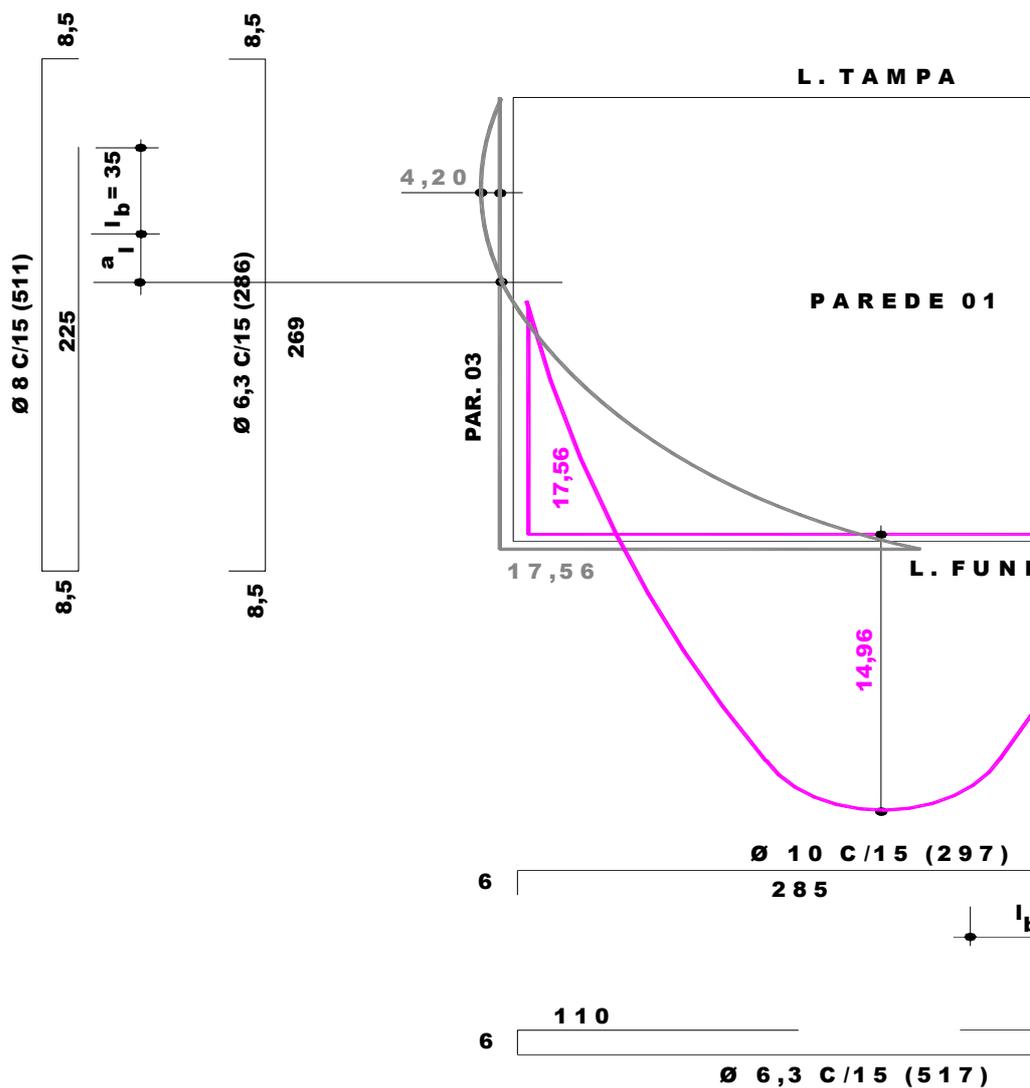


FIGURA 4.15 - Diagramas de momentos fletores e arranjo das armaduras

4.5 - COMPORTAMENTO DE VIGA-PAREDE

Os elementos estruturais que compõem as paredes dos reservatórios paralelepípedicos elevados apresentam comportamento de vigas-parede. Esse comportamento é caracterizado quando a altura do elemento estrutural simplesmente apoiado, for maior ou igual à metade do seu vão teórico (fig.4.16).

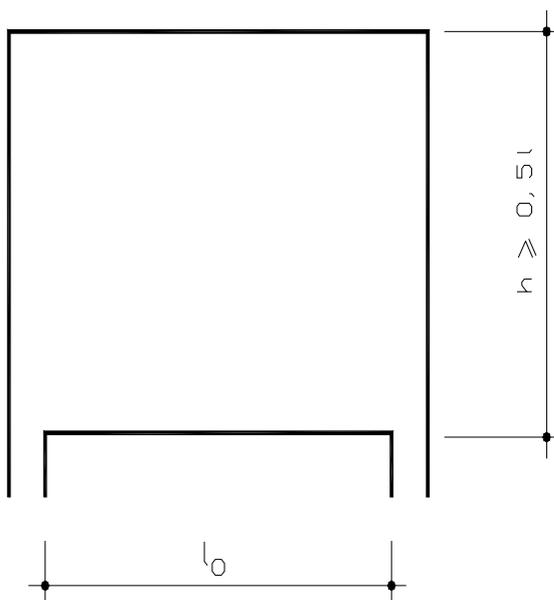


FIGURA 4.16 - Viga-parede (comportamento estrutural)

4.5.1 - Paredes 01 e 02

Para o presente reservatório, tem-se o vão livre teórico l , igual a 271cm, pois esse valor é menor que $1,15 \cdot l_0 = 288,7$ cm

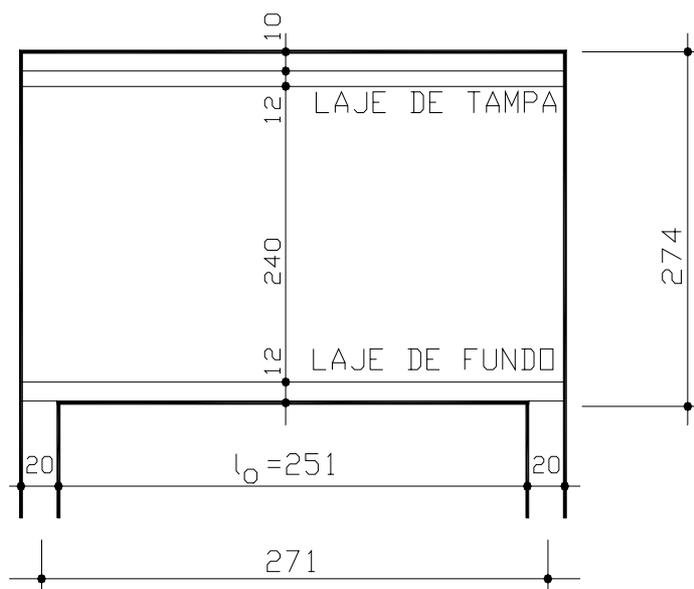


FIGURA 4.17 - Dimensões das vigas-parede 01 e 02

Quanto ao comportamento estrutural verifica-se que a altura $h=274\text{cm}$ $> 0,5 \cdot 271$. Assim, fica caracterizado comportamento de viga-parede.

O menor valor entre o vão teórico (l) e altura total (h) da viga-parede, representa altura efetiva h_e . Assim, para as vigas-parede 01 e 02, tem-se $h_e=271\text{ cm}$.

4.5.2 - Paredes 03 e 04

Dentre os valores 481 cm e $1,15 \cdot 461 = 530,15\text{ cm}$, tem-se o vão teórico igual a $l = 481\text{ cm}$, conforme indicado na figura 4.18.

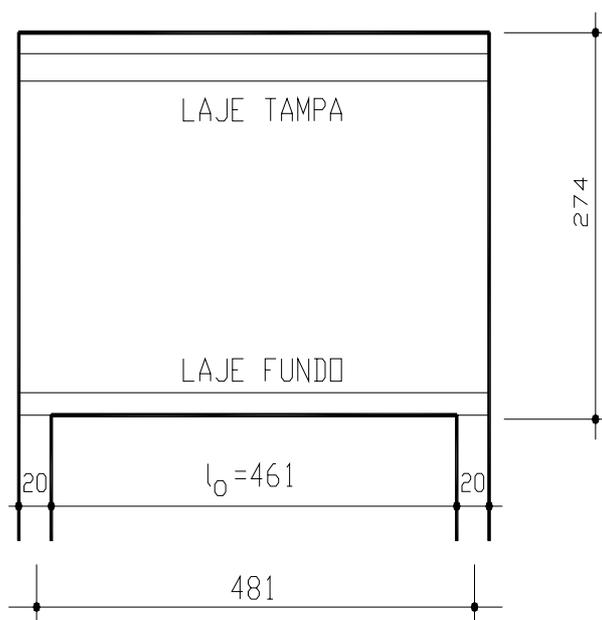


FIGURA 4.18 - Dimensões das vigas-parede 03 e 04

Já o comportamento estrutural é de viga-parede, pois $h = 274\text{ cm}$ é maior que $0,5 \cdot l = 240,5\text{ cm}$.

Tem-se a altura efetiva (h_e) igual a 274 cm. Esse valor é o menor entre o vão teórico e a altura total.

4.5.3 - Ações e verificações de segurança nas vigas-parede 01 e 02

A ação devida à laje de tampa é igual a reação de apoio $v_y=3,09\text{kN/m}$, indicada no item 4.2.2.1b.

A reação de apoio $v'_y = 17,67 \text{ kN/m}$, do item 4.2.2.2b, representa a ação ao longo das vigas-parede 01 e 02, devida à ação da laje de fundo.

Já a ação devida ao peso próprio das vigas-parede é igual a:

$$0,16 \cdot 2,74 \cdot 25 = 10,96 \text{ kN/m}$$

Verificando-se inicialmente a estabilidade, para uma ação uniformemente distribuída:

$$b_w \geq \frac{l_0}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_d}{f_{cd} \cdot h_e}}$$

$$q_d = 1,4 \cdot (3,09 + 17,67 + 10,96) = 44,41 \text{ kN/m} = 44,41 \cdot 10^{-2} \text{ kN/cm}$$

$$\frac{251}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{44,41}{2,00} \cdot \frac{10^{-2}}{1,4}} = 3,28 \text{ cm}$$

Verificando resistência ao esforço cortante solicitante

$$b_w \geq \frac{5 \cdot l_0 \cdot q_d}{f_{cd} \cdot h_e}$$

$$\frac{5 \cdot 271 \cdot 44,41 \cdot 10^{-2}}{\frac{2,00}{1,4} \cdot 271} = 1,55 \text{ cm}$$

Portanto, está verificada a estabilidade para $b_w = 16 \text{ cm}$, uma vez que esta espessura é maior que a requerida, conforme expressão acima.

Passando-se finalmente à verificação da resistência do concreto comprimido nas proximidades dos apoios. Por tratar-se de uma estrutura com apenas um tramo, a inequação a ser verificada é:

$$R_d \leq 0,8 \cdot b_w \cdot (c + h) \cdot f_{cd}$$

Na determinação da reação de apoio tem-se:

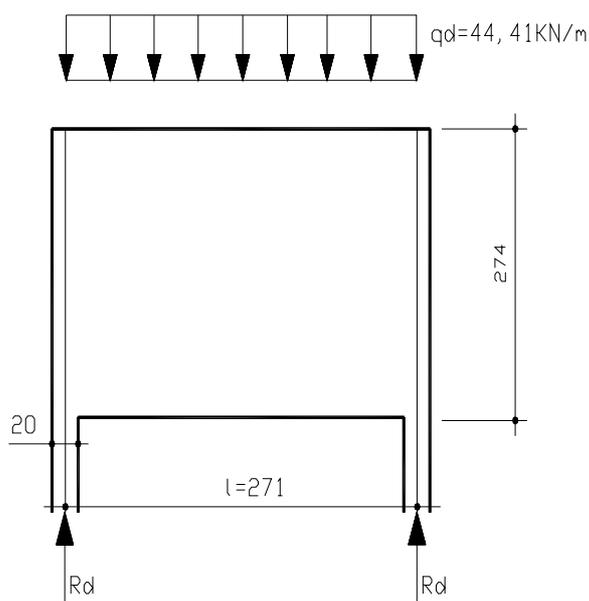


FIGURA 4.19 - Esquema estático das vigas-parede 01 e 02

$$R_d = \frac{44,41 \cdot 2,71}{2} = 60,18 \text{ kN}$$

O valor último de compressão é igual à:

$$0,8 \cdot 0,16 \cdot (0,20 + 0,12) \cdot 20 \cdot 10^3 = 819,2 \text{ kN}$$

E, portanto, não há risco de ruptura por esmagamento do concreto nas regiões dos apoios, pois $R_d < 819,2 \text{ kN}$.

4.5.4 - Ações e verificações de segurança nas vigas-parede 03 e 04

Através do item 4.2.2.1b, tem-se a reação $v_x = 4,43$ kN/m, que representa a ação da laje de tampa, distribuída sobre as vigas-parede 03 e 04.

A laje de fundo aplica à viga-parede uma ação igual a $v_x = 25,30$ kN/m (item 4.2.2.2b).

O peso próprio da viga-parede é igual a: 10,96 kN/m (item 4.5.3).

Assim a ação total, de cálculo, por metro de viga-parede é igual a:

$$q_d = 1,4 \cdot (4,43 + 25,30 + 10,96) = 56,97 \text{ kN/m} = 56,97 \cdot 10^{-2} \text{ kN/cm}$$

A estabilidade, para essa ação, é assegurada para espessura de vigas-parede maiores ou iguais a:

$$\frac{461}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{56,97 \cdot 10^{-2}}{\frac{2,0}{1,4} \cdot 274}} = 6,53 \text{ cm}$$

$$\frac{5 \cdot 461 \cdot 56,97 \cdot 10^{-2}}{\frac{2,0}{1,4} \cdot 274} = 3,35 \text{ cm}$$

É, portanto, verificada a estabilidade lateral para uma espessura de 16 cm.

Mediante a determinação das reações de apoio, será verificada a segurança do concreto comprimido nas proximidades dos apoios das vigas-parede.

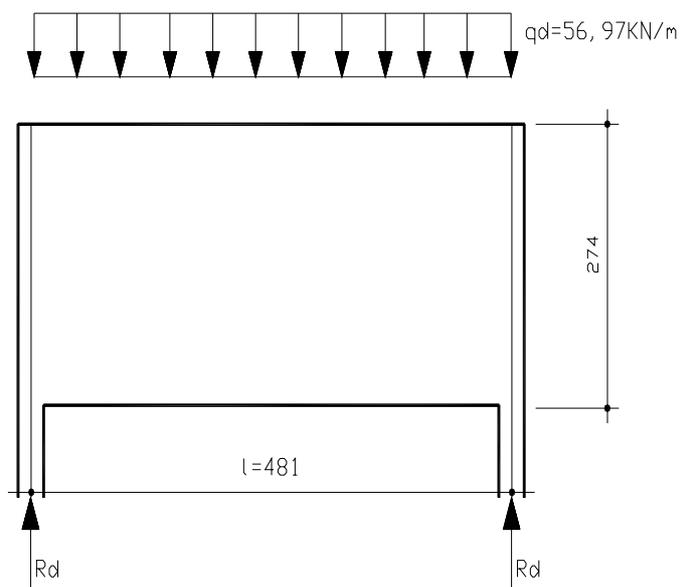


FIGURA 4.20 - Esquema estático das vigas-parede 03 e 04

$$R_d = \frac{56,97 \cdot 4,81}{2} = 137,01 \text{ kN}$$

A reação de apoio $R_d = 137,01 \text{ kN}$ é menor que:

$$0,8 \cdot 0,16 \cdot (0,20 + 0,12) \cdot 2,0 \cdot 10^3 = 819,2 \text{ kN}$$

Assim, não deve ocorrer ruptura do concreto por compressão nas regiões dos apoios.

Infere-se após as verificações (item 4.5.3 e 4.5.4) que as disposições construtivas preponderaram na determinação da espessura mínima (16 cm) para as vigas-parede.

4.6 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

4.6.1 - Vigas-parede 01 e 02

As ações nas vigas-parede 01 e 02 são:

peso próprio viga-parede = 10,96 kN/m

laje de tampa = 3,09 kN/m

laje de fundo = 17,67 kN/m

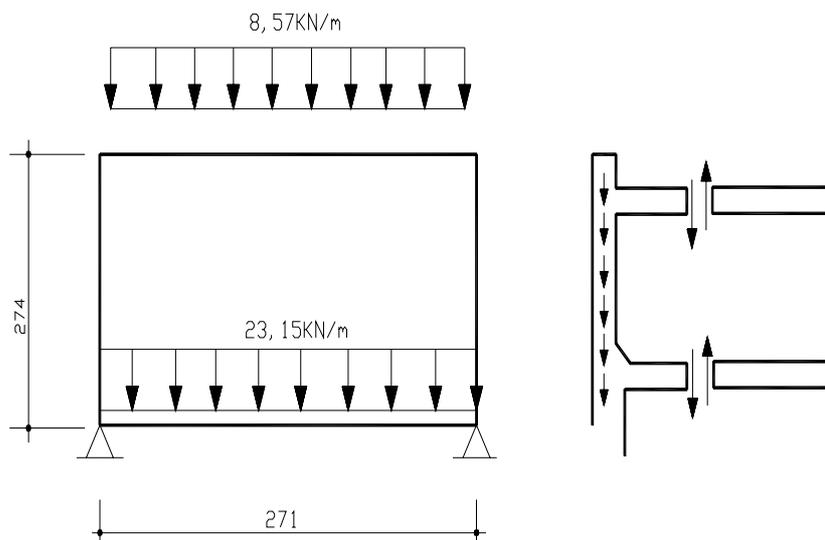


FIGURA 4.21 - Ações atuantes nas vigas-parede 01 e 02

Como visto anteriormente, item 3.4.2.2, há necessidade de se dividir a ação de peso próprio da viga-parede para o cálculo da armadura de suspensão.

Ações aplicadas pela tampa na borda superior da viga-parede:

$$3,09 + \frac{10,96}{2} = 8,56 \text{ kN/m}$$

Ações aplicadas na borda inferior da viga-parede:

$$17,67 + \frac{10,96}{2} = 23,15 \text{ kN/m}$$

a - Armadura principal

Para a presente viga-parede, tem-se o respectivo momento fletor de cálculo, conforme figura 4.22.

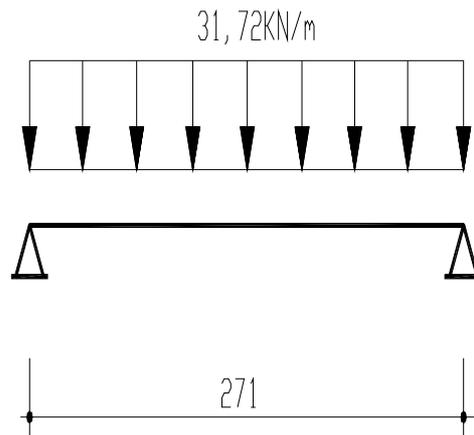


FIGURA 4.22 - Esquema estático das vigas-parede 01 e 02

$$M_d = 1,4 \cdot \frac{31,72 \cdot 2,71^2}{8} = 40,76 \text{ kN.m}$$

O braço de alavanca vale, conforme equação (6.9).

$$z = 0,20 \cdot (2,71 + 2 \cdot 2,71) = 1,626 \text{ m}$$

Empregando-se aço CA 50, obtém-se a armadura principal igual a:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{40,76}{1,626 \cdot \frac{50}{1,15}} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Analogamente às vigas usuais, a armadura longitudinal de tração não deve ser inferior a:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h$$

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 274 = 6,58 \text{ cm}^2$$

Essa armadura deve ser disposta em uma faixa (a) igual à medida feita a partir da face inferior da viga-parede, conforme mostra a figura 4.23.

$$a = 0,25 \cdot h_e - 0,05 \cdot l$$

$$a = 0,25 \cdot 2,71 - 0,05 \cdot 2,71 = 0,54 \text{ m (conforme fig. 8.23)}$$

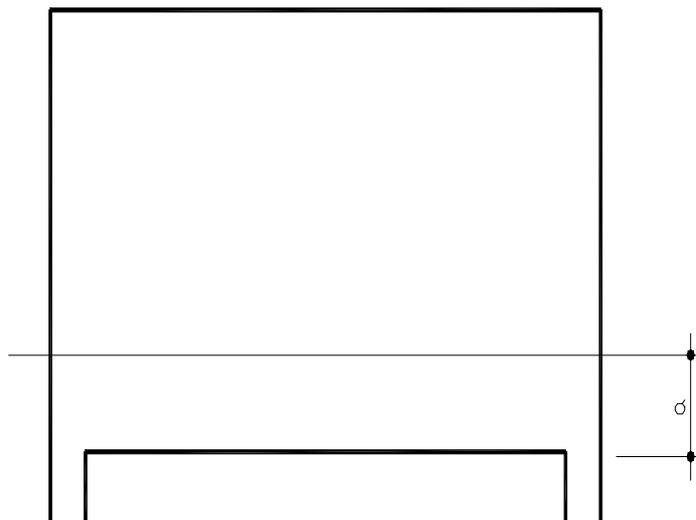


FIGURA 4.23 - Região de disposição da armadura principal

b - Armadura de suspensão

Através dessa armadura deve ser suspensa parte da ação de peso próprio da parede igual a 23,15 kN/m (item 4.6.1).

$$A_{s, \text{ susp}} = \frac{q_d}{f_{yd}}$$

$$A_{s, \text{ susp}} = \frac{23,15}{\frac{50}{1,15}} \cdot 1,4 = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c - Armadura de alma

Adotar-se-á para a direção vertical, a maior seção entre as armaduras de suspensão e de alma.

Seqüencialmente, para o presente exemplo e esforço cortante nas vigas-parede 01 e 02, $V_d = 60,18$ kN (item 4.5.3), a espessura necessária é igual a:

$$b_{\text{nec}} = \frac{60,18}{0,10 \cdot 271 \cdot \frac{2,0}{1,4}} = 1,55 \text{ cm}$$

Empregando-se aço CA 50, tem-se a armadura de alma, para a correspondente espessura necessária, igual a:

$$a_{s,v} = a_{s,h} = 0,20 \cdot 1,55 = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entretanto, deve-se verificar o valor mínimo para a área de armadura de alma. Através do critério do Código Modelo do CEB-90 (1991), para a espessura efetiva $b_w = 16$ cm, tem-se:

$$a_{s,v, \min} = a_{s,h, \min} = 0,10 \cdot 16 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Assim, a armadura de alma será igual a $1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$, por face. Note que esse valor é maior que a armadura de suspensão, $a_{s, \text{susp}} = 0,75 \text{ cm}^2$.

d - Armadura complementar

As vigas-parede apoiadas diretamente (sobre pilares), devem ter nas regiões dos apoios, armadura complementar constituída por barras de igual diâmetro da armadura de alma, e intercaladas, conforme indicado na figura 4.24.

O diâmetro da armadura complementar ($a_{s, v \text{ comp.}}$ e $a_{s, h \text{ comp.}}$) deve ser igual ao diâmetro da armadura de alma ($a_{s, v \text{ alma}} = a_{s, h \text{ alma}} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$a_{s, v \text{ comp.}} = a_{s, h \text{ comp.}} = 1,60 \text{ cm}^2$$

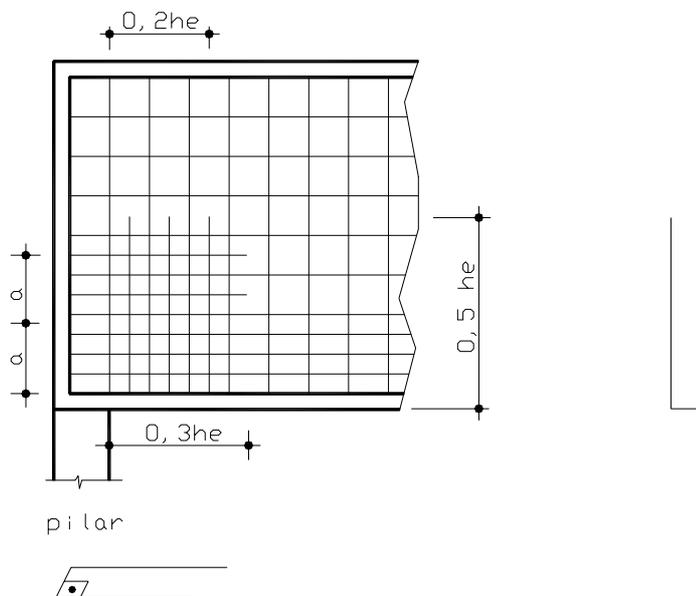


FIGURA 4.24 - Armadura complementar, região de apoio

4.6.2 - Vigas-parede 03 e 04

As vigas-parede 03 e 04 são solicitadas pelas seguintes ações:

peso próprio da viga-parede	10,96 kN/m
laje de tampa	4,43 kN/m
laje de fundo	25,30 kN/m

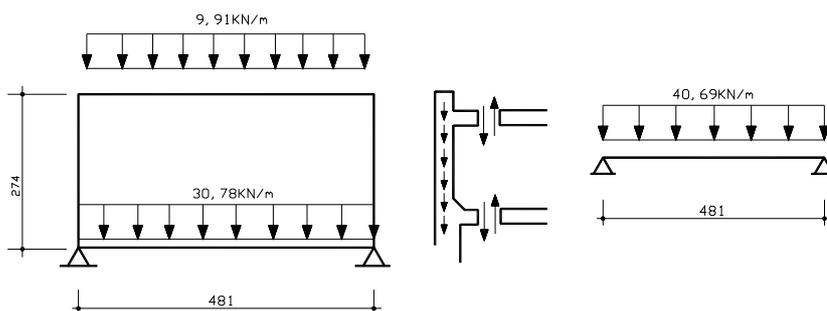


FIGURA 4.25 - Ações e esquema estático nas vigas-parede 03 e 04

Ações aplicadas pela tampa na borda superior da viga-parede:

$$4,43 + \frac{10,96}{2} = 9,91 \text{ kN/m}$$

Ações aplicadas na borda inferior da viga-parede:

$$25,30 + \frac{10,96}{2} = 30,78 \text{ kN/m}$$

a - Armadura principal

Inicialmente, obtém-se o esforço de momento fletor:

$$m_d = 1,4 \cdot \frac{40,69 \cdot 4,81^2}{8} = 164,75 \text{ kN.m}$$

O respectivo braço de alavanca é igual a:

$$z = 0,2 \cdot (1 + 2 \cdot h_e) = 0,2 \cdot (4,81 + 2 \cdot 2,74) = 2,06 \text{ m}$$

A armadura principal é igual a:

$$A_s = \frac{164,75}{2,06 \cdot \frac{50}{1,15}} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Por outro lado, a armadura mínima é igual a 6,58 cm², conforme item 4.6.1a. Deve-se portanto, distribuir essa armadura numa faixa igual a:

$$a = 0,25 \cdot h_e - 0,05 \cdot \perp$$

$$a = 0,25 \cdot 2,74 - 0,05 \cdot 4,81$$

$$a = 0,44 \text{ m}$$

b - Armadura de suspensão

A ação aplicada na borda inferior da viga-parede é igual a 30,78kN/m (item 4.6.2). Para a absorção dessa ação deve-se dispor de armadura de suspensão igual:

$$A_{s, \text{ susp}} = 1,4 \cdot \frac{30,78}{\frac{50}{1,15}} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c - Armadura de alma

Inicialmente, para o esforço cortante de 137,00 kN (item 4.5.4), tem-se que a espessura necessária é igual a:

$$b_{\text{nec}} = \frac{137,00}{0,10 \cdot 274 \cdot \frac{2,0}{1,4}} = 3,50 \text{ cm}$$

A armadura de alma, para essa espessura, resulta igual a:

$$a_{s,\text{alma}} = 0,20 \cdot 3,50 = 0,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mas deve-se empregar uma armadura não inferior à mínima. Analogamente às vigas-parede 01 e 02, mediante o critério do CEB (1978) temos:

$$a_{s, v, \text{mín}} = a_{s, h, \text{mín}} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Já a armadura de suspensão requerida é igual à $0,99 \text{ cm}^2$ (item 4.6.2b), e portanto menor que a armadura de alma.

d - Armadura complementar

As paredes 03 e 04 não tem armadura complementar, porque são elas que se apoiam nas paredes 01 e 02.

4.7 - DIMENSIONAMENTO FINAL DAS ARMADURAS

Visto que os elementos que constituem as faces laterais, apresentam comportamento de lajes e vigas-parede deve-se, portanto, superpor as armaduras obtidas para cada efeito.

Para as lajes deve-se ter, no caso de solicitação de momento fletor, efeito de placa, área de armadura pelo menos igual a área mínima de armadura, por faixa unitária, igual a:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

A NBR 6118 (1978) limita o espaçamento das barras das armaduras longitudinais de tração, para as lajes armadas em duas direções, em 20 cm.

As placas dos reservatórios paralelepípedicos acham-se solicitados por flexo-tração. Porém, usualmente, por simplificação no dimensionamento, considera-se apenas a flexão. Entretanto, para levar em conta o efeito de flexo-tração, as áreas de armaduras assim calculadas são majoradas de 20%.

As tabelas 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam os cálculos para se obterem as áreas das armaduras e o detalhamento esquemático delas.

TABELA 4.1 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

CONCRETO C 20 ($k_{c, LIM} = 2,2$) - AÇO CA 50

ESTRUTURA	M_d		ESPESSURA (cm)	ALT. UTIL (d) (cm)	k_c	k_s	$a_{s, cal}$ cm ² /m	$a_{s, cal}$ x 1,20	$a_{s, viga-}$ par. cm ² /m	$a_{s, total}$ cm ² /m	OBS.:
	DIREÇÃO	kN.m/m									
TAMPA	X	+ 4.28	12.00	9.20	19.80	0.024	1.12	1.34	-----	1.80	$a_{s, min}$
	Y	+ 1.68	12.00	9.20	50.40	0.023	0.42	0.50	-----	1.80	$a_{s, min}$
FIINDO	X	+ 14.96	12.00	9.00	5.40	0.025	4.16	4.99	-----	4.99	-----
	Y	+ 6.26	12.00	9.00	12.90	0.024	1.67	2.00	-----	2.00	-----
FIINDO / PAR 01 E 02	FIINDO	- 12.46	12.00	8.50	5.80	0.025	3.66	4.39	-----	4.39	-----
	PAREDE	- 12.46	16.00	13.00	13.60	0.024	2.30	-----	1.60	3.90	-----
FIINDO/PAR 03 E 04	FIINDO	- 17.56	12.00	8.50	4.10	0.026	5.37	6.84	-----	6.84	-----
	PAREDE	- 17.56	16.00	13.00	9.60	0.024	3.21	-----	1.60	4.84	-----
PAREDES 01 E 02	X	+ 2.14	16.00	13.00	79.00	0.023	0.38	-----	1.60	2.40	$a_{s, min}$
	Y	+ 2.03	16.00	13.00	83.30	0.023	0.36	0.43	1.60	2.40	$a_{s, min}$
PAREDES 03 E 04	X	+ 4.20	16.00	13.00	40.20	0.023	0.74	-----	1.60	2.40	$a_{s, min}$
	Y	+ 2.06	16.00	13.00	82.00	0.023	0.36	0.43	1.60	2.40	$a_{s, min}$
PAR 01/ PAR. 02	PAR 01 E 02	- 5.50	16.00	13.00	30.70	0.023	0.97	1.16	1.60	2.76	-----
PAR 03 / PAR. 04	PAR 03 E 04	- 5.50	16.00	13.00	30.70	0.023	0.97	1.16	1.60	2.76	-----

OBS: Os valores de m_d correspondem aos momentos fletores compatibilizados, segundo itens 4.4.1, 4.4.2 e 4.4.3. Seus sinais positivos indicam tração na face externa, e tração na face interna para os momentos fletores de sinais negativos. Essas convenções de sinais não se aplicam à laje de tampa

TABELA 4.2 - DETALHAMENTO DE ARMADURAS
SEÇÃO HORIZONTAL (PAREDES 01, 02, 03 E 04)

ESTRUTURA	POSIÇÃO	$a_{s, total}$ cm ² /m	OPÇÕES DE ARRANJO cm ² /m	s cm	$a_{s, ef}$ cm ² /m	ADOTADO	APÓS VER FISSURAÇÃO cm ² /m	TIPO
PAREDE 01 E 02 DIREÇÃO Y	MOMENTO POSITIVO	2,4	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50	8,00	2,5			ϕ 8 c/13 ϕ 6,3 c/13
			ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	13,00	2,42	X	ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,5			
	MOMENTO NEGATIVO	2,76	ϕ 6,3 c/ 11 cm = 2,68	8,00	3,94			
			ϕ 8 c/ 18 cm = 2,78	13,00	3,85	X	ϕ 8 c/ 13 cm = 3,85	
			ϕ 10 c/ 20 cm = 2,86	20,00	4			
PAREDE 03 E 04 DIREÇÃO Y	MOMENTO POSITIVO	2,4	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50	8,00	2,5			ϕ 8 c/13 ϕ 6,3 c/13
			ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	13,00	2,42	X	ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,5			
	MOMENTO NEGATIVO	2,76	ϕ 6,3 c/ 11 cm = 2,86	8,00	3,94			
			ϕ 8 c/ 18 cm = 2,78	13,00	3,85	X	ϕ 8 c/ 13 cm = 3,85	
			ϕ 10 c/ 20 cm = 2,86	20,00	4,00			

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.

O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.

TABELA 4.3 - DETALHAMENTO DE ARMADURAS

SEÇÃO VERTICAL - INTERCEPTA PAREDES 01 E 02

ESTRUTURA	POSIÇÃO	$A_{s, TOTAL}$ cm ² /m	OPÇÕES DE ARRANJOS cm ² /m	s (adotado) cm	$a_{s,ef}$ cm ² /m	ADOTADO	APÓS VER FISSURAÇÃO cm ² /m	TIPO
TAMPA DIREÇÃO X	MOMENTO POSITIVO	1,80	$\phi 5 \text{ c/ } 11 \text{ cm} = 1,82$	8,00	2,50			
			$\phi 6,3 \text{ c/ } 17,5 \text{ cm} = 1,80$	13,00	2,42			
			$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	20,00	2,50	X	$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	
FUNDO DIREÇÃO Y	MOMENTO POSITIVO	2,00	$\phi 5 \text{ c/ } 10 \text{ cm} = 2,00$	8,00	2,50			
			$\phi 6,3 \text{ c/ } 15 \text{ cm} = 2,10$	13,00	2,42			
			$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	20,00	2,50	X	$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	
	MOMENTO NEGATIVO	4,39	$\phi 5 \text{ c/ } 8 \text{ cm} = 2,50 + \phi 5 \text{ C/}8 = 2,50$	8,00	5,00			
			$\phi 6,3 \text{ c/ } 13 \text{ cm} = 2,42 + \phi 6,3 \text{ C/}13 = 2,42$	13,00	4,84			
		$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50 + \phi 8 \text{ C/}20 = 2,50$	20,00	5,00	X	$2 \text{ X } (\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm }) = 5,00$		
PAREDE 01 E 02 DIREÇÃO X	MOMENTO POSITIVO	2,40	$\phi 5 \text{ c/ } 8 \text{ cm} = 2,50$	8,00	2,50			
			$\phi 6,3 \text{ c/ } 13 \text{ cm} = 2,42$	13,00	2,42			
			$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	20,00	2,50	X	$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	
	MOMENTO NEGATIVO	3,90	$\phi 5 \text{ c/ } 8 \text{ cm} = 2,50 + \phi 5 \text{ C/}8 = 2,50$	8,00	5,00			
			$\phi 6,3 \text{ c/ } 13 \text{ cm} = 2,42 + \phi 6,3 \text{ C/}13 = 2,42$	13,00	4,84			
		$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50 + \phi 8 \text{ C/}20 = 2,50$	20,00	5,00	X	$2 \text{ X } (\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm }) = 5,00$		

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.

O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.

TABELA 4.4 - DETALHAMENTO DE ARMADURAS

SEÇÃO VERTICAL - INTERCEPTA PAREDES 03 E 04

ESTRUTURA	POSIÇÃO	A_s , TOTAL cm ² /m	OPÇÕES DE ARRANJOS cm ² /m	s (adotado) cm	$a_{s,ef}$ cm ² /m	ADOTADO	APÓS VER FISSURAÇÃO cm ² /m	TIPO
TAMPA DIREÇÃO	MOMENTO POSITIVO	1,80	$\phi 5$ c/ 11 cm = 1,82	10,00	2,00			Ø 6,3 c/15
			$\phi 6,3$ c/ 17,5 cm = 1,80	16,00	1,97	X	$\phi 6,3$ c/ 15 cm = 2,10	
FUNDO	MOMENTO POSITIVO	4,99	$\phi 8$ c/ 10 cm = 5,00	10,00	5,00			Ø 10 c/15
			$\phi 10$ c/ 16 cm = 5,00	16,00	5,00	X	$\phi 6,3$ c/ 15 cm = 5,33	
Y	MOMENTO NEGATIVO	6,84	$\phi 8$ c/ 10 cm = 5,00 + $\phi 5$ C/ 10 = 2,00	10,00	7,00			Ø 6,3 c/15
			$\phi 10$ c/ 16 cm = 5,00 + $\phi 6,3$ C/16 = 1,97	16,00	6,97	X	$\phi 10$ c/ 15 + $\phi 6,3$ C/ 15 = 7,43	
PAREDE	MOMENTO POSITIVO	2,40	$\phi 6,3$ c/ 13 cm = 2,42	10,00	3,15			Ø 8 c/15
			$\phi 8$ c/ 20 cm = 2,50	16,00	3,13	X	$\phi 8$ c/ 15 cm = 3,33	
DIREÇÃO X	MOMENTO NEGATIVO	3,84	$\phi 6,3$ c/ 10 cm = 3,15 + $\phi 5$ C/10 = 2,00	10,00	5,15			Ø 6,3 c/15
			$\phi 8$ c/ 16 cm = 3,13 + $\phi 6,3$ C/16 = 1,97	16,00	5,10	X	$\phi 8$ c/ 15 + $\phi 6,3$ C/ 15 = 5,43	

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.

O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.

5 - CONCLUSÃO

Nos assuntos abordados neste trabalho e no exemplo de projeto estrutural de reservatório paralelepípedo elevado apresentado, percebeu-se que certos aspectos são fundamentais para a análise da segurança deste tipo de estruturas. São eles:

a - Ações devidas ao solo que devem ser consideradas nos diferentes reservatórios.

Os reservatórios apoiados recebem as reações do solo na laje de fundo, ao passo que nos reservatórios enterrados, além da reação do solo na laje de fundo, atua também a ação, devido ao empuxo do solo nas paredes dos reservatórios.

b - Diferentes comportamentos estruturais dos elementos dos reservatórios.

As tampas dos reservatórios paralelepípedos têm sempre o comportamento de placa. Se os reservatórios tiverem apoios discretos, constituídos por pilares nos reservatórios elevados e fundação profunda nos reservatórios apoiados no nível do terreno e reservatórios enterrados, as suas paredes têm comportamento estrutural de placa e viga-parede (ou viga usual se $h < 0,5 l$). Se os reservatórios forem apoiados de modo contínuo no solo (sapatas corridas), as paredes dos reservatórios têm o comportamento de parede estrutural. As lajes de fundo dos reservatórios podem ser consideradas como radier, quando não estiverem apoiadas em sapatas e fundações profundas.

c - Ligações entre os elementos do reservatório.

A definição dos tipos de ligações entre os elementos do reservatório está relacionada com a necessidade de estanqueidade em determinadas arestas. As ligações da laje de tampa com as paredes são consideradas articuladas. As demais ligações parede-parede e laje de fundo-parede são consideradas engastadas e, por decisão de projeto podem ter mísulas, para melhorar o processo construtivo, garantir estanqueidade e aumentar o braço de alavanca na ligação. As aberturas das fissuras nas arestas, que são maiores devido à mudança de direção do plano médio (eixo) da estrutura, devem ser cuidadosamente verificadas. Portanto, as lajes que formam arestas em contato direto com a água devem ser consideradas engastadas e devem ser detalhadas com mísula para garantir a estanqueidade da estrutura.

No exemplo de projeto, as armaduras calculadas, considerando apenas o efeito de placa resultaram, em alguns casos, menores ou iguais as mínimas indicadas em normas, o que justifica processo aproximado para determinar os esforços solicitantes nos elementos estruturais adotado neste trabalho. Isto ocorreu em função das dimensões do reservatório do exemplo.

Sugere-se que em futuros trabalhos, poderiam ser estudados os reservatórios onde as paredes apresentam o comportamento de placa e parede estrutural. Também, os reservatórios onde a laje do fundo tem comportamento de radier. Nos reservatórios elevados, análise mais detalhada poderia ser feita com relação à ação do vento e sua influência nos pilares. Nos enterrados, seria conveniente abordar sobre as possíveis mudanças do lençol freático. Cabe ainda indicar que se analisem os efeitos da consideração da flexo-tração nas lajes de tampa e fundo e nas paredes, com a finalidade de verificar a validade das indicações práticas. Poderiam ser montados programas de pesquisa que considerariam na análise estrutural dos reservatórios processos numéricos, ou programas comerciais para projeto estrutural assistido por computador.

6 - BIBLIOGRAFIA

6.1 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRADE, J.R.L. (1988). *Estruturas correntes de concreto armado: 1ª parte*. São Carlos, EESC-USP. (Notas de aula).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR 7197 - Projeto de estruturas de concreto protendido*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). *Texto base para a revisão da NB-1/78 (NBR 6118)*. São Paulo.
- BARES, R. (1972). *Tablas para el calculo de placas y vigas pared*. Barcelona, Gustavo Gili.
- CAMPOS FILHO, A.; GOBETTI, L.C.W.; BONILHA, N. (1985). *Reservatórios paralelepípedicos*. Porto Alegre, UFRGS. (Caderno técnico).
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON, (1978). CEB-FIP model code for concrete structures. *Bulletin d'information*, n.124/125, part 2.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON, (1991). CEB-FIP. model code 1990. *Bulletin d'information*, n. 203-205.
- CZERNY, F. (1976). *Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten* (Tabelas para placas retangulares apoiadas em quatro e em três lados). *Beton-kalender*. Berlin.
- FUSCO, P.B. (1974). *Fundamentos do projeto estrutural*. São Paulo. v.1
- FUSCO, P.B. (1976). *Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural*. São Paulo, McGraw-Hill/Ed. da USP.

- FUSCO, P.B. (1995). *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo, PINI.
- KALMANOK, A.S. (1961). *Manual para cálculo de placas*. Montevideo, Interciência. (Tradução da 1.ed. russa, de 1959).
- KORDINA, K.; FUCHS, G. (1973). *Untersuchungem an übergreifungsvollstößen mit hakenförmig-gebogenen rippenstählen*. DAfStb., cad.226, Berlin, W. Ernst u. Sohn.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1978). *Construções de concreto*. Rio de Janeiro, Interciência. v. 1-4.
- MONTOYA, P.J.; GARCIA MESEGUER, A.; MORAN CABRE, F. (1973). *Hormigon armado*. 7. ed. Barcelona, Gustavo Gili. v.2.
- PINHEIRO, L.M. (1988). *Análise elástica e plástica de lajes retangulares de edifícios*. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PINHEIRO, L.M. (1993). *Concreto armado: tabelas e ábacos*. São Carlos, EESC-USP.
- ROCHA, A.M. (1969). *Curso prático de concreto armado*. Rio de Janeiro, Editora Científica.
- SANTOS, L.M. (1984). *Edifícios de concreto armado*. São Paulo, EPUSP. (Notas de aula).
- SORIANO, J. (1994). *Desenvolvimento de rotina para projetos de estruturas de concreto armado para edifícios: caixas d'água*. São Carlos, EESC-USP. (Relatório de bolsa de iniciação científica CNPq).
- TEIXEIRA, R.L. (1993). *Considerações para projeto de reservatórios paralelepípedicos*. Pesquisa realizada em 1993. São Carlos, EESC-USP. /não concluída/.
- VLASSOV, B.Z. (1962). *Pieces longues en voiles minces*. Paris, Eyrolles.

6.2 - BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

GIONGO, J.S. (1994). *Concreto armado: projeto estrutural de edifícios*. São Carlos, EESC-USP.

GUERRIN, A. (1955). *Traité de béton armé*. Paris, Dunot. v.5.

TABELA 4.1 - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS
CONCRETO C 20 ($k_{C, LIM} = 2,2$) - AÇO CA 50

ESTRUTURA	M_d		ESPESSURA (cm)	ALT. UTIL (d) (cm)	k_c	k_s	$a_{s, cal}$ cm ² /m	$a_{s, cal}$ x 1,20	$a_{s, viga-par.}$ cm ² /m	$a_{s, total}$ cm ² /m	OBS.:
	DIREÇÃO	kN.m/m									
TAMPA	X	+ 4,28	12,00	9,20	19,80	0,024	1,12	1,34	-----	1,80	$a_{s, mín}$
	Y	+ 1,68	12,00	9,20	50,40	0,023	0,42	0,50	-----	1,80	$a_{s, mín}$
FUNDO	X	+ 14,96	12,00	9,00	5,40	0,025	4,16	4,99	-----	4,99	-----
	Y	+ 6,26	12,00	9,00	12,90	0,024	1,67	2,00	-----	2,00	-----
FUNDO / PAR 01 E 02	FUNDO	- 12,46	12,00	8,50	5,80	0,025	3,66	4,39	-----	4,39	-----
	PAREDE	- 12,46	16,00	13,00	13,60	0,024	2,30	-----	1,60	3,90	-----
FUNDO/PAR 03 E 04	FUNDO	- 17,56	12,00	8,50	4,10	0,026	5,37	6,84	-----	6,84	-----
	PAREDE	- 17,56	16,00	13,00	9,60	0,024	3,21	-----	1,60	4,84	-----
PAREDES 01 E 02	X	+ 2,14	16,00	13,00	79,00	0,023	0,38	-----	1,60	2,40	$a_{s, mín}$
	Y	+ 2,03	16,00	13,00	83,30	0,023	0,36	0,43	1,60	2,40	$a_{s, mín}$
PAREDES 03 E 04	X	+ 4,20	16,00	13,00	40,20	0,023	0,74	-----	1,60	2,40	$a_{s, mín}$
	Y	+ 2,06	16,00	13,00	82,00	0,023	0,36	0,43	1,60	2,40	$a_{s, mín}$
PAR. 01/ PAR. 02	PAR. 01 E 02	- 5,50	16,00	13,00	30,70	0,023	0,97	1,16	1,60	2,76	-----
PAR. 03 / PAR. 04	PAR. 03 E 04	- 5,50	16,00	13,00	30,70	0,023	0,97	1,16	1,60	2,76	-----

OBS: Os valores de m_d correspondem aos momentos fletores compatibilizados, segundo itens 4.4.1, 4.4.2 e 4.4.3. Seus sinais positivos indicam tração na face externa, e tração na face interna para os momentos fletores de sinais negativos. Essas convenções de sinais não se aplicam à laje de tampa

TABELA 4.2 - DETALHAMENTO DE ARMADURAS
SEÇÃO HORIZONTAL (PAREDES 01, 02, 03 E 04)

ESTRUTURA	POSIÇÃO	$a_{s, total}$ cm ² /m	OPÇÕES DE ARRANJO cm ² /m	s cm	$a_{s, ef}$ cm ² /m	ADOTADO	APÓS VER FISSURAÇÃO cm ² /m	TIPO
PAREDE 01 E 02 DIREÇÃO Y	MOMENTO POSITIVO	2,4	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50	8,00	2,5			ϕ 8 c/ 13 ϕ 6,3 c/ 13
			ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	13,00	2,42	X	ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,5			
	MOMENTO NEGATIVO	2,76	ϕ 6,3 c/ 11 cm = 2,68	8,00	3,94			
			ϕ 8 c/ 18 cm = 2,78	13,00	3,85	X	ϕ 8 c/ 13 cm = 3,85	
			ϕ 10 c/ 20 cm = 2,86	20,00	4			
PAREDE 03 E 04 DIREÇÃO Y	MOMENTO POSITIVO	2,4	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50	8,00	2,5			ϕ 8 c/ 13 ϕ 6,3 c/ 13
			ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	13,00	2,42	X	ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,5			
	MOMENTO NEGATIVO	2,76	ϕ 6,3 c/ 11 cm = 2,86	8,00	3,94			
			ϕ 8 c/ 18 cm = 2,78	13,00	3,85	X	ϕ 8 c/ 13 cm = 3,85	
			ϕ 10 c/ 20 cm = 2,86	20,00	4,00			

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.
O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.

TABELA 4.3 - DETALHAMENTO DE ARMADURAS

SEÇÃO VERTICAL - INTERCEPTA PAREDES 01 E 02

ESTRUTURA	POSIÇÃO	$A_{s, TOTAL}$ cm ² /m	OPÇÕES DE ARRANJOS cm ² /m	s (adotado) cm	$a_{s,ef}$ cm ² /m	ADOTADO	APÓS VER FISSURAÇÃO cm ² /m	TIPO
TAMPA DIREÇÃO X	MOMENTO POSITIVO	1,80	ϕ 5 c/ 11 cm = 1,82	8,00	2,50			⌀8 c/ 20
			ϕ 6,3 c/ 17,5 cm = 1,80	13,00	2,42			
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,50	X	ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	
FUNDO DIREÇÃO Y	MOMENTO POSITIVO	2,00	ϕ 5 c/ 10 cm = 2,00	8,00	2,50			⌀8 c/ 20
			ϕ 6,3 c/ 15 cm = 2,10	13,00	2,42			
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,50	X	ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	
	MOMENTO NEGATIVO	4,39	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50 + ϕ 5 C/8 = 2,50	8,00	5,00			
ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42 + ϕ 6,3 C/13 = 2,42			13,00	4,84				
PAREDE 01 E 02 DIREÇÃO X	MOMENTO POSITIVO	2,40	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50	8,00	2,50			⌀8 c/ 20
			ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42	13,00	2,42			
			ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	20,00	2,50	X	ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50	
	MOMENTO NEGATIVO	3,90	ϕ 5 c/ 8 cm = 2,50 + ϕ 5 C/8 = 2,50	8,00	5,00			
			ϕ 6,3 c/ 13 cm = 2,42 + ϕ 6,3 C/13 = 2,42	13,00	4,84			
		ϕ 8 c/ 20 cm = 2,50 + ϕ 8 C/20 = 2,50	20,00	5,00	X	$2 X (\phi$ 8 c/ 20 cm) = 5,00		

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.

O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.

TABELA 4.4 - DETALHAMENTO DE ARMADURAS

SEÇÃO VERTICAL - INTERCEPTA PAREDES 03 E 04

ESTRUTURA	POSIÇÃO	$A_{s, TOTAL}$ cm ² /m	OPÇÕES DE ARRANJOS cm ² /m	s (adotado) cm	$a_{s,ef}$ cm ² /m	ADOTADO	APÓS VER FISSURAÇÃO cm ² /m	TIPO
TAMPA DIREÇÃO	MOMENTO POSITIVO	1,80	$\phi 5 \text{ c/ } 11 \text{ cm} = 1,82$	10,00	2,00			⌀ 6,3 c/15
			$\phi 6,3 \text{ c/ } 17,5 \text{ cm} = 1,80$	16,00	1,97	X	$\phi 6,3 \text{ c/ } 15 \text{ cm} = 2,10$	
FUNDO	MOMENTO POSITIVO	4,99	$\phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm} = 5,00$	10,00	5,00			⌀ 10 c/15 ⌀ 6,3 c/15
			$\phi 10 \text{ c/ } 16 \text{ cm} = 5,00$	16,00	5,00	X	$\phi 6,3 \text{ c/ } 15 \text{ cm} = 5,33$	
Y	MOMENTO NEGATIVO	6,84	$\phi 8 \text{ c/ } 10 \text{ cm} = 5,00 + \phi 5 \text{ C/ } 10 = 2,00$	10,00	7,00			⌀ 6,3 c/15
			$\phi 10 \text{ c/ } 16 \text{ cm} = 5,00 + \phi 6,3 \text{ C/ } 16 = 1,97$	16,00	6,97	X	$\phi 10 \text{ c/ } 15 + \phi 6,3 \text{ C/ } 15 = 7,43$	
PAREDE	MOMENTO POSITIVO	2,40	$\phi 6,3 \text{ c/ } 13 \text{ cm} = 2,42$	10,00	3,15			⌀ 8 c/15 ⌀ 6,3 c/15
			$\phi 8 \text{ c/ } 20 \text{ cm} = 2,50$	16,00	3,13	X	$\phi 8 \text{ c/ } 15 \text{ cm} = 3,33$	
DIREÇÃO X	MOMENTO NEGATIVO	3,84	$\phi 6,3 \text{ c/ } 10 \text{ cm} = 3,15 + \phi 5 \text{ C/ } 10 = 2,00$	10,00	5,15			⌀ 8 c/15 + ⌀ 6,3 C/15 = 5,43
			$\phi 8 \text{ c/ } 16 \text{ cm} = 3,13 + \phi 6,3 \text{ C/ } 16 = 1,97$	16,00	5,10	X		

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.

O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.

TABELA 4.5 - VERIFICAÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS

ELEMENTO	DIR.	M _k kN.m/m	d cm	x cm	z cm	R _{st} kN/m	a _{s, ef} cm ²	s cm	σ _s kN/m	A _{cr} cm ²	ρ _s	w ₁ mm	w ₂ mm	OBS.:
LAJE DE FUNDO	X	+10,69	9,00	2,22	8,26	129,42	5,00	16,00	25,88	987	0,51%	0,454	0,224	NOCIVA
	X	+10,69	9,00	2,28	8,24	129,73	5,33	15,00	24,34				0,198	NÃO NOCIVA
	X	-12,50	8,50	2,54	7,65	163,90	7,43	15,00	22,06				0,163	NÃO NOCIVA
	Y	+4,47	8,10	1,55	7,58	58,97	2,50	20,00	23,59				0,186	NÃO NOCIVA
	Y	-8,90	7,97	2,08	7,28	122,25	5,00	20,00	24,45				0,1997	NÃO NOCIVA
TAMPA	X	+3,06	9,18	1,53	8,67	35,29	2,10	15,00	16,80				0,094	NÃO NOCIVA
	Y	+1,20	8,47	1,59	7,94	15,11	2,50	20,00	6,04				0,012	NÃO NOCIVA
PAREDE 01 E 02	X	+1,53	11,97	1,92	11,33	13,50	2,50	20,00	5,40				0,001	NÃO NOCIVA
	X	-8,90	7,80	2,59	10,94	81,40	5,00	20,00	16,27				0,088	NÃO NOCIVA
	Y	+1,45	12,68	1,97	12,02	12,06	2,42	13,00	4,98				0,008	NÃO NOCIVA
	Y	-3,93	12,60	2,40	11,80	33,31	3,85	13,00	8,65				0,025	NÃO NOCIVA
PAREDE 02 E 03	X	+3,00	11,97	2,18	11,24	26,68	3,33	15,00	8,01				0,021	NÃO NOCIVA
	X	-12,54	11,88	2,70	10,98	114,21	5,43	15,00	21,03				0,148	NÃO NOCIVA
	Y	+1,47	12,68	1,97	12,02	12,23	2,42	13,00	5,05				0,009	NÃO NOCIVA
	Y	-3,93	12,60	2,40	11,80	33,30	3,85	13,00	8,65				0,025	NÃO NOCIVA

OBS.: Espaçamento máximo das barras, para lajes armadas em duas direções, igual a 20 cm.
O espaçamento das armaduras, para cada direção, foram padronizados para uma maior facilidade de execução do projeto.