

**CONTRIBUIÇÃO AO DIMENSIONAMENTO
DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS
PROTENDIDOS**

ENG. WILSON SÉRGIO VENTURINI

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

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Dante F. V. Guelpa
Prof. Dr. Roberto L. A. Barbato
Prof. Dr. Dante A. O. Martinelli
(orientador)
Prof. Dr. Lafaél Petroni
(suplente)
Prof. Dr. Walter Savassi
(suplente)

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Dante Angelo Osvaldo Martinelli, pela orientação dada no decorrer deste trabalho.

Aos Srs. João Paulo Moretti e Egídio Jurandir Cristianini, pelos cuidadosos trabalhos de desenhos.

À Sra. Wilma Provinciali Vall e Sr. Rui Roberto Casale, pela dedicação nos trabalhos de datilografia.

À FAPESP, pela bolsa de estudos concedida durante o ano de 1973.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo principal o estudo das dimensões a serem fixadas num projeto de reservatório cilíndrico destinado a armazenamento de água.

O reservatório base tomado para estudo tem o fundo apoiado em solo não compressível, parede cilíndrica e cobertura cônica; a ligação entre o fundo e a parede é deslizante, e entre parede e cobertura é monolítica, feita através da colocação de um anel intermediário. Para a determinação dos esforços, considerou-se que as cascas cilíndricas e cônicas, que formam a parede e cobertura respectivamente, podem ser tratadas como sendo longas.

Nos capítulos iniciais são apresentados sucintamente os equacionamentos para a obtenção dos esforços de flexão e de membrana para as duas cascas. No Apêndice C é apresentado um programa em linguagem FORTRAN IV para computadores IBM-1130, que dá numericamente os esforços necessários à compatibilização dos deslocamentos entre as partes da estrutura e os esforços finais em qualquer ponto. A sequência de cálculo dada para a determinação das armaduras protendidas e frouxas segue principalmente as especificações da PNB-1/76 e do ACI-344.

ABSTRACT

This work analyses the usual dimensions of cylindrical tanks for liquid storage.

The pattern tank has the following characteristics: bottom lying on non-compressible soil; cylindrical wall and conic dome; separated bottom-wall joint; monolithic dome-wall joint, with a ring beam; independent treatment of the edges of the wall and dome shells.

The calculus sequence of the efforts for the shells is presented. By using the program presented in Appendix C, the final efforts at all the points and the displacement compatibility between the structural parts are obtained. The reinforced and prestressed determination is based on the NB-1/76 specifications and ACI-344 recommendations.

ÍNDICE

I - INTRODUÇÃO

I.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	I-1
I.2 - OBJETIVO	I-12
I.3 - CONTEÚDO	I-13

II - FUNDAMENTOS DA TEORIA DAS CASCAS

II.1 - ESTRUTURAS DE SUPERFÍCIE, DEFINIÇÕES E HIPÓTESES	II-1
II.2 - EQUAÇÕES GERAIS	II-2
II.2.1 - Esforços solicitantes	II-2
II.2.2 - Equações de equilíbrio	II-7
II.2.3 - Equações gerais das cascas	II-9
II.3 - MÉTODO DE ANÁLISE	II-12
II.4 - TEORIA DE MEMBRANA	II-12

III - ANÁLISE DA ESTRUTURA

III.1 - DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA	III-1
III.2 - TEORIA DE MEMBRANA PARA AS CASCAS CÔNICA E CILÍNDRICA	III-3
III.2.1 - Casca cônica	III-3
III.2.2 - Casca cilíndrica	III-6
III.3 - EQUAÇÃO DIFERENCIAL HOMOGÊNEA PARA AS CASCAS CÔNICA E CILÍNDRICA	III-8
III.3.1 - Casca cônica	III-8
III.3.2 - Casca cilíndrica	III-16
III.4 - LIGAÇÃO COBERTURA-PAREDE MEDIANTE ANEL DE BORDA	III-19
III.4.1 - Anel de borda	III-19
III.4.2 - Esforços e deslocamentos devidos a uma força horizontal distribuída..	III-20
III.4.3 - Esforços e deslocamentos devidos a um momento distribuído no anel ...	III-21

III.4.4 - Esforços e deslocamentos totais no anel	III-22
III.5 - ANÁLISE DA LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO..	III-27
III.6 - EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE DOS DESLOCAMENTOS DO CONJUNTO	III-30
III.6.1 - Compatibilização dos deslocamentos da borda superior da casca cônica e do anel superior	III-30
III.6.2 - Compatibilização dos deslocamentos da borda inferior da cobertura, do anel e da borda superior da parede..	III.33
III.6.3 - Compatibilização dos deslocamentos da borda inferior da parede e do fundo	III-35
III.7 - ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE ESPESSURA NAS BORDAS DAS CASCAS	III-37

IV - ANÁLISE DAS AÇÕES NO RESERVATÓRIO

IV.1 - CARREGAMENTOS DA COBERTURA CÔNICA	IV-1
IV.1.1 - Peso próprio	IV-2
IV.1.2 - Sobrecarga	IV-2
IV.1.3 - Lanternim	IV-4
IV.2 - CARREGAMENTOS NA PAREDE CILÍNDRICA	IV-4
IV.2.1 - Peso próprio da parede	IV-5
IV.2.2 - Carga vertical uniformemente distri- buída na borda superior do cilindro ..	IV-5
IV.2.3 - Carregamento devido ao líquido arma- zenado	IV-6
IV.3 - EFEITOS DEVIDOS AO VENTO	IV-7
IV-4 - EFEITOS DEVIDOS À VARIAÇÃO DE TEMPE- RATURA	IV-10
IV.4.1 - Variação diferencial de temperatura entre parede e fundação	IV-11
IV.4.2 - Variação diferencial de temperatura entre cobertura e parede	IV-12
IV.4.3 - Variação diferencial de temperatura entre interior e exterior do reser- vatório	IV-13

IV.5 - RETRAÇÃO	IV-14
IV.6 - PROTENSÃO	IV-15
IV.6.1 - Tipos de protensão	IV-16
IV.6.2 - Protensão na parede	IV-16
IV.6.3 - Protensão no anel	IV-28
IV.6.4 - Escolha do tipo de protensão	IV-29
IV.7 - DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS FINAIS	IV-31
IV.8 - PROGRAMAÇÃO PARA O CÁLCULO DOS ESFORÇOS	IV-32

V - DISPOSIÇÕES GERAIS E ASPECTOS CONSTRUTIVOS
PARA O PROJETO DE RESERVATÓRIOS

V.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	V-1
V.2 - PROTENSÃO NA PAREDE	V-2
V.3 - PROTENSÃO NO ANEL	V-7
V.4 - ARMADURA FROUXA	V-10
V.4.1 - Determinação	V-10
V.4.2 - Disposições construtivas	V-10
V.5 - VERIFICAÇÕES	V-11
V.5.1 - Verificação quanto à fissuração	V-11
V.5.2 - Verificação das tensões	V-12
V.6 - DETALHES DA LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO	V-13
V.6.1 - Vinculação deslizante	V-13
V.6.2 - Vinculação articulada	V-14
V.6.3 - Vinculação engastada	V-14
V.7 - FUNDO	V-15
V.7 - CONSTRUÇÃO	V-18

VI - EXEMPLIFICAÇÃO DA SEQUÊNCIA DE CÁLCULO

VI.1 - INTRODUÇÃO	VI-1
VI.2 - DADOS	VI-1
VI.3 - ESFORÇOS	VI-3
VI.3.1 - Considerações gerais	VI-4
VI.3.2 - Esforços no anel	VI-4
VI.3.3 - Esforços da cobertura	VI-5
VI.3.4 - Esforços da parede	VI-8

VI.4 - DESLOCAMENTOS	VI-11
VI.5 - PROTENSÃO NA PAREDE	VI-12
VI.6 - PROTENSÃO NO ANEL	VI-16
VI.7 - ARMADURAS FROUXAS	VI-17
VI.7.1 - Armadura da cobertura	VI-18
VI.7.2 - Armadura da parede	VI-22
VI.7.3 - Armaduras dos anéis de borda	VI-27
VI.7.4 - Armadura do fundo	VI-28
VI.8 - VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES	VI-28
VI.8.1 - Tensões no concreto	VI-28
VI.8.2 - Tensões no aço	VI-29
VI.9 - VERIFICAÇÃO DO APARELHO DE APOIO	VI-30

VII - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS DIVERSAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E ESTÁTICAS DOS RESERVATÓRIOS

VII.1 - OBJETIVO	VII-1
VII.2 - ANÁLISE DA VINCULAÇÃO DO PÉ DA PAREDE	VII-4
VII.2.1 - Parede engastada	VII-4
VII.2.2 - Parede articulada	VII-8
VII.2.3 - Parede sobre apoio móvel	VII-10
VII.2.4 - Esforços e consumos de materiais para cada tipo de junta	VII-11
VII.3 - ANÁLISE DAS FORMAS DE COBERTURA	VII-14
VII.4 - INFLUÊNCIA DO ANEL DE BORDA	VII-16
VII.4.1 - Comportamento do anel de borda	VII-16
VII.4.2 - Rigidez do anel	VII-17
VII.4.3 - Posição do anel	VII-19
VII.5 - INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA COBERTURA	VII-22
VII.6 - INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DAS CASCAS ..	VII-24
VII.7 - INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO DIÂMETRO/ <u>AL</u> TURA	VII-26
VII.8 - RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO	VII-29

VIII - CONCLUSÕES

IX - BIBLIOGRAFIA

APÊNDICE A - ANÁLISE DA PROPAGAÇÃO DOS EFEITOS DE BORDA
NA CASCA CÔNICA

1 - INTRODUÇÃO	A-1
2 - DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA	A-1
3 - FUNÇÕES AUXILIARES	A-2
4 - EFEITOS DO CARREGAMENTO DE BORDA	A-3
4.1 - Solução da equação diferencial homogênea	A-3
4.2 - Momento unitário aplicado à borda superior ..	A-4
4.3 - Força horizontal unitária aplicada à borda superior	A-6
4.4 - Momento unitário aplicado à borda inferior ..	A-7
4.5 - Força horizontal unitária aplicada à borda inferior	A-8
5 - VALORES DOS DESLOCAMENTOS	A-10

APÊNDICE B - RECOMENDAÇÕES SOBRE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE
ESTRUTURAS CIRCULARES DE CONCRETO PROTENDIDO

1 - GENERALIDADES	B-1
1.1 - Introdução	B-1
1.2 - História e desenvolvimento	B-1
1.3 - Objetivo	B-2
1.4 - Campo de estudo	B-3
2 - PROJETO	B-6
2.1 - Notação	B-6
2.2 - Métodos de projeto	B-8
2.3 - Cargas de projeto	B-9
2.4 - Tensões admissíveis	B-10
2.5 - Projeto da parede	B-13

2.6 - Projeto da cobertura	B-23
2.7 - Projeto do fundo	B-25
2.8 - Projeto do pé	B-27
3 - MATERIAIS	B-27
3.1 - Concreto	B-27
3.2 - Concreto projetado	B-27
3.3 - Aditivos	B-27
3.4 - Armaduras	B-28
3.5 - Materiais elastoméricos	B-29
4 - PROCEDIMENTO PARA A CONSTRUÇÃO	B-31
4.1 - Concreto	B-31
4.2 - Execução do concreto projetado	B-31
4.3 - Execução das formas	B-37
4.4 - Armadura frouxa	B-38
4.5 - Protensão	B-39
4.6 - Tolerância	B-44
4.7 - Cabos de sismôgrafos	B-44
4.8 - Juntas de vedação	B-45
4.9 - Apoios elastoméricos	B-46
4.10 - Enchimento de borracha	B-46
5 - BIBLIOGRAFIA	B-47
5.1 - Referências	B-47
5.2 - Normas do ACI citadas no texto	B-47
5.3 - Normas do ASTM e do ANSI citadas no texto ...	B-48

APÊNDICE C - LISTAGEM DA PROGRAMAÇÃO PARA O CÁLCULO DOS
ESFORÇOS DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS COM
COBERTURA CÔNICA

I - INTRODUÇÃO

I.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A necessidade de grandes armazenamentos de água e de outros produtos tem sido bastante freqüente nestes últimos anos. Para suprir essa necessidade, são construídos reservatórios que, em geral, se classificam em três grupos: elevados, enterrados e de superfície (Fig. I.1.1). Soluções intermediárias entre os dois últimos grupos são freqüentes e, nestes casos, os reservatórios podem ser classificados como semi-enterrados.

As formas dos reservatórios são, em geral, circulares ou retangulares (em planta). As circulares se comportam melhor quanto à distribuição de esforços, devido às simetrias de revolução de sua superfície e dos carregamentos. A capacidade de armazenamento dos reservatórios circulares em geral pode ser elevada. Já as formas retangulares não tendo simetria de revolução, apresentam esforços maiores; quando se tem grande capacidade de líquido a ser armazenada, em geral, esta forma torna-se inconveniente. Esta forma se adapta bem a pequenos reservatórios, pois sua execução é mais simples, apesar de exigir maior consumo de material.

Dentre os grupos de reservatórios apresentados,

serão considerados neste estudo os de superfície de forma circular, podendo ser englobados também os enterrados e semi-enterrados, que apresentam como diferença, para cálculo, a inclusão do carregamento de solo nas cargas atuantes.

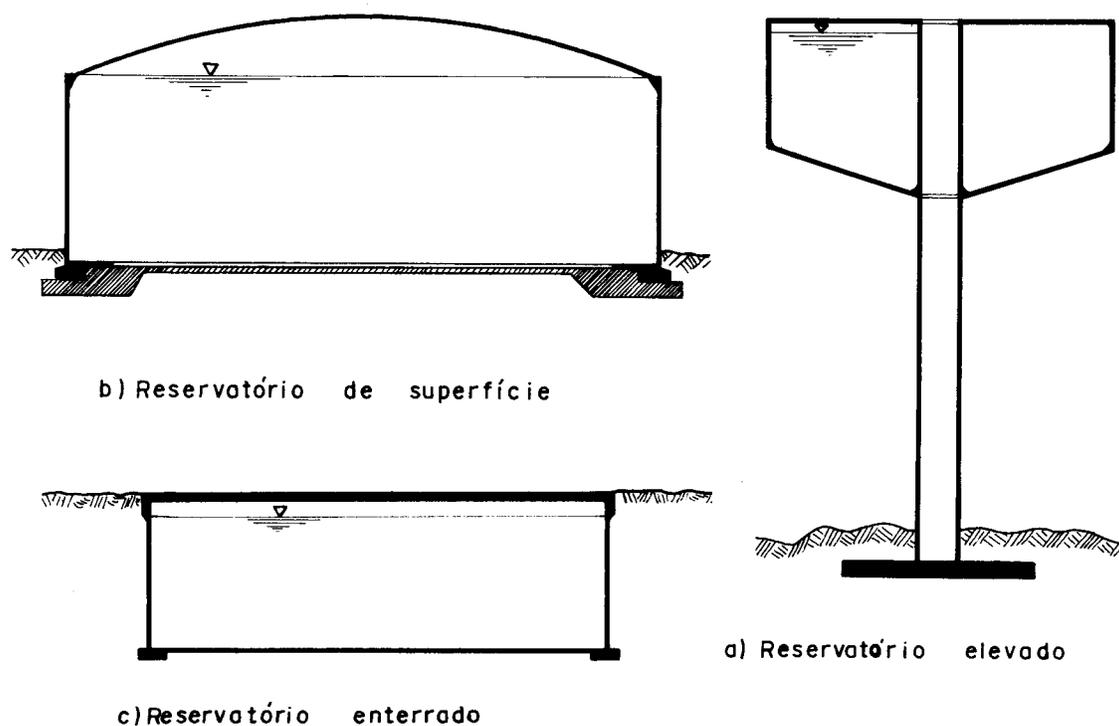


Fig. I.1.1 - Classificação dos reservatórios

Nos reservatórios de superfície e enterrados destacam-se três partes características que os compõem: parede, fundo e cobertura, esta última nem sempre necessária. Deve-se ressaltar ainda as ligações existentes entre as partes para a formação do conjunto (Fig. I.1.2).

A parede é um elemento de forma circular, ligada em cada extremidade ao fundo e à cobertura do reservatório. Sua função estática no conjunto é a de resistir à pressão hidrostática lateral, não permitindo também qualquer tipo de vazamento, e transmitir os carregamentos da cobertura à fundação.

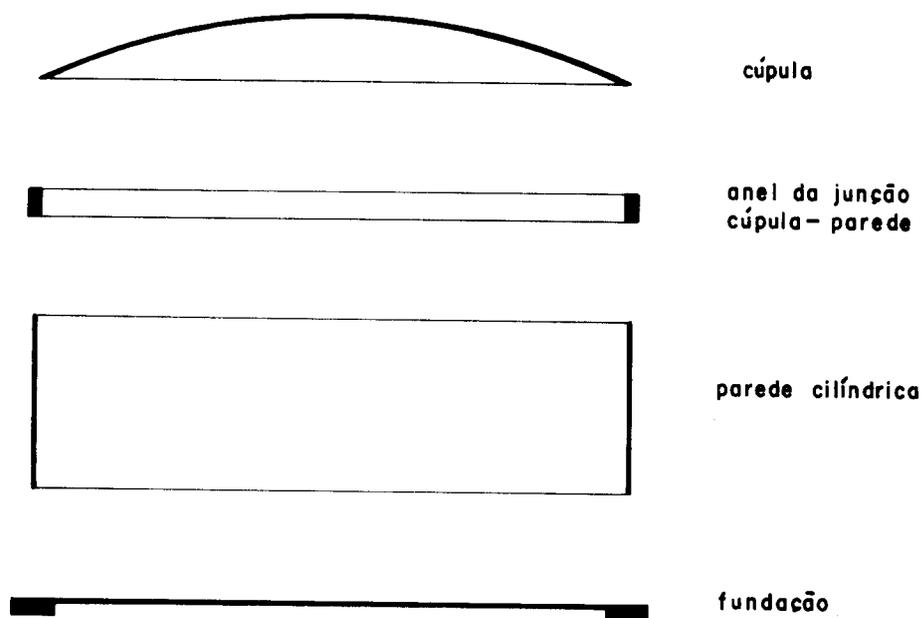
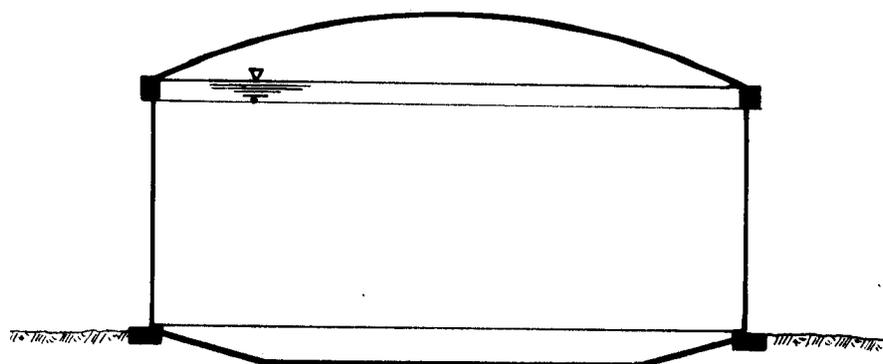


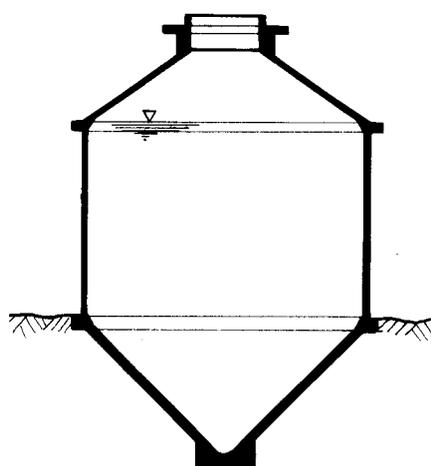
Fig. I.1.2 - Partes de um reservatório.

As espessuras das paredes dos reservatórios são constantes ou variáveis. No caso de espessuras variáveis, normalmente se tem variação contínua do fundo ao topo, ou do fundo a um ponto intermediário, a partir do qual se tem espessura constante até o ponto de ligação com a cobertura.

Normalmente o fundo tem a função de transmitir as pressões hidrostáticas e as cargas da parede e da cobertura à fundação. É em geral constituído de uma placa circular esbelta que resiste a possíveis esforços localizados devidos a recalques diferenciais e a deslocamentos impedidos, tendo na borda um espessamento para melhor distribuição das cargas da parede e da cobertura na fundação. É oportuno ainda lembrar que outros tipos de fundo, que não em laje, podem às vezes ser mais interessantes em função da utilização da obra; assim, pode-se citar, entre outros, os casos do fundo cônico para digestor e o fundo tronco-cônico, usado em alguns reservatórios de água (Fig. I.1.3).



fundo tronco - cônico

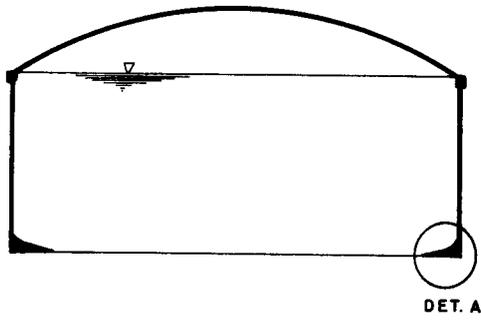


fundo cônico

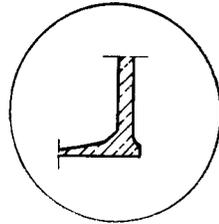
Fig. I.1.3 - Fundos tronco-cônico e cônico.

A vinculação do fundo com a parede é, em geral, constituída por um engastamento, uma articulação ou uma junta móvel (Fig. I.1.4). O engastamento com laje anular proposto por BUYER (1957) (Fig. I.1.5) merece ser também destacado.

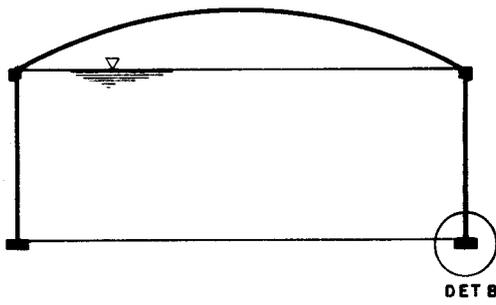
As coberturas servem para proteger o produto armazenado, mas nem sempre são necessárias (Fig. I.1.6); em alguns casos, onde não é necessário garantir a qualidade da água, como em alguns reservatórios industriais, costuma-se eliminar essa parte do conjunto.



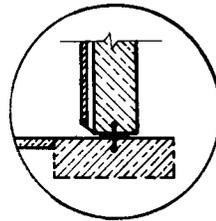
Reservatório com pé engastado



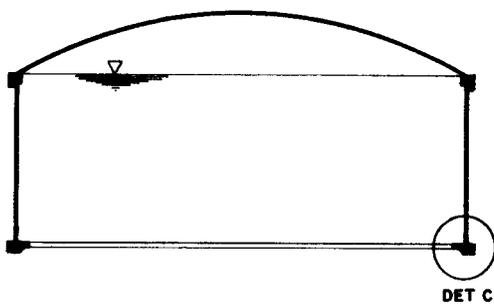
DETALHE A



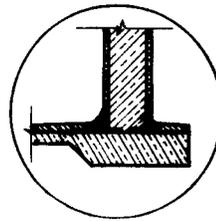
Reservatório com pé deslizante



DETALHE B



Reservatório com pé articulado



DETALHE C

Fig. I.1.4 - Tipos de ligação parede-fundo.

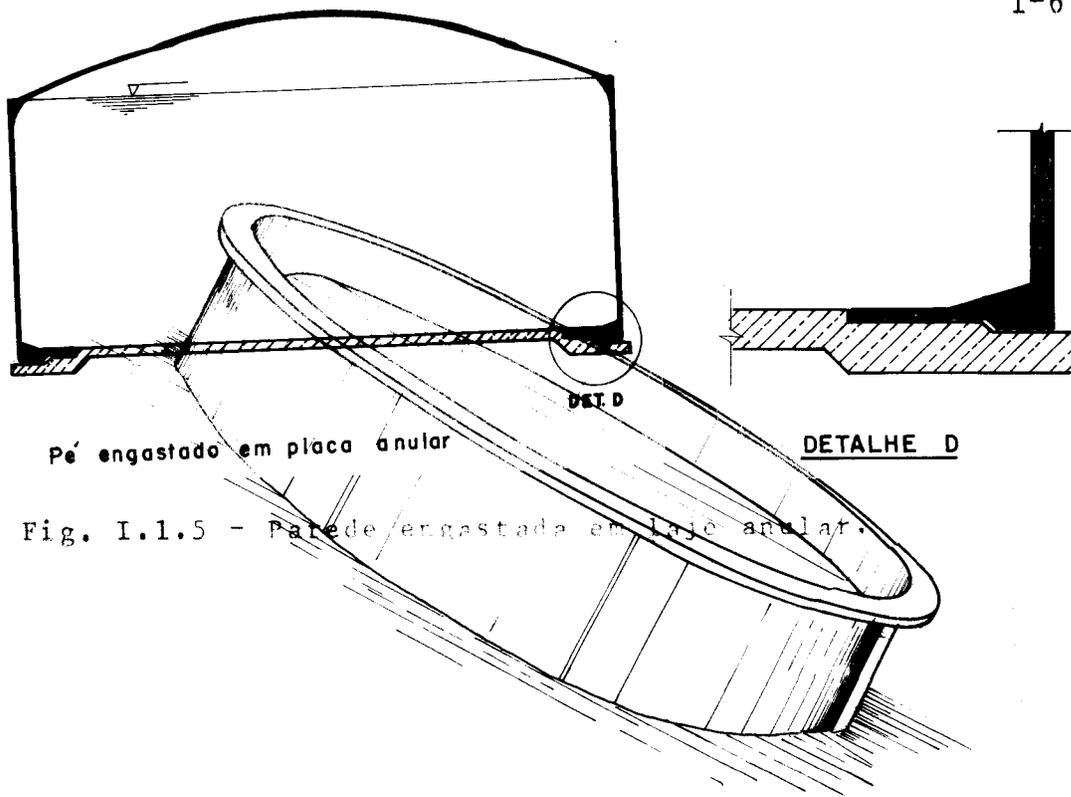


Fig. I.1.5 - Parede engastada em laje anular.

Fig. I.1.6 - Reservatório sem cobertura.

No caso de existência de cobertura, destacam-se os tipos em laje e em casca.

As coberturas em casca têm melhor comportamento quanto aos esforços, quando comparadas com as lajes. Diferentemente das lajes onde o esforço solicitante principal é sempre de flexão, nas cascas, em geral, tem-se apenas compressões com pequenas flexões causadas pelas vinculações, sendo este tipo de solicitação preferível para as estruturas de concreto. As cascas podem ser de várias formas, estabelecidas, em geral, em função do diâmetro e da finalidade da obra; destacam-se aqui as formas cônica, esférica, elíptica (Fig. I.1.7 a I.1.9).

As espessuras das cascas são na maioria das vezes constantes, podendo ter um alargamento próximo da junção com a parede (região onde ocorrem os maiores esforços fletores).

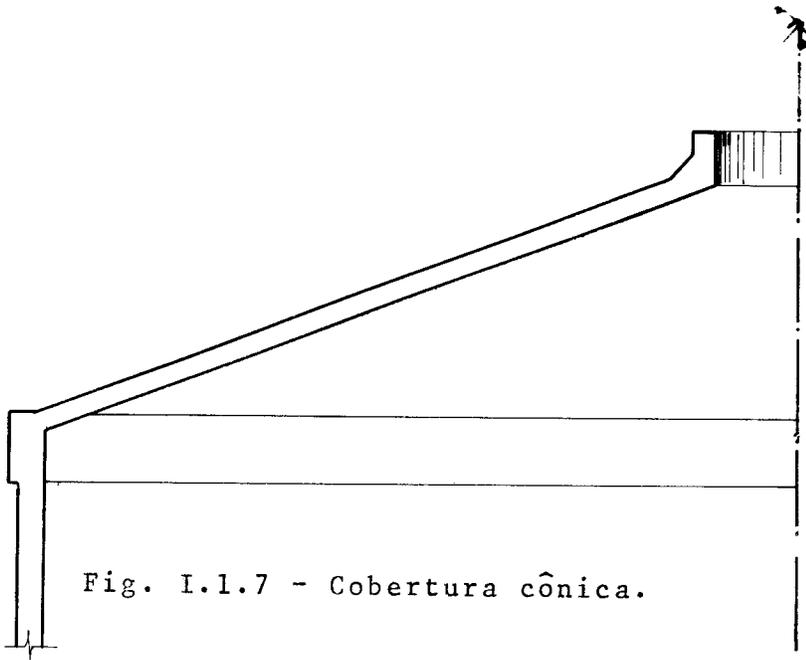


Fig. I.1.7 - Cobertura cônica.

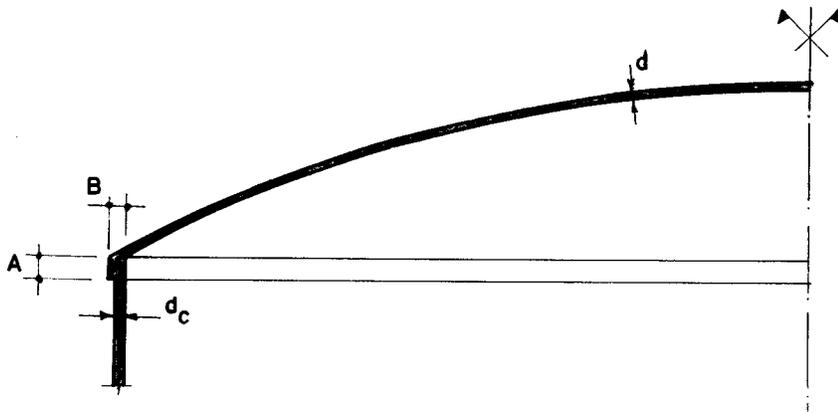


Fig. I.1.8 - Cobertura esférica

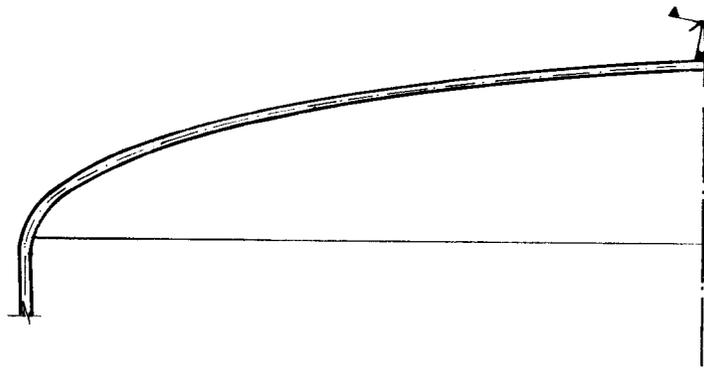


Fig. I.1.9 - Cobertura elíptica.

As coberturas, algumas vezes, apresentam uma abertura no vértice da casca, utilizada para saída de material ou para inspeção (Fig. I.1.7).

A parede e a cobertura são ligadas normalmente com um anel de rigidez intermediário, para diminuir os esforços nas bordas das cascas; ligações sem o anel são também utilizadas (Fig. I.1.10).

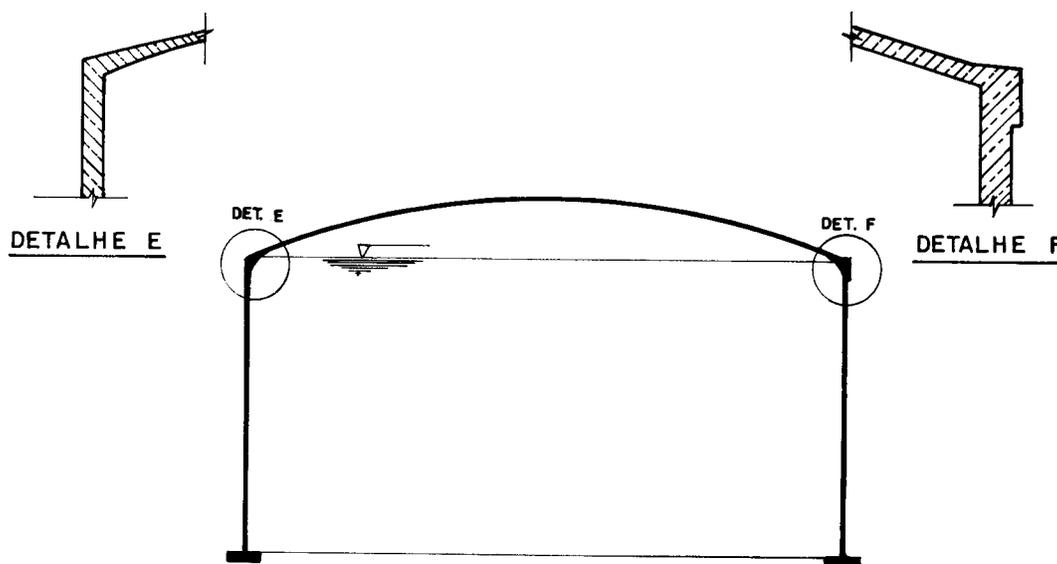


Fig. I.1.10 - Anel intermediário na junção cobertura-parede.

Tendo já sido descritas as particularidades geométricas de cada parte do conjunto, pode-se agora analisar algumas de suas características. Assim, inicialmente, estabelecem-se dois grupos de reservatórios: os protendidos e os armados.

A protensão em reservatório, em geral, é executada distribuída circunferencialmente sobre a altura da parede e concentrada no anel. A protensão na parede pode ser estendida da base ao topo ou da base a um ponto intermediário, e normalmente se faz sua intensidade variar ao longo da parede. A protensão circunferencial, tanto na parede como no anel, pode ser dada através de fios ou cabos protendidos. A protensão da parede tem a função de combater as tensões de tração que surgem devido ao carregamento de

água, e também eliminar os problemas relativos à fissuração, normalmente existente em paredes sem protensão. A protensão do anel tem por finalidade combater os esforços nas bordas das cascas (cobertura e parede), provenientes dos carregamentos da cobertura.

Em relação à protensão, pode-se ainda mencionar a existência do tipo vertical, normalmente usado em grandes reservatórios, onde os esforços fletores próximos ao pé são elevados.

Quanto aos reservatórios armados, seu maior problema é a fissuração. Sem a existência de protensão, a eliminação do problema se faz com a utilização de baixa tensão na armadura ou com o emprego de produtos especiais que vedem os vazamentos surgidos com as aberturas de fissuras. Em geral recomenda-se este tipo de construção para reservatórios de pequenas dimensões (1500m^3). Para este caso o concreto armado pode ser mais econômico do que o protendido. A partir desta dimensão, os gastos de material se elevariam bastante para se ter o reservatório armado, devido a possíveis aumentos de espessuras necessários em algumas partes; além disso, obtém-se maior segurança com o uso da protensão. É, entretanto, importante lembrar ainda que o lugar da construção da obra e o produto a ser armazenado são condições determinantes na escolha do tipo (protendido ou armado) a ser utilizado.

Um dos parâmetros mais significativos a ser fixado em um projeto de reservatório é a relação entre diâmetro e altura. Verificou-se que valores dessa relação, próximos de quatro, em reservatórios protendidos, tornam os custos das construções mínimos, considerando-se apenas o consumo de material; este valor da relação diâmetro/altura tem sido recomendado por diversos autores como DOBELL(1951) e LEONHARDT(1964).

As espessuras das paredes dos reservatórios protendidos médios (3000m^3 a 10000m^3) devem ser tomadas constantes; acima de 10000m^3 deve-se proceder a uma variação

de espessura. Em reservatório armados normalmente tem-se parede com variação linear da espessura, pois os esforços próximos ao pé são grandes, exigindo maiores seções. É importante salientar que, em reservatórios armados, a ligação entre parede e fundo é, em geral, engastada.

O engastamento entre parede e fundo é uma boa solução para pequenos reservatórios, protendidos ou não. Mesmo com um grande aumento no consumo de armadura frouxa, algumas vezes é vantajoso que se construam reservatórios protendidos com base engastada, devido ao menor custo da construção da obra. Para reservatórios protendidos, acima de 5000m^3 , recomenda-se junta articulada ou móvel.

A ligação da parede com a cobertura é, em geral, feita através de um anel de borda. A solução sem a introdução do anel é normalmente usada para reservatórios pequenos. No caso de reservatórios protendidos, a influência do anel nos esforços totais e no consumo de material praticamente não existe. Neste caso, o anel é importante para se dar a protensão concentrada necessária devida aos esforços de borda. Anéis de dimensões grandes em reservatórios protendidos não têm utilidade; só aumentam o consumo de material. Em reservatórios armados, entretanto, é razoável a colocação de anéis maiores para diminuição dos esforços nas bordas das cascas.

Em relação à cobertura, quando necessária, pode-se definir o tipo a ser utilizado por razões estéticas ou de custo (neste caso, o principal fator é o diâmetro do reservatório), mas outros fatores, como o local da obra, qualidade da mão-de-obra e finalidade a que se destina podem ter influência na escolha. Com relação ao diâmetro, sabe-se que para pequenos valores (até 12m) a solução em laje leva a menores custos. Desta dimensão até os grandes vãos é melhor adotar a solução em casca; outra alternativa é a utilização de lajes com apoios internos (Figura I.1.11).

A escolha da forma da casca a ser utilizada também é condicionada em função do diâmetro ou da finalidade

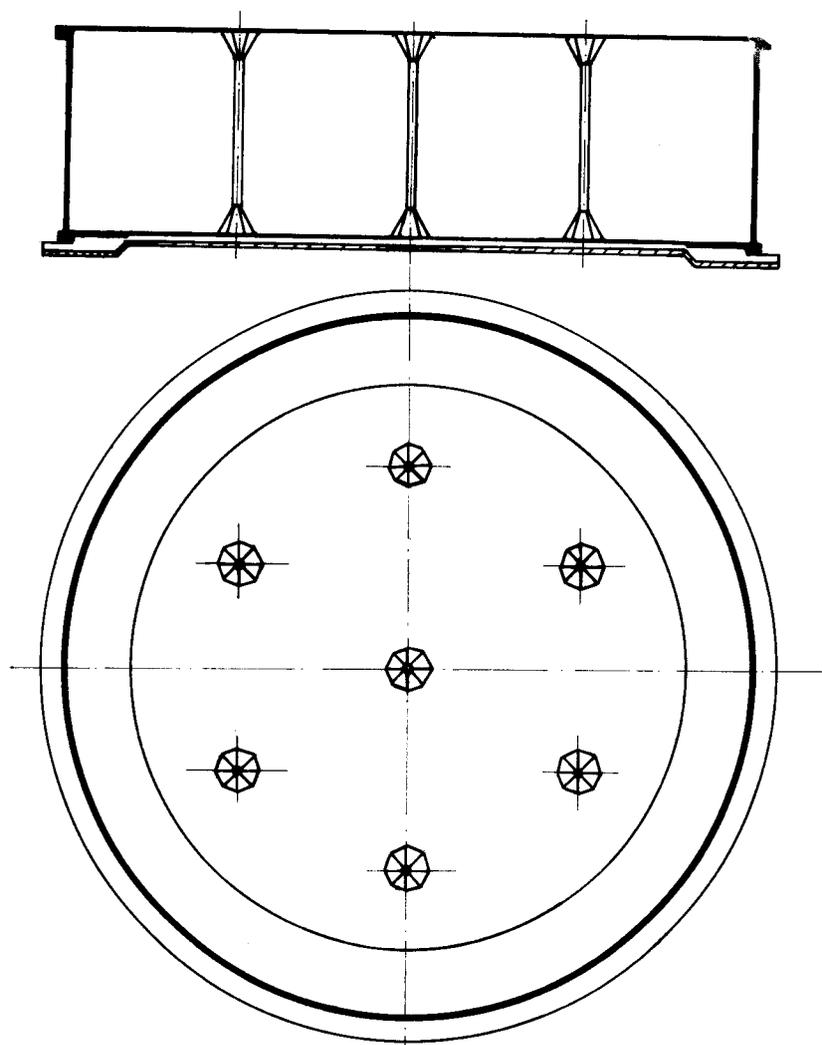


Fig. I.1.11 - Reservatório com cobertura em laje apoiada em apoios intermediários.

da obra. Assim, para valores do diâmetro de 10m a 25m, as soluções em casca cônica ou esférica (Figs. I.1.7 a I.1.8), em relação ao consumo de material, são equivalentes. Acima de 25m a solução esférica deve ser a adotada, e para valores do diâmetro acima de 50m soluções em casca elíptica podem ser mais convenientes.

Para a análise dos parâmetros geométricos (dimensões) ou estáticos (tipos de ligação) do reservatório, seria necessário um estudo bastante extenso. Assim, para facilitar a análise, resolveu-se particularizar um tipo de reservatório a ser estudado, fixando-se alguns parâmetros como é mostrado a seguir. Apesar da análise ser feita para esse tipo particular de reservatório, algumas das conclu-

sões podem ser extrapoladas para outros tipos com razoável aproximação.

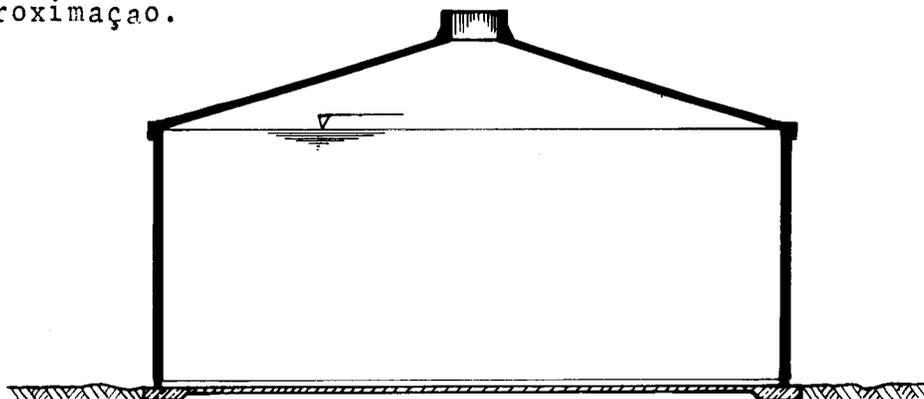


Fig. I.1.12 - Reservatório a ser analisado.

Na Fig. I.1.12 é mostrada a particularização já mencionada. Dentre as coberturas, tomou-se a cônica para estudo. Para a ligação da parede com o pé foi tomada a junta móvel, e para a junção parede-cobertura foi escolhida a que possui anel de rigidez intermediário. Ainda foi eliminado o carregamento de solo pois, para a análise pretendida, sua importância não é fundamental. A análise também ficou mais restrita ao campo dos reservatórios protendidos. Reservatórios armados foram analisados apenas nos casos onde havia engastamento na ligação parede-fundo.

1.2 - OBJETIVO

Num projeto de reservatório o número de parâmetros a serem definidos é muito grande. A fixação de cada um deles é sempre feita com base na experiência do projetista em obras similares. Essa escolha, em geral, não é a solução mais adequada, tornando-se tanto mais arbitrária quanto menor for a experiência do projetista em obras deste tipo, e conseqüentemente causando uma grande elevação do custo da obra.

Pretende-se, neste trabalho, fixar racionalmente algumas diretrizes de projeto que permitam a definição dos parâmetros mais importantes para o tipo de reservatório a ser estudado. Para realizar o objetivo proposto

acima, uma solução seria proceder a uma análise do comportamento de cada parâmetro em projetos já executados; esta solução não é conveniente pois, apesar de ser grande o número de reservatórios já construídos, existe uma grande variabilidade dos parâmetros, tornando-se difícil uma análise do comportamento de cada um. Além disso, a obtenção de um bom número de projetos para estudo seria muito dispendiosa. Deste modo, a solução mais racional foi a obtida com a resolução de uma série de exemplos com variação de apenas um parâmetro de cada vez. Pode-se, assim, fazer um estudo sistemático do comportamento estático e do custo, com base na série resolvida.

Definido o objetivo fundamental do trabalho, passa-se agora a resumir o conteúdo individual de cada capítulo.

1.3 - CONTEÚDO

No Capítulo II são dados os fundamentos da teoria das cascas, tomando-se como base os textos de autores conhecidos, como GRAVINA (1956), BILLINGTON (1965), HAMPE (1963), BELLUZZI (1953), e outros. É importante esclarecer que as deduções das expressões não foram feitas; apenas são mostrados os principais passos para que se obtenham as equações fundamentais. Após ter sido mostrada a equação geral das cascas, é apresentada a solução de membrana, tomada como sendo uma particular.

No Capítulo III é analisado fundamentalmente o comportamento estático do conjunto. Inicialmente é feito o estudo de flexão das duas cascas com a solução da equação homogênea obtida da equação geral para carregamentos unitários aplicados nas bordas. Deste modo, obtêm-se coeficientes de flexibilidade que permitem estabelecer as equações de compatibilidade nas vinculações já apresentadas. Com a

solução do sistema de equações de compatibilidade obtêm-se esforços hiperestáticos nas bordas das cascas. Com estes valores obtêm-se os esforços finais em qualquer ponto das cascas. Ainda neste capítulo é ressaltada a aproximação de HANNA (1956) para cascas esféricas com alargamento na borda, sendo aqui esta solução adaptada para as cascas cônicas.

O Capítulo IV trata da definição dos carregamentos atuantes no reservatório estudado. Inicialmente são dadas as expressões dos esforços e deslocamentos para as cascas cônicas e cilíndricas, e para cada carregamento. A análise de protensão é feita ainda neste capítulo. Para a protensão circunferencial são apresentadas várias distribuições que podem ser utilizadas nos reservatórios.

No Capítulo V são dadas algumas recomendações para a determinação da protensão circunferencial a ser aplicada em reservatórios e as especificações referentes ao cálculo das armaduras frouxas prescritas na NB-1. Mostram-se, ainda, algumas recomendações do ACI para a fixação de certos parâmetros do reservatório.

O Capítulo VI traz o cálculo de um reservatório protendido. Através desse exemplo mostram-se os passos a serem seguidos no dimensionamento dos reservatórios do Capítulo VII.

No Capítulo VII é calculada uma série de reservatórios do tipo apresentado, isto é, com cobertura cônica e parede protendida sobre apoio móvel, fazendo-se variações dos outros parâmetros para determinar a influência de cada um nos esforços e no consumo dos materiais. Os parâmetros analisados são, pela ordem: o anel de borda, onde se destacam a posição e as dimensões; o ângulo de inclinação da cobertura; as espessuras das cascas, dando-se ênfase ao estudo do espessamento; e a relação diâmetro/altura para a parede do reservatório. A análise deste último parâmetro é, talvez a mais importante, pois em função dele é que ocorrem as maiores variações de consumo para o reservatório estudado. Após um estudo da influência de cada parâmetro acima

mostrado, alguns resultados foram comparados com outros tipos de reservatórios. Inicialmente efetuou-se a comparação dos resultados de um reservatório calculado com os de reservatórios com as mesmas dimensões, mas que tinham o pé engastado ou articulado. Prosseguindo as comparações, destacam-se ainda os resultados da utilização de coberturas esféricas e a possibilidade econômica da construção de reservatórios armados.

O Capítulo VIII sistematiza algumas conclusões decorrentes do trabalho, especialmente aquelas relacionadas à fixação de dimensões observadas no Capítulo VII.

Nos Apêndices ressalta-se a programação dos esforços do reservatório-tipo em linguagem FORTRAN IV para computadores IBM-1130. Esta programação poderá ser útil a quem for projetar reservatórios do tipo dado ou próximo deste. São também apresentadas, nos Apêndices, as recomendações do ACI-344 que dizem respeito a projeto e construção de reservatórios pretendidos, bem como a solução da casca cônica curta, onde quatro constantes de integração são consideradas.

II - FUNDAMENTOS DA TEORIA DAS CASCAS

II.1 - ESTRUTURAS DE SUPERFÍCIE. DEFINIÇÕES E HIPÓTESES

Uma estrutura de superfície caracteriza-se por ser tridimensional e ter uma dimensão muito menor que as outras duas. O tratamento elástico, estático e geométrico dessa estrutura é extremamente complexo: assim, em geral, o problema é tratado com as propriedades acima referidas à sua superfície média. Esta superfície é caracterizada pelos pontos médios dos segmentos, nos quais são medidas as espessuras.

As estruturas de superfície se classificam em dois grandes grupos. Quando sua superfície média está contida num único plano, a estrutura é classificada como placa ou chapa. Se a superfície média, entretanto, estiver contida em mais de um plano, a estrutura é classificada como pertencente ao grupo das cascas. Em geral, a denominação "cascas" é empregada para as estruturas com superfície média curva. As estruturas compostas por vários segmentos planos denominam-se "folhas poliédricas".

Para a análise estática das estruturas de superfície geralmente são admitidas as seguintes hipóteses fundamentais:

- a) - O material que constitui a estrutura é homogêneo, isotrópico e obedece à lei de Hooke.
- b) - A espessura da estrutura é pequena em relação às dimensões e aos raios de curvatura da superfície média.
- c) - As tensões normais à superfície média são desprezíveis em relação às demais.
- d) - Os pontos pertencentes a uma mesma reta normal à superfície média antes de uma deformação encontram-se em uma mesma reta normal à superfície média deformada.
- e) - Os deslocamentos devidos aos carregamentos são muito pequenos em relação à espessura da estrutura, sendo possível desprezar-se sua influência no estudo das condições de equilíbrio de um elemento de superfície.
- f) - As deformações correspondentes a esforços cortantes são desprezíveis.

Estas hipóteses, admitidas na teoria das cascas, são fundamentalmente as de KIRCHHOFF-LOVE(1850, 1934).

II.2 - EQUAÇÕES GERAIS

II.2.1 - Esforços solicitantes

Os esforços solicitantes em um ponto de uma casca são dados em unidade de força ou momento por unidade de comprimento. A obtenção de seus valores se faz pelo cálculo da resultante das tensões em um elemento de casca cujos lados, medidos na superfície média, são unitários. Sendo r_x e r_y os raios de curvatura da superfície da casca, a largura do elemento varia em função da altura z , e as áreas das regiões indicadas na Fig. II.2.1. são dadas por:

$$S_x = 1(r_y - z)/r_y dz$$

(II.2.1)

$$S_y = 1(r_x - z)/r_x dz$$

Assim, os valores dos esforços, considerando-se d a espessura do elemento, são:

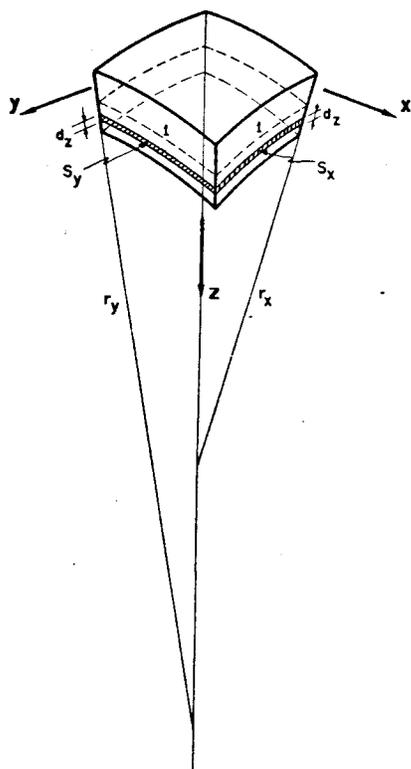


Fig. II.2.1 - Elemento de casca.

$$N_x = \int_{-d/2}^{d/2} \sigma_x \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz$$

$$N_{xy} = \int_{-d/2}^{d/2} \tau_{xy} \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz$$

$$Q_x = \int_{-d/2}^{d/2} \tau_{xz} \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz$$

$$M_x = \int_{-d/2}^{d/2} \sigma_x z \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz$$

$$M_{xy} = - \int_{-d/2}^{d/2} \tau_{xy} z \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) dz$$

$$N_y = \int_{-d/2}^{d/2} \sigma_y \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz$$

$$Q_y = \int_{-d/2}^{d/2} \tau_{xy} \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz$$

$$N_{yx} = \int_{-d/2}^{d/2} \tau_{xy} \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz$$

$$M_y = \int_{-d/2}^{d/2} \sigma_y z \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz$$

$$M_{xy} = - \int_{-d/2}^{d/2} \tau_{xy} z \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) dz$$

(II.2.2)

Para a determinação de quaisquer parâmetros geométricos a serem utilizados no equacionamento dos esforços de uma estrutura de superfície, é necessário que a geometria desta esteja perfeitamente caracterizada. Em geral, conhecem-se as curvas paramétricas que definem a superfície média da estrutura (Fig. II.2.2), dadas em função de um sistema de coordenadas curvilíneas. Sabendo-se a geometria da superfície, ficam portanto conhecidos seus raios de curvatura em cada ponto, assim como os coeficientes da primeira forma fundamental da superfície.

Na Fig. II.2.3 são mostrados os lados de um elemento de uma estrutura de superfície, as raízes dos coeficientes da primeira forma fundamental da superfície média correspondente (a_x e a_y), e as coordenadas curvilíneas do sistema de referência (α_x e α_y).

As tensões que originam os esforços dados em II.2.2 estão indicadas na Fig. II.2.4, com suas direções e sentidos positivos. A Fig. II.2.5 mostra os esforços atuando em três direções ortogonais: a direção normal à face do elemento; a direção normal à superfície média; a direção ortogonal às duas primeiras. Notam-se ainda, na Fig. II.2.5, as variações das coordenadas curvilíneas α_x e α_y do elemento e seus respectivos sentidos positivos.

Conhecendo-se a geometria da estrutura pode-se definir os sentidos positivos dos esforços solicitantes (Fig. II.2.5), como segue:

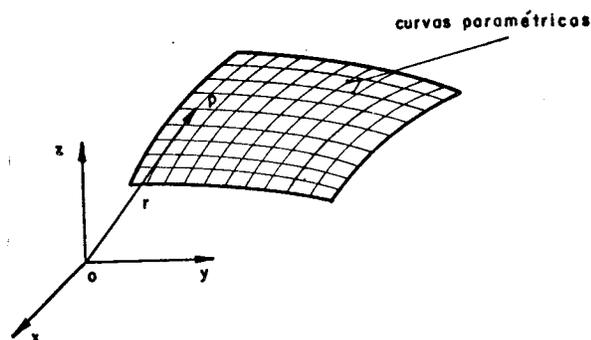


Fig. II.2.2 - Curvas paramétricas.

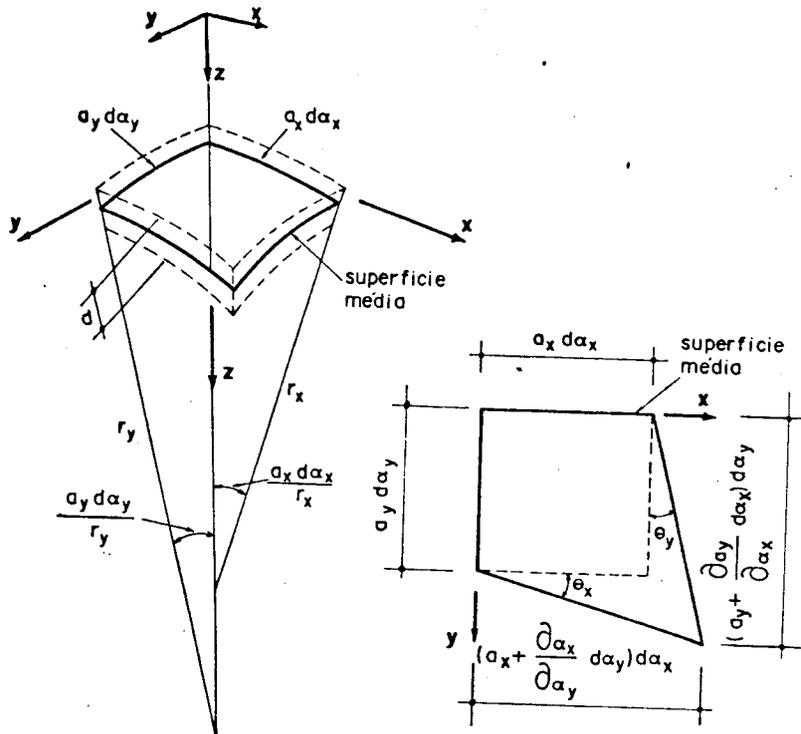


Fig. II.2.3 - Elemento de casca. Comprimento dos seus lados.

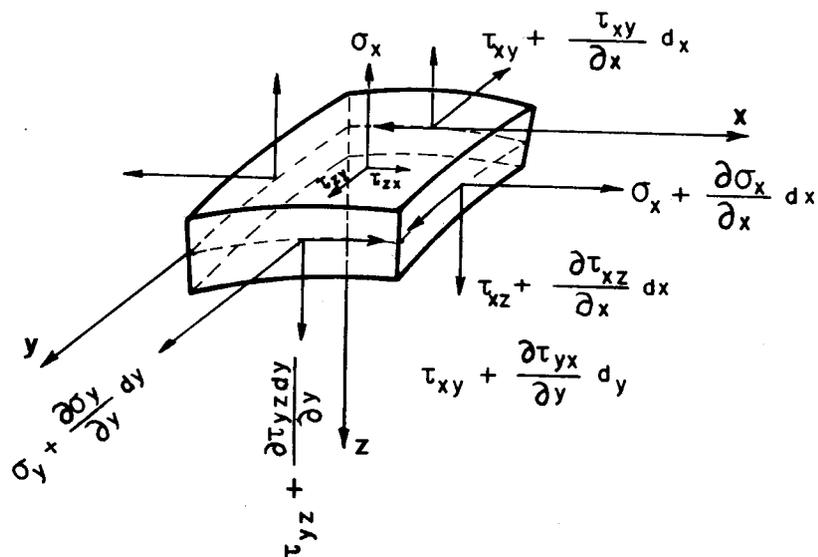


Fig. II.2.4 - Tensões atuantes num elemento de casca.

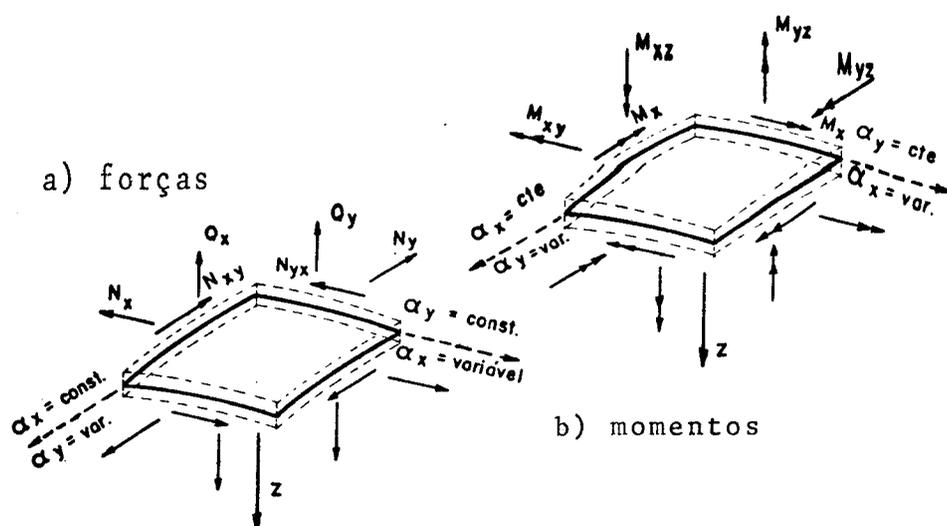


Fig. II.4.5 - Esforços atuantes num elemento de casca.

Os esforços N_x e N_y são supostos positivos quando provocam tração na seção em exame.

O esforço tangencial N_{xy} é positivo quando tiver o sentido positivo da curva coordenada, obtida com a variação apenas de α_y , ao atuar numa seção em que também a força normal N_x tem o sentido positivo da curva obtida com α_x constante. Considerações análogas quanto ao sentido positivo são feitas em relação a N_{yx} .

O esforço cortante Q_x é considerado positivo quando tiver o mesmo sentido da normal z à superfície média, ao atuar numa seção onde varia apenas α_y , para a qual a força normal positiva tem o sentido positivo da coordenada correspondente. Considerações quanto ao sentido positivo são feitas em relação a Q_y .

Os esforços fletores M_x e M_y são considerados positivos quando provocarem tensões normais positivas nas fibras da seção correspondentes a valores de z positivos.

Os esforços M_{xy} e M_{yx} são considerados positivos quando provocarem tensões de cisalhamento positivas nas fibras da seção correspondente a valores negativos de z .

Ainda com relação aos esforços pode-se admitir que $M_{xy} = M_{yx}$ e $N_{xy} = N_{yx}$, considerando-se que os valores de z/r_x e z/r_y são desprezíveis em relação à unidade.

II.2.2 - Equações de equilíbrio

Analisando-se o equilíbrio dos esforços que atuam num elemento de casca (Fig. II.2.6) obtêm-se seis equações: $\Sigma X = 0$, $\Sigma Y = 0$, $\Sigma Z = 0$, $\Sigma M_x = 0$, $\Sigma M_y = 0$ e $\Sigma M_z = 0$, sendo que a última destas é desprezada, pois os esforços N_{xy} e N_{yx} são considerados iguais.

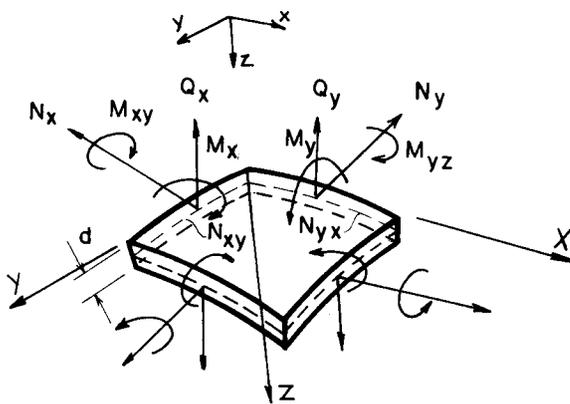


Fig. II.2.6 - Esforços atuantes num elemento de casca.

Para o mesmo elemento, os ângulos entre lados opostos do elemento valem:

$$(a_x + \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} d\alpha_y) d\alpha_x$$

$$(a_y + \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} d\alpha_x) d\alpha_y$$

Para o mesmo elemento, os ângulos entre lados opostos do elemento valem:

$$\theta_x = \frac{1}{a_x} d\alpha_y \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_x}$$

$$\theta_y = \frac{1}{a_y} d\alpha_x \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_y}$$

Na Fig. II.2.3 os comprimentos dos lados do elemento da superfície média considerada, que passam pela origem do sistema de coordenadas (x, y, z), valem $a_x d\alpha_x$ e $a_y d\alpha_y$. Para obter-se o comprimento dos outros dois lados do elemento basta adicionar-se a parcela equivalente ao acréscimo diferencial de a_x e de a_y ; assim, seus valores são escritos como:

II.2.3

Considerando-se o elemento de superfície com características geométricas e esforços solicitantes já descritos e sabendo-se ainda que a força externa atuante pode ser dada por três componentes ($p_x a_x a_y d\alpha_x d\alpha_y$, $p_y a_x a_y d\alpha_x d\alpha_y$ e $p_z a_x a_y d\alpha_x d\alpha_y$), obtêm-se, impondo-se o equilíbrio em cada direção, as seguintes relações:

$$\frac{\partial}{\partial \alpha_x} (N_x a_y) - N_y \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + \frac{\partial \alpha_x}{\partial \alpha_y} (N_{yx} a_x) - Q_y \frac{a_x a_y}{r_{xy}} - Q_x \frac{a_y a_x}{r_x} + p_x a_x a_y = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha_y} (N_y a_x) - N_x \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} + N_{yx} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + \frac{\partial}{\partial \alpha_x} (N_{xy} a_y) - Q_x \frac{a_x a_y}{r_{xy}} - Q_y \frac{a_y a_x}{r_y} +$$

$$+ p_y a_x a_y = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha_x} (Q_x a_y) + \frac{\partial}{\partial \alpha_y} (Q_y a_x) + N_x \frac{a_x a_y}{r_x} + N_{xy} \frac{a_x a_y}{r_{xy}} + N_{yx} \frac{a_x a_y}{r_{xy}} + N_y \frac{a_x a_y}{r_y} +$$

$$+ p_z a_x a_y = 0$$

$$- \frac{\partial}{\partial \alpha_y} (M_y a_x) + M_x \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} + M_{yx} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + \frac{\partial}{\partial \alpha_x} (M_{xy} a_y) + Q_y a_x a_y = 0$$

$$- \frac{\partial}{\partial \alpha_x} (M_x a_y) + M_y \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + M_{xy} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} + \frac{\partial}{\partial \alpha_y} (M_{yx} a_x) + Q_x a_x a_y = 0$$

II.2.4

onde r_{xy} (torção da superfície) é calculada pela relação:

$$\frac{1}{r_{xy}} = \frac{1}{a_x a_y} \frac{\partial^2 z}{\partial \alpha_x \partial \alpha_y}$$

II.2.5

II.2.3 - Equações gerais das cascas.

Estabelecidas as equações de equilíbrio, constata-se que se tem ainda um problema sem solução, pois o número de relações obtidas é cinco, enquanto que o dos esforços incógnitos é oito. Para a obtenção da igualdade entre os números de equações e incógnitas, lança-se mão das relações entre esforços e deslocamentos, ou entre tensões e deformações.

a) Relação deslocamentos-deformações

Para o elemento de superfície já caracterizado a través de suas coordenadas nos itens anteriores, pretende-se agora estabelecer as relações entre os deslocamentos de seus pontos e as deformações correspondentes.

Assim, dadas as componentes do deslocamento (u , v , w) no ponto coincidente com a origem do sistema, nas direções x , y e z respectivamente, e nos demais cruzamentos dos lados do elemento (Fig. II.2.7), as deformações ficam dadas pelas expressões abaixo (cf. BILLINGTON, 1965):

$$\begin{aligned} \epsilon_{x_0} &= \frac{1}{a_x} \frac{\partial u}{\partial \alpha_x} + \frac{v}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{w}{r_x} \\ \epsilon_{y_0} &= \frac{1}{a_y} \frac{\partial v}{\partial \alpha_y} + \frac{u}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} - \frac{w}{r_y} \\ \gamma_{xy_0} &= \frac{1}{a_x} \frac{\partial v}{\partial \alpha_x} + \frac{1}{a_y} \frac{\partial u}{\partial \alpha_y} - \frac{u}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{v}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} - \frac{2w}{r_{xy}} \end{aligned} \quad \text{II.2.6}$$

As rotações da superfície média em relação aos eixos dos x e dos y são respectivamente:

$$\begin{aligned} \phi_y &= \frac{v}{r_y} + \frac{1}{a_x} \frac{\partial w}{\partial \alpha_y} + \frac{u}{r_{xy}} \\ \phi_x &= \frac{u}{r_x} + \frac{1}{a_x} \frac{\partial w}{\partial \alpha_x} + \frac{v}{r_{xy}} \end{aligned} \quad \text{II.2.7}$$

e as variações das curvaturas podem ser escritas como:

$$\chi_x = \frac{1}{a_x} \frac{\partial \phi_x}{\partial \alpha_x} + \frac{\phi_y}{a_y a_x} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y}$$

$$\chi_y = \frac{1}{a_y} \frac{\partial \phi_y}{\partial \alpha_y} + \frac{\phi_x}{a_y a_x} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x}$$

II.2.8

$$2\chi_{xy} = \frac{1}{a_y} \frac{\partial \phi_x}{\partial \alpha_y} + \frac{1}{a_x} \frac{\partial \phi_y}{\partial \alpha_x} - \frac{\phi_x}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{\phi_y}{a_y a_x} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x}$$

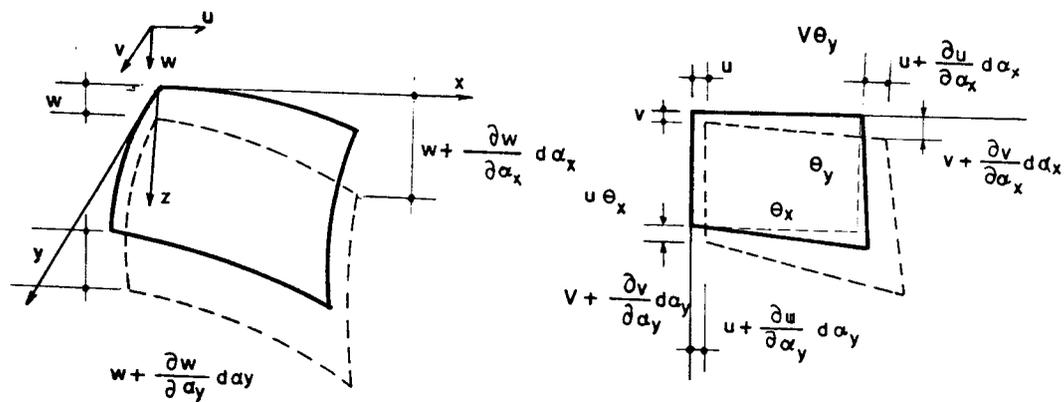


Fig. II.2.7 - Deslocamento num elemento de casca.

b) Relações tensões-deslocamentos

Sendo o material da estrutura isótropo e linearmente elástico, com módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson μ , são válidas as seguintes relações:

$$\sigma_x = \frac{E}{(1-\mu^2)} \left[\epsilon_{x0} + \mu \epsilon_{y0} - z(\chi_x + \chi_y) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1-\mu^2)} \left[\epsilon_{y0} + \mu \epsilon_{x0} - z(\chi_y + \chi_x) \right]$$

II.2.9

$$\tau_{xy} = G(\gamma_{xy0} - 2z\chi_{xy}) \quad \text{com} \quad G = \frac{1}{2} E/(1+\mu)$$

sendo E o módulo de elasticidade do material.

c) Relações esforços-deslocamentos

Intróduzindo-se as **relações** II.2.9 nas expressões dos esforços (II.2.2) e utilizando-se também os valores das deformações e deslocamentos em função das coordenadas curvilíneas, obtém-se:

$$N_x = K \left[\frac{1}{a_x} \frac{\partial u}{\partial \alpha_x} + \frac{v}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{w}{r_x} + \mu \left(\frac{1}{a_y} \frac{\partial v}{\partial \alpha_y} + \frac{u}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} - \frac{w}{r_y} \right) \right]$$

$$N_y = K \left[\frac{1}{a_y} \frac{\partial v}{\partial \alpha_y} + \frac{u}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} - \frac{w}{r_y} + \mu \left(\frac{1}{a_x} \frac{\partial u}{\partial \alpha_x} + \frac{v}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{w}{r_x} \right) \right]$$

$$N_{xy} = N_{yx} = Cd \left(\frac{1}{a_x} \frac{\partial v}{\partial \alpha_x} + \frac{1}{a_y} \frac{\partial u}{\partial \alpha_y} - \frac{u}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{v}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} - \frac{2w}{r_{xy}} \right)$$

$$M_x = -B \left[\frac{1}{a_x} \frac{\partial \phi_x}{\partial \alpha_x} + \frac{\phi_y}{a_y a_x} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} + \mu \left(\frac{1}{a_y} \frac{\partial \phi_y}{\partial \alpha_y} + \frac{\phi_x}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} \right) \right]$$

$$M_y = -B \left[\frac{1}{a_y} \frac{\partial \phi_y}{\partial \alpha_y} + \frac{\phi_x}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + \mu \left(\frac{1}{a_x} \frac{\partial \phi_x}{\partial \alpha_x} + \frac{\phi_y}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} \right) \right]$$

$$M_{xy} = M_{yx} = \frac{B(1-\mu)}{2} \left(\frac{1}{a_y} \frac{\partial \phi_x}{\partial \alpha_y} + \frac{1}{a_x} \frac{\partial \phi_y}{\partial \alpha_x} - \frac{\phi_x}{a_x a_y} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} - \frac{\phi_y}{a_x a_y} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} \right)$$

II.2.10

onde:

$$K = Ed/(1-\mu^2)$$

$$B = Ed^3/(12(1-\mu^2))$$

II.2.11

Estas equações e as II.2.4 formam um sistema de onze equações e onze incógnitas, indicando que teoricamente o problema está solucionado. Entretanto, a resolução deste sistema, sem nenhuma consideração suplementar, não é, em geral, a maneira utilizada para a determinação de esforços e deslocamentos de estruturas em casca. Normalmente as equações são arrumadas e simplificadas de maneira que facilite a solução do sistema.

II.3 - MÉTODO DE ANÁLISE

Na obtenção da solução estática de uma estrutura em casca é comum adotarem-se os seguintes passos: calculam-se os esforços em todos os pontos da estrutura através de uma solução particular do sistema de equações diferenciais; calculam-se os deslocamentos dados pela solução particular nos pontos de vinculação da estrutura; calculam-se os esforços que devem ser aplicados aos pontos de vinculação da estrutura, de tal maneira que seja estabelecida a compatibilidade de deslocamentos; calculam-se os efeitos em cada ponto da casca devidos aos esforços aplicados na vinculação; finalmente, calculam-se os esforços finais através da soma dos valores acima calculados para cada ponto, correspondentes à solução particular e à aplicação de esforços nas vinculações. É importante observar-se que a aplicação de esforços na vinculação corresponde à solução do sistema homogêneo de equações diferenciais e à compatibilização de deslocamentos imposta corresponde à aplicação das condições de contorno.

A solução particular mencionada acima, em geral, pode ser obtida pela teoria de membrana, onde é suposto que a estrutura não possua rigidez à flexão e à torção, resultando nulos os momentos correspondentes.

Na maioria das cascas a solução de membrana pode ser utilizada como uma solução particular, sem que se cometam grandes erros.

II.4 - TEORIA DE MEMBRANA

O comportamento limite chamado "de membrana" tem sido adotado desde os primeiros estudos sobre cascas. Para esse comportamento é suposto que a espessura da casca tenda a zero, não tendo portanto rigidez à flexão e à torção, resultando, assim, nulos os momentos correspondentes.

Admite-se também que as tensões se distribuam uniformemente pela espessura devido ao pequeno valor desta dimensão.

As forças cortantes também resultam nulas, ficando a casca sujeita apenas a esforços que atuam ao longo da superfície média (Fig. II.4.1).

Considerando-se apenas os esforços que atuam na superfície média, obtêm-se as equações de equilíbrio para o comportamento de membrana da casca. Estas equações, dadas abaixo, podem também ser deduzidas das equações gerais (II.2.10), anulando-se os termos correspondentes à flexão, à torção e ao cisalhamento. Ainda deve ser ressaltado que os esforços N_x , N_y e N_{xy} passam a ter as denominações \bar{N}_x , \bar{N}_y e \bar{N}_{xy} , respectivamente, para não haver confusão entre as soluções de membrana (aproximação da solução particular) e completa.

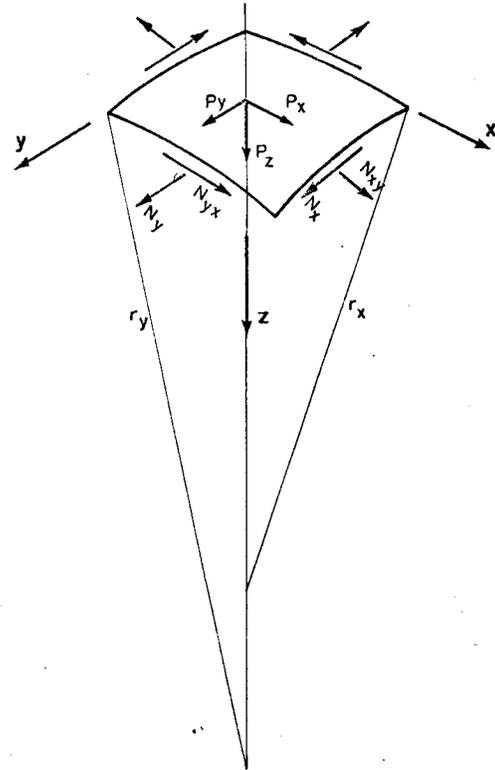


Fig. II.4.1 - Esforços de membrana.

$$\frac{\partial}{\partial \alpha_x} (\bar{N}_x a_y) - \bar{N}_y \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + \bar{N}_{xy} \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} + \frac{\partial}{\partial \alpha_y} (\bar{N}_{yx} a_x) + p_x a_x a_y = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha_y} (\bar{N}_y a_x) - \bar{N}_x \frac{\partial a_x}{\partial \alpha_y} + \bar{N}_{xy} \frac{\partial a_y}{\partial \alpha_x} + \frac{\partial}{\partial \alpha_x} (\bar{N}_{xy} a_y) + p_y a_x a_y = 0$$

$$\frac{\bar{N}_x}{r_x} + \frac{\bar{N}_{xy}}{r_{xy}} + \frac{\bar{N}_{yx}}{r_{xy}} + \frac{\bar{N}_y}{r_y} + p_z = 0 \tag{II.4.1}$$

Como se pode observar, o sistema possui agora 3 equações e 3 incógnitas ($\bar{N}_{xy} = \bar{N}_{yx}$ já admitido), permitindo, assim, a obtenção da solução de membrana.

III - ANÁLISE DA ESTRUTURA

III.1 - DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA

Como já foi mencionado no Capítulo I, pretende-se, neste trabalho, dar informações que possam colaborar nas fixações das dimensões e de outros parâmetros necessários à elaboração de projetos de reservatórios. Este estudo consistirá na análise de um certo tipo de reservatório e será complementado por comparações com outros tipos, obtidos com a mudança de alguns parâmetros característicos.

O reservatório que será a base do estudo é caracterizado por ter parede em forma cilíndrica, cobertura cônica e fundo em laje apoiada diretamente no solo (Fig. III.1.1). Devem ser ressaltados ainda os tipos de vinculação entre essas partes escolhidas para estudo. A ligação da parede cilíndrica com a cobertura será feita basicamente pela introdução de um anel de rigidez intermediário. Para a ligação da parede com o fundo será usada uma junta móvel que permita deslocamentos livres: além dessa, as juntas engastadas e articuladas (Fig. III.1.2) também serão estudadas, para efeito de comparação dos resultados.

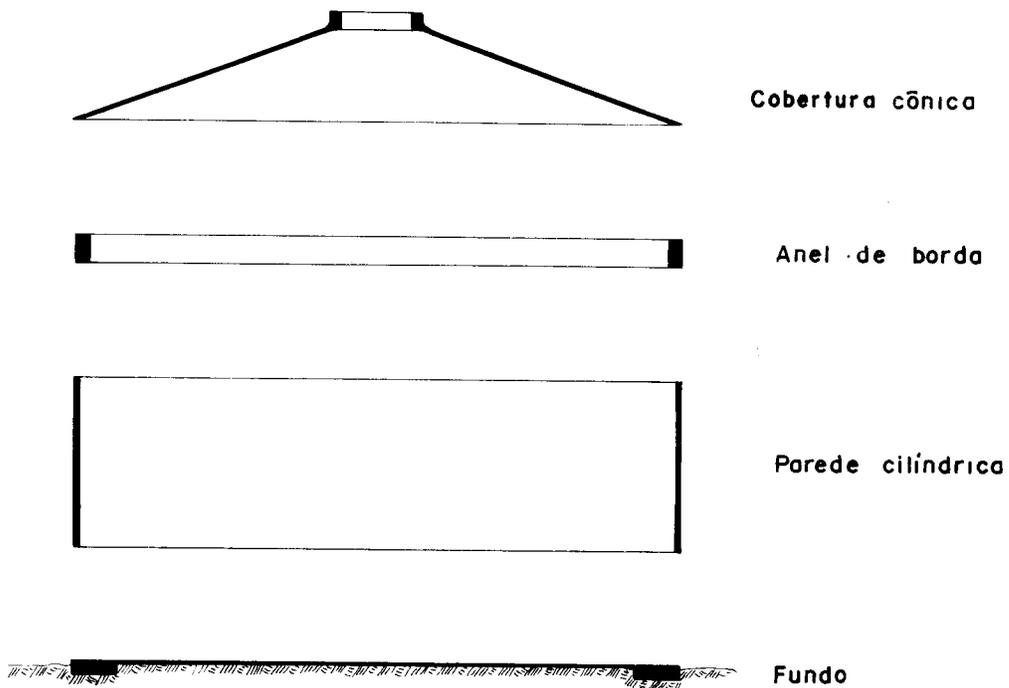


Fig. III.1.1 - Partes componentes do reservatório.

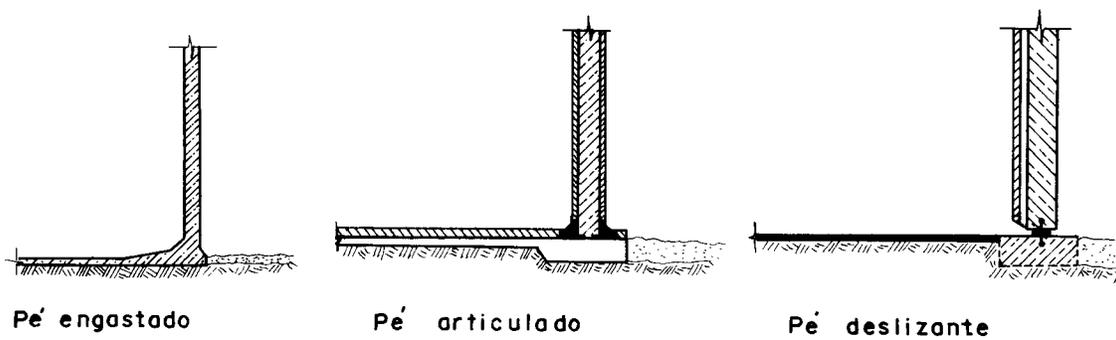


Fig. III.1.2 - Tipos da vinculação da parede com o fundo.

Para completar a fixação do tipo de reservatório a ser empregado neste estudo, resolveu-se tomar espessuras constantes para a parede e para a cobertura. Permitem-se espessamentos localizados, quando os esforços em algumas regiões são elevados.

III.2 - TEORIA DE MEMBRANA PARA AS CASCAS CÔNICA E CILÍNDRICA

III.2.1 - Cascas cônicas

As equações apresentadas em II.4 são definidas para uma estrutura em casca qualquer, com um sistema de coordenadas (x, y, z) .

Na utilização desse sistema para as cascas cônicas, ocorrem muitas simplificações devidas às particularidades geométricas dessa estrutura. Além disso, pode-se observar que as equações ficam ainda mais simplificadas quando a geometria da casca é referida a um sistema de coordenadas cilíndricas. Assim, é recomendável a passagem das expressões gerais da casca do sistema de coordenadas (x, y, z) para o sistema cilíndrico (Fig. III.2.1), utilizando-se as seguintes relações: $r_2 = r_x$, $r_1 = r_y$, $N_\theta = N_x$, $N_\phi = N_y$, $M_\theta = M_x$, $M_\phi = M_y$, $Q_\theta = Q_x$, $Q_\phi = Q_y$, $M_{\theta\phi} = M_{xy}$, $a_x = r_0$, $a_y = r_1$. As coordenadas α_x e α_y ficam, respectivamente, θ e $z/(r_1 \text{ sen } \alpha)$, onde α é o ângulo de inclinação da cobertura (Fig. III.2.1), podendo-se escrever que:

$$\frac{\partial(\dots)}{\partial \alpha_y} = r_1 \text{ sen } \alpha \frac{\partial(\dots)}{\partial z} \quad \text{III.2.1}$$

É importante observar que o eixo z do novo sistema não coincide com o do sistema anterior, e a carga p_z continua ainda com a antiga direção, isto é, ortogonal à superfície.

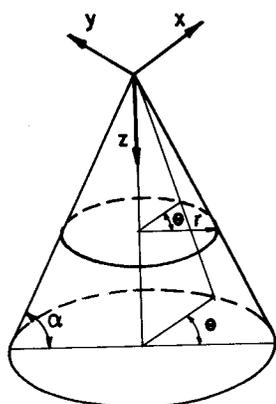


Fig. III.2.1 - Casca cônica - Sistema de coordenadas cilíndricas.

Deve-se destacar ainda que as derivadas de parâmetros geométricos em relação a θ são nulas devido à simetria de revolução da casca e que uma das curvaturas da casca também é nula, podendo-se escrever: $r_1 = \infty$

Dadas as características do novo sistema de coordenadas da casca, pode-se escrever novamente as equações de equilíbrio (II.4.1), com os esforços atuando na superfície média, como indica a Fig. III.2.2.

$$\bar{N}_\theta + p_z z \cos \alpha / \text{sen}^2 \alpha = 0$$

$$\frac{\partial \bar{N}_\phi}{\partial z} z + (\bar{N}_\phi - \bar{N}_\theta) - \frac{\partial \bar{N}_{\phi\theta}}{\partial \theta} \frac{1}{\cos \alpha} + p_\phi \frac{z}{\text{sen} \alpha} = 0 \quad \text{III.2.2}$$

$$- \frac{1}{\cos \alpha} \frac{\partial \bar{N}_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \bar{N}_{\theta\phi}}{\partial z} z + 2\bar{N}_{\theta\phi} + p_\theta \frac{z}{\text{sen} \alpha} = 0$$

onde p_z , p_ϕ e p_θ correspondem, respectivamente a p_z , p_y e p_x do sistema anteriormente definido.

Como a maioria dos carregamentos a serem considerados na estrutura possuem também simetria de revolução, ou podem ser tratados desse modo, introduz-se mais esta simplificação, e o sistema de equações fica: ($N_{\phi\theta} = N_{\theta\phi} = 0$):

$$\bar{N}_\theta + p_z z \cos \alpha / \text{sen}^2 \alpha = 0$$

$$\frac{\partial (\bar{N}_\phi z)}{\partial z} + p_\phi \frac{z}{\text{sen} \alpha} = 0 \quad \text{III.2.3}$$

As equações dadas acima (III.2.2 e III.2.3) permitem a determinação de esforços de membrana em estruturas cônicas, quando recebem cargas que não têm simetria de revolução, ou que têm esta propriedade, respectivamente.

Além da determinação dos esforços na estrutura, calculam-se também os deslocamentos, que serão necessários para estabelecer a compatibilidade das vinculações. Assim, são apresentadas as expressões dos deslocamentos (cf. BORN, 1968):

$$\Delta_H = \frac{z \operatorname{ctg} \alpha}{Ed} (N_\theta - \mu N_\phi) \tag{III.2.4}$$

$$\Delta_\alpha = - \frac{\operatorname{ctg} \alpha}{Ed} \left[(N_\theta - N_\phi)(1+\mu) + z \frac{\partial}{\partial z} (N_\theta - \mu N_\phi) \right]$$

Os deslocamentos calculados acima estão indicados na Fig. III.2.3.

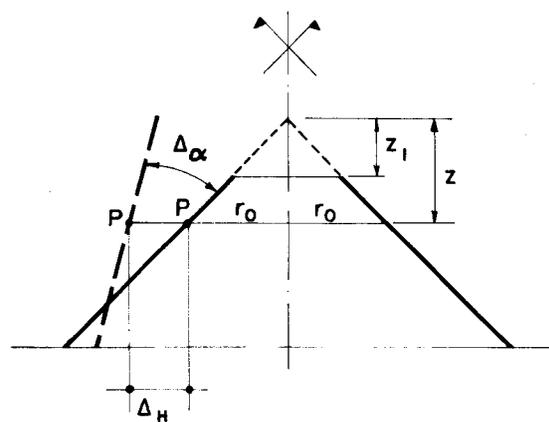
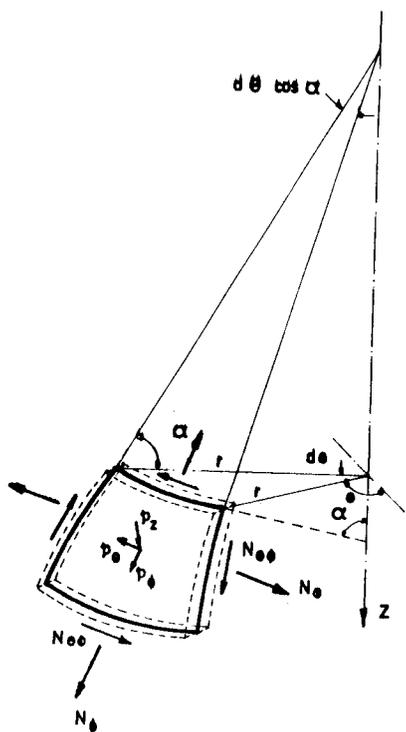


Fig. III.2.3 - Deslocamentos na casca cônica.

Fig. III.2.2 - Esforços de membrana na casca cônica.

III.2.2 - Cascas cilíndricas

Para esta casca as simplificações das equações gerais são equivalentes às mostradas para a casca cônica, acrescentando-se apenas que o ângulo de inclinação α e o raio principal r_2 são constantes e valem respectivamente $\pi/2$ e r_c (Fig. III.2.4). Para o equacionamento, a casca cilíndrica também é referida a um sistema de coordenadas cilíndricas com a origem no centro do círculo, definido pela borda inferior da casca.

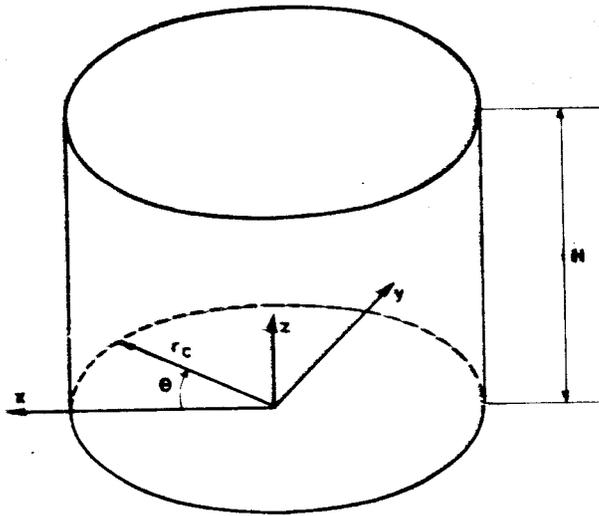


Fig. III.2.4 - Coordenadas para a casca cilíndrica.

As equações de membrana, quando não há simetria de revolução, ficam:

$$\frac{\partial \bar{N}_\phi}{\partial z} r_c + \frac{\partial \bar{N}_{\theta\phi}}{\partial \theta} - p_\phi r_c = 0$$

$$\frac{\partial \bar{N}_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial N_{\theta\phi}}{\partial z} r_c + p_\theta r_c = 0$$

III.2.4

$$\frac{\bar{N}_\theta}{r_c} + p_z = 0$$

e quando houver simetria de revolução, ficam:

$$\frac{\partial \bar{N}_\phi}{\partial z} - p_\phi = 0$$

III.2.5

$$\frac{\bar{N}_\theta}{r_c} + n_z = 0$$

estando os esforços atuando na superfície média da casca, como mostra a figura III.2.5.

Analogamente ao caso da casca cônica, as expressões dos deslocamentos ficam:

$$\Delta_H = \frac{r_c}{Ed_c} (\bar{N}_\theta - \mu \bar{N}_\phi)$$

III.2.6

$$\Delta_\alpha = \frac{r_c}{Ed_c} \frac{\partial}{\partial z} (\bar{N}_\theta - \mu \bar{N}_\phi)$$

onde r_c e d_c são respectivamente o raio da superfície média da parede cilíndrica e a espessura desta. Os deslocamentos calculados acima estão indicados na figura III.2.6.

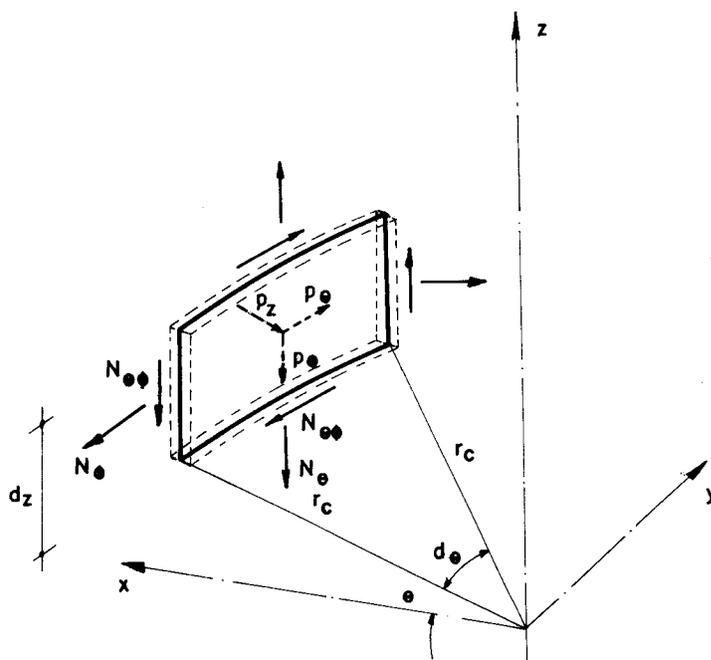


Fig. III.2.5 - Esforços de membrana na casca cilíndrica.

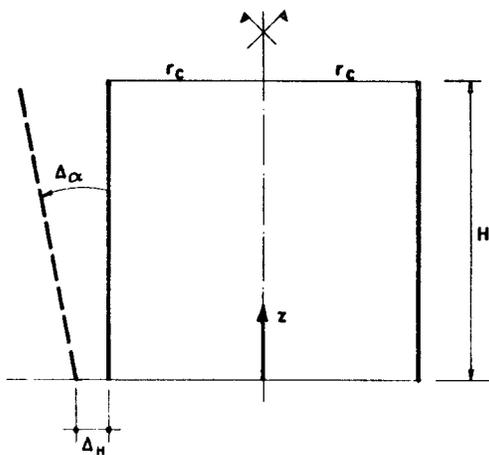


Fig. III.2.6 - Deslocamentos da casca cilíndrica.

III.3 - EQUAÇÃO DIFERENCIAL HOMOGÊNEA PARA AS CASCAS CÔNICA E CILÍNDRICA

III.3.1 - Casca cônica

A partir das equações gerais das cascas dadas em II.2, efetuando-se a mudança do sistema de coordenadas como feito em III.2.1, considerando-se a característica de simetria de revolução e ainda desprezando-se os termos de carga, obtêm-se agora as equações diferenciais abaixo:

$$MM(\chi) + \lambda^4 \chi = 0$$

e

III.3.1

$$MM(U) + \lambda^4 (U) = 0$$

sendo $U = Q$ y $\text{tg}\alpha$

onde Q é a força cortante correspondente a Q_y no sistema de coordenadas anteriormente definido; y é a ordenada medida sobre a geratriz do cone e vale:

$$y = z/\text{sen}\alpha$$

III.3.3

M é o operador de MEISSNER(1913) dado pela seguinte expressão:

$$M(\dots) = y(\dots)'' + (\dots)' - \frac{1}{y}(\dots) \quad \text{III.3.4}$$

com

$$(\dots)' = \frac{d(\dots)}{dy} \quad \text{III.3.5}$$

$$\lambda^4 = 12(1-\mu^2) \text{tg}^2 \alpha / d^2 \quad \text{III.3.6}$$

Para a obtenção da solução destas equações introduz-se a simplificação de GECKELER(1926), desprezando-se os termos $(\dots)'$ e (\dots) em relação a $(\dots)''$:

$$X^{IV} + E \frac{d \text{tg}^2 \alpha}{B} \frac{X}{y^2} = 0 \quad \text{III.3.7}$$

$$(yU'')'' + \frac{Ed \text{tg}^2 \alpha}{B} \frac{U}{y} = 0$$

Com essa simplificação, a solução das equações fica:

$$X = e^{-\eta} (C_1 \cos \eta + C_2 \sin \eta) \quad \text{III.3.8}$$

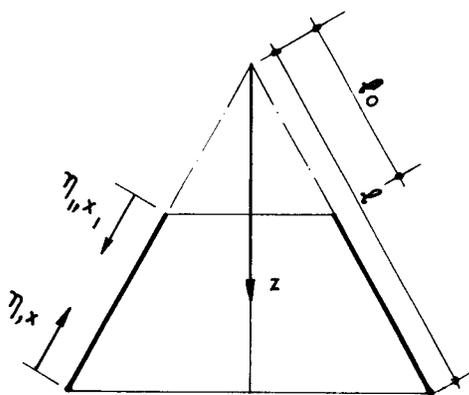
onde:

$$\eta = x/L \quad \text{III.3.9}$$

$$L^4 = d^2 \ell^2 / (3(1-\mu^2) \text{tg}^2 \alpha) \quad \text{III.3.10}$$

x e ℓ são, respectivamente, distâncias da borda ao ponto em cálculo considerado e ao vértice (Fig. III.3.1).

Fig. III.3.1 - Sistema de coordenadas da casca cônica.



Com a solução da equação pode-se determinar os valores dos esforços através das relações dadas em II.2.10, efetuando-se as simplificações devidas à geometria da casca cônica e às de GEC-

KELER (1926). Estas relações são escritas novamente abaixo:

$$N_{\theta} = B \chi''' z \cos \alpha / \sin^2 \alpha$$

$$N_{\phi} = -B \chi'' \operatorname{ctg} \alpha$$

$$Q = -B \chi''$$

III.3.11

$$M_{\theta} = -B (\mu \chi' + \chi \operatorname{sen} \alpha / z)$$

$$M_{\phi} = -B \chi'$$

sendo que os deslocamentos ficam:

$$\Delta_H = z \operatorname{ctg} \alpha N_{\theta} / Ed$$

III.3.12

$$\Delta_{\alpha} = \chi$$

Na determinação dos esforços finais é necessário que se calcule o valor das constantes C_1 e C_2 . Para isto, basta que se estabeleça a compatibilidade dos deslocamentos finais da borda com as condições de vinculação impostas, isto é, fazer a determinação das constantes através da utilização das condições de contorno.

Para facilitar a solução da equação completa, resolveu-se o problema aplicando-se o processo dos esforços.

Inicialmente, calculam-se os esforços em todos os pontos da casca e os deslocamentos da borda, com a utilização da teoria de membrana, sendo desprezadas as vinculações. Depois, calculam-se os esforços da casca e deslocamentos de borda, com a aplicação de forças e momentos unitários nas vinculações. Determinam-se os valores reais dos momentos e forças aplicadas à borda para que se tenha a compatibilização dos deslocamentos. Com as forças e momentos de borda determinados, calculam-se os esforços dados pela III.3.11, somando-se a eles os calculados no regime de membrana, obtendo-se a solução final. É importante observar-se que os valores dos deslocamentos e esforços da solução da equação homogênea diminuem rapidamente da borda para os outros pontos da casca, sendo a solução final da casca praticamente a de membrana, com alterações apenas em regiões próximas à borda.

Note-se que a solução geral da casca teria quatro constantes a serem determinadas, e apenas foram dadas duas; isto porque para a casca fechada (Fig. III.3.2) as duas constantes restantes seriam realmente nulas, e para a casca aberta (Fig. III.3.3) pode-se analisar a compatibilidade de deslocamentos nas duas bordas separadamente, considerando-se que os deslocamentos impostos a uma praticamente não atingem a outra. Quando este comportamento é admitido a casca é considerada longa. No Apêndice A é apresentada a solução da casca cônica com quatro constantes de integração e pode-se observar que os deslocamentos impostos a uma borda têm efeitos desprezíveis na outra para $l/L \geq 5,0$. Em função da precisão que se quer em um projeto, casca que tenha o valor dessa relação entre 3,0 e 5,0 poderá ainda ser tratada como longa, mas os resultados obtidos serão menos precisos.

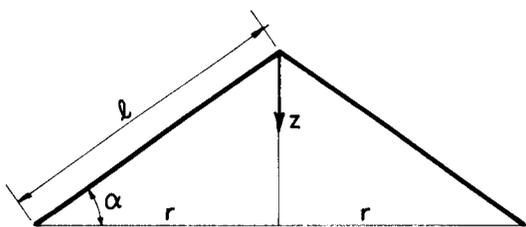


Fig. III.3.2 - Casca fechada

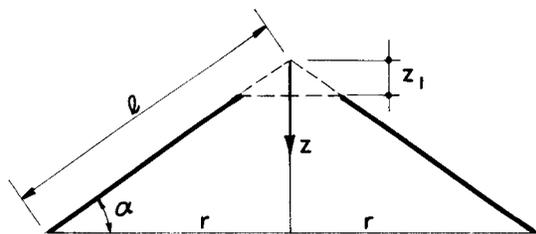


Fig. III.3.3 - Casca aberta

a) Solução da equação geral para força unitária distribuída aplicada à borda inferior (Fig. III.3.4).

Com a condição $M_\phi = 0$ e $Q = \text{sen } \alpha$ obtém-se que $C_1 = C_2 = \text{sen } \alpha L^2/2B$; daí os esforços ficam:

$$M_\phi = \text{sen } \eta L e^{-\eta} \text{sen } \eta$$

$$M_\theta = \mu M_\phi + \frac{\text{sen } \alpha^2 L^2}{2z} e^{-\eta} (\text{sen } \eta + \text{cos } \eta)$$

$$Q = \text{sen } \alpha e^{-\eta} (\text{sen } \eta - \text{cos } \eta) \quad \text{III.3.13}$$

$$N_\phi = -\text{cos } \alpha e^{-\eta} (\text{sen } \eta - \text{cos } \eta)$$

$$N = \frac{2 \text{ctg } \alpha}{L} z e^{-\eta} \text{cos } \eta$$

e os deslocamentos de borda ficam:

$$D_{11}^c = \frac{2 \text{cos } \alpha^2 \ell^2}{L E d}$$

III.3.14

$$D_{21}^c = \text{sen } \alpha L^2/2B$$

sendo D_{11}^c e D_{21}^c respectivamente os deslocamentos Δ_H e Δ_α produzidos pela força unitária, com os sentidos positivos indicados na figura III.3.4.

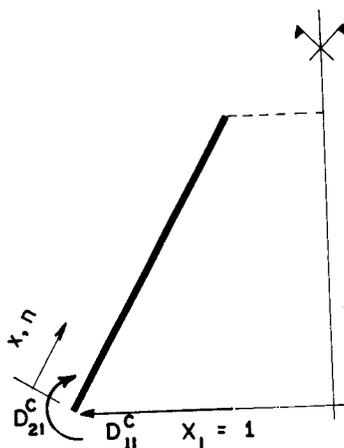


Fig. III.3.4 - Força unitária distribuída aplicada à borda inferior.

b) Solução da equação geral para momento unitário distribuído aplicado à borda inferior (Fig. III.3.5).

Com a condição $M = 1$ e $Q = 0$ obtêm-se $C_1 = L/B$ e $C_2 = 0$; daí, os esforços ficam:

$$M_\phi = e^{-\eta} (\cos \eta + \text{sen } \eta)$$

$$M_\theta = \mu M_\phi + \frac{L}{z} \text{sen } \alpha e^{-\eta} \cos \eta$$

$$Q = \frac{2}{L} e^{-\eta} \text{sen } \eta \quad \text{III.3.15}$$

$$N_\phi = \frac{2}{L} \text{ctg } \alpha e^{-\eta} \text{sen } \eta$$

$$N_\theta = \frac{2}{L^2} \frac{z \cos \alpha}{\text{sen}^2 \alpha} e^{-\eta} (\text{sen } \eta - \cos \eta)$$

e os deslocamentos ficam:

$$D_{12}^C = \text{sen } \alpha L^2 / 2B \quad \text{III.3.16}$$

$$D_{22}^C = L/B$$

sendo D_{12}^C e D_{22}^C respectivamente os deslocamentos Δ_H e Δ_α produzidos pelo momento unitário, com os sentidos positivos indicados na Fig. III.3.5.

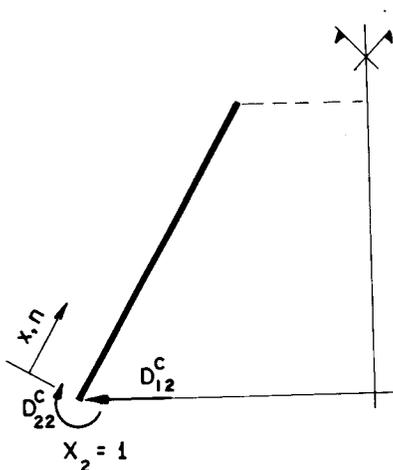


Fig. III.3.5 - Momento unitário distribuído aplicado à borda inferior.

c) Solução da equação homogênea para força unitária distribuída aplicada à borda superior (Fig. III.3.6).

Neste caso é necessário definirem-se novamente alguns parâmetros; assim, os valores das distâncias do vértice e do ponto à borda são respectivamente ℓ_0 e L_1 (Fig. III.3.6).

Com a condição $M_\phi = 0$ e $Q = \text{sen } \alpha$ obtêm-se que C_1 e $C_2 = \text{sen } \alpha L_1^2 / 2B$; daí, os esforços ficam:

$$M_\phi = \text{sen } \alpha L_1 e^{-\eta_1} \text{sen } \eta_1$$

$$M_\theta = \mu M_\phi + \frac{\text{sen}^2 \alpha L_1^2}{2z} e^{-\eta_1} (\text{sen } \eta_1 + \cos \eta_1)$$

$$Q = \text{sen } \alpha e^{-\eta_1} (\text{sen } \eta_1 - \cos \eta_1) \quad \text{III.3.17}$$

$$N_\phi = \cos \alpha e^{-\eta_1} (\text{sen } \eta_1 - \cos \eta_1)$$

$$N_\theta = \frac{2 \text{ctg } \alpha}{L_1} z e^{-\eta_1} \cos \eta_1$$

e os deslocamentos ficam:

$$D_{77}^c = \cos^2 \alpha \cdot 2 \ell_0^2 / (L_1 E d) \quad \text{III.3.18}$$

$$D_{87}^c = \text{sen } \alpha L_1^2 / (2B)$$

sendo D_{77}^c e D_{87}^c respectivamente os deslocamentos Δ_H e Δ_α produzidos pela força unitária, com os sentidos positivos indicados na Fig. III.3.6, onde

$$L_1^4 = d^2 \ell_0^2 / (3(1-\mu^2) \text{tg } \alpha^2) \quad \text{III.3.19}$$

$$\eta_1 = x_1 / L_1 \quad \text{III.3.20}$$

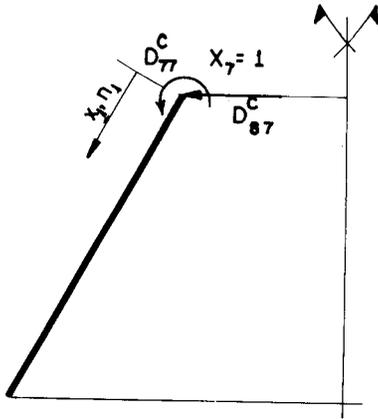


Fig. III.3.6 - Força unitária distribuída aplicada à borda superior.

d) Solução da equação homogênea para momento unitário distribuído aplicado à borda superior (Fig. III.3.7).

Com a condição $M_\phi = 1$ e $Q = 0$ obtêm-se $C_1 = L_1/B$ e $C_2 = 0$; daí os esforços ficam:

$$M_\phi = e^{-\eta_1} (\cos \eta_1 + \text{sen } \eta_1)$$

$$M_\theta = \mu M_\phi - \frac{L_1}{z} \text{sen } \alpha e^{-\eta_1} \cos \eta_1$$

$$Q = -\frac{2}{L_1} e^{-\eta_1} \text{sen } \eta_1 \quad \text{III.3.21}$$

$$N_\phi = \frac{2}{L_1} \text{ctg } \alpha e^{-\eta_1} \text{sen } \eta_1$$

$$N_\theta = \frac{2z}{L_1^2} \cos \alpha e^{-\eta_1} (\text{sen } \eta_1 - \cos \eta_1)$$

e os deslocamentos ficam:

$$D_{78}^c = \text{sen } \alpha L_1^2 / (2B)$$

$$D_{88}^c = L_1/B$$

sendo D_{78}^c e D_{88}^c respectivamente os deslocamentos Δ_H e Δ_α produzidos pelo momento unitário, com os sentidos positivos indicados na Fig. III.3.7.

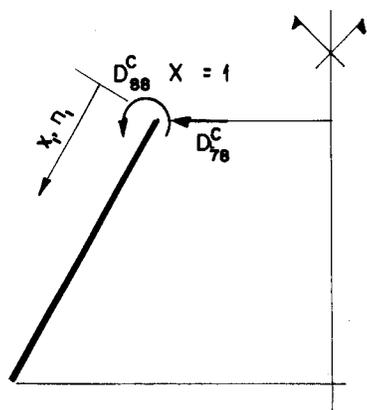


Fig. III.3.7 - Momento unitário distribuído aplicado à bor da inferior.

III.3.2 - Cascas cilíndricas

Analogamente às cascas cônicas, obtêm-se uma equação geral para as cascas cilíndricas (Fig. III.3.8) com a introdução de simplificações decorrentes da geometria:

$$\frac{d^4 w}{d\eta^4} + 4 w = 0 \quad \text{III.3.23}$$

Onde w é o deslocamento radial ΔH e $\eta = z/L$ III.3.24

$$L^4 = r_c^2 d_c^2 / (3(1-\mu^2)) \quad \text{III.3.25}$$

Deve-se ressaltar que, no caso da casca cilíndrica, não são efetuadas as aproximações de GECKELER. As expressões gerais entre esforços e deslocamentos ficam simplificadas apenas pela geometria da casca.

A solução da equação acima pode ser apresentada na seguinte forma:

$$w = C_1 e^{-\eta} \cos \eta + C_2 e^{-\eta} \sen \eta \quad \text{III.3.26}$$

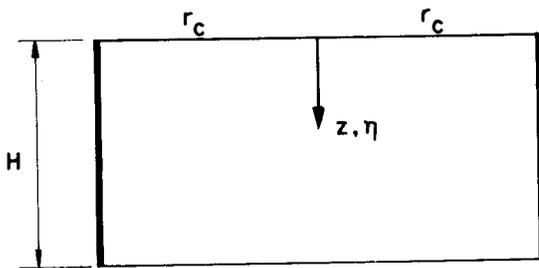


Fig. III.3.8 - Sistema de coordenadas para a casca cilíndrica.

Para a determinação das constantes basta que sejam impostas as condições de contorno. Deve ser lembrado, entretanto, que a equação apresenta apenas duas constantes, porque os deslocamentos impostos a uma borda não atingem a outra; assim, a compatibilização é feita para cada borda separadamente. Para o caso de se ter H/L menor que 5,0, a solução da equação diferencial fica com as quatro constantes, e a determinação de seus valores é feita impondo-se as condições das duas bordas **simultaneamente**.

Tendo-se por objetivo a aplicação do processo dos esforços, como foi feito para a casca cônica, determinam-se agora as expressões dos esforços em **todos os pontos** e as dos deslocamentos de borda para momento e força unitários aplicados à borda separadamente. As expressões dos esforços e deslocamentos, neste caso, são as II.2.10, devidamente particularizadas e simplificadas.

a) Solução da equação homogênea para força unitária **distribuída aplicada à borda (fig. III.3.9)**.

Com a condição $M_\phi = 0$ e $Q = 1$, obtêm-se que $C_1 = -2 r_c^2 / (E L d_c)$ e $C_2 = 0$; daí, os esforços ficam:

$$M_\phi = L e^{-\eta} \text{sen } \eta$$

$$M_\theta = \mu M_\phi$$

III.3.27

$$Q = -e^{-\eta} (\text{sen } \eta - \cos \eta)$$

$$N_\theta = \frac{2r_c}{L} e^{-\eta} \cos \eta$$

os deslocamentos ficam:

$$D_{33}^P = 2 r_c^2 / (L E d_c)$$

III.3.28

$$D_{34}^P = 2 r_c^2 / (L^2 E d_c)$$

sendo D_{33}^P e D_{43}^P respectivamente os deslocamentos Δ_H e Δ_α produzidos pela força unitária, com os sentidos positivos indicados na Fig. III.3.9.

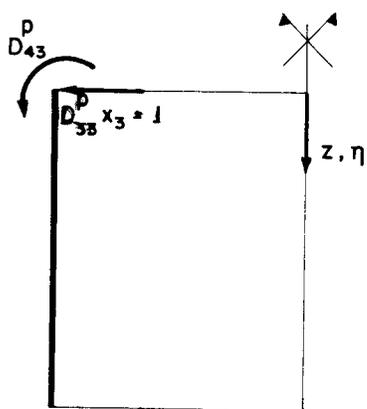


Fig. III.3.9 - Força unitária distribuída aplicada à borda superior da parede.

b) Solução da equação homogênea para momento unitário distribuído aplicado à borda (Fig. III.3.10).

Com as condições $M_\phi = 1$ e $Q = 0$ obtêm-se que $C_1 = -C_2 = -L^2 / (2B)$, ou melhor, $C_2 = -C_1 = 2 r_c^2 / L^2 E d_c$; daí, os esforços ficam:

$$M_\phi = e^{-\eta} (\text{sen } \eta + \text{cos } \eta)$$

$$M_\theta = \mu M_\phi$$

III.3.29

$$Q = -\frac{2}{L} e^{-\eta} \text{sen } \eta$$

$$N_\theta = \frac{2 r_c}{L^2} e^{-\eta} (\text{cos } \eta - \text{sen } \eta)$$

e os deslocamentos ficam:

$$D_{34}^p = 2 r_c^2 / (L^2 E d_c)$$

III.3.30

$$D_{44}^p = 4 r_c^2 / (L^3 E d_c)$$

sendo D_{34}^p e D_{44}^p respectivamente os deslocamentos Δ_H e Δ_α produzidos pelo momento unitário, com os sentidos positivos indicados na Fig. III.3.10.

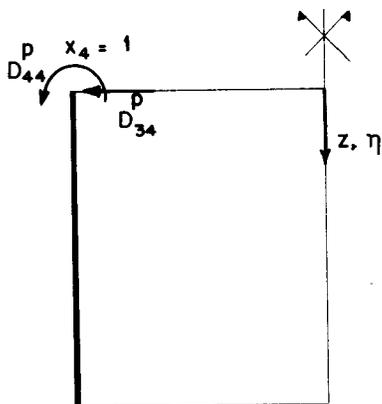


Fig. III.3.10 - Momento unitário distribuído aplicado à borda superior da parede.

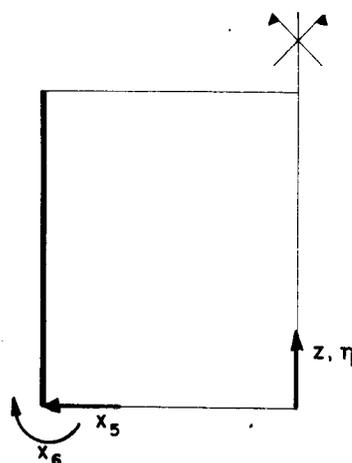


Fig. III.3.11 - Esforços unitários distribuídos aplicados à borda inferior da parede.

Para a outra borda, os esforços e deslocamentos a serem determinados serão análogos a estes; apenas é mudada a orientação do eixo z (Fig. III.3.11).

III.4 - LIGAÇÃO COBERTURA-PAREDE MEDIANTE ANEL DE BORDA

III.4.1 - Anel de borda

A ligação da parede do reservatório com a cobertura, na maioria das vezes, é executada mediante a colocação de um anel intermediário. A finalidade dessa peça é a de aumentar a rigidez aos movimentos das bordas das cascas,

para que as tensões de tração não sejam muito elevadas. A seguir são dados os esforços solicitantes e os deslocamentos produzidos no anel, tratado isoladamente, pelos carregamentos atuantes.

III.4.2 - Esforços e deslocamentos devidos a uma força horizontal uniformemente distribuída.

Quando o anel é solicitado por uma força horizontal atuando fora do centro de gravidade de sua seção transversal (Fig. III.4.1), pode-se decompor o problema em duas fases para o cálculo dos esforços e deslocamentos. Numa das fases admite-se a força centrada, calculando-se seus efeitos (Fig. III.4.2) e na outra estudam-se os efeitos do momento produzido pela excentricidade.

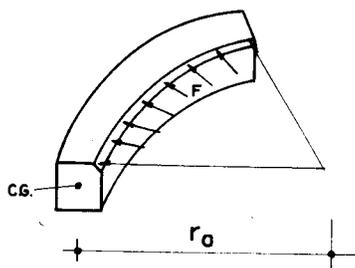


Fig. III.4.1 - Força horizontal excêntrica atuando no anel de borda.

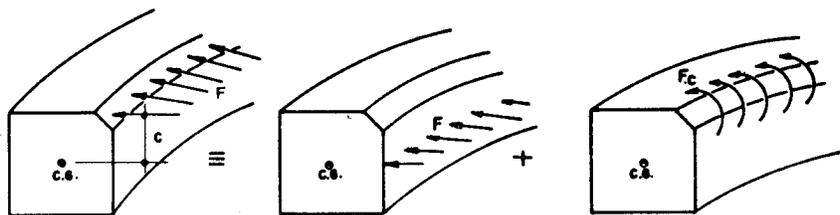


Fig. III.4.2 - Força horizontal excêntrica decomposta em força centrada e momento.

- a) Esforços e deslocamentos para a força passando pelo centro de gravidade da seção transversal do anel.

Com a atuação da força F horizontal distribuída no anel, é necessária, para o equilíbrio da peça, a força T indicada na Fig. III.4.3, que vale:

$$T = F r_a$$

III.4.1

onde r_a é o raio do centro de gravidade da seção transversal do anel.

Com a força solicitante T a deformação correspondente acarreta um aumento do raio do anel dado por:

$$\Delta_H = r_a T / (E S_a) = r_a^2 F / (E S_a) \quad \text{III.4.2}$$

onde S_a é a seção transversal do anel.

O deslocamento angular do anel devido à força centrada é nulo.

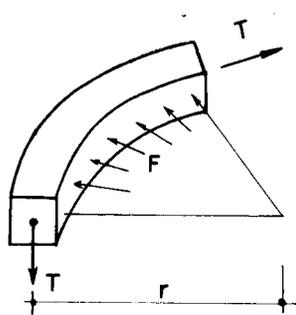


Fig. III.4.3 - Força horizontal distribuída atuando no centro de gravidade da seção transversal do anel.

b) Esforços e deslocamentos devidos ao momento equivalente à força excentricamente aplicada.

Os esforços e deslocamentos calculados para o momento $p \cdot e$ (produto da força pela excentricidade), indicados na Fig. III.4.2, são dados no próximo ítem, quando se analisa o anel solicitado por um momento M_α .

III.4.3 - Esforços e deslocamentos devidos a um momento distribuído linearmente no anel.

Impondo-se as condições de equilíbrio do anel solicitado por um momento M_α (Fig. III.4.4), calcula-se o momento fletor solicitante dado abaixo:

$$M_x = M_\alpha r_a \quad \text{III.4.3}$$

e a rotação correspondente vale (cf. TIMOSHENKO, 1956):

$$\Delta_{\alpha} = M_{\alpha} r_a / (E I_a \log_e (r_e / r_a - r_i / r_a)) \quad \text{III.4.4}$$

onde

r_e é o raio externo do anel

r_i é o raio interno do anel

I_a é o momento de inércia da seção transversal do anel.

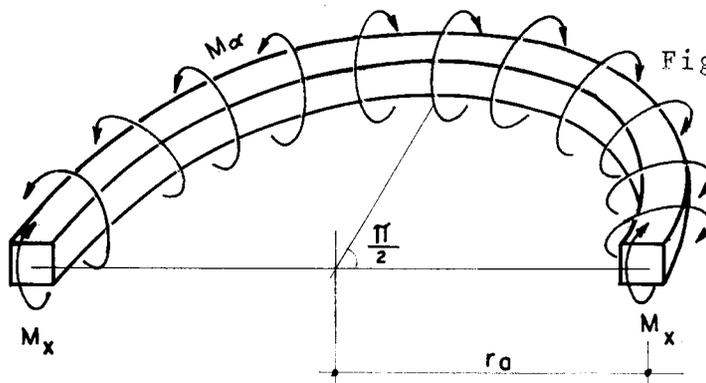


Fig. III.4.4 - Momento solicitante do anel.

Para os casos usuais, onde os valores de r_i e r_e são próximos, a expressão acima pode ser escrita na seguinte forma:

$$\Delta_{\alpha} = r_a M_{\alpha} / (E I_a) \quad \text{III.4.5}$$

Devido à rotação Δ_{α} surgem, nos pontos do anel, deslocamentos horizontais dados por:

$$\Delta_{F\alpha} = \Delta_{\alpha} y_c \quad \text{III.4.6}$$

onde y_c é a distância do ponto ao plano horizontal que passa pela linha neutra da seção transversal do anel.

III.4.4 - Esforços e deslocamentos totais do anel

Para a utilização do anel como parte da estrutura do reservatório é necessário que se conheçam os esforços devidos aos carregamentos e também os deslocamentos

nos pontos onde ocorre a junção desta peça com as cascas cônica e cilíndrica.

Os esforços de tração e os momentos atuantes são sempre calculados com as expressões III.4.1 e III.4.3, já mostradas.

Os deslocamentos, entretanto, necessitam de uma formulação mais adequada. Assim, são dados agora os deslocamentos nos pontos e nas direções indicadas na Fig. III.4.5, onde ocorrem as junções entre as partes.

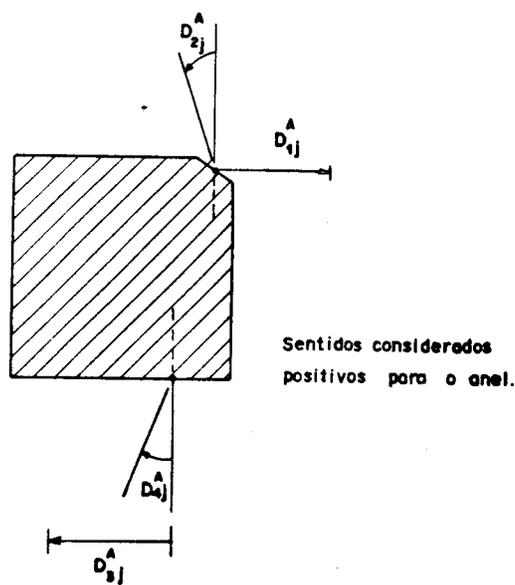


Fig. III.4.5 - Deslocamentos do anel. Sentido positivo.

Os sentidos dos deslocamentos estão indicados na Fig. III.4.5 e sua representação é bastante conhecida (D_{ij}^A). O primeiro índice indica o tipo de deslocamento e o ponto onde ocorre, e, o outro, o tipo de carga que produz o deslocamento e o ponto onde atua. Quando o índice j é nulo, significa que o deslocamento produzido devido a cargas é calculado pela teoria de membrana.

a) Deslocamentos devidos aos esforços de membrana da cobertura e parede.

Para o cálculo dos deslocamentos do anel devidos a $\bar{N}_{\phi c}$ e $\bar{N}_{\phi p}$, respectivamente esforços \bar{N}_{ϕ} das cascas cônica e cilíndrica (Fig. III.4.6), determinam-se algumas parcelas separadamente. Assim, tem-se que o deslocamento horizontal devido a $\bar{N}_{\phi c} \cos \alpha$ atuando no centro de gravidade vale:

$$\Delta_H = \bar{N}_{\phi c} \cos \alpha r_a^2 / (E S_a) \quad \text{III.4.7}$$

e o deslocamento na parte superior do anel devido ao momento produzido pela força $\bar{N}_{\phi c}$ vale:

$$\Delta_{H\alpha} = y_c \bar{N}_{\phi c} r_a^2 (y_c \cos \alpha - x_c \sin \alpha) / E I_a \quad \text{III.4.8}$$

onde y_c e x_c são respectivamente as ordenadas vertical e horizontal em relação ao centro de gravidade do ponto de junção entre a casca cônica e o anel.

O deslocamento na parte superior do anel, devido ao momento produzido por $\bar{N}_{\phi p}$, vale:

$$\Delta_{H\alpha} = y_c \bar{N}_{\phi p} b_1 r_a^2 / (E I_a) \quad \text{III.4.9}$$

onde b_1 é a distância horizontal do ponto de aplicação de $N_{\phi p}$ ao centro de gravidade.

O deslocamento angular produzido por $\bar{N}_{\phi c}$ vale:

$$\Delta_\alpha = \bar{N}_{\phi c} r_a^2 (x_c \sin \alpha - y_c \cos \alpha) / (E I_a) \quad \text{III.4.10}$$

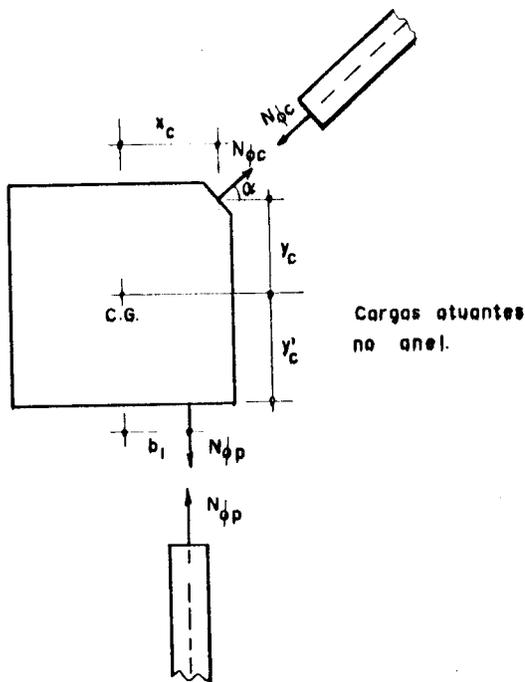


Fig. III.4.6 - Cargas atuantes no anel.

e o deslocamento angular devido ao momento produzido por $\bar{N}_{\phi p}$ vale:

$$\Delta'_{\alpha} = -\bar{N}_{\phi p} b_1 r_a^2 / (E I_a) \quad \text{III.4.11}$$

Assim, pode-se determinar os deslocamentos horizontal e angular finais do anel na junção com a casca cônica:

$$\begin{aligned} D_{10}^A &= \Delta_H + \Delta_{H\alpha} + \Delta'_{H\alpha} \\ D_{20}^A &= \Delta_{\alpha} + \Delta'_{\alpha} \end{aligned} \quad \text{III.4.12}$$

Para a determinação dos deslocamentos na parte inferior do anel, os deslocamentos auxiliares Δ_H , $\Delta_{H\alpha}$ e $\Delta'_{H\alpha}$ são recalculados abaixo:

$$\begin{aligned} \Delta_H &= -\bar{N}_{\phi c} \cos \alpha r_a^2 / (E S_a) \\ \Delta_{H\alpha} &= y'_c \bar{N}_{\phi c} r_a^2 (y_c \cos \alpha - x_c \sin \alpha) / (E I_a) \\ \Delta'_{H\alpha} &= y'_c \bar{N}_{\phi p} b_1 r_a^2 / (E I_a) \end{aligned} \quad \text{III.4.13}$$

Assim, pode-se obter os deslocamentos horizontal e angular finais:

$$\begin{aligned} D_{30}^A &= \Delta_H + \Delta_{H\alpha} + \Delta'_{H\alpha} \\ e \\ D_{40}^A &= -D_{20}^A \end{aligned} \quad \text{III.4.13}$$

sendo y'_c a distância do ponto de junção entre a casca cilíndrica e o anel de borda ao centro de gravidade da seção transversal do anel, medida na vertical.

b) Deslocamentos devidos a esforços unitários distribuídos atuando no anel.

Para efetuar a compatibilização entre o anel e as cascas, é conveniente determinarem-se os deslocamentos nas direções indicadas, provocados por força e momentos unitários. Aplicando-se convenientemente as expressões dos deslocamentos horizontal e angular, já apresentadas, obtêm-se:

$$D_{11}^A = (1/S_a + y_c^2/I_a) r_a^2/E$$

$$D_{12}^A = D_{21}^A = -r_a^2 y_c / (E I_a)$$

$$D_{13}^A = D_{31}^A = (-1/S_a + y_c y_c' / I_a) r_c^2 / E$$

$$D_{14}^A = D_{41}^A = y_c r_a^2 / (E I_a)$$

$$D_{22}^A = r_a^2 / (E I_a)$$

III.4.15

$$D_{23}^A = D_{32}^A = -r_a^2 y_c / (E I_a)$$

$$D_{24}^A = D_{42}^A = -r_a^2 / (E I_a)$$

$$D_{33}^A = (1/S_a + y_c'^2 / I_a) r_a^2 / E$$

$$D_{34}^A = D_{43}^A = r_a^2 y_c' / (E I_a)$$

e

$$D_{44}^A = r_a^2 / (E I_a)$$

Estes coeficientes são, em geral, chamados de coeficientes de flexibilidade do anel, assim como os correspondentes D_{ij}^p e D_{ij}^c são os coeficientes de flexibilidade das cascas.

III.5 - ANÁLISE DA LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO

Para esta ligação estabeleceram-se, a fim de facilitar a análise, três tipos fundamentais de vinculação: engastada, articulada e móvel.

O equacionamento dos deslocamentos para o caso de parede articulada e engastada é relativamente simples, enquanto que para a parede com pé deslizando é necessário saber-se o tipo de material usado no apoio, além de sua forma.

A ligação entre parede e fundação com junta móvel dá, teoricamente, liberdade de deslocamento tanto angular como horizontal, sem que haja qualquer tipo de resistência. Assim, não haveria alteração nos esforços da parede calculados pela teoria de membrana. Entretanto, os aparelhos utilizados na construção, sendo também obrigados a vedar o reservatório e a resistir aos carregamentos da parede, normalmente apresentam certa resistência aos deslocamentos, o que altera um pouco os esforços de membrana na borda.

Um apoio desse tipo, com características de vedação e suporte, e com larga margem de aplicação, é o utilizado pela PRELOAD (Fig. III.5.1). Este apoio é composto de uma parte que funciona como suporte, permitindo deslocabilidades, e de uma junta de vedação do tipo "Fugenband", para garantir a estanqueidade do reservatório. O apoio mó-

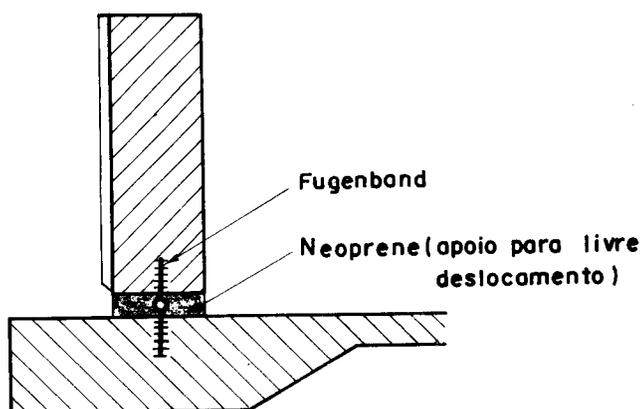


Fig. III.5.1 - Apoio deslizante. Suporte de Neoprene e vedação fugenband.

vel poderia ter como suporte qualquer material com as características citadas; para este estudo escolheram-se suportes de neoprene. Uma sugestão de LEONHARDT (1956), dá como solução a utili-

zação de um apoio de neoprene que serve tanto para suporte como para vedação, eliminando-se, portanto, a junta Fugenband, e com isso diminuindo o custo do aparelho de apoio (Fig. III.5.2). Por outro lado, a utilização desse apoio necessita de uma peça contínua de neoprene para eliminarem-se emendas, isso implica na fabricação de peças especiais para apoio, aumentando o custo de sua utilização.

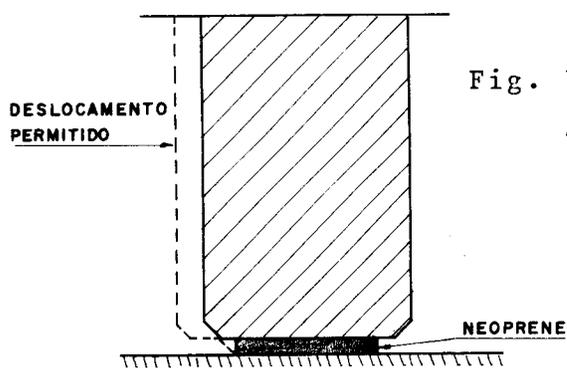


Fig. III.5.2 - Apoio deslizante apenas com neoprene.

Para a determinação da reação horizontal do apoio é necessário conhecer-se a rigidez transversal desse elemento. Assim, considerando-se o comportamento elástico do material (neoprene) do apoio, o deslocamento Δ (Fig. III.5.3) é dado por:

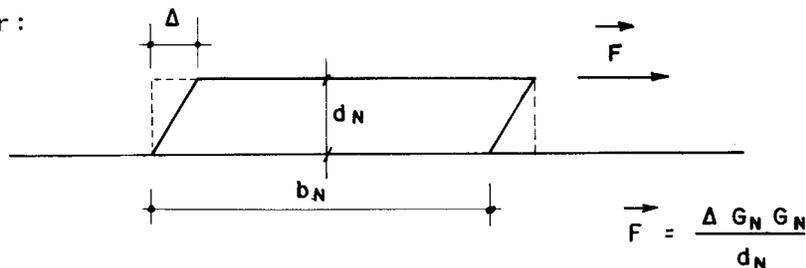


Fig. III.5.3 - Carregamento horizontal aplicado ao neoprene

$$\Delta = F d_N / (G_N b_N) \quad \text{III.5.1}$$

onde:

F é a força horizontal aplicada

b_N é a largura do apoio

d_N é a altura do apoio

e G_N é o módulo de deformação transversal do neoprene.

O deslocamento D_{55}^N corresponde a Δ com $F = 1$; vale, portanto:

$$D_{55}^N = d_N / (G_N b_N) \quad \text{III.5.2}$$

os deslocamentos devidos aos carregamentos D_{50}^N são considerados nulos.

Para a utilização de um apoio de neoprene é necessário que se conheçam algumas de suas características físicas e mecânicas, que normalmente são fornecidas pelos catálogos dos fabricantes desse material. A seguir são dados alguns parâmetros para serem utilizados nas verificações de projeto de reservatórios fornecidos pelo STUP (Sociedade Técnica para Utilização da Pré-Tensão - Processo Freyssinet S/A) e pela Dunlop do Brasil.

Taxa de compressão admissível nos aparelhos de apoio	- 132kgf/cm ²
Módulo de elasticidade	- 25 a 30kgf/cm ²
Módulo de elasticidade transversal	- 8 a 10kgf/cm ²
Resistência à ruptura antes de solicitado	- 176kgf/cm ²
Variação da resistência após o uso	- \pm 15kgf/cm ²
Alongamento na ruptura antes de solicitado	- 350%
Variação do alongamento na ruptura após o uso	- 40%

Ainda pode-se adotar as seguintes limitações de ordem prática: o deslocamento relativo Δ (Fig. III.5.3) não deve ser superior a 0,7 da altura do apoio sob influências permanentes (retração, temperatura, deformações elásticas e lentas) e nem superior a 1,2 da altura sob esforços instantâneos (vento); o coeficiente de atrito mobilizado entre o apoio e a face de concreto não deve ser considerada superior a 0,4 ($\frac{F}{N} < 0,4$); a altura do apoio não deve ser maior que 1/5 de sua largura.

III.6 - EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE DOS DESLOCAMENTOS DO CONJUNTO

III.6.1 - Compatibilização dos deslocamentos da borda superior da casca cônica e do anel superior.

Os reservatórios, em geral, apresentam uma abertura superior para inspeção. Na cobertura cônica, quando há a mencionada abertura, tem-se então uma superfície tronco-cônica (Fig. III.6.1). É comum ainda a extremidade superior da casca ser ligada a um pequeno anel de borda, que recebe as cargas provenientes da cobertura da abertura central.

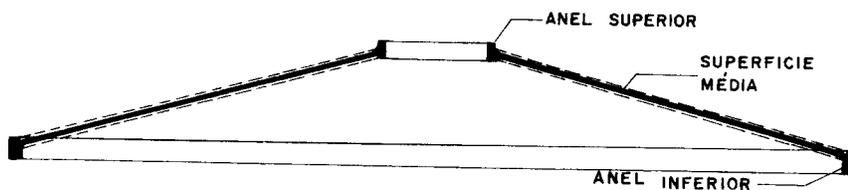


Fig. III.6.1 - Cobertura cônica com abertura.

Ainda que sejam sempre pequenos os esforços que ocorrem na junção anel superior-cobertura, sua determinação também é feita compatibilizando-se os deslocamentos da extremidade da casca e os do anel.

Para que se possa efetuar a compatibilização acima, é necessário que se conheçam os deslocamentos devidos aos carregamentos e às cargas unitárias. Em relação à casca, estes deslocamentos já foram apresentados; entretanto, para o anel, ainda não são conhecidos, mas podem ser determinados utilizando-se as expressões III.4.2, III.4.6 e III.4.7, sendo que os carregamentos de membrana atuantes e os sentidos positivos dos deslocamentos são dados nas figuras III.6.2 e III.6.3, respectivamente.

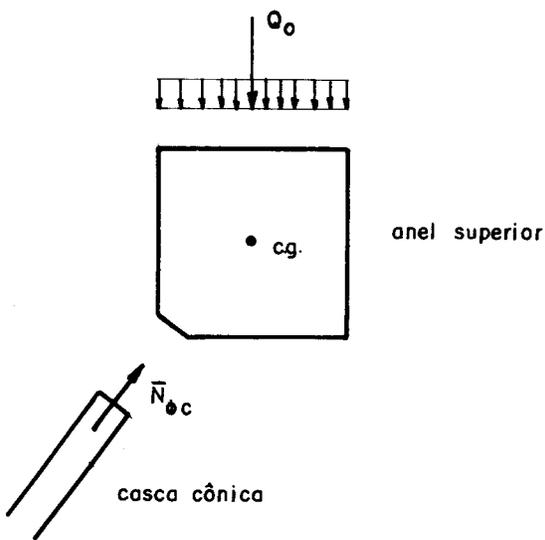


Fig. III.6.2 -Cargas no anel superior.

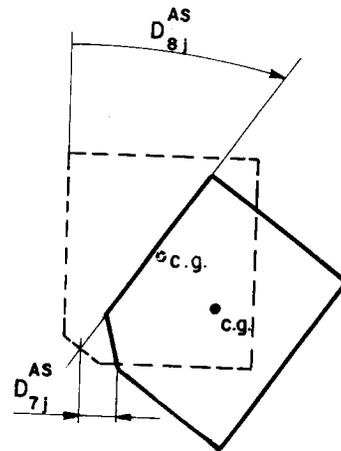


Fig. III.6.3 - Deslocamentos no anel superior.

Definidos os deslocamentos D_{ij}^{AS} deste anel, pode-se agora impor a compatibilização dos deslocamentos (Fig.III.6.4).

Os deslocamentos totais horizontal e angular são, respectivamente:

$$D_{ir}^C = D_{i0}^C + \sum_{j=7}^8 X_j D_{ij}^C \quad \text{III.6.1}$$

para $i = 7; 8$

e os deslocamentos totais horizontal e angular do anel superior são, respectivamente:

$$D_{ir}^{AS} = D_{i0}^{AS} + \sum_{j=7}^8 X_j D_{ij}^{AS} \quad \text{III.6.2}$$

para $i = 7 ; 8$

onde:

D_{ir} representa os deslocamentos reais da peça analisada e X_j são os esforços entre as partes.

Para haver compatibilidade:

$$D_{ir}^C = -D_{ir}^{AS} \quad \text{III.6.3}$$

para $i = 7 ; 8$

podendo-se escrever as equações:

$$D_{i0}^C + D_{i0}^{AS} + \sum_{j=7}^8 X_j (D_{ij}^C + D_{ij}^{AS}) = 0 \quad \text{III.6.4}$$

para $i = 7 , 8$

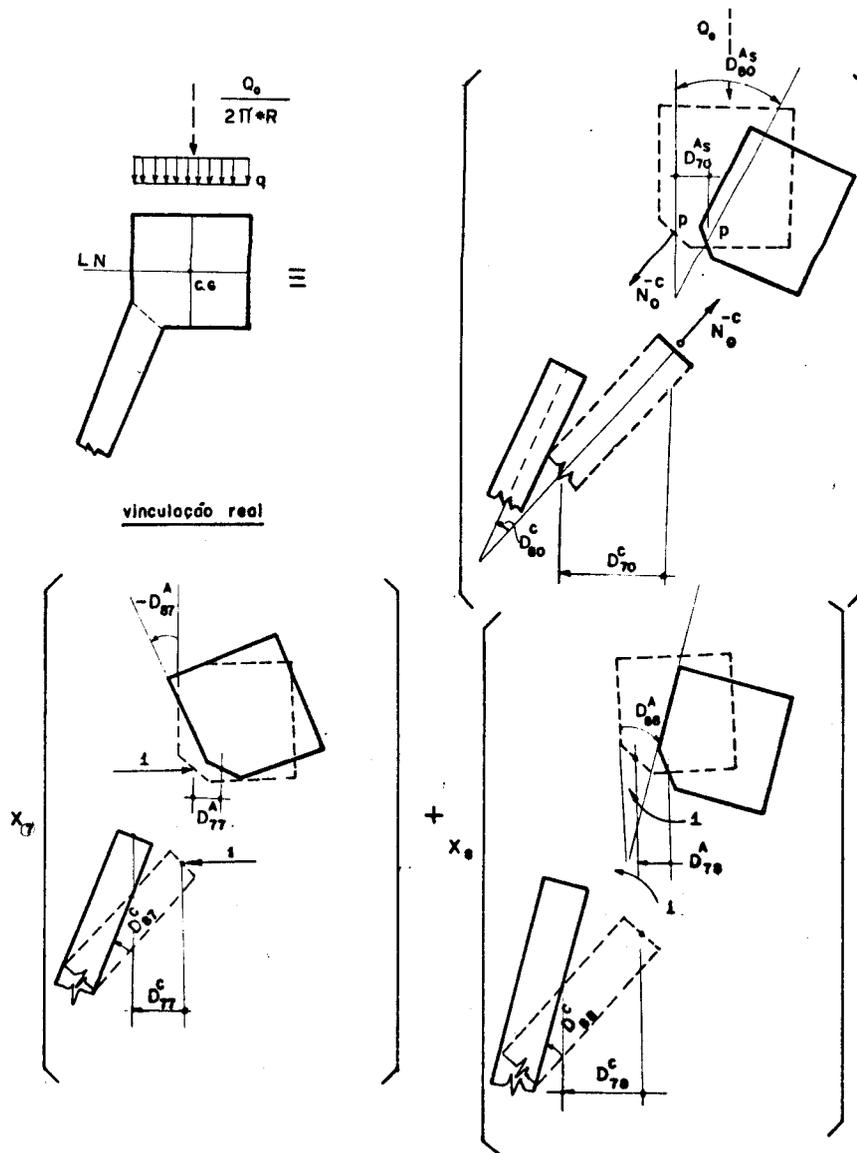


Fig. III.6.4 - Compatibilização dos deslocamentos do anel superior e da cobertura.

III.6.2 - Compatibilização dos deslocamentos da borda inferior da cobertura, anel e da borda superior da parede.

Tendo já sido definidos os deslocamentos nas três partes dessa junção, pode-se dar as expressões dos deslocamentos; assim, os deslocamentos totais horizontal e angular na borda da casca são, respectivamente:

$$D_{ir}^C = D_{i0}^C + \sum_{j=1}^2 X_j D_{ij}^C \quad \text{III.6.5}$$

para $i = 1 ; 2$

Os deslocamentos totais horizontal e angular na parede são, respectivamente:

$$D_{ir}^P = D_{i0}^P + \sum_{j=3}^4 X_j D_{ij}^P \quad \text{III.6.6}$$

para $i = 3 ; 4$

Os deslocamentos totais horizontais do anel são:

$$D_{ir}^A = D_{i0}^A + \sum_{j=1}^4 X_j D_{ij}^A \quad \text{III.6.7}$$

para $i = 1 ; 3$

Os deslocamentos totais angulares são dados pela expressão acima, com $i = 2 ; 4$

Para haver compatibilidade de deslocamentos (Fig. III.6.5), tem-se:

$$D_{ir}^C = -D_{ir}^A \quad \text{III.6.8}$$

para $i = 1 ; 2$

$$e \quad D_{ir}^P = -D_{ir}^A \quad \text{III.6.9}$$

para $i = 3 ; 4$

podendo-se escrever as equações:

$$(D_{i0}^C + D_{i0}^A) + \sum_{j=1}^4 X_j (D_{ij}^C + D_{ij}^A) = 0 \quad \text{III.6.10}$$

para $i = 1, 2$ e

$$(D_{i0}^P + D_{i0}^A) + \sum_{j=1}^4 X_j (D_{ij}^P + D_{ij}^A) = 0 \quad \text{III.6.11}$$

para $i = 3 ; 4$

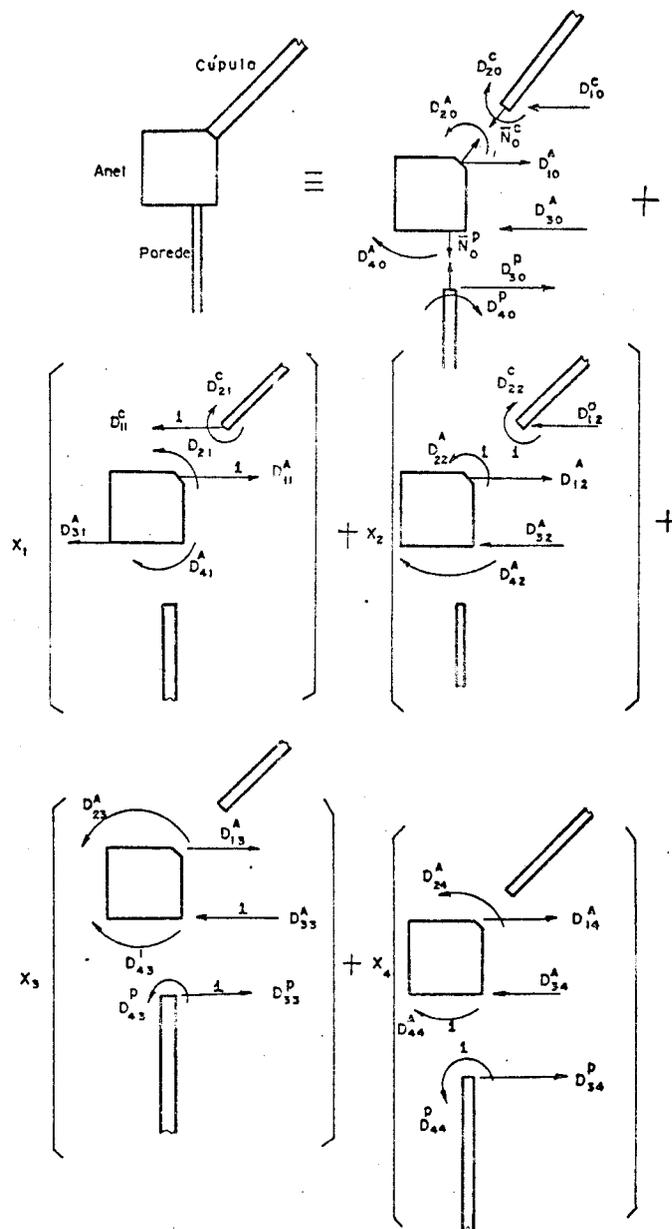


Fig. III.6.5 - Compatibilização dos deslocamentos da junção cobertura-anel-parede.

III.6.3 - Compatibilização dos deslocamentos da borda inferior da parede e do fundo.

a) Parede perfeitamente engastada (Fig. III.6.6).

Neste caso, os deslocamentos da borda inferior da parede são nulos:

$$D_{ir}^P = D_{i0}^P + \sum_{j=5}^6 X_j D_{ij}^P = 0 \quad \text{III.6.12}$$

para $i = 5 : 6$

b) Parede perfeitamente articulada (Fig. III.6.7).

Neste caso apenas o deslocamento horizontal da borda inferior da parede é nulo.

$$D_{5r}^P = D_{50}^P + X_5 D_{55}^P = 0 \quad \text{III.6.13}$$

c) Parede com apoio de neoprene (Fig. III.6.8).

Neste caso existe resistência ao deslocamento do pé da parede; para sua determinação, calculam-se os deslocamentos horizontais nas duas partes analisadas. Assim, o deslocamento real da borda inferior da parede é:

$$D_{5r}^P = D_{50}^P + X_5 D_{55}^P \quad \text{III.6.14}$$

e o deslocamento total do apoio de neoprene é:

$$D_{5r}^N = D_{50}^N + X_5 D_{55}^N \quad \text{III.6.15}$$

com $D_{50}^N \approx 0$

Para haver compatibilidade de deslocamentos tem-se:

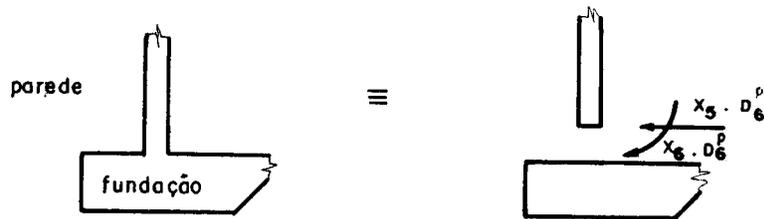
$$D_{5r}^P = -D_{55}^N$$

III.6.16

podendo-se escrever a equação:

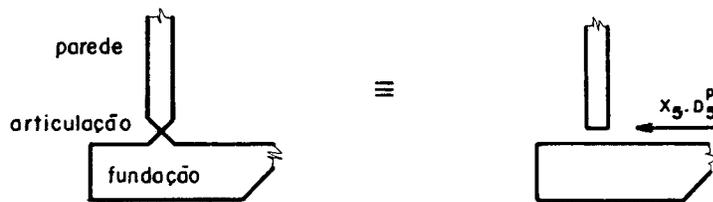
$$D_{50}^P + X_5 (D_{55}^P + D_{55}^N) = 0$$

III.6.17



não há deslocamento na fundação

Fig. III.6.6 - Compatibilização dos deslocamentos da vinculação engastada parede-fundo.



não há impedimento ao giro

Fig. III.6.7 - Compatibilização dos deslocamentos da vinculação articulada parede-fundo.

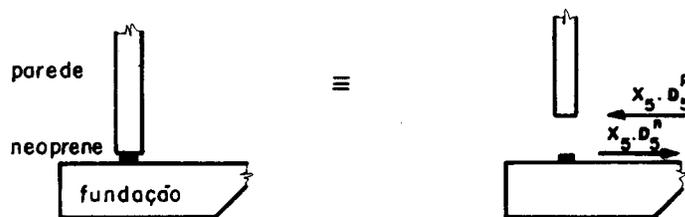


Fig. III.6.8 - Compatibilização dos deslocamentos da vinculação deslizante parede-fundo.

III.7 - ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE ESPESSURA NAS BORDAS DAS CASCAS

Os esforços de flexão que ocorrem nas bordas das cascas podem acarretar grandes taxas de armadura. É comum, para evitar acúmulo de armadura nesta região, fazer-se um aumento da espessura da casca localizado próximo às bordas. Este aumento é feito apenas nesta região, tendo a casca espessura constante nos outros pontos.

Para a determinação dos esforços na casca com espessura variável nas proximidades das bordas é necessário que se faça um novo equacionamento. O equacionamento comumente utilizado é o método sugerido por GECKELER(1926) para cascas esféricas. Neste método a casca é subdividida em diversos segmentos que têm suas bordas paralelas à borda da casca. Cada segmento é considerado de espessura constante e os esforços finais são obtidos com a solução de membrana de cada um, mais os efeitos da compatibilização dos deslocamentos nos pontos onde foram consideradas as divisões.

Este método de cálculo, além de ser excessivamente trabalhoso, ainda não oferece resultados muito satisfatórios. Dessa maneira, será utilizado aqui o método das espessuras equivalentes, proposto por HANNA(1956), que apresenta melhores resultados e o trabalho numérico é menor.

O método das espessuras equivalentes foi analisado para cascas esféricas; entretanto pode ser também empregado para cascas cônicas e cilíndricas, já que estas duas podem ter os deslocamentos de borda calculados utilizando-se cascas esféricas equivalentes (BELLUZZI, 1956), isto é, cascas esféricas que tenham o mesmo raio de curvatura no ponto onde está sendo calculado o deslocamento. O citado autor mostra que os esforços nos pontos próximos de uma vinculação podem ser obtidos com razoável aproximação, resolvendo-se uma casca esférica que tenha o mesmo raio, a mesma inclinação e a mesma espessura. A figura III.7.1 mostra uma casca cônica com a casca esférica que poderia ser utilizada

para o cálculo dos esforços na região próxima à borda. É importante observar que à medida que as superfícies das duas cascas se distanciam os erros cometidos são maiores, entretanto na região onde os valores dos esforços são mais importantes para o dimensionamento de uma cobertura, a precisão é considerada satisfatória.

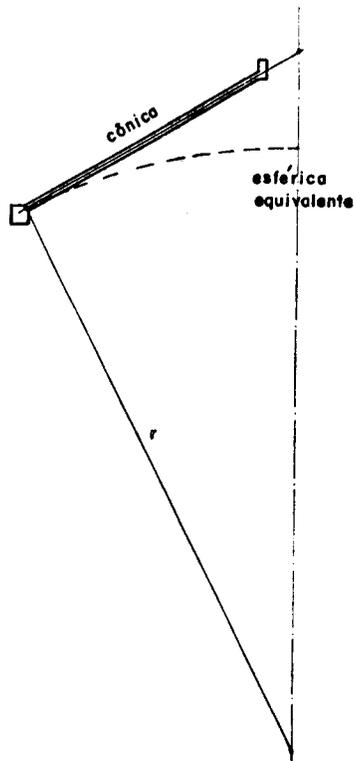


Fig.III.7.1 - Casca esférica equivalente.

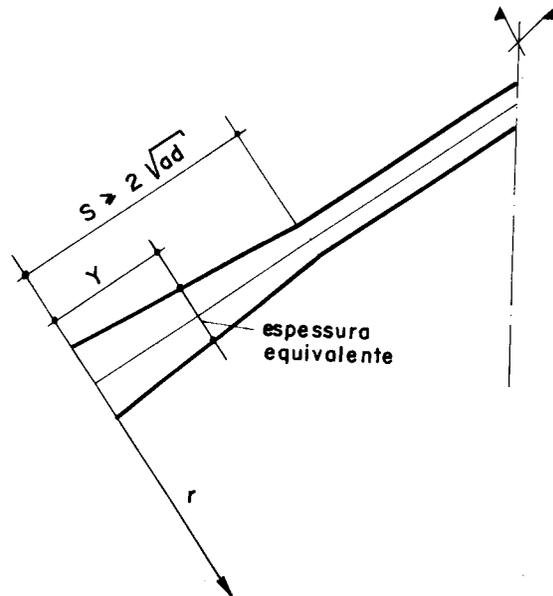


Fig.III.7.2 - Alargamento da borda da casca.

No método proposto por HANNA, a obtenção dos esforços e deslocamentos devidos aos efeitos de borda é feita considerando-se uma certa espessura constante para a casca. Esta espessura, chamada de espessura equivalente, é dada como sendo o valor real da espessura no ponto que dista $y = 0,5\sqrt{r d_m}$ da borda considerada. Nesta expressão, d_m é o valor médio das espessuras da casca no trecho de espessura variável. Deve-se observar, ainda, que a espessura equivalente proposta acima só pode ser usada nos casos onde a variação é linear: aliás, este foi o único tipo de variação verificado experimentalmente.

O comprimento do trecho de espessura variável foi inicialmente considerado como sendo aquele que vai da borda da casca até o ponto onde os efeitos de borda são desprezíveis. Considerando-se este último ponto como sendo aquele que tem a coordenada $\eta = x/L = \pi$, o comprimento do trecho fica dado teoricamente por $S = 2,4 \sqrt{r d_m}$. Os resultados experimentais, entretanto, mostraram que para a casca de espessura variável os valores dos esforços amortecem antes e o comprimento do trecho pode ser considerado menor. O valor observado é dado por $S = 2,0 \sqrt{r d_m}$. Desse modo, o comprimento do trecho que deve ter espessura constante é igual a este último valor dado.

O valor recomendado $S = 2,0 \sqrt{r d_m}$ para o trecho de espessura variável é considerado grande nos casos práticos correntes. Assim, algumas vezes, é preferível reduzir este comprimento, ficando, é claro, com resultados menos confiáveis.

A experimentação foi feita aplicando-se cargas horizontais ou momentos nas bordas dos modelos que tinham espessuras variáveis linearmente e apoios deslizantes. Os resultados dos esforços foram obtidos através das deformações circunferenciais e meridianas lidas em diversos pontos dos modelos. Os resultados dos momentos (M_ϕ) e dos esforços normais (N_θ) mostraram-se melhores que os obtidos pelo método de GECKELER(1926) e a distância $S = 2,0 \sqrt{r d_m}$ foi constatada para todos os carregamentos aplicados,

IV - ANÁLISE DAS AÇÕES NO RESERVATÓRIO

IV.1 - CARREGAMENTOS DA COBERTURA CÔNICA

A partir das expressões gerais do regime de membrana, dadas no Capítulo II, determinam-se agora os esforços e deslocamentos na casca cônica para cada carregamento. Os sinais dos deslocamentos estão devidamente corrigidos, para que possam se enquadrar na convenção da Fig. IV.1.1. As expressões dos esforços e deslocamentos dadas a seguir provêm de Born (1963).

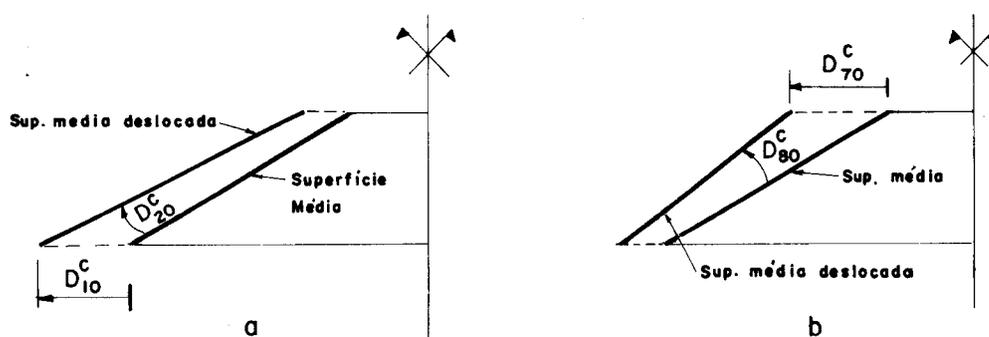


Fig. IV.1.1 - Deslocamentos na casca cônica. Sentidos positivos.

IV.1.1 - Peso próprio (Fig. IV.1.2)

Neste carregamento, a carga aplicada fica perfeitamente caracterizada pela geometria da casca. Devido à simetria geométrica da casca, este carregamento é de simetria de revolução.

Os esforços em qualquer ponto da casca são dados pelas expressões:

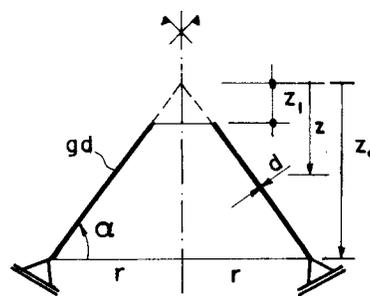
$$\begin{aligned} \bar{N}_r &= -g z d (1-z_1^2) / (2 \cdot \text{sen}^2 \alpha) \\ \bar{N}_\theta &= -g z d \text{ctg}^2 \alpha \end{aligned} \quad \text{IV.1.1}$$

e os deslocamentos nas bordas são dados por:

$$\begin{aligned} D_{10}^c &= -g z_0^2 \text{ctg} \alpha \cdot 2 \left[\cos^2 \alpha - \mu (1 - z_1^2 / z_0^2) \right] / (2 E \text{sen}^2 \alpha) \\ D_{70}^c &= -g z_1^2 \text{ctg}^3 \alpha / (2 F) \\ D_{20}^c &= +g z_0 \text{ctg} \alpha \left[0,5 + \mu - (2 + \mu) \cos^2 \alpha - 0,5 \frac{z_1^2}{z_0^2} \right] / (E \text{sen}^2 \alpha) \\ D_{80}^c &= -g z_1 \text{ctg} \alpha [\mu - (2 + \mu) \cos^2 \alpha] / E \text{sen}^2 \alpha \end{aligned} \quad \text{IV.1.2}$$

onde g é o peso específico .

Fig. IV.1.2 - Peso próprio



IV.1.2 - Sobrecarga (Fig. IV.1.3)

Este carregamento é considerado uniformemente distribuído sobre a cobertura; portanto, também é simétrico de

revolução.

Os esforços em qualquer ponto da casca são dados pelas expressões:

$$\bar{N}_\phi = -p z \cos \alpha (1 - z_1^2/z^2) / (2 \sin^2 \alpha)$$

IV.1.3

$$\bar{N}_\theta = -p z \cos^3 \alpha / \sin^2 \alpha$$

e os deslocamentos nas bordas são dados por:

$$D_{10}^c = -p z_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha (2 \cos^2 \alpha - \mu (1 - \frac{z_1^2}{z_0^2})) / (2 E d \sin \alpha)$$

$$D_{70}^c = -p z_1 \operatorname{ctg}^3 \alpha \cos \alpha / (E d)$$

IV.1.4

$$D_{20}^c = +p z_0 \operatorname{ctg}^2 \alpha \left[\mu - (2 + \mu) \cos^2 \alpha + 1/2 (1 - \frac{z_1^2}{z_0^2}) \right] / E d \sin \alpha$$

$$D_{80}^c = -p z_1 \operatorname{ctg}^2 \alpha \left[\mu - (2 + \mu) \cos^2 \alpha \right] / (E d \sin \alpha)$$

onde p é o valor da carga distribuída na área medida na horizontal.

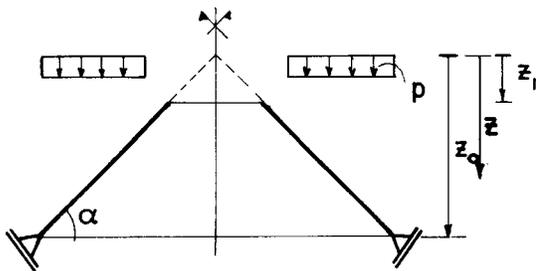


Fig. IV.1.3 - Sobrecarga.

IV.1.3 - Lanternim (Fig. IV.1.4)

Este tipo de carga surge devido à presença da abertura para inspeção.

Os esforços em qualquer ponto da casca são dados pelas expressões:

$$\bar{N}_\phi = -Q_0 / (2 \pi z \cos \alpha)$$

IV.1.5

$$\bar{N}_\theta = 0$$

e os deslocamentos nas bordas são dados por:

$$D_{10}^c = D_{70}^c = \mu Q_0 / (2 E d \pi \sin \alpha)$$

IV.1.6

$$D_{20}^c = +Q_0 / (2 \pi E d z_0 \sin \alpha)$$

onde Q_0 é a carga distribuída na borda superior da casca cônica.

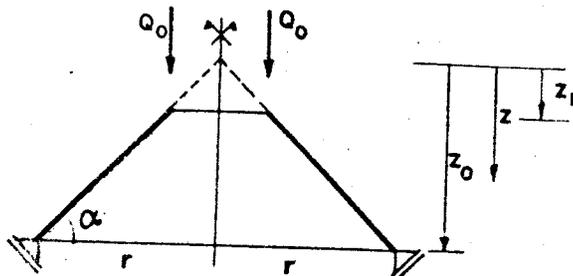


Fig.IV.1.4 - Carga vertical distribuída na borda superior da casca cônica.

IV.2 - CARREGAMENTOS NA PAREDE CILÍNDRICA

A partir das expressões dadas no Capítulo II, mostram-se agora os valores dos esforços e dos deslocamentos da parede cilíndrica para cada carregamento aplicado. Os sinais dos deslocamentos estão devidamente corrigidos, para que possam se enquadrar na convenção da figura IV.2.1.

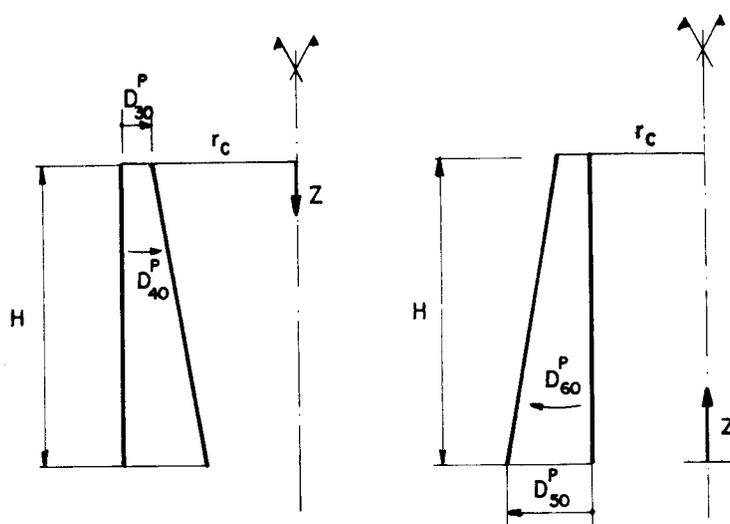


Fig. IV.2.1 - Deslocamentos na parede. Sentidos positivos.

IV.2.1 - Peso próprio da parede.

Para este carregamento, os esforços em qualquer ponto da casca são dados abaixo:

$$\bar{N}_\phi = -g z d_c$$

IV.2.1

$$\bar{N}_\theta = 0$$

e os deslocamentos das bordas são:

$$D_{30}^P = 0$$

$$D_{50}^P = \mu r_c g H/E$$

IV.2.2

$$D_{40}^P = D_{60}^P = -\mu r_c g/E$$

onde H é a altura total do cilindro.

IV.2.2 - Carga vertical uniformemente distribuída na borda superior do cilindro (Fig. IV.2.2).

Os esforços em qualquer ponto da casca são calculados

lados pelas expressões abaixo:

$$\bar{N}_\phi = -Q_o / (2 \pi r_c)$$

$$\bar{N}_\theta = 0$$

e os deslocamentos das bordas são:

$$D_{30}^P = -D_{50}^P = -\mu Q_o / (2 \pi E d_c)$$

$$D_{40}^P = D_{60}^P = 0$$

onde Q_o é a carga linearmente distribuída na borda da parede.

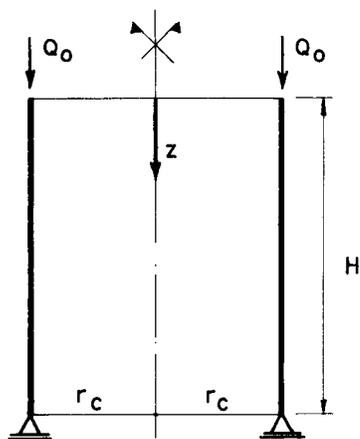


Fig. IV.2.2 - Carga vertical dis_tribuída na borda da parede.

IV.2.3 - Carregamento devido ao líquido armazenado (Fig. IV.2.3)

Para este carregamento os esforços em qualquer ponto da casca são dados abaixo:

$$\bar{N}_\phi = 0$$

$$\bar{N}_\theta = \gamma r_c z$$

e os deslocamentos das bordas são:

$$D_{30}^P = 0$$

$$D_{50}^P = \gamma r_c^2 H / (E d_c)$$

$$D_{40}^P = -D_{60}^P = -\gamma r_c^2 / (E d_c)$$

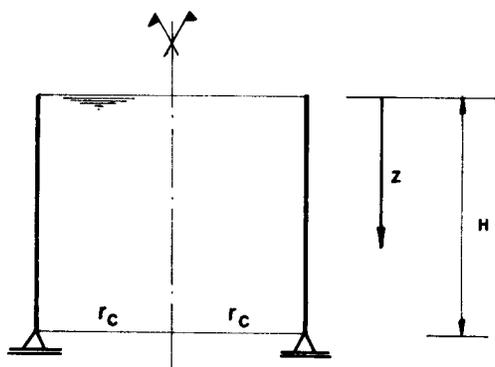


Fig. IV.2.3 - Carregamento normal à superfície cilíndrica devido ao líquido armazenado.

onde γ é o peso específico do líquido armazenado.

IV.3 - EFEITOS DEVIDOS AO VENTO

A análise dos esforços e deslocamentos que aparecem na cobertura e parede, devido à ação do vento, é mais complexa que a dos demais carregamentos, pois esse carregamento não tem a propriedade de ser de revolução. A consideração de antimetria para esse carregamento permite alguma simplificação na solução de membrana; em geral, os esforços e deslocamentos de membrana são dados adotando-se um carregamento representado por uma função periódica.

Para a obtenção da solução geral do sistema de equações é necessária, além da solução de membrana, a solução da equação homogênea, que agora não é mais a apresentada no Capítulo III, e sim uma nova, que contém as características de antimetria do carregamento.

Devido às dificuldades que ocorrem na obtenção da solução geral com cargas antimétricas, é recomendável a uti

lização de soluções simplificadas para a determinação dos esforços finais devidos ao vento. Assim, pode-se usar duas maneiras aproximadas para a determinação desses esforços.

A primeira aproximação admite válida a simetria dos esforços necessários na compatibilização dos deslocamentos de borda, sendo os esforços de membrana dados pela solução de carregamento antimétrico (cf. BORN, 1968 e HAMPE, 1963). Além da aproximação dos esforços de membrana, em geral admitem-se apenas os deslocamentos horizontais da cobertura e parede, considerando-se os deslocamentos angulares nulos.

Admitindo-se periódica a representação do carregamento do vento atuante na estrutura (Fig.IV.3.1), sua carga é dada por:

$$w = w_0 \operatorname{sen} n \beta$$

IV.3.1

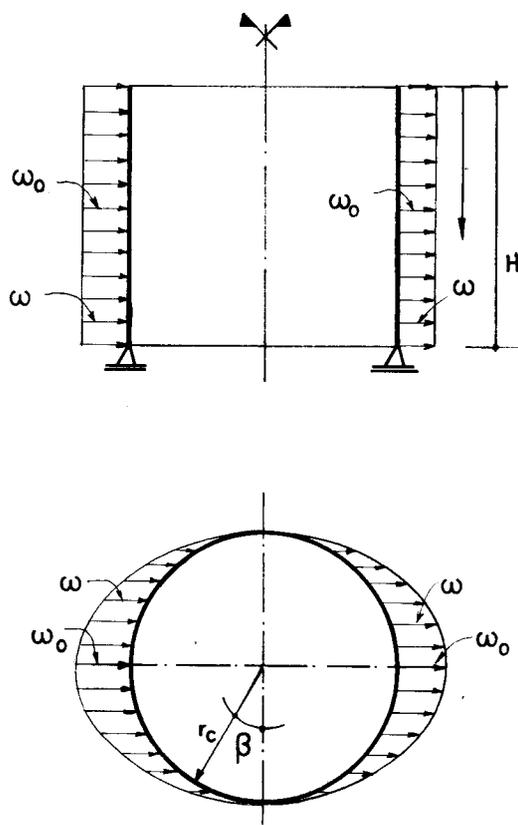


Fig. IV.3.1 - Carregamento do vento na parede.

Para $n = 1$, tem-se:

$$w = w_0 \operatorname{sen} \beta \quad \text{IV.3.2}$$

onde w_0 é a pressão horizontal do vento especificada nas normas brasileiras. Assim, os esforços de membrana da parede ficam:

$$\bar{N}_\phi = w_0 z^2 \operatorname{sen} \beta / (2 r_c)$$

$$\bar{N}_\theta = -r_c w_0 \operatorname{sen} \beta \quad \text{IV.3.3}$$

$$\bar{N}_{\phi\theta} = w_0 z \cos \beta$$

Da mesma forma os esforços da cobertura (Fig. IV.3.2) são:

$$\bar{N}_\phi = w_0 z \operatorname{sen} \beta \left[(1 - 3 \cos^2 \alpha) \left(1 - \frac{z_1^2}{z^2}\right) + 2 \frac{z_1^2}{z^2} \left(\frac{z_1}{z} - 1\right) \right] / (6 \cos \alpha)$$

$$\bar{N}_\theta = -w_0 z \operatorname{sen} \beta \cos \alpha / \operatorname{sen}^2 \alpha \quad \text{IV.3.4}$$

$$\bar{N}_{\theta\phi} = w_0 z \operatorname{sen} \beta (z_1^3 / z^3 - 1) / (3 \operatorname{sen}^2 \alpha)$$

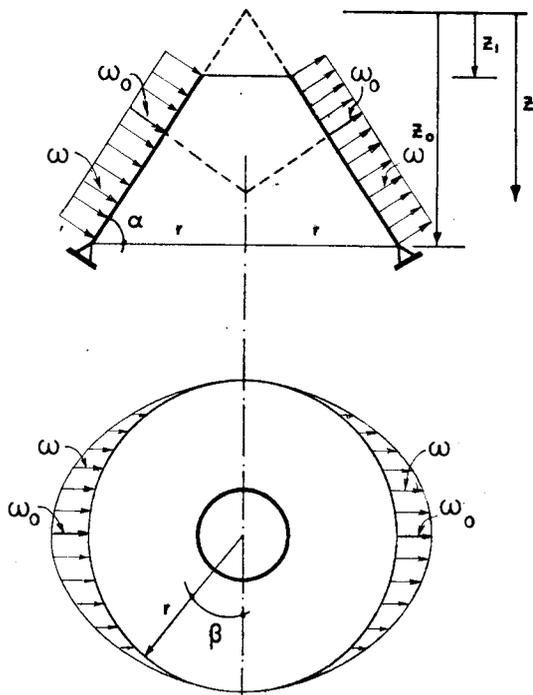


Fig. IV.3.2 - Carregamento de vento na cobertura.

Os deslocamentos horizontais das bordas da parede e da cobertura são dados pelas expressões:

$$D_{30}^P = -D_{50}^P = -r_c (\bar{N}_\theta - \mu \bar{N}_\phi) / (E d_c)$$

IV.3.5

$$D_{70}^C = -D_{10}^C = -z \operatorname{ctg} \alpha (\bar{N}_\theta - \mu \bar{N}_\phi) / (E d)$$

sendo \bar{N}_θ e \bar{N}_ϕ os esforços de membrana do ponto onde se calcula o deslocamento, e z vale z_1 e z_0 respectivamente para a borda superior e inferior da casca cônica.

A outra maneira de se proceder seria considerar o carregamento de vento como parte da carga acidental que atua na estrutura. Este tipo de simplificação é conceitualmente errado, pois não considera a antimetria do carregamento, mas dá, pelo menos, um aumento no valor dos esforços calculados, exigindo portanto maior resistência da estrutura.

O procedimento escolhido para ser utilizado nos exemplos deste trabalho é o último apresentado, pois o que se pretende aqui é a obtenção de diretrizes de projeto, isto é, obtenção de valores que sirvam para definição de algumas dimensões de reservatórios a serem calculados. Os valores dos esforços corretos, devidos ao vento, praticamente não iriam alterar as conclusões finais.

IV.4 - EFEITOS DEVIDOS À VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Um reservatório, como qualquer outra estrutura, apresenta algumas deformações quando é sujeito a variações de temperatura. Qualquer aquecimento ou esfriamento, causado por efeitos ambientais (sol, geada, etc.) ou por líquidos (quentes ou frios) armazenados, causa deformações na estrutura, podendo dar origem a esforços não desprezíveis diante dos totais.

A variação de temperatura pode ocorrer uniformemente em todos os pontos da estrutura ou apenas em certas regiões. No caso de ocorrer variação uniforme, a estrutura toda se dilatará, não afetando sua forma e, conseqüentemente, não produzindo nenhum esforço, a não ser aqueles introduzidos em apoios que não sofrem deformação igual à da estrutura. Quando as variações ocorrerem diferentemente para as várias partes da estrutura, surgirão esforços devidos às diferentes deformações. Resolveu-se, portanto, analisar as variações que podem ocorrer, estabelecendo-se três alternativas básicas: variação diferencial de temperatura entre parede e fundação, variação diferencial de temperatura entre cúpula e parede, e variação diferencial entre interior e exterior do reservatório. É claro que outras variações diferenciais ocorrem a todo instante na estrutura, mas os esforços causados provavelmente serão pouco significativos quando comparados com os totais.

IV.4.1 - Variação diferencial de temperatura entre parede e fundação.

Quando o reservatório, ou apenas a parede, sofre uma variação de temperatura, dificilmente a fundação acompanha o deslocamento do restante da estrutura. Isto se deve ao fato da fundação estar parcial ou totalmente enterrada, não sendo afetada por variações ambientais. Essa variação diferencial de temperatura entre fundação e parede causa esforços na estrutura, que devem ser considerados no cálculo.

Para o cálculo dos esforços o procedimento é o mesmo feito para os outros carregamentos; calculam-se os esforços de membrana e depois fazem-se as correções devidas à compatibilização dos deslocamentos. Os esforços de membrana são nulos e os deslocamentos no pé da parede valem:

$$D_{50}^P = \Delta t \alpha_c r_c$$

IV.4.1

$$D_{60}^P = 0$$

onde:

α_c é o coeficiente de dilatação térmica do material,

Δ_t é a variação de temperatura.

IV.4.2 - Variação diferencial de temperatura entre cobertura e parede.

Admite-se agora a ocorrência de temperaturas uniformemente distribuídas na cobertura e na parede, com valores diferentes em cada parte. Basicamente isto se deve ao fato de a cúpula receber os raios solares quase que perpendicularmente nos horários próximos às doze horas, enquanto que neste mesmo horário a parede absorve bem menos calor solar. Além da pequena incidência dos raios do sol sobre a parede, a presença de água ou outro líquido qualquer, mantido a temperatura natural no interior do reservatório, colabora para garantir um aquecimento menor desta parte. Deve-se lembrar ainda que em reservatórios destinados a armazenar líquidos quentes pode ocorrer o caso inverso, isto é, a parede torna-se mais quente que a cobertura.

Para a determinação dos esforços, supõe-se que haja um aumento de temperatura apenas na cúpula, com a correspondente deformação, permanecendo o anel de borda e a parede sem se deformarem. Esta suposição sobre a variação de temperatura não é exata, mas permite que se determinem, de maneira aproximada, os esforços devidos a variações diferentes de temperatura.

O procedimento para a determinação dos esforços é o mesmo já apresentado no caso anterior, sendo novamente

nulos os esforços e os deslocamentos de membrana, exceto o deslocamento horizontal da borda da cobertura, que vale:

$$D_{10}^G = \Delta t \alpha_c z / \text{tg } \alpha$$

IV.4.2

$$D_{20}^G = 0$$

IV.4.3 - Variação diferencial entre interior e exterior do reservatório.

Esta variação de temperatura tem grande importância, pois causa acréscimo nos valores das tensões totais. A Fig. IV.4.1 mostra o diagrama de deslocamentos possíveis e o das respectivas tensões causadas pela não-deformação da parede.

A parede é o lugar onde ocorrem os maiores gradientes térmicos, pois a presença da água mantém o lado interno em temperatura mais baixa que o lado externo.

Apesar da existência do gradiente térmico em reservatórios de água, isto não afeta os esforços totais calculados, pois os valores encontrados, devidos a esse carregamento, são desprezíveis. No entanto, quando o reservatório se destinar a armazenamento de algum líquido quente, os esforços calculados deverão ser incluídos nos totais.

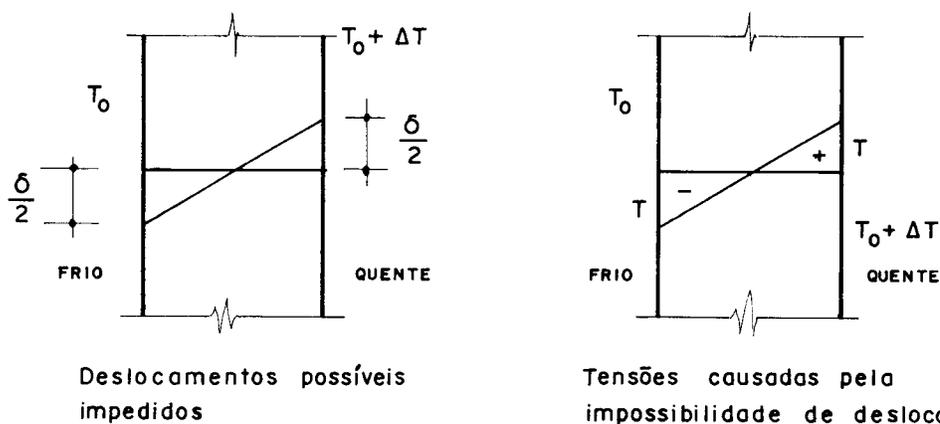


Fig. IV.4.1 - Aplicação de gradiente térmico na parede.

Para a determinação dos esforços calcula-se a de formação correspondente, que vale:

$$\delta = \Delta t \alpha$$

IV.4.2

tanto para a cúpula como para a parede, podendo-se tomar valores de Δt diferentes para cada parte.

As tensões acarretadas quando esses deslocamentos são impedidos valem:

$$\sigma = \delta E/2 = \frac{1}{2} \alpha \Delta t E$$

IV.4.3

que correspondem à consideração de um momento.

$$M_{\phi} = M_{\theta} = d^2 \delta E/12$$

IV.4.4

aplicado aos pontos da cobertura e da parede; note-se que nesta última a espessura usada deve ser d_c ao invés de d .

IV.5 - RETRAÇÃO

Na determinação dos esforços de um reservatório, a inclusão dos efeitos devidos à retração é quase sempre necessária. Analogamente à temperatura, a retração produzirá esforços na estrutura quando ocorrer com intensidades diferentes nas várias partes do conjunto. Assim, devem ser considerados os casos de retrações diferenciais entre a cúpula e a parede, e entre a parede e a fundação. Estas retrações diferenciais ocorrem por serem as partes diferentes em relação às dimensões, materiais, cura, etc. A determinação dos esforços é feita de maneira análoga para a temperatura.

Os deslocamentos provocados pela retração nas bordas da parede e da cobertura devem ser compatibilizados como os dos outros carregamentos.

Para a determinação dos valores dos deslocamentos de borda, pode-se utilizar processos mais precisos, como o de CHIORINO (1972), ou pode-se simplesmente estimá-los. A NB-1 exige que a retração a ser considerada seja igual a uma variação de temperatura de -10°C a -15°C , enquanto que a NB-116 dá um valor que se aproxima bastante dos resultados do processo de CHIORINO.

O ACI, por sua vez, através do Committee 344 (recomendação usada no cálculo de reservatórios), admite, para o cálculo da retração, qualquer processo empírico, teórico, ou uma combinação destes, desde que tenham apresentado resultados satisfatórios.

Utilizando-se os valores dados na NB-1, determinam-se os deslocamentos diferenciais que ocorrem entre cobertura e parede, e entre parede e fundo:

$$D_{10}^C = - \Delta t \alpha_c r$$

$$D_{50}^P = - \Delta t \alpha_c r_c$$

Estes deslocamentos diferenciais são considerados atuantes em apenas uma das partes, isto é, apenas naquela que mais se retrai. O valor de Δt deve ser admitido pelo projetista em função de fatores que influem na retração, observados em cada caso.

IV.6 - PROTENSÃO

IV.6.1 - Tipos de Protensão.

A partir de certas dimensões dos reservatórios, é conveniente o uso de protensão, para evitar uma série de desvantagens que surgiriam com o emprego de concreto armado. A aplicação de protensão nos reservatórios torna-se aconselhável quando diminui o custo total da obra ou quando melhora as condições de utilização da estrutura.

A parede do reservatório é, sem dúvida, a parte onde a necessidade de protensão surge em primeiro lugar, pois as tensões de tração, devidas à pressão hidrostática no seu interior, são altas e exigem grandes taxas de armadura para evitar a ocorrência nociva de fissuração.

As bordas da cobertura e da parede normalmente apresentam valores altos dos esforços, exigindo taxas altas de armadura. Com a aplicação de uma protensão no anel de borda consegue-se reduzir os valores dos esforços e consequentemente as taxas de armaduras.

A região do fundo, que recebe as cargas da parede, tem geralmente espessuras maiores que as demais. Para reservatórios com diâmetros maiores que 20 m, os efeitos da retração e da temperatura podem causar fissuração nesta parte da estrutura. Para evitar isto, LEONHARDT (1964) recomenda a execução de uma protensão circumferencial (Fig. IV.6.1).

Neste trabalho serão analisadas, com detalhes, as duas primeiras protensões mencionadas. A protensão da fundação não será analisada, pois não influi nos casos que serão estudados.

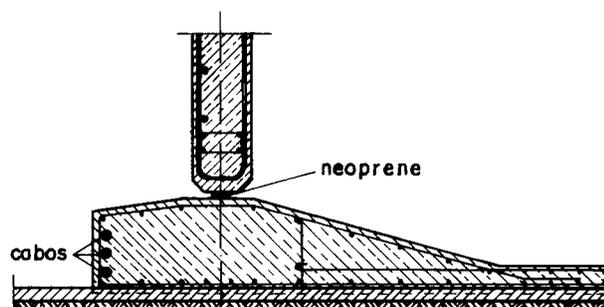


Fig. IV.6.1 - Protensão do fundo do reservatório.

IV.6.2 - Protensão na parede.

A principal protensão feita nas paredes dos reservatórios é a circumferencial, pois esta vai absorver os esforços de tração devidos à carga do produto armazenado. A

protensão vertical já é menos comum, sendo necessária apenas em grandes reservatórios. Este tipo de protensão não é tratado aqui pois não será utilizado nas análises a serem apresentadas neste trabalho.

A protensão circunferencial da parede se obtém protendendo-se fios ou cabos distribuídos ao longo da altura do cilindro correspondente. Essa distribuição vai depender do tipo de carregamento e da vinculação da parede com a cobertura e a fundação.

É conveniente que a protensão aplicada na parede não permita que ocorram seções tracionadas, isto é, os esforços N_{θ} finais deverão ser de compressão. Entretanto, deve-se tomar cuidado para que não ocorram grandes compressões, que significam protensão desnecessária e gasto excessivo de material.

A colocação dos fios ou cabos na parede produz, em geral, cargas que podem ser consideradas distribuídas. Elas podem ser representadas por funções analíticas, que dão os seus valores em função da altura da parede do reservatório. Dessa maneira, pode-se diferenciar as protensões a serem aplicadas à parede pelos nomes das funções analíticas que representam: protensão linear, protensão exponencial e protensão trigonométrica. Pode-se, ainda, protender a parede com cabos isolados, obtendo-se qualquer tipo de distribuição de cargas.

A análise dos esforços produzidos pelos carregamentos de protensão é semelhante àquela feita para as outras cargas. Determinam-se os esforços por uma solução particular do sistema de equações diferenciais, e corrige-se esta solução com os esforços de borda necessários à compatibilidade dos deslocamentos.

a) Protensão linear (Fig. IV.6.2)

A protensão linear é caracterizada nos casos onde a intensidade da força varia linearmente com a altura do reservatório. Essa variação linear pode se dar sobre a

altura toda da parede ou em apenas um trecho dela. O caso particular desse tipo de distribuição de protensão, em geral o mais empregado, é aquele onde a intensidade da força varia de um máximo no pé até um mínimo no topo da parede. Esta distribuição de protensão anula, de uma maneira uniforme, os efeitos do carregamento do líquido armazenado.

A análise de esforços e deslocamentos a seguir trata dos casos em que a protensão vai até o topo. O caso em que a protensão é feita até uma altura intermediária não será tratado aqui, para sua análise deve-se dividir a parede em duas partes (com o ponto de divisão coincidente com aquele onde termina a protensão), estudando-as separadamente; em geral, essa divisão leva a uma análise de duas cascas de comprimentos pequenos, sendo necessário o emprego da teoria de cascas curtas, onde há quatro constantes para a solução da equação diferencial.

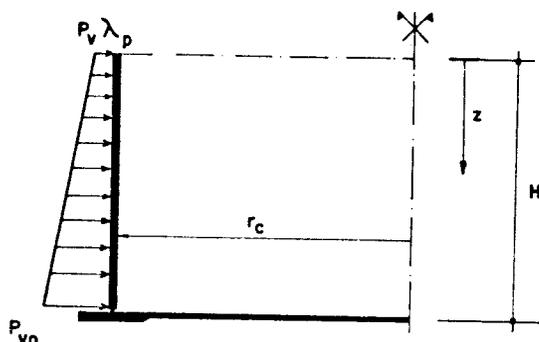


Fig. IV.6.2 - Protensão linear na parede.

De acordo com a Fig. IV.6.2, a força linearmente distribuída na parede, devida à protensão, é:

$$P = P_v (\lambda_p + z/H) \quad \text{IV.6.1}$$

onde

$$\lambda_p = (P_{vo}/P_v) - 1 \quad \text{IV.6.2}$$

$$P_v = P_{vo} - P_{vs} \quad \text{IV.6.3}$$

sendo P_{vo} e P_{vs} , respectivamente, os valores de P no pé e no topo do cilindro. Deve ser ressaltado ainda que esses valores são negativos.

Definido o carregamento na parede, pode-se obter os esforços de membrana:

$$\bar{N}_\theta = r_c P_v (\lambda_p + z/H) \quad \text{IV.6.4}$$

$$\bar{N}_\phi = 0$$

e os deslocamentos das bordas:

$$D_{30}^P = -(P_v r_c^2 \lambda_p) / (Ed_c)$$

$$D_{40}^P = -P_v r_c^2 / (Ed_c H) \quad \text{IV.6.5}$$

$$D_{50}^P = P_v (1 + \lambda_p) r_c^2 / (Ed_c)$$

$$D_{40}^P = -D_{40}^P$$

b) Protensão exponencial (Fig. IV.6.3).

Neste tipo de protensão, as ordenadas das cargas aplicadas na parede pelos fios e cabos obedece uma função exponencial. Novamente tem-se a intensidade do carregamento diminuindo da base para o topo, não sendo necessário que se anule no topo.

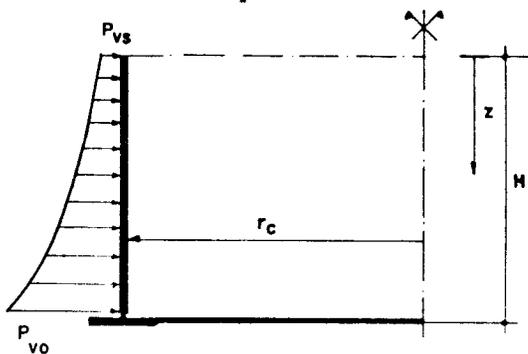


Fig. IV.6.3 - Protensão exponencial na parede.

Aqui, de acordo com a Fig. IV.6.3, a força distribuída na parede, devida à protensão, é:

$$P = P_{v0} \exp(-\alpha + \alpha z/H) \quad \text{IV.6.6}$$

onde

$$\alpha = \ln (P_{v0}/P_{vs})$$

com P_{v0} e P_{vs} sendo valores negativos.

Definido o carregamento na parede, poder-se obter os esforços de membrana:

$$\bar{N}_\theta = P_{v0} r_c \exp(-\alpha + \alpha z/H) \quad \text{IV.6.7}$$

$$\bar{N}_\phi = 0$$

e os deslocamentos das bordas:

$$\begin{aligned} D_{30}^P &= -P_{v0} r_c^2 \exp(-\alpha) / (Ed_c) \\ D_{40}^P &= -P_{v0} r_c^2 \exp(-\alpha) / (Ed_c U) \\ D_{50}^P &= P_{v0} r_c^2 / (Ed_c) \\ D_{60}^P &= P_{v0} r_c^2 / (Ed_c H) \end{aligned} \quad \text{IV.6.8}$$

c) Protensão trigonométrica (Fig. IV.6.4).

Define-se este tipo de protensão quando a variação de sua carga obedece a uma função trigonométrica qualquer. A utilização deste tipo particular de carga abrange um extenso campo pois, em geral, qualquer carregamento pode ser obtido com uma combinação de determinadas funções

trigonométricas (série de Fourier). Assim, um carregamento $P = P(z)$ pode ser escrito:

$$P(z) = \sum_{i=1}^n P_i(z) = \sum_{i=1}^n P_i \operatorname{sen}(i\pi z/H) + \sum_{i=1}^n P_i^* \operatorname{cos}(i\pi z/H)$$

IV.6.9

com $i = 1, 2, 3, \dots, n$

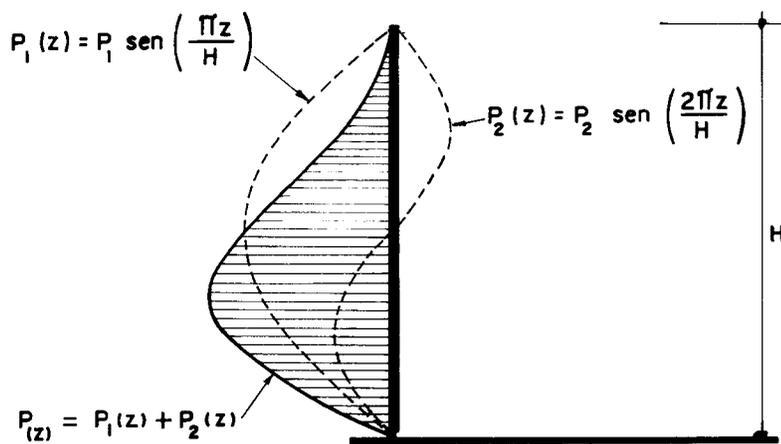


Fig. IV.6.4 - Protensão trigonométrica.

A solução para este tipo de carga também pode ser dada de modo análogo aos outros carregamentos: para cada uma das funções $P_i(z)$ determinam-se os esforços de cada ponto e os deslocamentos de borda, com o emprego de uma solução particular; somam-se a estes esforços as correspondentes parcelas calculadas devidas às compatibilizações dos deslocamentos.

Dá-se agora a solução apresentada por BUYER (1957), obtida das equações diferenciais de FLÜGGE (1932) para as cascas cilíndricas com carregamento qualquer.

As equações diferenciais mencionadas acima são:

$$r_c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{2}(1-\nu) \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} + \nu r_c \frac{\partial w}{\partial z} + (1+\nu) r_c \frac{\partial^2 v}{\partial \theta^2} + \nu \left[\frac{1}{2}(1-\nu) \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} - r_c^3 \frac{\partial^3 w}{\partial z^3} + \frac{1}{2}(1-\nu) r_c \frac{\partial^3 w}{\partial z \partial \theta^2} \right] + p_\phi \frac{r_c^2}{K} = 0$$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2}(1+\mu) r_c \left[\frac{\partial^2 u}{\partial z \partial \theta} + \frac{\partial^2 v}{\partial \theta^2} + \frac{1}{2}(1-\mu) r_c^2 \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{\partial w}{\partial \theta} \right. \\ & \left. + k \left[\frac{3}{2}(1-\mu) r_c^2 \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} - \frac{1}{2}(3-\mu) r_c^2 \frac{\partial^3 w}{\partial z^2 \partial \theta} \right] + p_\theta \frac{r_c^2}{K} = 0 \right. \\ \mu r_c \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial \theta} + w + k \left[\frac{1}{2}(1-\mu) r_c \frac{\partial^3 u}{\partial z \partial \theta^2} - r_c^3 \frac{\partial^3 u}{\partial z^3} - \frac{1}{2}(3-\mu) r_c^2 \frac{\partial^3 v}{\partial z^2 \partial \theta} \right. \\ & \left. + r_c^4 \frac{\partial^4 w}{\partial z^4} + 2 r_c^2 \frac{\partial^4 w}{\partial z^2 \partial \theta^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial \theta^4} + 2 \frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2} + w \right] + p_z \frac{r_c^2}{K} = 0 \end{aligned}$$

sendo: u , v e w os deslocamentos vertical, horizontal tangente à superfície e horizontal de direção radial; e

$$k = d_c^2 / (12 r_c^2) \quad \text{IV.6.12}$$

Para o caso de carregamento com simetria de revolução, tem-se que as cargas P_θ e P_ϕ , as derivadas em relação a θ e o deslocamento v são nulos. Assim, considerando-se um carregamento que tenha apenas os termos em $\sin(i\pi z/H)$, isto é, $P_i^* = 0$, pode-se obter, das equações diferenciais, a solução particular, que vale:

$$u_i(z) = u_i \cos(\Omega z / r_c) \quad \text{IV.6.13}$$

$$v_i(z) = w_i \sin(\Omega z / r_c)$$

onde: u_i e w_i são os deslocamentos u e w para o i -ésimo termo; e

$$\Omega = i\pi r_c / H$$

Com a aplicação dessa solução nas equações diferenciais obtêm-se:

$$u_i = w_i k \Omega$$

$$w_i = -P_i r_c^2 / [(1+k\Omega^4(1-k)+k)K] \quad \text{IV.6.14}$$

A partir dos valores acima calculados, pode-se determinar os deslocamentos nas bordas da parede, necessários à compatibilização de deslocamentos:

$$D_{30}^P = 0$$

$$D_{50}^P = 0$$

$$D_{40}^P = + w_i \frac{\Omega}{r_c}$$

$$D_{60}^P = + v_i \frac{\Omega}{r_c}$$

Os esforços da parede, dados pela solução particular, são também função dos deslocamentos $u_i(z)$ e $w_i(z)$ e valem:

$$M\theta_i(z) = \frac{B}{r_c^2} \left(r_c^2 \frac{d^2 w_i(z)}{dz^2} - r_c \frac{dw_i(z)}{dz} \right)$$

$$Q_i(z) = \frac{dM\theta_i(z)}{dz}$$

IV.6.16

$$V_{\theta i}(z) = w_i(z) \left(K/r_c + B/r_c^3 \right)$$

Estas expressões são dadas para o caso em que o carregamento é de simetria de revolução.

A solução final é dada pela soma desses esforços e daqueles que surgem com a compatibilização de deslocamentos.

Este tipo de protensão caracteriza-se pela possibilidade de se obterem quaisquer valores dos esforços e dos deslocamentos de protensão nos pontos da parede onde forem necessários. Deve-se aplicar maior protensão na região da parede onde o líquido armazenado causa grandes trações. O reservatório com pé articulado ilustra esse fato, pois suas regiões de grandes trações situam-se acima do apoio (Fig. IV.6.5): **Essa** região tracionada pode ser corrigida com um tipo de protensão que lhe dê mais compressão.

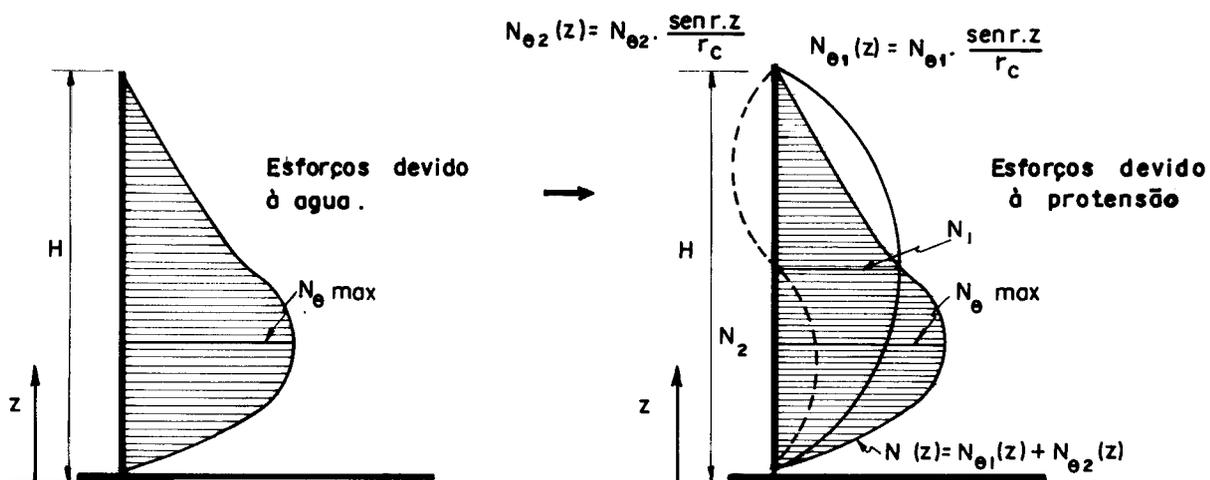


Fig. IV.6.5 - Esforços normais para o carregamento de água e a protensão trigonométrica.

Observe-se também que, se o deslocamento horizontal das bordas for nulo, os esforços correspondentes também o serão. Em reservatórios com extremidades articuladas, essa ausência de esforços na vinculação, que é recomendada, é facilmente imposta utilizando-se protensão com distribuição senoidal.

BUYER (1956) mostra a aplicação desse tipo de protensão em reservatórios com pé engastado elasticamente a uma placa anular (Fig. IV.6.6).

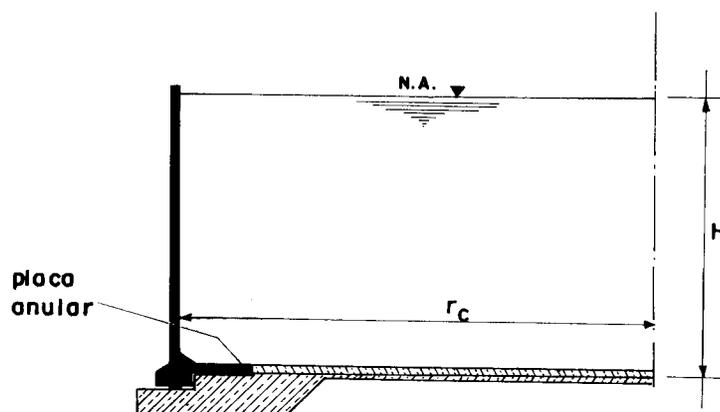


Fig. IV.6.6 - Reservatório com parede elasticamente engastada.

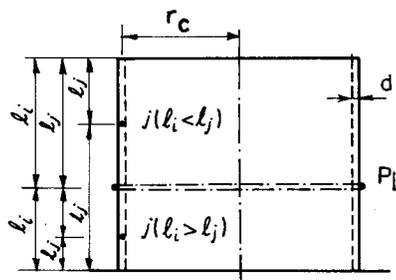


Fig. IV.6.7 - Distância das bordas aos pontos de cálculo e de aplicação da protensão.

d) Protensão por cabos isolados.

Quando se dispõem cabos na parede do reservatório distribuídos com espaçamento qualquer, o cálculo dos esforços em cada ponto é feito para cada cabo, obtendo-se os resultados finais com a soma dos efeitos.

O emprego desse tipo de cálculo é bastante útil, e a facilidade de cálculo é aumentada quando são usadas linhas de influência que dão os esforços em cada ponto do cilindro. Nas figuras IV.6.3 a IV.6.11 são apresentadas as linhas de influência dos momentos e das tensões circunferenciais, extraídas de HAMPE (1965), para reservatórios com pé encastrado e articulado.

Para a utilização dessas linhas de influência, a Fig. IV.6.7 mostra as distâncias l_i e \bar{l}_i do cabo às bordas da parede; da mesma forma, pode-se perceber que l_j e \bar{l}_j são as distâncias das bordas ao ponto em cálculo. Para a utilização das linhas de influência, as distâncias acima citadas devem ser multiplicadas por:

$$\frac{1}{L} = \sqrt[4]{\frac{3(1-\mu^2)}{r_c^2 d_c^2}}$$

tornando-se, portanto, **adimensionais**. Como as linhas de influência apresentadas são as mesmas pertencentes a Hampe (1965), o valor $1/L$ aparece com a denominação k .

Em função das coordenadas $k l_i$ dos cabos e $k \bar{l}_i$

dos pontos em cálculo, determinam-se os esforços de protensão na parede devidos a todos os cabos.

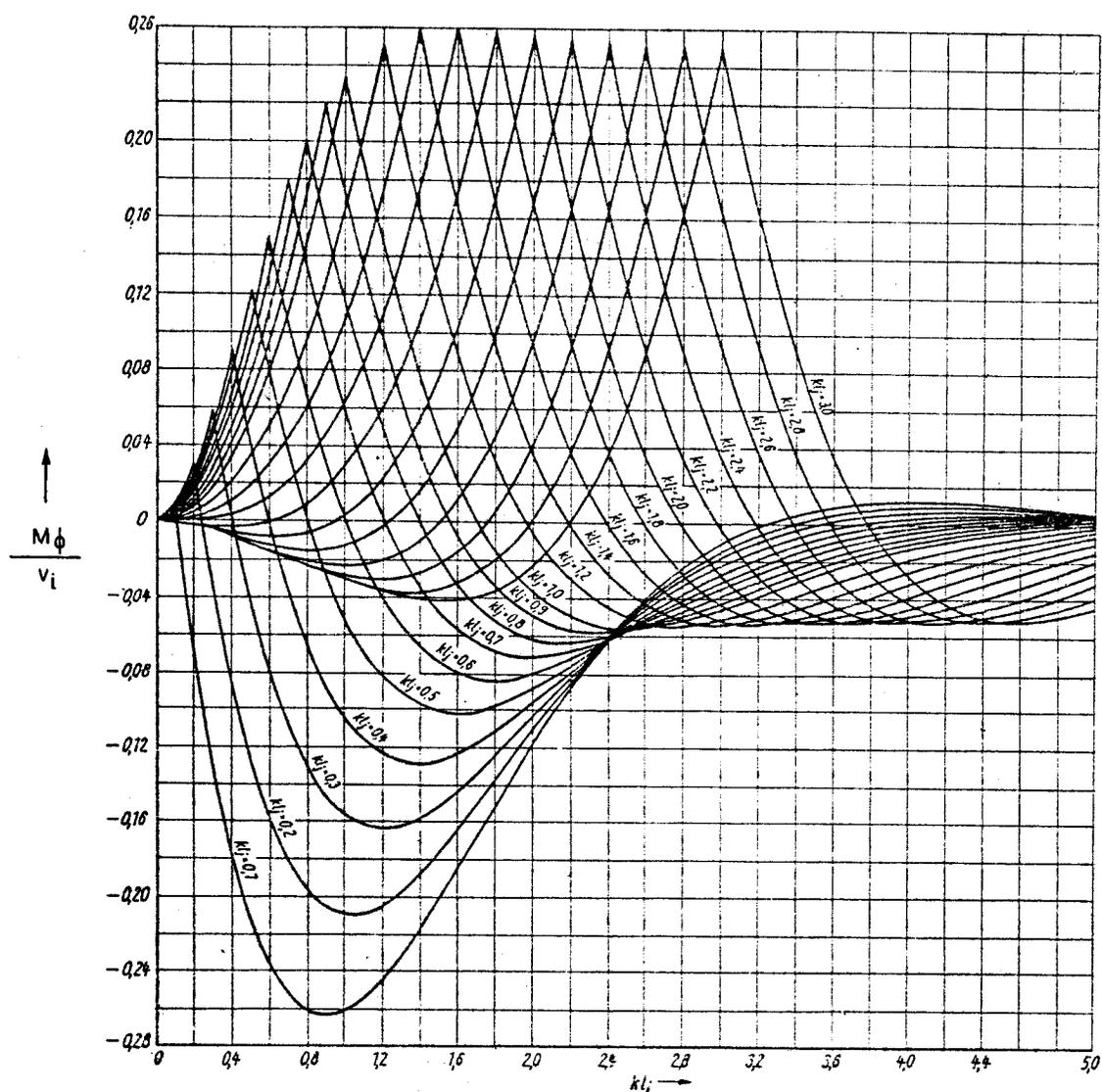


Fig. IV.6.8 - Linhas de influência de momentos fletores em parede engastada na base.

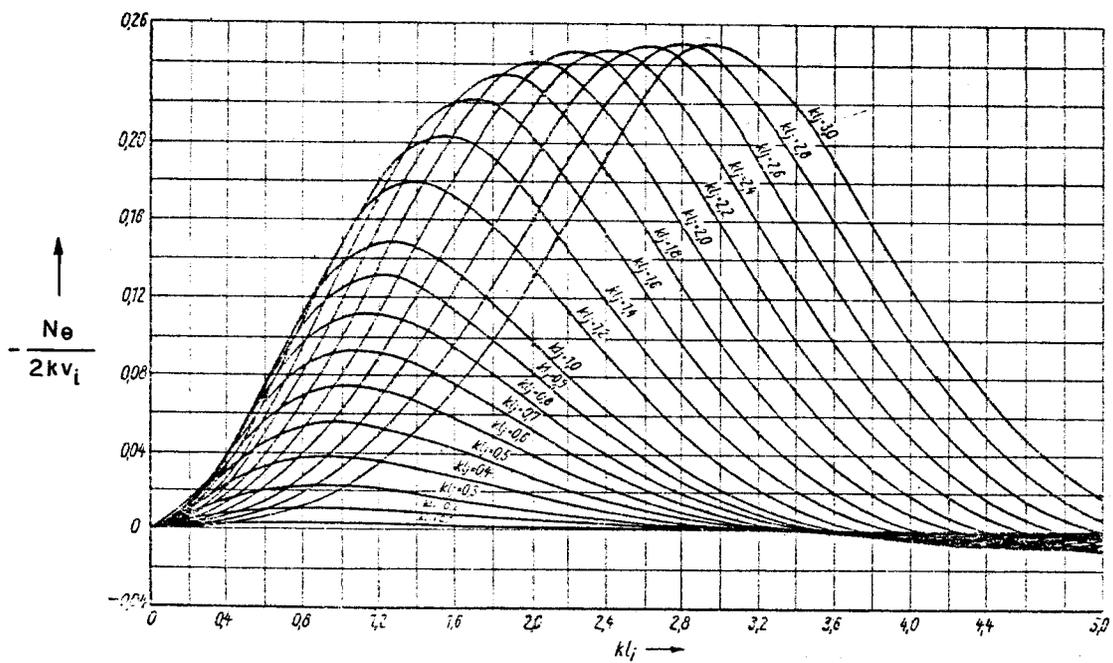


Fig. IV.6.9 - Linhas de influência de esforços normais para parede engastada na base.

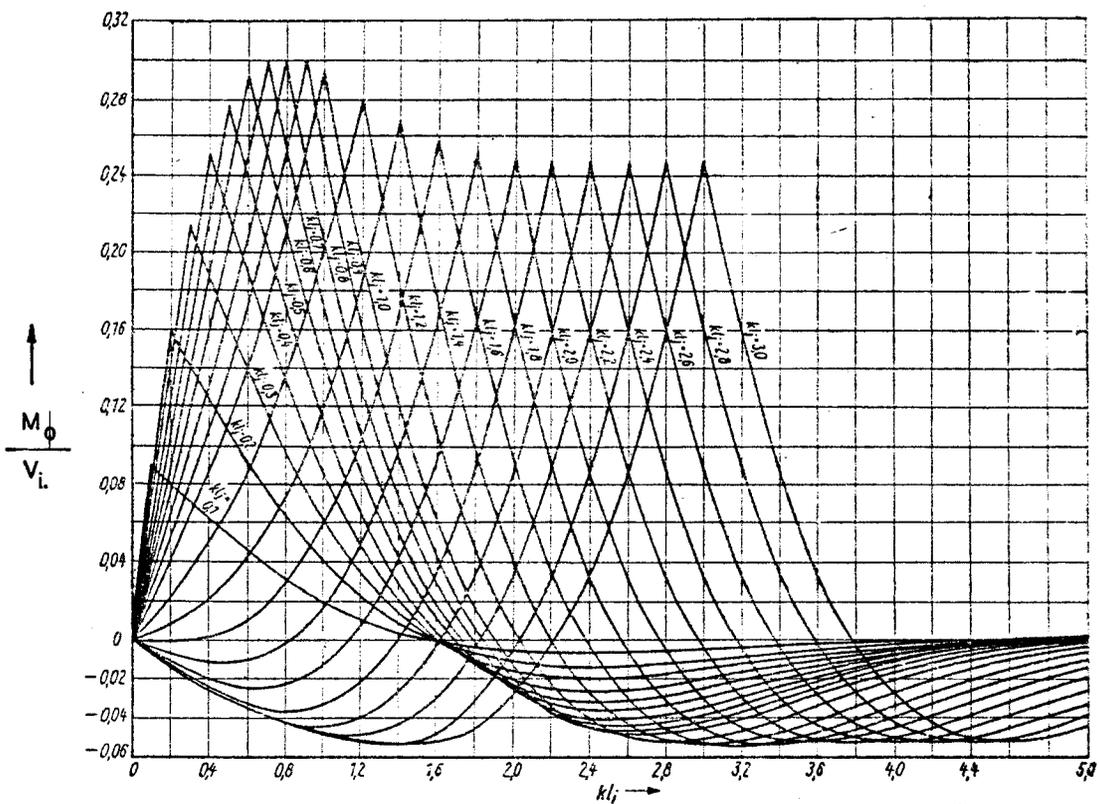


Fig. IV.6.10 - Linhas de influência de momentos fletores para parede articulada na base.

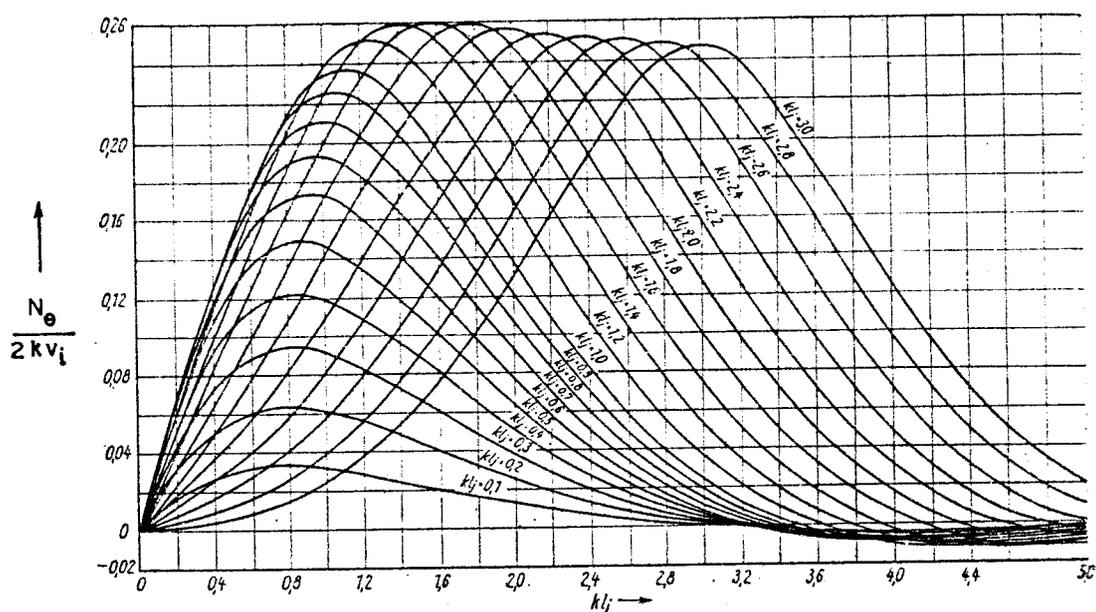


Fig. IV.6.11 - Linhas de influência de esforços normais para parede articulada na base.

Este tipo de cálculo da protensão é bastante útil nas verificações de tensões produzidas por protensão em cabos que se distribuem de uma forma qualquer, diferente das usuais, como, por exemplo, quando há protensão em uma parte apenas do reservatório.

IV.6.3 - Protensão no anel.

Quando os esforços de tração nas bordas da cobertura e parede se tornam grandes, é conveniente que se dê uma protensão no anel de borda, para que se anulem esses efeitos de tração.

A protensão no anel corresponde à aplicação de uma carga radial P (indicada na Fig. IV.6.12) uniformemente distribuída num plano horizontal que passa pelo anel.

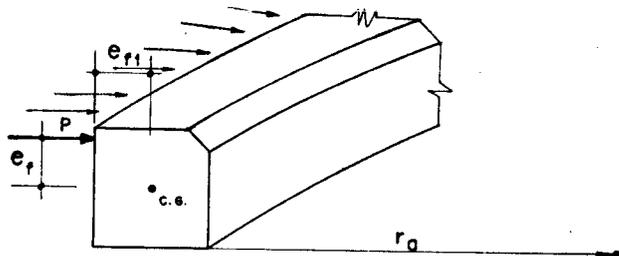


Fig. IV.6.12 - Protensão no anel.

O esforço produzido no anel, quando não se consideram as vinculações, é:

$$T = P (r_a + e_{f1}) \quad \text{IV.6.17}$$

$$M = P e_f r_a$$

e os deslocamentos valem:

$$D_{10}^A = \left(\frac{(r_a + e_{f1})}{S_a} + \frac{e_f r_a v_c}{I_a} \right) \frac{r_a P}{E}$$

$$D_{20}^A = -P e_f r_a^2 / (EI_a) \quad \text{IV.6.18}$$

$$D_{30}^A = - \frac{(r_a + e_{f1})}{S_a} + \frac{e_f r_a v_c}{I_a} \frac{r_a P}{E}$$

$$D_{40}^A = - D_{20}^A$$

sendo que e_f e e_{f1} são as distâncias vertical e horizontal da linha de ação da força distribuída P ao centro de gravidade da seção transversal do anel, respectivamente.

Em função da força nos cabos ou nos fios, a força P vale:

$$P = T / (r_a + e_{f1}) \quad \text{IV.6.19}$$

IV.6.4 - Escolha do tipo de protensão.

O tipo de protensão a ser estabelecido no reservatório depende essencialmente da vinculação da borda da parede com o fundo e das dimensões do reservatório.

A protensão vertical em geral deve ser aplicada em reservatórios de grandes dimensões. Com a utilização dessa protensão é possível a redução das espessuras de paredes de grandes reservatórios. A influência do tipo de

vinculação neste caso está ligada aos valores dos máximos esforços fletores que aparecem na parede.

Quanto à protensão circunferencial, a escolha da distribuição dos fios ou cabos está ligada à forma do diagrama de tensões circunferenciais do carregamento do líquido armazenado. Em geral, deve-se procurar estabelecer uma protensão que aplique as maiores compressões nas regiões onde o líquido armazenado produz as máximas trações circunferenciais.

Nos reservatórios com pé articulado, ou engastado total ou parcialmente, o uso de grandes protensões nas regiões próximas aos pontos de deslocamentos impedidos não é recomendado, pois o vínculo, sendo mais rígido, receberá quase toda a força aplicada. Pode-se notar, então, que a protensão linear não é uma boa solução neste caso, pois aplica as maiores compressões exatamente nos pontos onde as trações são mínimas. O tipo de protensão recomendado é aquele que produz grandes compressões em regiões acima da vinculação (regiões das máximas trações). Essa protensão é obtida com uma distribuição trigonométrica de fios ou com cabos isolados devidamente escolhidos.

Nos reservatórios com pé deslizantes, as máximas trações ocorrem junto à borda inferior da parede; assim, neste caso, é recomendável uma protensão que comprima mais esta região; a protensão linear é aquela que melhor se adapta. Além disso, essa protensão apresenta pequenos esforços de flexão, deixando a parede totalmente comprimida, melhorando sua condição de utilização.

A Fig. IV.6.13 mostra a distribuição dos esforços N_0 na parede de um reservatório protendido linearmente. Pode-se notar que as tensões da protensão anulam totalmente os efeitos de tração da água.

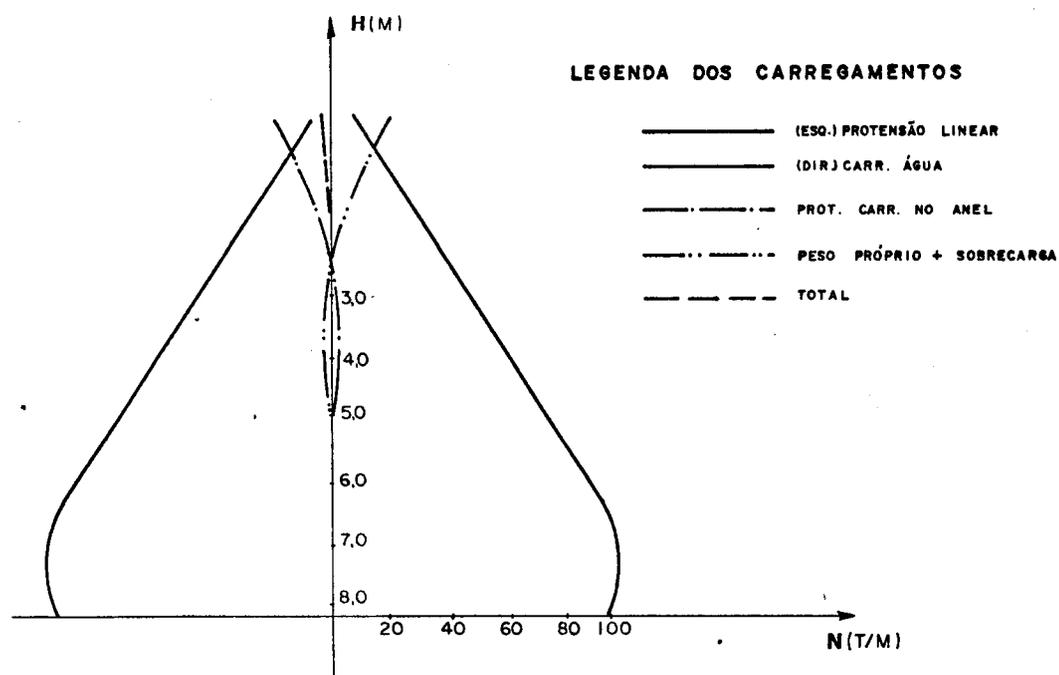


Fig. IV.6.13 - Diagrama de esforços na parede de um reservatório para carregamentos usuais.

IV.7 - DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS FINAIS

Quando determinados os deslocamentos das bordas das cascas e dos anéis, obtêm-se os esforços solicitantes nos pontos de junção das partes. Tendo-se estes esforços, determinam-se seus efeitos em todos os pontos das cascas para cada carregamento. Os resultados finais são obtidos somando-se a estes esforços os de membrana correspondentes.

No anel já são conhecidos os momentos fletores e as forças normais de cada carregamento antes da compatibilidade dos deslocamentos. Agora, pode-se obter os resultados finais, somando-se a estes esforços os correspondentes momentos fletores e forças normais obtidas com a aplicação de K_2 para cada carregamento a ser considerado na estrutura.

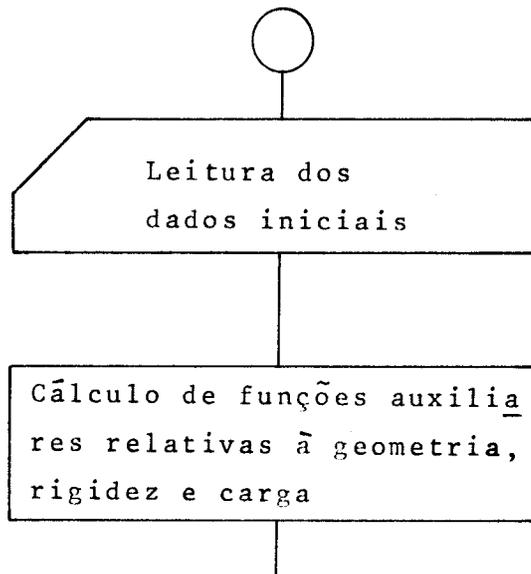
IV.8 - PROGRAMAÇÃO PARA O CÁLCULO DOS ESFORÇOS

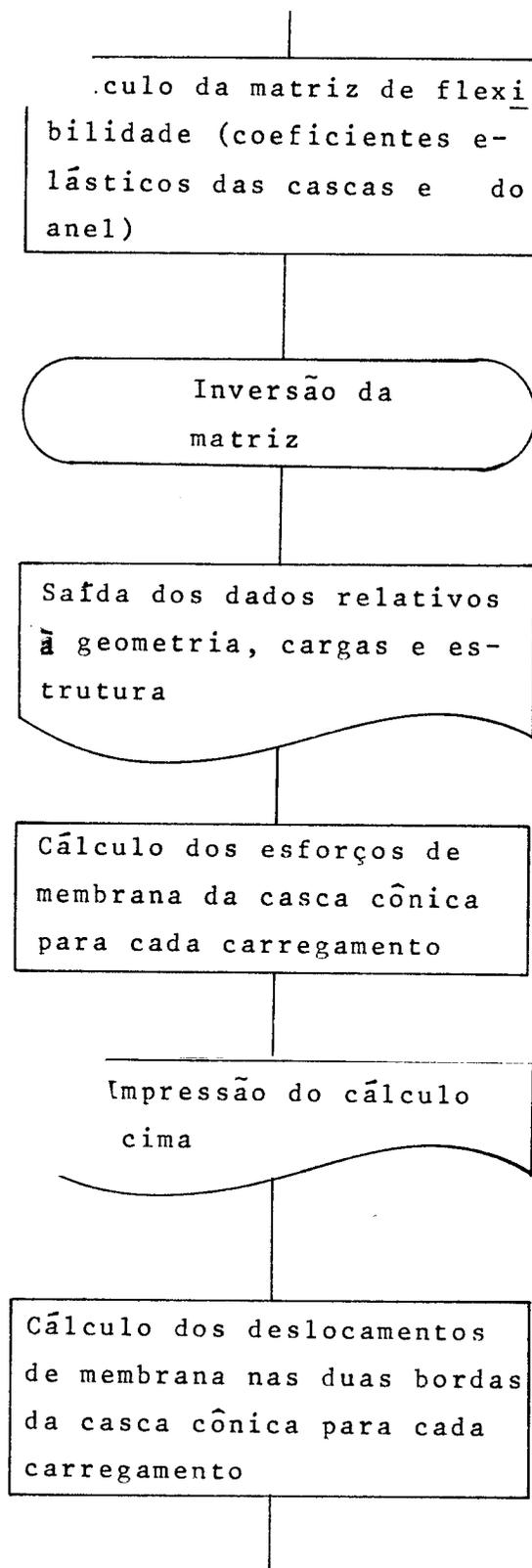
O equacionamento matemático apresentado para o cálculo dos esforços nas diversas partes da estrutura é extremamente trabalhoso. O cálculo dos esforços para cada carregamento previsto é feito em um número de seções suficiente para a continuidade do dimensionamento da estrutura; assim, o trabalho numérico torna-se grande, havendo necessidade de se empregar computador para diminuir o tempo gasto.

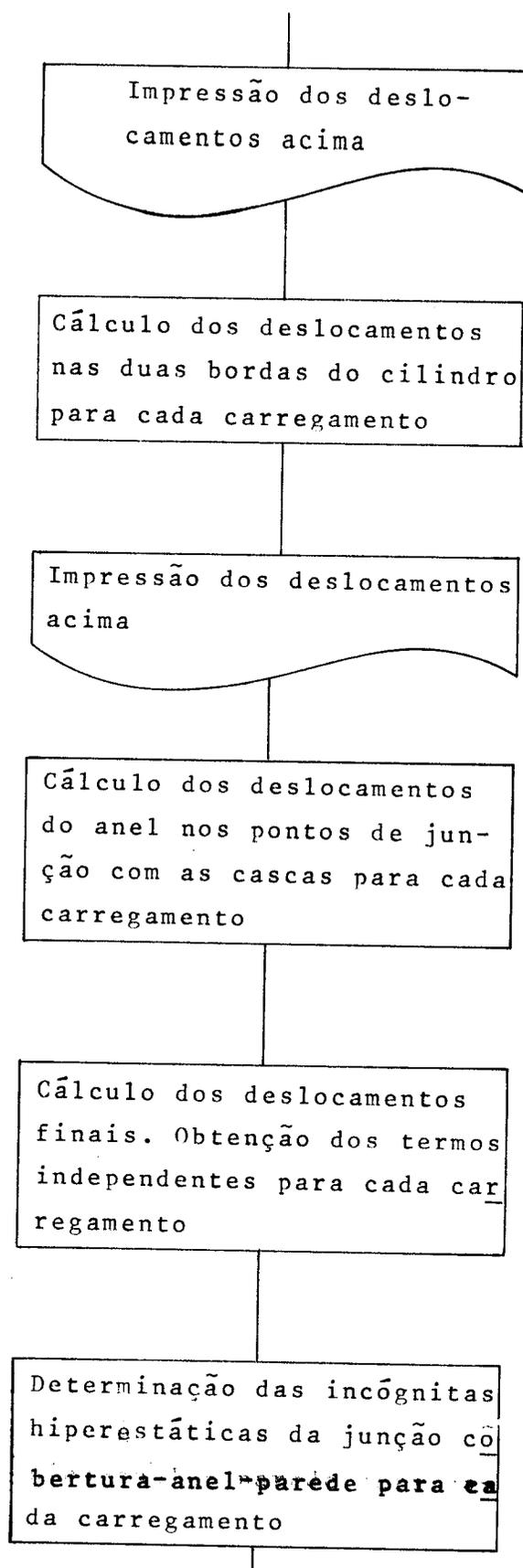
A programação foi feita para estabelecer o valor dos esforços em cada ponto para cada carregamento. O programa não dá as combinações mais desfavoráveis de carregamentos; essas combinações são feitas separadamente para cada caso analisado.

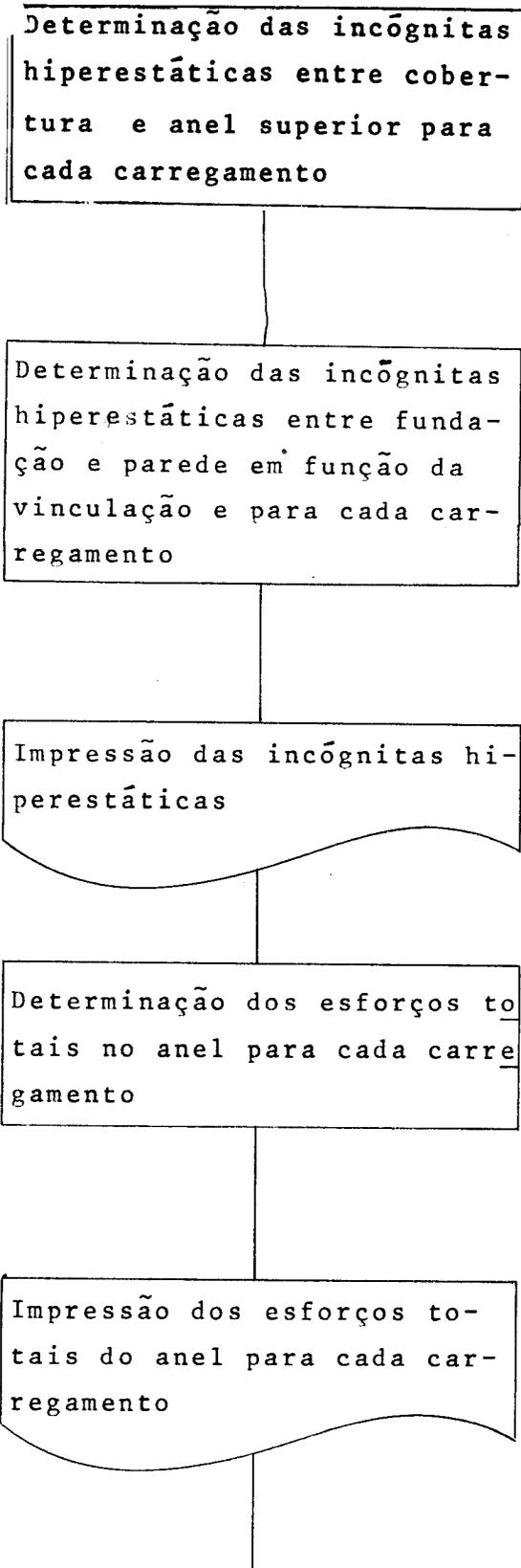
Esta programação é dada abaixo em fluxograma, no Apêndice C, é mostrada a programação em linguagem FORTRAN-IV para ser aplicada em computador IBM-1130.

FLUXOGRAMA









Cálculo dos esforços totais na cobertura para cada carregamento → sub-rotina CIL

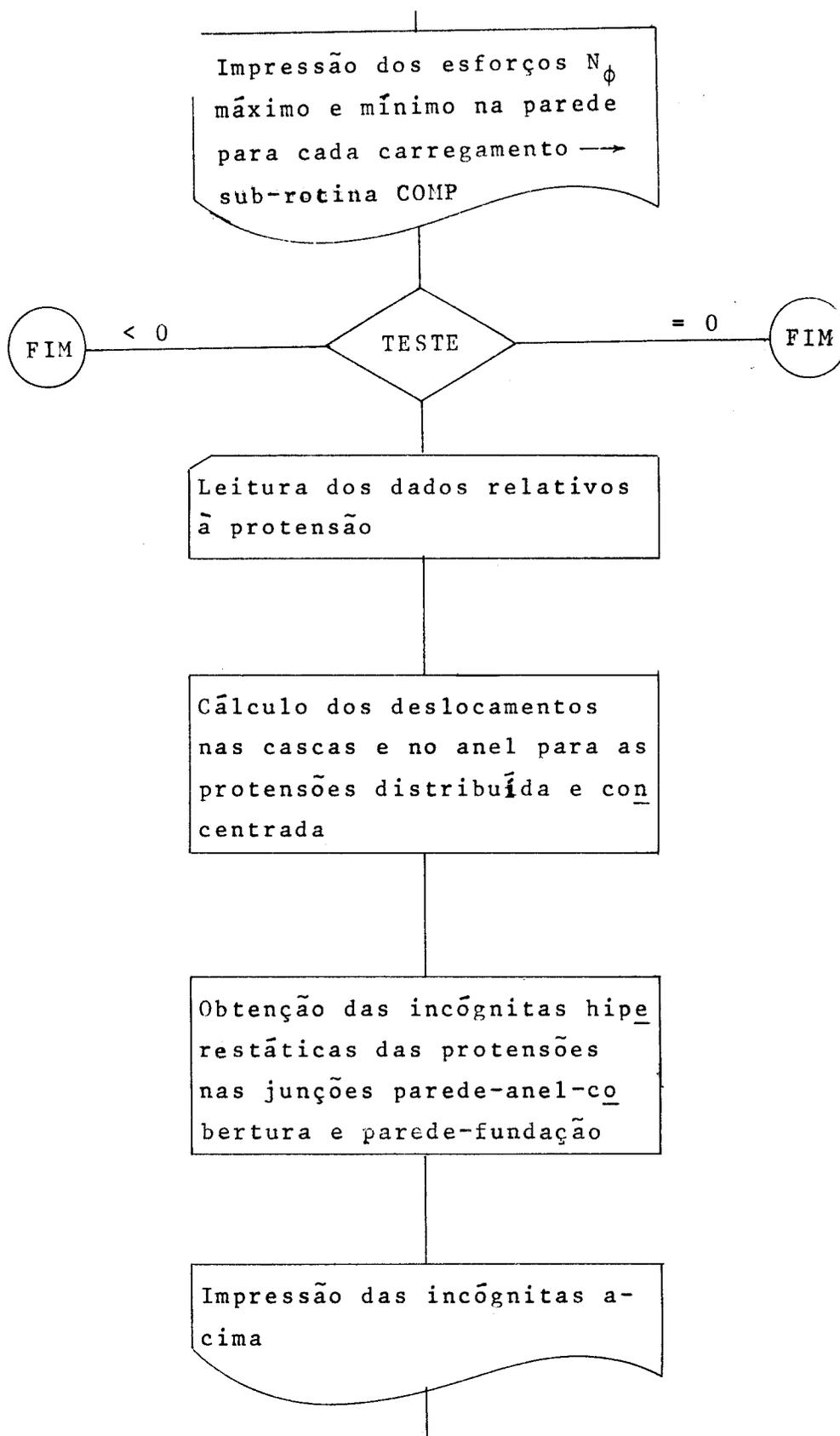
Impressão dos esforços totais na cobertura. N_θ , M_ϕ e Q → sub-rotina IMPR

Impressão de N_ϕ máximo e mínimo para a cobertura para cada carregamento → sub-rotina COMP

Cálculo dos esforços de membrana do cilindro para cada carregamento

Cálculo dos esforços totais na parede para cada carregamento → sub-rotina CIL

Impressão dos esforços totais N_θ , M_ϕ e Q calculados acima → sub-rotina IMPR



Cálculo dos esforços totais
no anel devidos às protensões

Impressão dos esforços no a-
nel devidos às protensões

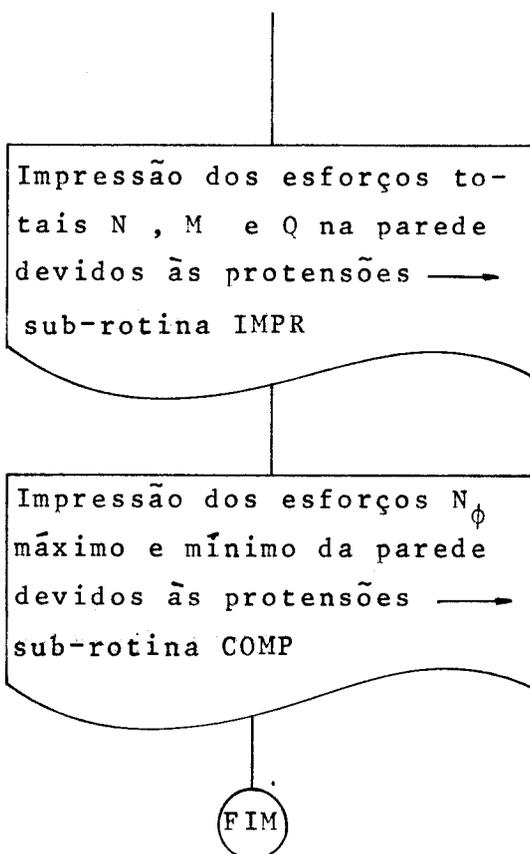
Cálculo dos esforços N_θ , M_ϕ
e Q na cobertura devidos às
protensões sub-rotina CIL

Impressão dos esforços N_θ ,
 M_ϕ e Q da cobertura sub-
rotina INPR

Impressão dos esforços N_ϕ
máximo e mínimo da cober-
tura sub-rotina COMP

Cálculo dos esforços de
membrana no cilindro para
as protensões

Cálculo dos esforços totais
na parede devidos às proten-
sões → sub-rotina CIL



V - DISPOSIÇÕES GERAIS E ASPECTOS CONSTRUTIVOS PARA O PROJETO DE RESERVATÓRIOS

V.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nos capítulos anteriores deste trabalho foi apresentado o procedimento para a obtenção dos esforços e deslocamentos em todos os pontos da estrutura sob a ação dos carregamentos mais usuais. Após a determinação dos esforços, passa-se ao dimensionamento e à apresentação de aspectos construtivos de reservatórios.

Para o dimensionamento das diversas partes, fazem-se, seqüencialmente: a distribuição dos fios ou cabos de protensão na parede; a determinação da protensão necessária no anel de borda para resistir aos esforços de tração; a determinação da armadura frouxa não protendida para todas as partes da estrutura; e a análise da ligação parede-fundo.

Esses passos deveriam ser executados segundo as normas brasileiras; entretanto, como estas não tratam especificamente o caso particular de reservatórios, é conveniente apoiar-se em normas estrangeiras que contenham especificações particulares para esse tipo de estrutura. Neste trabalho utiliza-se principalmente o documento "Design and

Construction of Circular Prestressed Concrete Structures", preparado pelo Comitê 344 do American Concrete Institute, que trata de projetos e construção de reservatórios cilíndricos protendidos. No Apêndice B encontra-se sua tradução.

Além das recomendações ACI, é bastante comum a aplicação das CEB-FIP na determinação das armaduras e nas verificações necessárias quanto à utilização da estrutura. As recomendações FIP "Recommendations For The Design of Prestressed Concrete Oil Storage Tanks", preparadas pelos FIP Commission ou Concrete Pressure & storage vessels (J. J. Closser) e Task group on oil storage vessels (Felix Kulka), novembro de 1970, devem ser utilizadas nos casos de reservatórios destinados a armazenamento de petróleo ou similares. Nestes casos, carregamentos não usuais, como pressão interna de gases, devem ser considerados.

V.2 - PROTENSÃO NA PAREDE

Para as paredes dos reservatórios é comum a utilização de protensões verticais e circunferenciais. As protensões verticais são normalmente executadas por cabos protendidos, protegidos por bainha, colocados verticalmente no centro da espessura da parede. A função desta protensão é eliminar as tensões de tração devidas aos momentos impostos pela vinculação. O estiramento dos cabos é feito pela extremidade superior, ficando a ancoragem no anel de borda. A parte inferior do cabo em geral é constituída por uma ancoragem morta, localizada na extremidade da parede quando o pé do reservatório for deslizante, ou na massa de concreto pertencente ao fundo quando a vinculação for articulada ou engastada (Fig. V.2.1).

As protensões horizontais que podem ser executadas nas paredes dos reservatórios são constituídas por cabos ou por fios. As protensões feitas por cabos trazem o

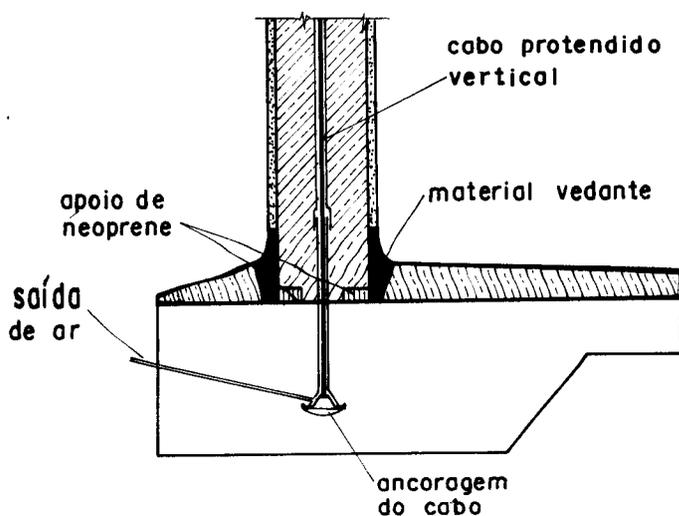


Fig. V.2.1a - Parede articulada. Ancoragem da protensão vertical.

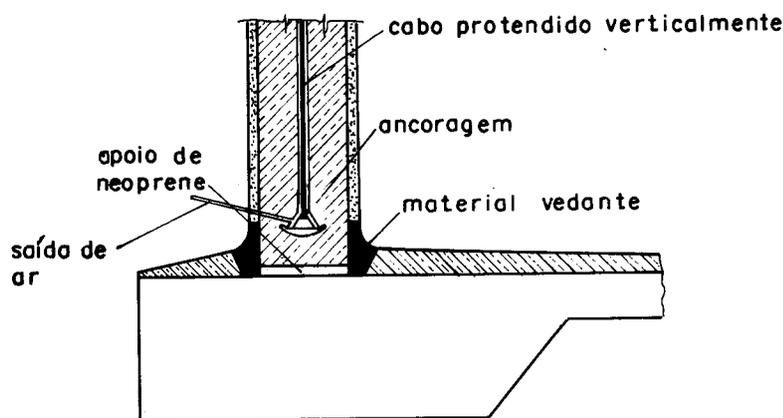


Fig. V.2.1b - Parede deslizante. Ancoragem da protensão vertical.

inconveniente de terem muita perda por atrito, devido à curvatura da parede. Para eliminar o problema, em geral cada volta de aço protendido é feita por quatro cabos, como mostra o esquema da Fig. V.2.2. A Fig. V.2.3 mostra os dispositivos de ancoragem das extremidades dos cabos. Para proceder a esta ancoragem deve-se notar a formação de região mais espessa na parede, denominada nervura de ancoragem. Deve-se também tomar cuidado com grandes cargas a serem aplicadas em cada cabo. Cabos de grande capacidade introduzem efeitos locais durante a execução da protensão, podendo acarretar uma ruptura localizada; para evitar este problema, é recomendável a utilização de cabos de no máximo 20 tf (HAMPE, 1965).

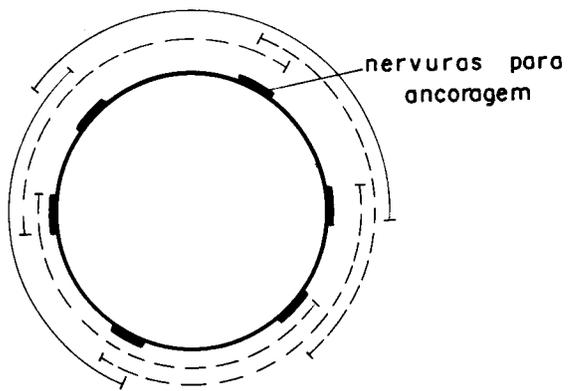


Fig. V.2.3a - Ancoragem de cabos nas nervuras da parede

Fig. V.2.2 - Esquema dos cabos para protensão da parede.

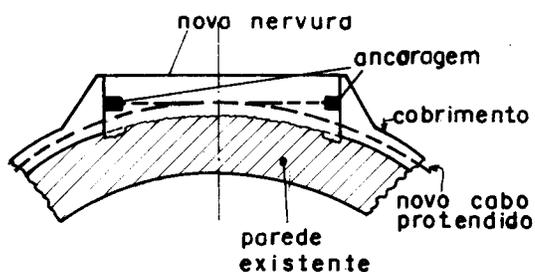
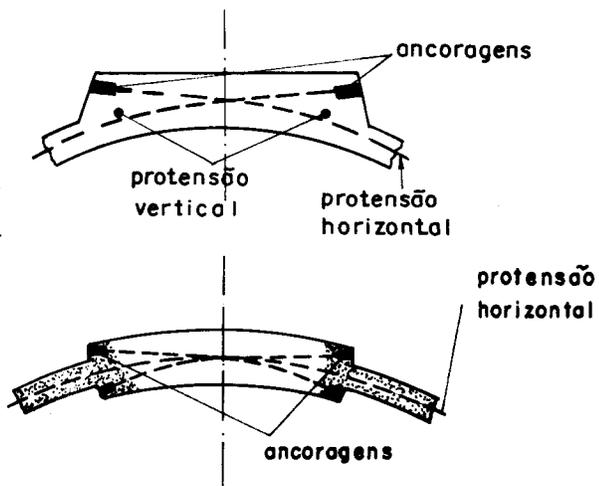


Fig. V.2.3b - Ancoragem de cabos utilizados para reforço.

O envolvimento da parede do reservatório por um cintamento helicoidal de fios de aço de alta tensão é a outra maneira de se executar protensão horizontal. Esse tipo de protensão apresenta vantagem sobre o primeiro devido à inexistência das perdas por atrito, já que o estiramento do fio é feito antes de seu enrolamento. A Fig. V.2.4 mostra um esquema que pode ser utilizado para o enrolamento dos fios na parede dos reservatórios. Existem máquinas enroladoras de diversos tipos, cada uma com características e melhoramentos diversos. Entre as mais antigas, destacam-se as

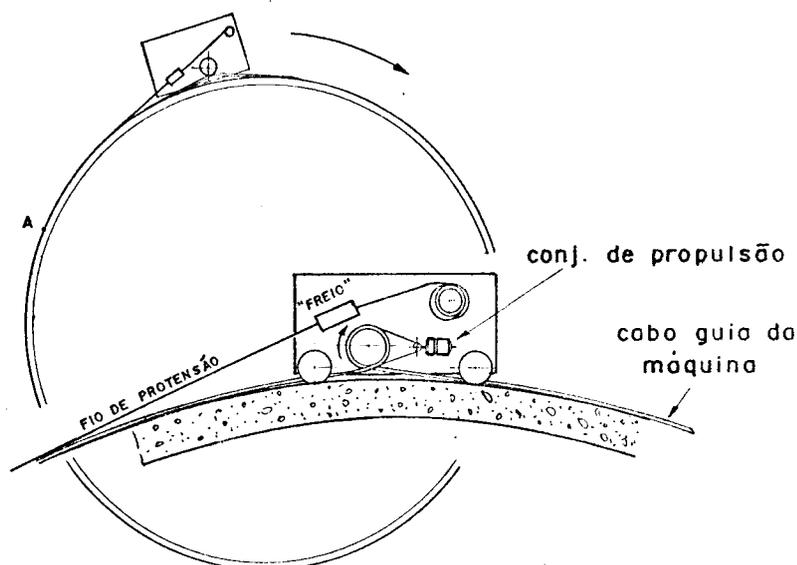


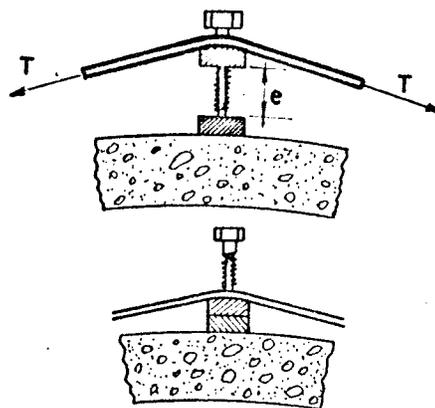
Fig. V.2.4 - Esquema de enrolamento de fios na parede de reservatórios.

da Preload Corp., da BBRV, da Societã Prebeton, da Beton und Monier-Bau A.G.. Em nosso país, a Grunbilf do Brasil Ltda. projetou e construiu, em São Paulo, uma máquina enroladora que foi empregada na protensão de quatro reservatórios do Departamento de Águas e Esgotos da Secretaria de Viação, em 1958.

A protensão da parede do reservatório ainda pode ser feita utilizando-se processos de estiramento mais rudimentares. Pode-se enrolar os fios na parede e traçá-los através de dispositivos simples (Fig. V.2.5). O estiramento dos fios pode ainda ser obtido forçando-os, depois de colocados, a seguirem percurso em ziguezague, por meio de adequados deslocamentos na vertical. Inicialmente (Fig. V.2.6), o cintamento é realizado por meio de cabos (e não fios isolados, para permitir espaçamento adequado à realização da protensão), os quais passam por grampos A fixados à parede de reservatório. Completando o cintamento helicoidal, sem tração, os cabos podem ser desviados por meio de amarras convenientes, até o ponto B, dando a força necessária que pode ser controlada.

A execução da protensão com fios ainda exige o controle da pressão do cintamento em toda a parede para

Fig. V.2.5 - Dispositivo rudimentar para aplicação de protensão.



garantir a compressão mínima fixada em projeto. Deve-se verificar, como recomenda o ACI-244, as tensões em todas as voltas do enrolamento. Em função das deficiências de protensão notadas em cada região deve-se proceder ao reforço necessário. Para a aplicação desse reforço executam-se camadas complementares de fios nas regiões deficientes, ou aumenta-se a tensão dos já existentes através de dispositivos especiais.

Terminada a protensão dos fios na parede de um reservatório, é necessário que se executem camadas de concreto para a proteção da armadura. Recomendações e limites mínimos sobre a execução dessas camadas podem ser encontradas no Capítulo 4 do Apêndice B.

Neste trabalho a protensão circunferencial usada na parede é constituída por fios. Assim, dá-se agora um critério para a determinação desse tipo de protensão.

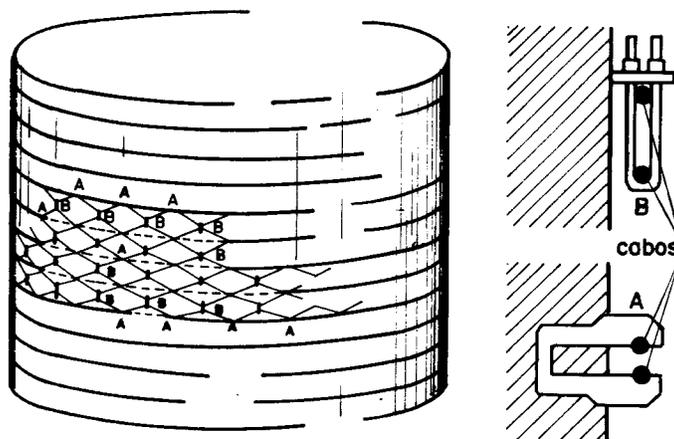


Fig. V.2.6 - Dispositivo rudimentar para aplicação de protensão.

Para a determinação da distribuição de fios na parede, considera-se que a tensão na armadura após as perdas seja igual a $0,55 f'_s$ (ACI-244-2); f'_s é a tensão de ruptura do aço utilizado. A tensão na armadura para a determinação dos fios também deve ser menor que a máxima tensão que pode ser aplicada (antes de se considerarem as perdas), menos o valor das perdas por retração, variação de temperatura, deformação lenta e fluência do aço. Quando o valor dessas perdas não é calculado teoricamente, o ACI-244 recomenda que seu valor seja maior ou igual a 2250kgf/cm^2 . Deve-se ainda considerar, no cálculo das tensões, o fator $(1 \pm 0,02)$ recomendado pelo CEB. (item R.21.31) para obtenção das forças características de protensão.

Obedecendo-se essas recomendações, fixa-se o menor valor da tensão na armadura. Com esse valor determina-se o número total de fios a ser enrolado na parede, considerando-se os carregamentos mais desfavoráveis. Os efeitos da variação de temperatura e da retração não são considerados, pois serão combatidos com armadura suplementar a ser disposta. Praticamente é o carregamento do líquido armazenado que determina a quantidade de fios, a não ser que exista algum carregamento não usual atuando na estrutura.

A distribuição de fios na parede deve ser linear, isto é, produzir pressão que varie linearmente do pé ao topo da parede. Para a obtenção dessa protensão, os fios teriam espaçamentos também variando do pé ao topo. Para facilitar a execução da obra é comum dividir-se a parede em segmentos, fazendo-se distribuição constante em cada um deles e de maneira que suas parcelas de forças sejam iguais àquela obtida pelo diagrama linear de distribuição.

V.3 - PROTENSÃO NO ANEL

Nos reservatórios protendidos é comum a aplicação de protensão no anel da junção parede-cobertura, devi-

do às tensões de tração causadas pelos carregamentos atuantes na cobertura.

Assim, como no caso anterior, a armadura a ser disposta nesta parte é a necessária para absorver os esforços dos carregamentos do líquido armazenado, da sobrecarga e do peso próprio, restando os efeitos devidos à retração e à temperatura para serem absorvidos pela armadura frouxa a ser disposta.

Nos exemplos a serem analisados neste trabalho, as forças de protensão são aplicadas externamente ao anel. Em relação à posição vertical, o centro das forças de protensão coincide com o centro geométrico da seção transversal do anel. Para cada projeto, a escolha do ponto de aplicação da protensão do anel fica condicionada aos valores dos esforços dos demais carregamentos e ao tipo de protensão a ser usado.

Erroneamente, tem-se considerado que a aplicação de protensão no anel pode ser escolhida de maneira a produzir ou não flexões nas bordas das cascas em função da direção da força aplicada. As figuras V.3.1 e V.3.2 seriam os modelos estáticos considerados: quando a força de protensão e as provenientes das cascas passassem por um mesmo ponto, não haveria flexões, caso contrário o momento $F \cdot x$ deveria ser distribuído nas três peças. O que é sempre possível, e recomendável que se faça, é a escolha do sentido da rotação do anel (conseqüentemente fixa-se o tipo de flexão nas bordas das cascas) em função da distância do ponto de aplicação desta força ao centro de gravidade da seção transversal do anel. Esta escolha deve ser feita em função do valor dos

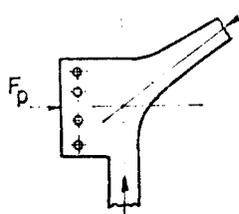


Fig.V.3.1 - Forças passando por um mesmo ponto.

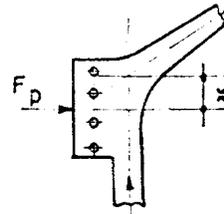


Fig.V.3.2 - Forças não passando por um mesmo ponto.

esforços fletores produzidos pelos demais carregamentos.

Quanto ao posicionamento horizontal da protensão, sua escolha é feita de modo a que facilite a execução. No caso de protensão com fios, esta será executada por enrolamento, ficando portanto, localizada externamente ao anel (Fig. V.3.3). Quando a protensão é feita por cabos, em geral lo-

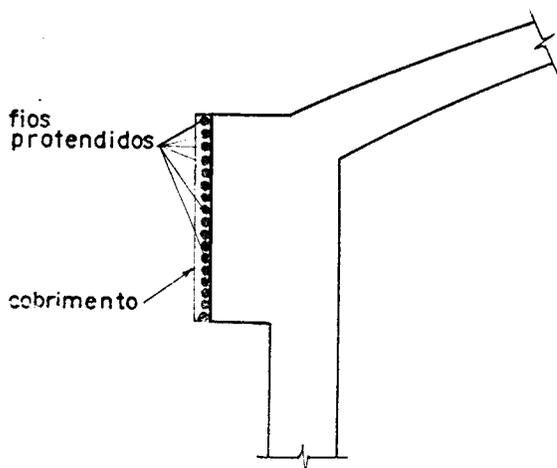


Fig. V.3.3 - Posição dos fios protendidos no anel.

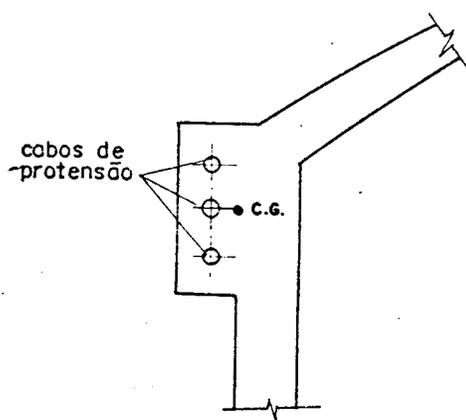


Fig. V.3.4 - Alternativa para a posição dos cabos no anel.

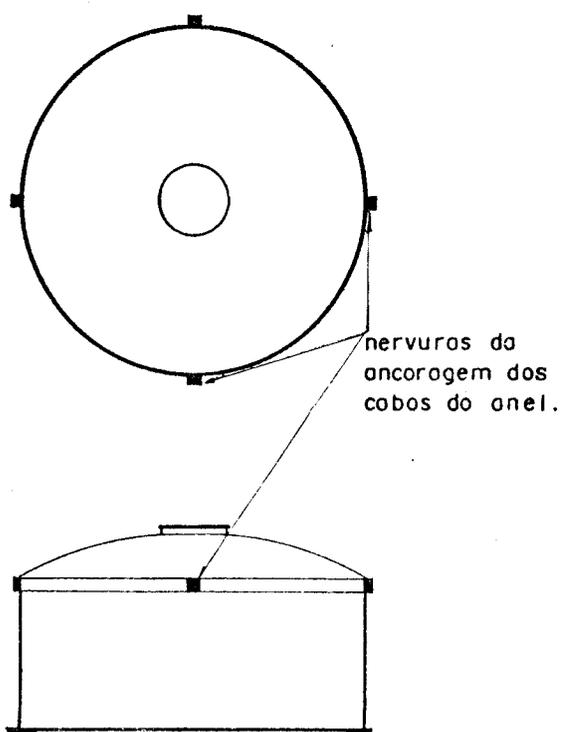


Fig. V.3.5 - Nervuras para ancoragem dos cabos do anel.

calizam-se no interior do anel (Fig. V.3.4). No caso de protensão com cabos, será necessária a execução de nervuras externas para a ancoragem (Fig. V.3.5).

Para a determinação da armadura (fios) protendida necessária ao anel, a tensão efetiva máxima a ser considerada é dada pelo ACI-344-2, de maneira análoga à apresentada para a protensão da parede. Quando a armadura é constituída de cabos, a tensão efetiva a ser utilizada é dada

também pela mesma especificação, sendo que neste caso existem perdas de atrito que devem ser consideradas. As perdas por atrito devem ser determinadas em função da curvatura do cabo e de sua fixação. No ACI-318 e na NB-116 são encontrados os critérios para a determinação dessa perda.

Fixada a tensão final na armadura protendida, a área necessária é calculada impondo-se que as tensões no concreto, devidas à protensão, anulem todas as trações circunferenciais no anel e nas bordas das cascas devidas aos demais carregamentos. Deve-se incluir neste cálculo as tensões da protensão na parede, já determinada.

V.4 - ARMADURA FROUXA

V.4.1 - Determinação

A determinação da taxa de armadura frouxa para cada parte do reservatório é feita segundo as especificações da NB-1. A armadura é calculada impondo-se que a seção da peça se encontre no estado limite último. Os coeficientes de segurança a serem utilizados são os especificados pela Norma Brasileira, exceto os relativos às forças de protensão. Para estes últimos utilizam-se os valores recomendados pelo C.E.B., que valem:

$\gamma_p = 1,0$ quando a protensão é desfavorável à segurança da estrutura.

$\gamma_p = 0,9$ em caso contrário.

V.4.2 - Disposições construtivas.

As disposições construtivas que devem ser seguidas para as armaduras calculadas acima são dadas pelo ACI-

344. Destacam-se aqui aquelas que dizem respeito à taxa de armadura mínima a ser empregada, que exige taxa de aço igual a 0,2%, 0,3% e 0,5%, respectivamente para a parede, cobertura e fundo.

Encontram-se algumas recomendações sobre disposições construtivas no Apêndice B.

Nas figuras V.4.1 e V.4.2 mostram-se alguns detalhes das armaduras frouxas que podem ser utilizados nas junções.

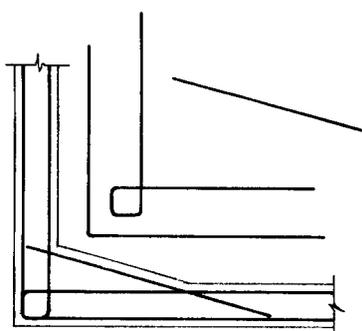


Fig. V.4.1 - Detalhe para armadura da junção parede-fundo.

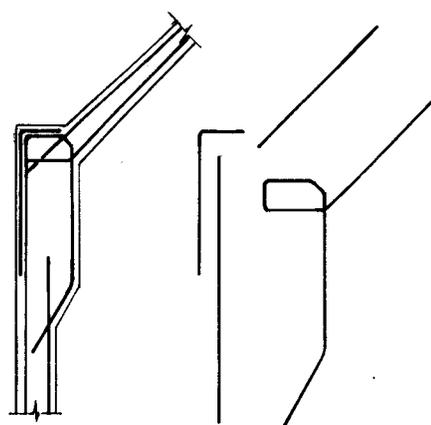


Fig.V.4.2 - Detalhe para armadura da junção cobertura-anel-parede.

V.5 - VERIFICAÇÕES

V.5.1 - Verificação quanto à fissuração.

a) Cobertura

Para a cobertura, as verificações são as previstas na NB-1, relativas ao estado limite de utilização. Verificam-se as tensões de serviço na armadura e os diâmetros das barras utilizadas para que acarretem aberturas menores que 0,2mm, valor este especificado pela NB-1 em estruturas que não se encontram em meio agressivo. A expressão abaixo estima o valor médio das aberturas de fissuras:

$$c_{f,s} = \frac{\phi}{\eta_b} \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad \text{V.5.1}$$

onde σ_s é a tensão na armadura sob solicitação característica (tensão de serviço)

ϕ é o diâmetro das barras (mm)

ρ_r é a taxa geométrica da armadura da seção transversal de concreto.

b) Parede

Para a parede deve-se fazer a mesma verificação; apenas as aberturas das fissuras internas devem ser menores que 0,1mm para garantir a estanqueidade da parede.

Nas armaduras do lado externo pode-se ainda permitir aberturas até 0,2mm.

c) Anel

Para o anel, as aberturas de fissuras permitidas são de 0,1mm, garantindo-se assim a estanqueidade dessa parte.

Para reservatórios destinados a armazenamento de produtos que necessitam de maiores proteções ou que são mais agressivos às armaduras, é necessário que se façam verificações mais rigorosas. Assim, no caso de reservatórios destinados a petróleo, derivados ou produtos similares, deve-se usar as recomendações dadas pelo boletim da FIP, indicado no item V.5.1. Ainda desta publicação obtêm-se as especificações relativas à permeabilidade dos concretos que podem ser utilizadas para reservatórios destinados a outros fins.

V.5.2 - Verificação das tensões.

Nas partes protendidas da estrutura, tanto a Norma Brasileira (NB-116), como as recomendações estrangeiras

(ACI e CEB), recomendam a verificação dos valores das tensões de compressão no concreto e de tração na armadura de protensão. Os limites dados pelo ACI são apresentados no A pêndice B e, em geral, são mais rigorosos que as especificações da NB.116 e do CEB.

Nas vinculações da parede com o fundo, articuladas ou deslizantes, é necessária a verificação das tensões produzidas pelas cargas verticais aplicadas em áreas reduzidas, não se permitindo valores maiores que o limite dado na NB-1. Para os apoios deslizantes ainda é necessária a verificação das tensões do neoprene, limitando seus valores de acordo com os dados fornecidos pelo fabricante.

V.6 - DETALHES DA LIGAÇÃO PAREDE-FUNDAÇÃO

V.6.1 - Vinculação deslizante

Na maioria dos grandes reservatórios a ligação entre o pé da parede e o fundo é feita através de um apoio móvel. Para obter-se a característica de apoio deslizante é necessária a colocação de um material que não impeça os movimentos de translação do pé da parede, que garanta a estanqueidade do reservatório e que transmita a carga da parede para a fundação. Um tipo de apoio que tem estas características é formado por placas de neoprene associadas a uma junta Fugenband. Este tipo de vinculação dá grande liberdade de movimentos para a borda da parede, devido à baixa rigidez transversal do neoprene. Esta junta é normalmente denominada "deslizante". A Fig. V.6.1 mostra o pé de um reservatório construído na

Pennsylvania, utilizando este tipo de vinculação. Pode-se também executar juntas denomi

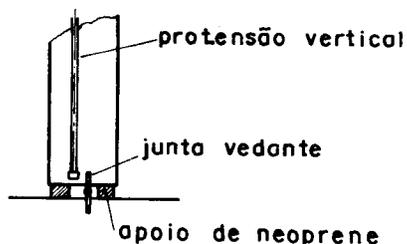


Fig.V.6.1 - Parede com apoio deslizante de neoprene.

nadas semi-deslizantes, que não têm a placa de neoprene. Estas juntas têm apenas a parte vedante; a separação entre a parede e o fundo é garantida por uma camada de asfalto ou similar (Fig. V.6.2). Existem ainda diversos outros tipos de apoio que permitem deslocamentos horizontais e garantem a estanqueidade.

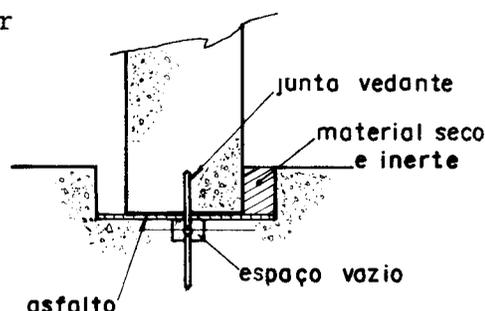


Fig.V.6.2 - Parede com apoio semi-deslizante.

V.6.2 - Vinculação articulada

Este tipo de junta permite apenas o movimento angular do pé da parede. Existem várias disposições construtivas que podem satisfazer suas condições de deslocabilidade. O tipo mais comum é o MESNAGER, já exposto no Capítulo IV. O tipo FREYSSINET, já mostrado, é também muito utilizado.

Quando há protensão vertical nas paredes com apoio articulado, a ancoragem pode ficar na massa de concreto da fundação ou na extremidade da parede, como já foi visto.

Existem ainda outros tipos de apoio que garantem o funcionamento da articulação.

V.6.3 - Vinculação engastada

A execução de parede engastada na base é outra solução também comum entre os exemplos de reservatórios conhecidos. Nas figuras V.6.3 e V.6.4 são apresentados detalhes construtivos das ligações entre fundo e parede de dois reservatórios construídos, respectivamente, em Crawley e em Stockholm. No primeiro caso, destaca-se a protensão horizontal com fios dada pela Preload e a protensão vertical dada no lado interno da parede. No segundo caso, destacam-se as protensões por cabos tipo Freyssinet, tanto na horizontal

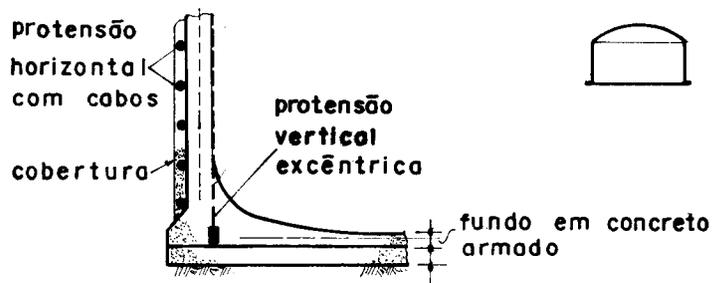


Fig. V.6.3 - Parede engastada na laje de fundo. A protensão vertical é aplicada no lado interno da parede.

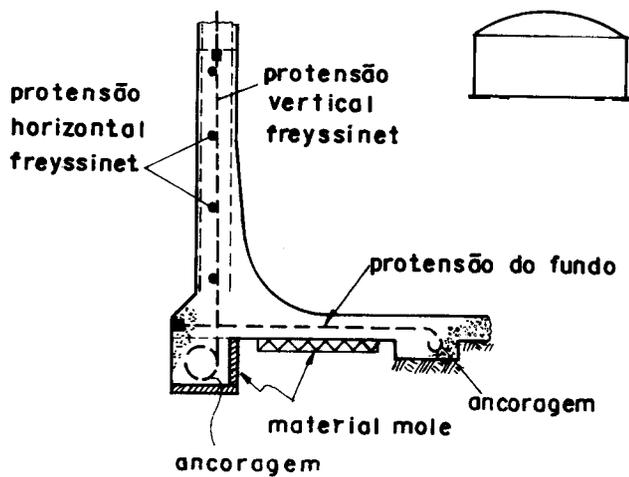


Fig. V.6.4 - Parede engastada na laje de fundo. A protensão do fundo é apenas em uma região próxima à junção.

como na vertical, e também a protensão radial que se estende da borda da laje de fundo até a uma pequena distância suficiente para que os esforços do engastamento se anulem. Nota-se, ainda, a execução de dois anéis, um sob a parede e outro sob a laje, construídos para facilitar a ancoragem dos cabos das protensões vertical da parede e radial do fundo.

V.7 - FUNDO

Neste trabalho admite-se que o solo do local da construção tenha boas características quanto a deformações e taxa de trabalho. Mesmo que se adote esta simplificação para os cálculos, ainda se pode estabelecer várias alternativas para a construção de fundos de reservatórios.

Nos reservatórios com pé deslizante ou articulado, praticamente não há esforços solicitantes importantes, a não ser aqueles que surgem devido a recalques localizados ou a deslocamentos impedidos. Para resistir a estes esforços o ACI-344 recomenda a utilização de uma taxa geométrica de armadura igual a 0,5%.

Em alguns casos, quando a dimensão da base é grande, pode-se executar protensões para diminuir os efeitos da retração. Essa protensão pode ser dada circunferencialmente, como se descreve no Capítulo IV, ou em duas direções ortogonais. A Fig. V.7.1 mostra a planta do fundo de um reservatório em Windscale para armazenamento de um efluente radiativo quente, onde se destacam os detalhes da protensão dada em duas direções.

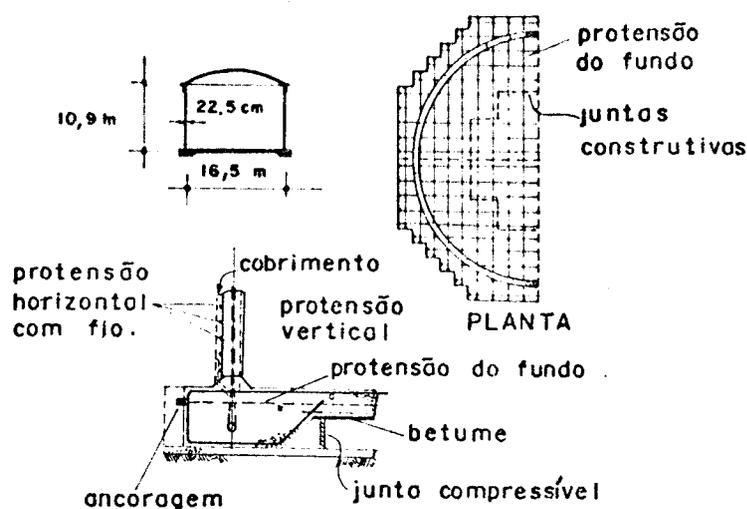


Fig. V.7.1 - Reservatório com fundo protendido em duas direções ortogonais.

Nos reservatórios com pé angastado os esforços já assumem valores consideráveis e normalmente as taxas de armadura nas regiões próximas à borda são elevadas quando a laje de fundo é feita em concreto armado. Pode-se utilizar, em função dos valores dos esforços, protensões radiais em um certo trecho da laje (Fig. V.6.4).

Apesar da diferenciação apresentada para os tipos de vinculação, em alguns casos é sempre necessário armar o fundo (por exemplo, quando há a possibilidade de ocorrer sub-pressão devido à cota do nível d'água ser maior que a do fundo).

As considerações para fundos de reservatórios são válidas quando o solo da região permite executá-las sem que haja possibilidade de ocasionar rupturas ou grandes recalques da fundação. Entretanto, em função da qualidade do solo do local da construção, pode haver necessidade de fundações profundas, utilizando-se estacas. Neste caso, em função das dimensões do reservatório, define-se a posição do estaqueamento em relação à estrutura. A figura V.7.2 apresenta algumas possibilidades para a definição de fundos de reservatórios deste tipo. Note-se que para reservatórios deste tipo o custo da fundação pode definir a forma e as dimensões a serem fixadas.

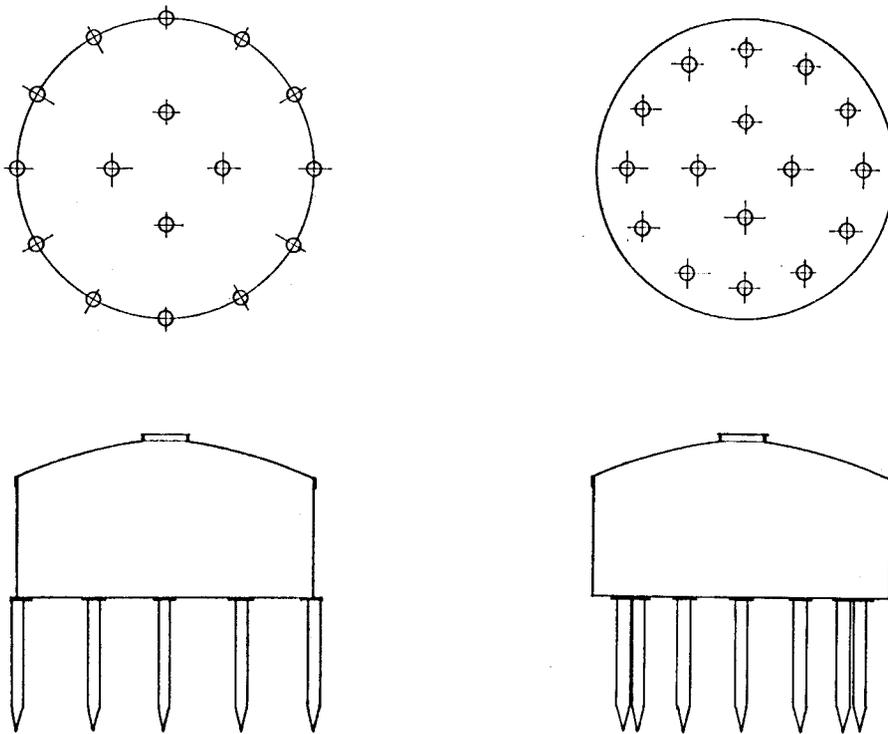


Fig. V.7.2 - Fundos de reservatório apoiados em estacas.

V.8 - CONSTRUÇÃO

Com relação aos cuidados necessários à construção de um reservatório, as recomendações mais importantes estão estabelecidas no ACI-344, transcrito no Apêndice B. Destas recomendações são importantes as relativas à protensão (Capítulo 4, item 5 do Apêndice B).

VI - EXEMPLIFICAÇÃO DA SEQUÊNCIA DE CÁLCULO

VI.1 - INTRODUÇÃO

Expostos os procedimentos para o dimensionamento de reservatórios nos capítulos anteriores, pode-se, a partir de agora, apresentar um exemplo de aplicação. Com este exemplo pretende-se indicar uma seqüência de cálculo usada em dimensionamento de reservatórios. No Capítulo VII é feita uma análise das variações de algumas características de reservatórios, que é obtida de resultados de outros exemplos resolvidos seguindo-se este procedimento. Estes casos são, basicamente, obtidos do exemplo mostrado a seguir, com alteração de alguns parâmetros.

VI.2 - DADOS

O reservatório escolhido tem capacidade de armazenamento igual a 5000m^3 , cobertura cônica e pé sobre apoios de neoprene. Os dados relativos à geometria estão indicados na Fig. VI.2.1, e os relativos às propriedades dos materiais e às cargas atuantes são dados abaixo e na Fig. VI.2.2.

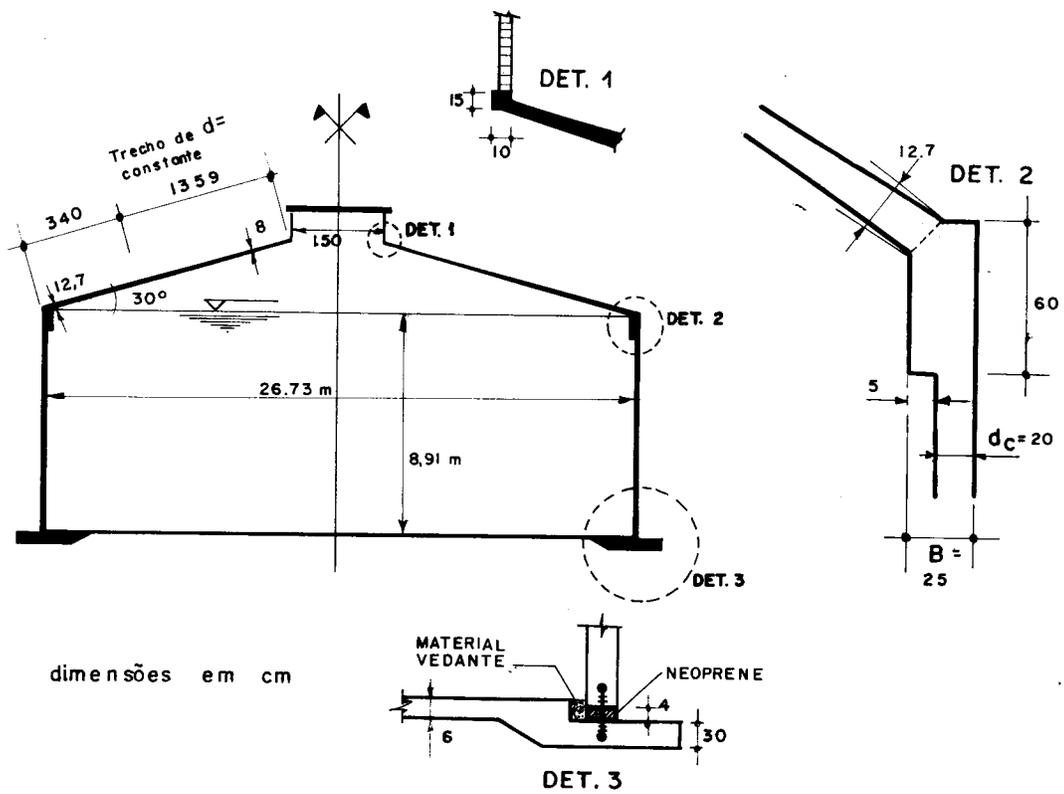


Fig. VI.2.1 - Reservatório a ser analisado. Dimensões. Vinculações.

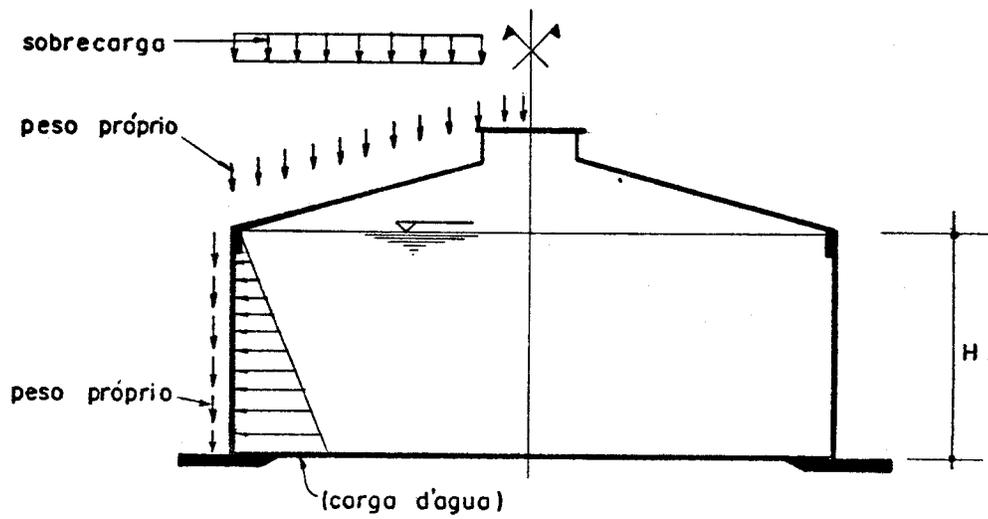


Fig. VI.2.2 - Cargas atuantes no reservatório a ser analisado.

- Sobrecarga considerada	0,15	tf/m ²
Este valor foi estimado como sendo <u>repre</u> <u>sentativo</u> de pessoas ou materiais sobre o reservatório mais o efeito do vento.		
- Peso específico da água	1,00	tf/m ³
- Peso específico do concreto	2,40	tf/m ³
- Diferença de temperatura entre cobertu- ra e anel	10	graus
- Coeficiente de Poisson	0,167	
- Módulo de deformação do concreto	3x10 ⁶	tf/m ²
Considerou-se aqui módulo de deformação para cargas de curta duração. Solicita- ções causadas por deformações impostas por longa duração deverá ter seus valo- res diminuídos proporcionalmente ao va- lor correto do módulo		
- Coeficiente de dilatação térmica	10 ⁻⁵	C ⁻¹
- Módulo de deformação transversal do neoprene	100	tf/m ²

VI.3 - ESFORÇOS

A protensão no anel (Fig. VI.2.3) é aplicada na face externa, com o centro das forças coincidindo com o centro geométrico da peça. Admite-se inicialmente que a for
ça resultante dessa protensão seja unitária.

A protensão distribuída na parede produz o carregamento indicado na Fig. VI.2.3. Inicialmente supõe-se que o valor máximo dessa carga seja 1 tf/m².

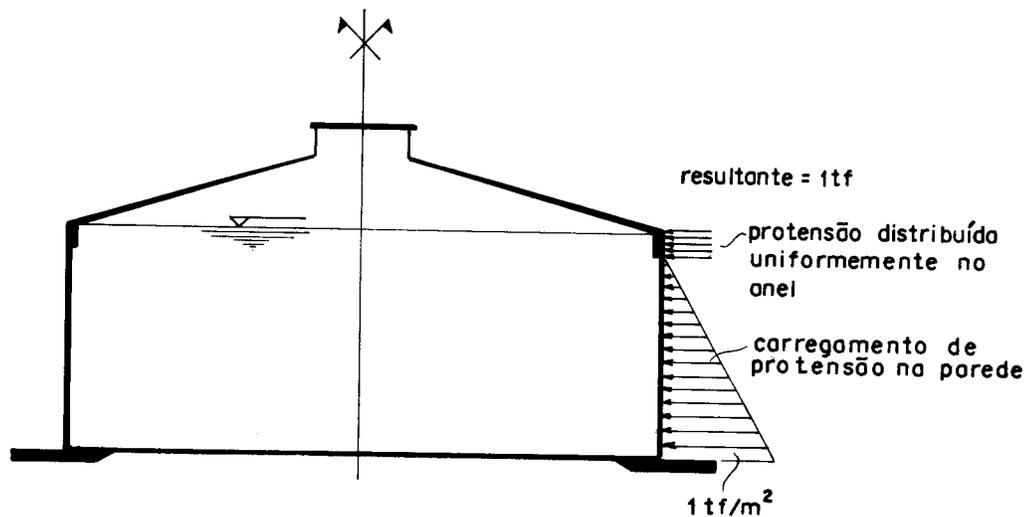


Fig. VI.2.3 - Protensões aplicadas à parede e ao anel.

VI.3.1 - Considerações gerais

Com as dimensões, carregamentos e vinculações do reservatório já mostrados, pode-se determinar os esforços para cada parte do conjunto, seguindo-se o fluxograma apresentado no Capítulo IV. Aqui os resultados dos esforços foram obtidos utilizando-se o programa em linguagem FORTRAN IV para IBM-1130, apresentado no Apêndice C. Apenas serão mostrados os esforços que serão utilizados no dimensionamento, isto é, M_{ϕ} e N_{θ} . Os valores dos demais esforços não alteram os cálculos a serem apresentados.

VI.3.2 - Esforços do anel

Os valores dos esforços no anel devidos aos carregamentos atuantes na estrutura são dados na tabela VI.3.1.

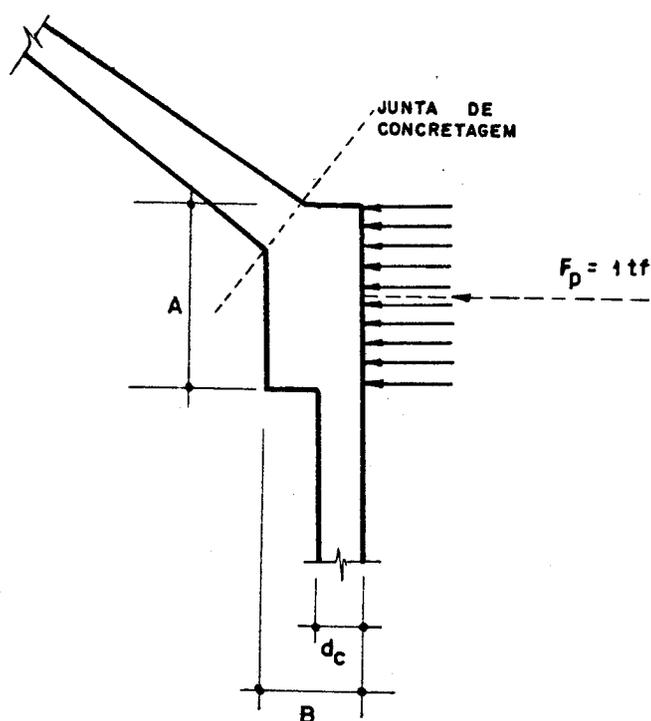


Fig.IV.2.4-Força concentrada no anel devida à protensão.

VI.3.1 - Considerações gerais

Com as dimensões, carregamentos e vinculações do reservatório já mostrados, pode-se determinar os esforços para cada parte do conjunto, seguindo-se o fluxograma apresentado no Capítulo IV. Aqui os resultados dos esforços foram obtidos utilizando-se o programa em linguagem FORTRAN IV para IBM-1130, apresentado no Apêndice C.

VI.3.2 - Esforços do anel

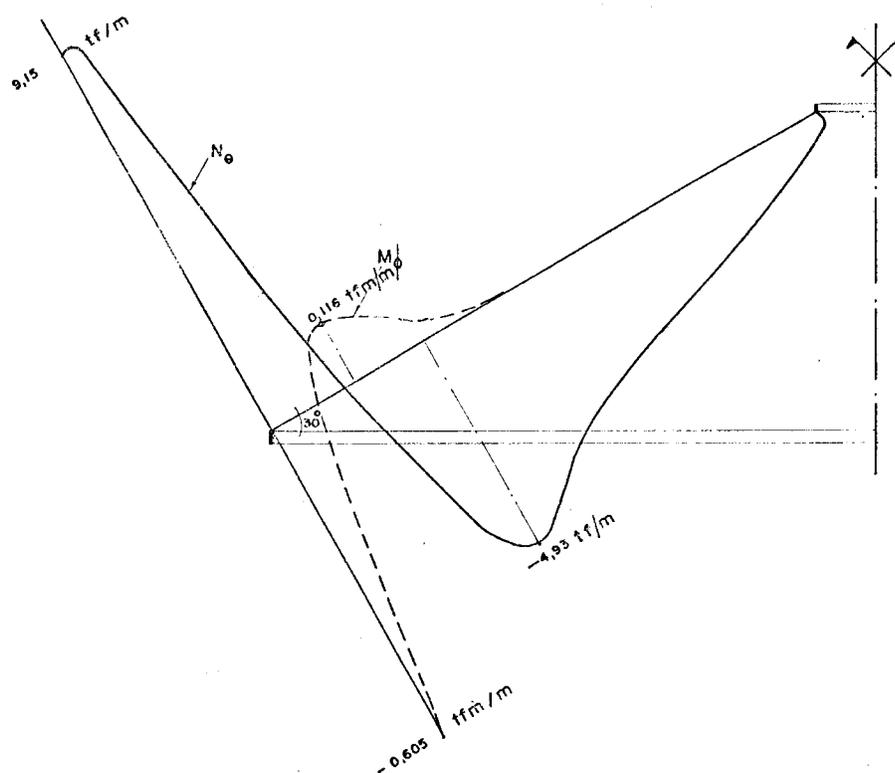
Os valores dos esforços no anel devidos aos carregamentos atuantes na estrutura são dados na tabela VI.3.1.

Carregamentos	Momento (tfm)	Força axial (tf)
Peso próprio da casca	0,134	11,80
Sobrecarga	0,070	6,15
Carga de água armazenada	-0,257	4,06
Diferença entre as temperaturas da cobertura e anel = +10°C	0,499	16,84
Protensão na parede com valor máximo igual a 1 tf/m ²	0,290	-0,38
Protensão no anel igual a 1 tf	-0,003	-0,30

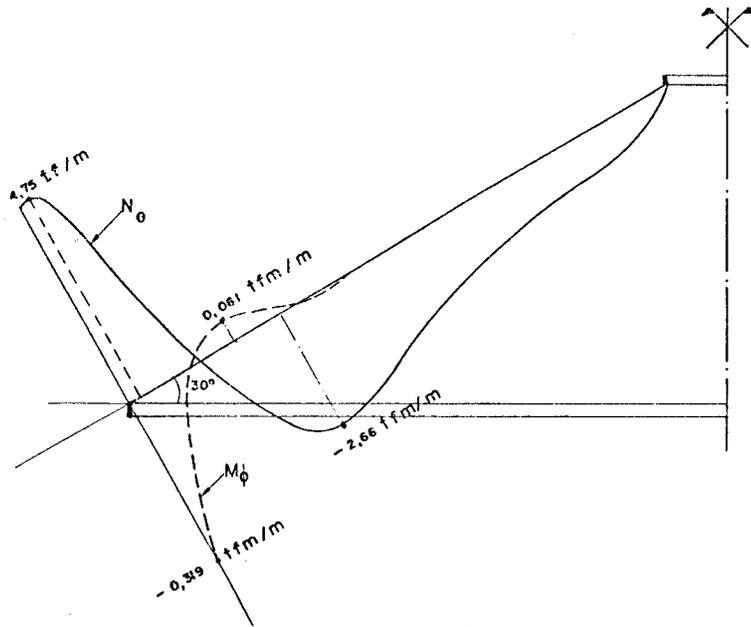
TABELA VI.3.1 - Esforços do anel

VI.3.3 - Esforços na cobertura

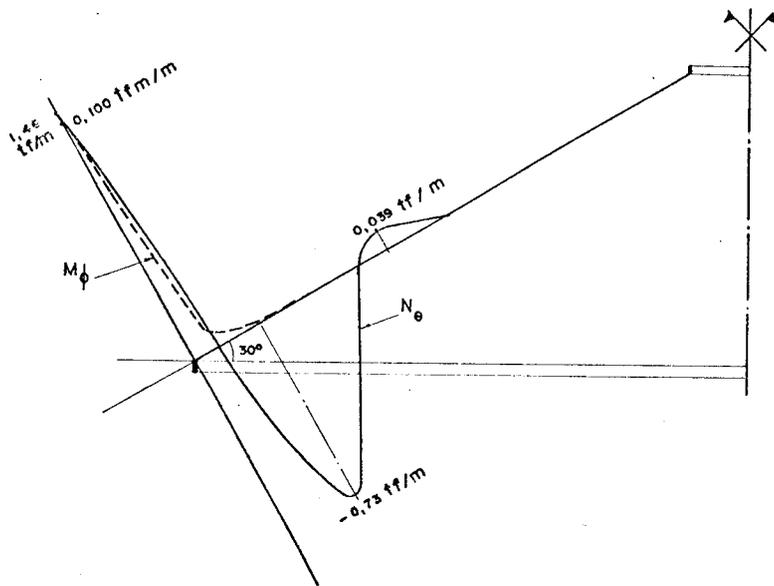
a) Peso próprio



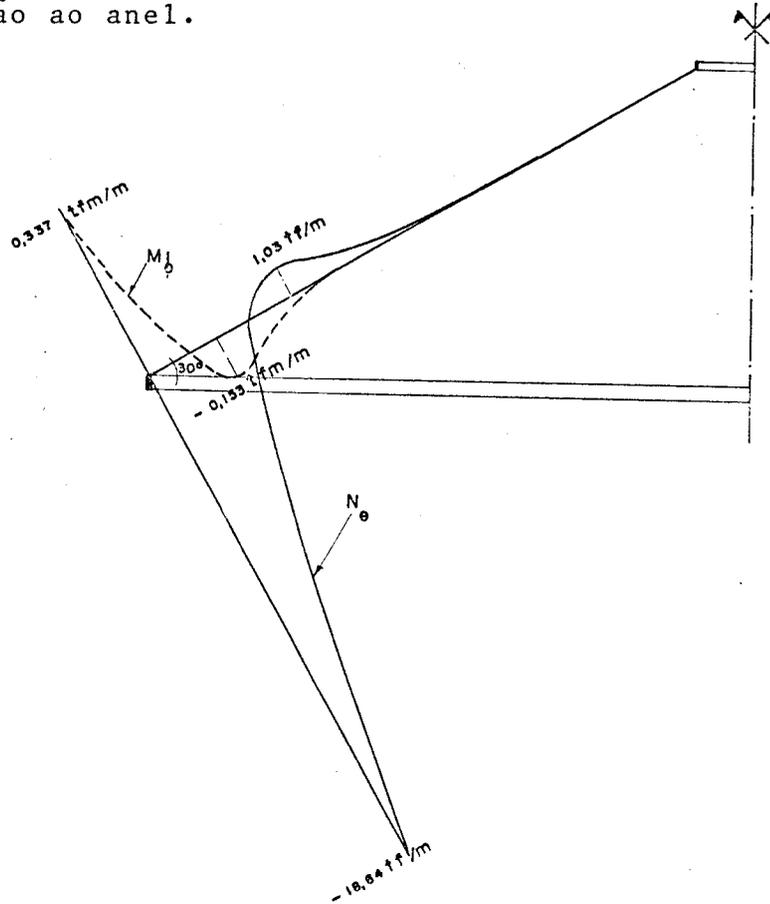
b) Sobrecarga



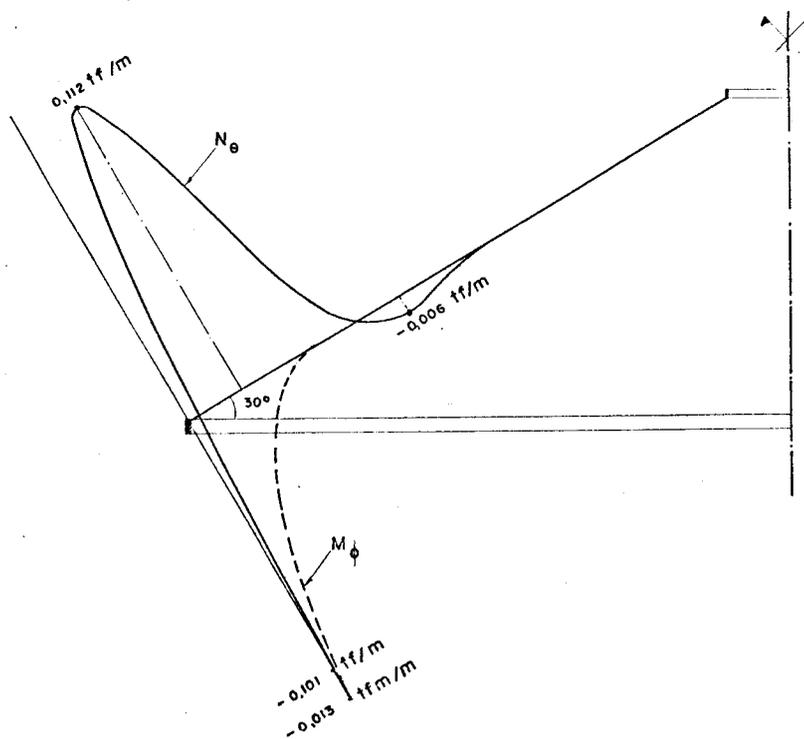
c) Carregamento do líquido



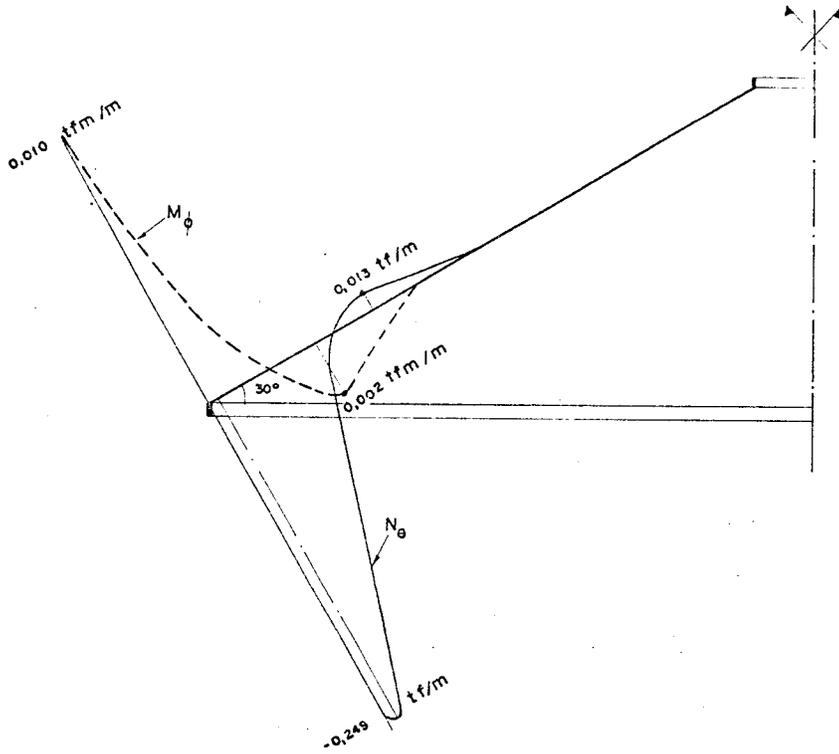
- d) Variação de $+10^{\circ}\text{C}$ de temperatura da cobertura em relação ao anel.



- e) Protensão distribuída na parede com pressão máxima de 1tf/m^2 .

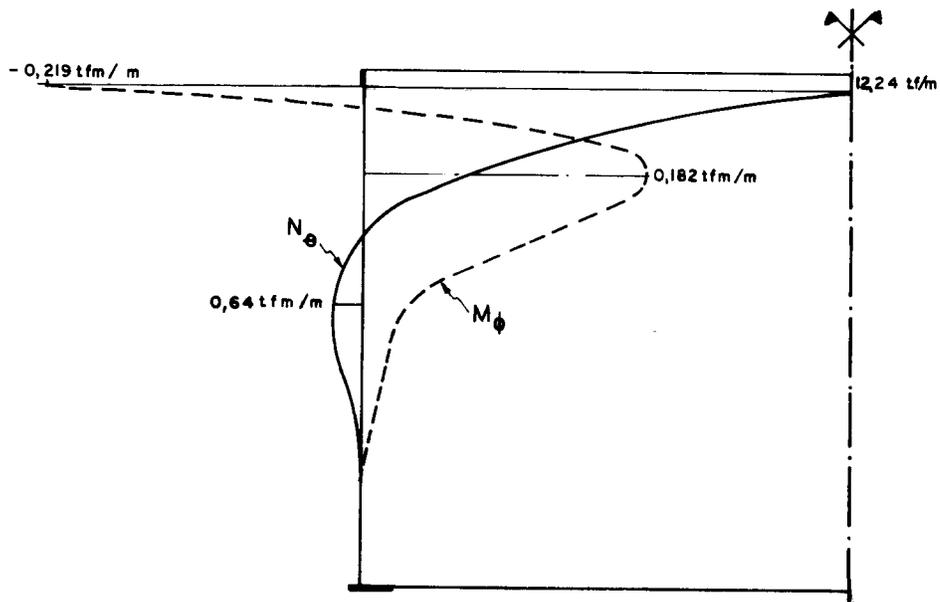


f) Protensão concentrada no anel com força de 1tf.

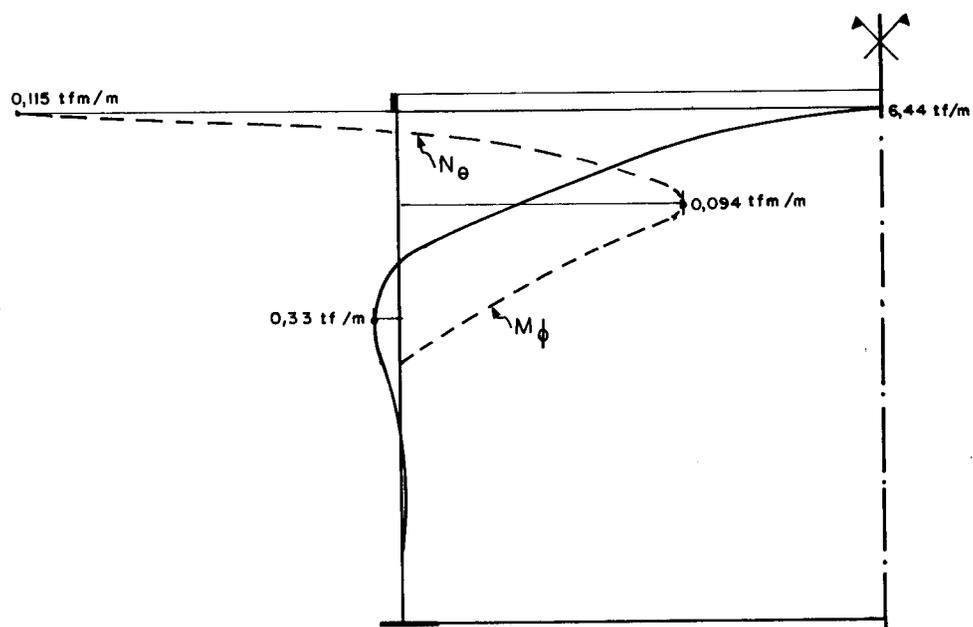


VI.3.4 - Esforços na parede

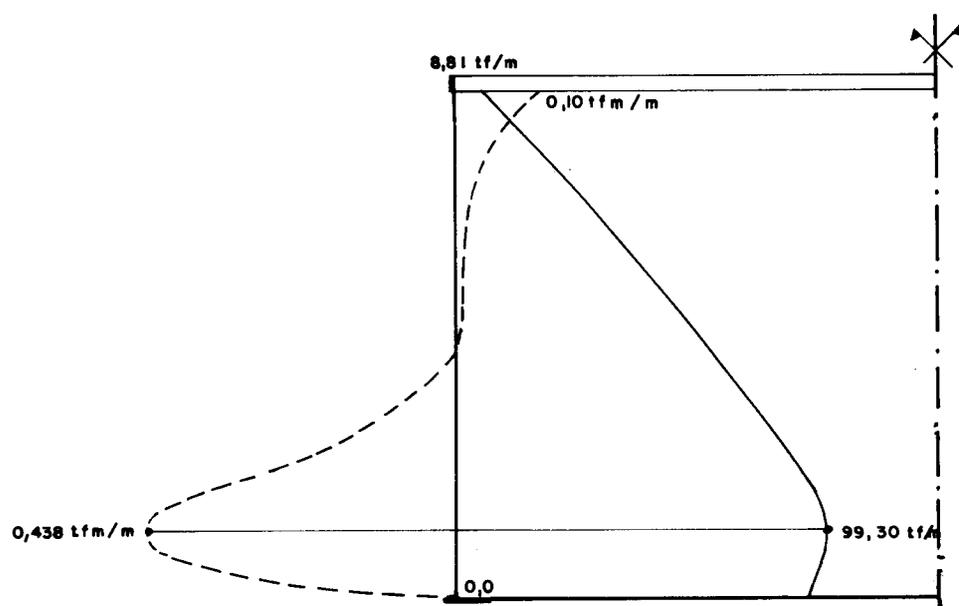
a) Peso próprio



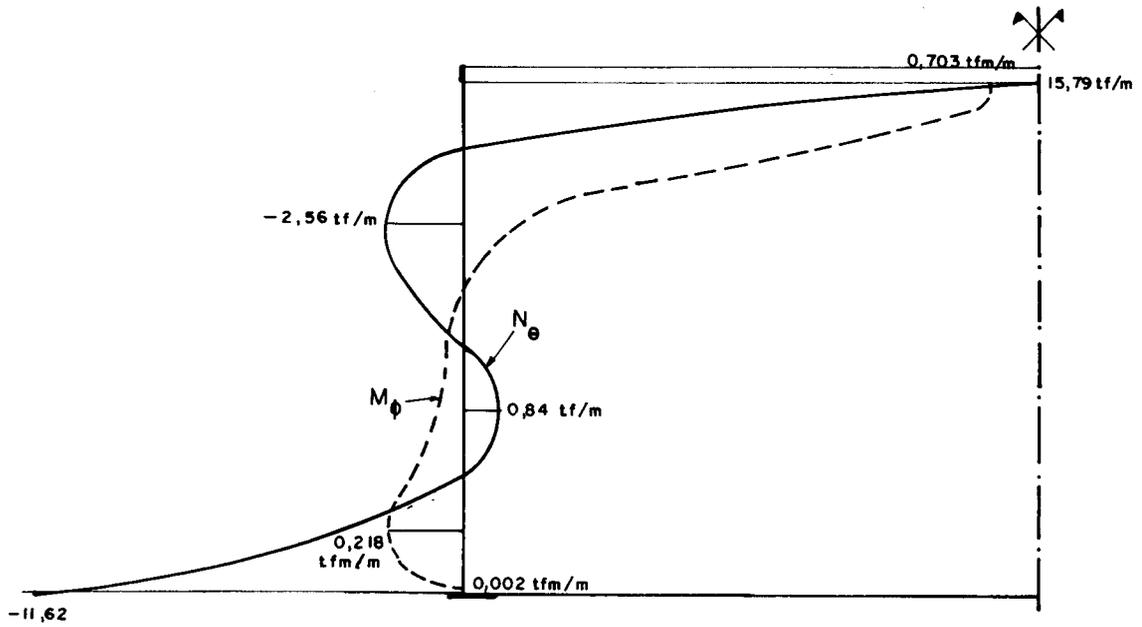
b) Sobrecarga



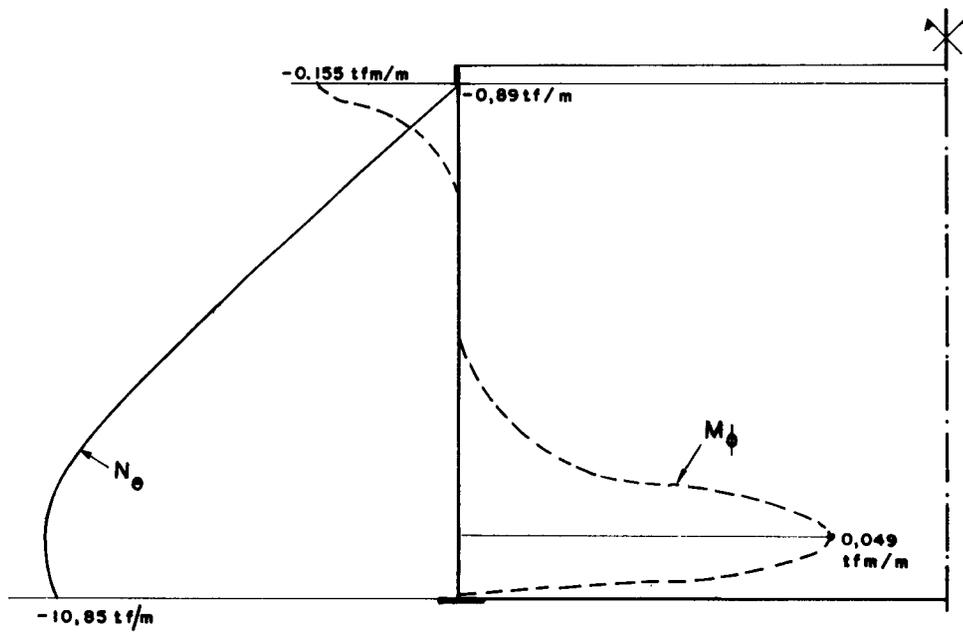
c) Carregamento de água



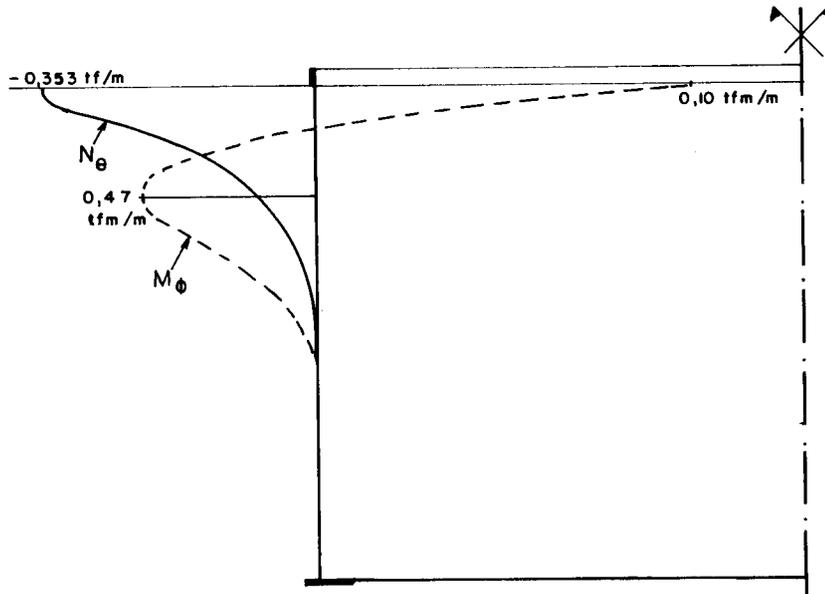
- d) Variação de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ da cobertura em relação ao anel e da parede em relação ao fundo.



- e) Protensão distribuída na parede com pressão máxima de 1 tf/m^2 .



f) Protensão concentrada no anel com força de 1tf.



VI.4 - DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos que devem ser verificados no dimensionamento do reservatório são aqueles que ocorrem entre a borda inferior da parede e a fundação, pois devem ser compatíveis com as características de deslocabilidade do apoio. Neste exemplo o deslocamento horizontal vale 2,2mm e 1,1mm, respectivamente para o carregamento de água e para a variação de 10°C de temperatura entre a parede e a fundação. O deslocamento devido à protensão não foi dado, pois para sua determinação é necessário que se conheça o valor do módulo de deformação no concreto quando da aplicação do carregamento. O valor desse deslocamento é estimado como sendo igual a 1,7 vezes o da água (ACI-344-2.5.9).

VI.5 - PROTENSÃO NA PAREDE

O carregamento de protensão utilizado para o cálculo dos esforços tem pressão máxima de 1 tf/m^2 no pé da parede Fig. (VI.5.1).

Para que este carregamento anule os efeitos da água, é necessário que se multipliquem seus esforços por um fator numericamente igual à altura da coluna d'água do reservatório. Neste exemplo este fator vale:

$$\alpha = 8,92$$

Com esse valor obtém-se a distribuição necessária de pressões da protensão na parede (Fig. VI.5.2).

Obtida a distribuição de pressões, calculam-se as armaduras protendidas a serem utilizadas.

O cálculo dessa armadura se refere à determinação de seu número de fios e de seus respectivos espaçamentos. Essa determinação é feita através da força resultante de protensão aplicada à parede, que vale:

$$F_p = (0,891 + 8,91) 13,565 \times 8,31/2 = 552,41 \text{ tf}$$

Utilizando-se as especificações do ACI-344-2, a tensão efetiva após perdas fica valendo $7,55 \text{ tf/cm}^2$ (aço

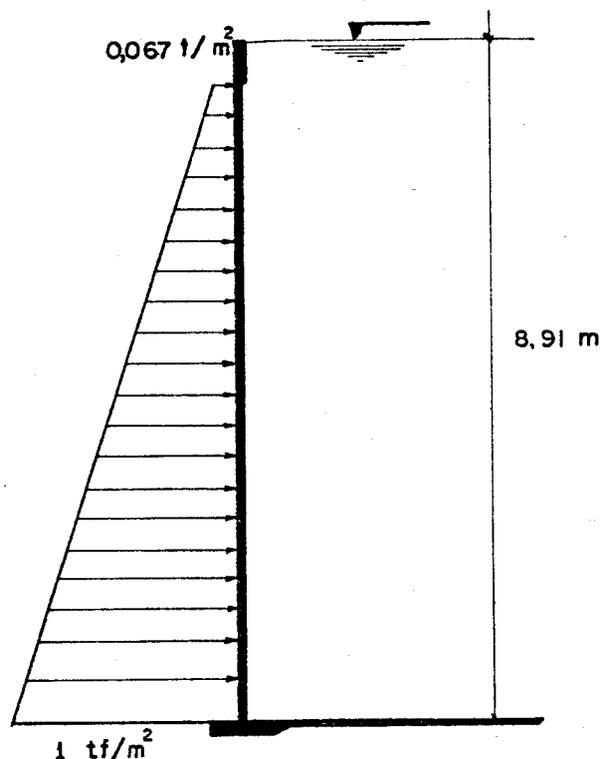


Fig. VI.5.1 - Protensão considerada na parede para cálculo.

CP-125/140); introduzindo-se ainda o coeficiente multiplicativo igual a 0,98 do CEB, o número de fios de 5mm necessários na parede é:

$$N = 552,41 / (0,98 \times 7,55 \times 0,19635) = 381 \text{ fios}$$

Conhecido o total de fios a serem distribuídos, pode-se determinar sua distribuição (Fig.VI.5.3) sobre a parede, impondo-se que tenha a mesma forma da distribuição de pressões já dada (Fig.VI.5.2).

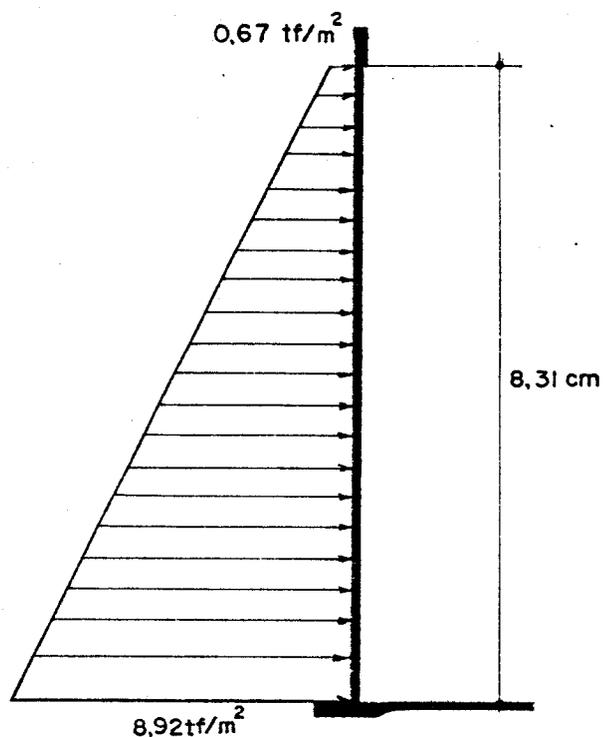


Fig. VI.5.2 - Carga na parede devida a protensão.

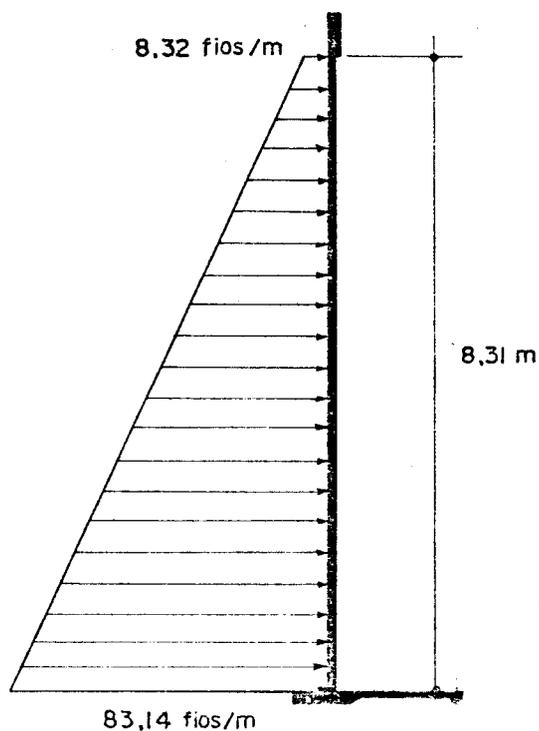


Fig. VI.5.3 - Distribuição linear de fios na parede.

No primeiro segmento considera-se que o início da distribuição ocorra a uma distância de 10cm da base, pois nesta parte é difícil a aplicação da protensão.

Com a definição da distribuição dada acima, o fator α deve ser recalculado; para isso, determina-se o valor da nova força total na parede:

$$F_p = 383 \times 0,19635 \times 2,57 = 567,8 \text{tf}$$

Assim, o fator multiplicativo para a correção dos esforços de protensão dado, igual a 8,92, passa a valer:

$$\alpha = 567,8 \times 2 / (1,1 \times 8,31 \times 13,565) = 9,16$$

O valor acima é empregado no cálculo dos esforços devidos à protensão quando são admitidas tensões com perdas de 2250kgf/cm^2 ; para as verificações antes das perdas, deve ser feita uma correção utilizando-se tensão igual a:

$$\bar{\sigma}_s = 0,7f'_s \quad (\text{ACI-244-2})$$

Para o aço CP-125/140 essa tensão vale:

$$\bar{\sigma}_s = 9,8 \text{tf/cm}^2$$

Considerando-se ainda o fator 1,02 dado pelo CEB, tem-se:

$$F_p = 767,1 \text{tf}$$

$$\alpha = 12,37$$

VI.6 - PROTENSÃO NO ANEL

Em geral, a protensão no anel se faz necessária para melhorar as condições das bordas das cascas, que normalmente recebem grandes trações circunferenciais provenientes dos carregamentos da cobertura. Para este exemplo, a armadura protendida será disposta a fim de absorver os esforços do peso próprio, sobrecarga e carga de água, restando a temperatura e a retração para serem absorvidas pela armadura frouxa.

A fim de que os esforços de tração das bordas da parede e da cobertura, e os do próprio anel sejam anulados pela protensão, é necessário que a força a ser aplicada na peça fique valendo:

$$F_p = 62,23tf$$

Considerando-se as mesmas especificações já dadas com relação à tensão na armadura após as perdas, pode-se determinar o número de fios a serem aplicados ao anel:

$$N = 62,23 / (0,196 \times 7,55 \times 0,98) = 43 \text{ fios}$$

Para a determinação dos esforços dessa protensão antes das perdas, a consideração sobre a tensão é a mesma feita para a armadura da parede. Deste modo, a força de protensão aplicada ao anel fica:

$$F_p = 84,07tf$$

Obtidos os valores das forças de protensão antes e depois das perdas, pode-se corrigir os esforços dados em VI.3.

VI.7 - ARMADURAS FROUXAS

VI.7.1 - Armadura da cobertura

a) Armadura circunferencial

Para a determinação desta armadura procede-se como se a peça fosse composta de tirantes submetidos à tração, desprezando-se, portanto, os esforços fletores que aparecem nesta direção, em função de seus pequenos valores. Neste exemplo os valores dos esforços na cobertura foram dados a intervalos de 42,5cm. Esta distância é usada para definir a largura dos tirantes a serem dimensionados. Dessa maneira, a armadura em cada tirante é calculada utilizando-se sua força média. Na determinação dessa armadura devem ser verificados os estados limites último de ruína e de utilização previstos na NB-1.

Na verificação dos estados limites acima citados, os coeficientes de segurança e de minoração a serem utilizados são os dados na NB-1, para todos os carregamentos, com exceção da protensão. Para este último carregamento os coeficientes a serem utilizados são os recomendados pelo CEB (1972).

Os carregamentos que atuam na estrutura são aqueles mostrados em VI.2, incluindo-se ainda os efeitos da retração diferencial. Este último é obtido através dos esforços devidos à temperatura. A retração entre a parede e a fundação é considerada como equivalente a -10°C ; entre a cobertura e o anel considera-se retração equivalente a -5°C .

Assim, os esforços totais de cálculo e de serviço, no primeiro tirante de 42,5cm, ficam:

$$T_d = 1,4 T_a + 1,2 T_b + 0,9 T_{ck}$$

$$T_s = T_a + T_b + T_{ck}$$

onde:

T_a é o esforço devido ao peso próprio, sobrecarga e água;

T_b é o esforço devido à variação de temperatura e à retração;

T_{ck} é o esforço característico total de protensão.

Utilizando-se os valores dados em VI.3, tem-se:

$$T_a = (3,97 + 2,07 + 0,38) = 6,42\text{tf}$$

$$T_b = 3,63\text{tf}$$

$$T_{ck} = 6,72\text{ tf} \quad \text{ou} \quad T_{ck} = 9,08\text{tf}$$

daí:

$$T_d = 7,30\text{tf}$$

$$T_s = 3,33\text{tf}$$

Para estes esforços a armadura mínima é suficiente. Assim, dispõe-se ϕ 5mm c/10,0cm de aço CA-60 (respeitando-se o total de 0,3% da seção de concreto exigido pelo ACI-344-6.3) para cada lado da cobertura.

Com a armadura dada acima, fazem-se as verificações das aberturas de fissuras. Para a cobertura, as aberturas de fissuras aceitáveis podem valer até 0,2mm, pois esta região não está em contato direto com a água. Aplicando-se a expressão para cálculo da abertura dada na NB-1, tem-se que o valor atingido está próximo de 0,05mm; portanto, satisfaz a especificação.

Os demais tirantes também requerem armadura mínima, tendo, portanto, a mesma distribuição mostrada.

A partir do ponto onde termina a variação de espessura, dispõe-se a armadura apenas no centro da espessura.

Nesta região a armadura será, também, $0,003 b_w d$, que é satisfeita com ϕ 5mm c/10cm de aço CA-60.

b) Armadura dos meridianos

A armação dos meridianos (direção da geratriz do cone) é calculada apenas com a flexão da borda da casca, desprezando-se a pequena compressão normal (ACI-318-63-1901(c)).

Para o cálculo desta armadura seguem-se as disposições da NB-1. Na obtenção dos valores do momento de cálculo e de serviço, os coeficientes de segurança são os mesmos admitidos anteriormente.

Abaixo estão relacionados os valores dos momentos para cada carregamento a serem utilizados na determinação das armaduras.

Cargas	Momentos
Peso próprio	-0,582 tfm/m
Sobrecarga	-0,307 tfm/m
Água	0,100 tfm/m
Temperatura (+10°C)	0,337 tfm/m
Retração (-5°C)	-0,169 tfm/m
Protensão no anel (com perdas)	0,641 tfm/m
Protensão na parede (com perdas)	-0,125 tfm/m
Protensão no anel (sem perdas)	0,866 tfm/m
Protensão na parede (sem perdas)	-0,169 tfm/m

TABELA VI.7.1 - Momentos na borda da cobertura.

Com esses dados obtêm-se os valores máximos e mínimos dos momentos de cálculo e de serviço, respectivamente;

$$M_{dm\acute{a}x} = 0,718 \text{ tfm/m}$$

$$M_{dm\grave{i}n} = -0,983 \text{ tfm/m}$$

$$M_{sm\acute{a}x} = 0,552 \text{ tfm/m}$$

$$M_{sm\grave{i}n} = 0,542 \text{ tfm/m}$$

Para esses valores do momento a armadura de aço CA-50B necessária a ser disposta é $3,16\text{cm}^2$ no lado externo, mas para satisfazer o mínimo dispõe-se $\phi 6,3\text{mm}$ c/9cm de cada lado da cobertura.

Para essa armadura a condição de fissuração dada na NB-1 fica satisfeita.

A partir do ponto em que a cobertura tem espessura constante, a armadura é disposta no centro da casca; isto se deve ao fato de serem pequenos os valores da espessura e dos esforços nesta região. Para sua determinação, abaixo são dados os valores dos momentos para cada carregamento.

Cargas	Momentos
Peso próprio	0,061 tfm/m
Sobrecarga	0,032 tfm/m
Água	-0,006 tfm/m
Temperatura $+10^{\circ}\text{C}$ na cobertura	-0,047 tfm/m
Retração -5°C na cobertura	0,023 tfm/m
Protensão no anel (com perdas)	-0,062 tfm/m
Protensão na parede (com perdas)	0,007 tfm/m
Protensão no anel (sem perdas)	-0,084 tfm/m
Protensão na parede (sem perdas)	0,009 tfm/m

TABELA VI.7.2 - Momentos no ponto da cobertura onde é iniciada a espessura constante.

Com esses dados obtêm-se os momentos máximos e mínimos, de cálculo e de serviço, respectivamente:

$$M_{dm\acute{a}x} = 0,108\text{tfm/m}$$

$$M_{dm\grave{i}n} = -0,835\text{tfm/m}$$

$$M_{sm\acute{a}x} = 0,061\text{tfm/m}$$

$$M_{sm\grave{i}n} = -0,067\text{tfm/m}$$

A armadura de aço CA-60 necessária para este esforço novamente é a mínima, dada por ϕ 5mm c/10cm.

Quanto à verificação da fissuração, neste caso, as condições da NB-1 também ficam satisfeitas.

A armação final da casca é dada pelas armaduras circunferenciais e meridianas calculadas neste item, que estão esquematizadas na figura VI.7.1.

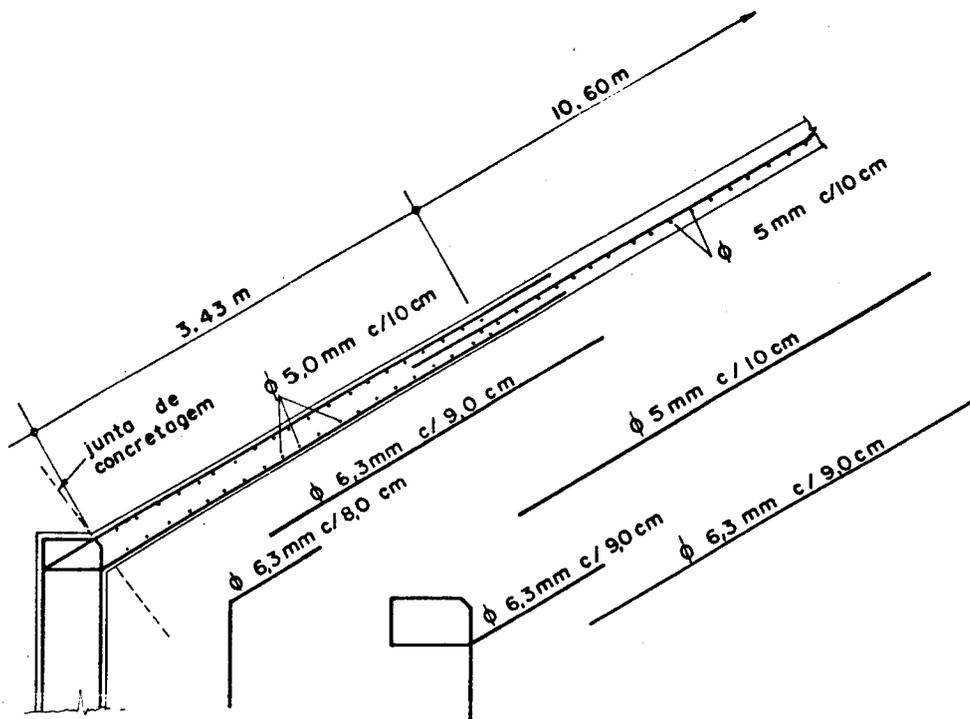


Fig. VI.7.1 - Armadura frouxa da cobertura.

VI.7.2 - Armadura da parede

a) Armadura circunferencial

Analogamente ao caso da cobertura, esta armadura é dimensionada admitindo-se a peça funcionando como se fosse composta de vários tirantes. Os momentos fletores desta direção são pequenos e não influem na determinação da armadura. A condição de fissuração a ser obedecida nesta parte do reservatório é mais rigorosa, não se permitindo aberturas maiores que 0,1mm; é também usual não se tomarem tensões maiores que 1500kgf/cm^2 na determinação da armadura suplementar.

Os carregamentos a serem considerados no cálculo das armaduras são os mesmos já analisados no cálculo da cobertura. Deve-se ressaltar, entretanto, que as diferenças de temperatura e retração podem surgir também na vinculação parede-fundação. Para esses dois tipos de carga são considerados esforços correspondentes à variação de $\pm 10^\circ\text{C}$ respectivamente.

A armadura circunferencial próxima à borda superior é determinada pelo primeiro tirante, de 25,3cm de largura, que é a distância entre os pontos onde se conhecem os esforços.

Para essa largura do tirante os esforços ficam:

$$T_a = 7,29\text{tf}$$

$$T_b = 3,42\text{tf}$$

$$T_{ck} = -7,90\text{tf} \quad \text{ou} \quad T_{ck} = -10,67$$

Com esses esforços determinou-se os esforços de cálculo e de serviço:

$$T_d = 1,4 T_a + 1,2 T_b + 0,9 T_{ck} = 7,20tf$$

$$T_s = T_a + T_b + T_{ck} = 2,81tf$$

Dessa maneira, a armadura necessária é:

$$A_s = 2,97/1,5 = 1,98cm^2$$

Para satisfazer essa armadura, dispõem-se barras de 6,3mm de CA-50B c/8cm para cada lado da parede.

As aberturas de fissuras determinadas conforme a NB-1 são menores que 0,1mm.

A armadura próxima à borda inferior é determinada pela força de tração do primeiro tirante adjacente ao vínculo. Novamente, a partir das forças circunferenciais:

$$T_a = 25,22tf$$

$$T_b = 2,71tf$$

$$T_{ck} = -26,00tf \quad \text{ou} \quad T_{ck} = -35,12tf$$

Os esforços de cálculo e serviço ficam

$$T_d = 15,16tf$$

$$T_s = 1,93tf$$

respectivamente. Assim, a armadura a ser disposta é composta de barras de 6,3mm de CA-50B c/12cm nos dois lados da parede. A tensão de serviço nessa armadura é próxima de $1500kgf/cm^2$, sendo verificada então a prescrição sobre fissuração da NB-1.

As armaduras calculadas para as duas bordas se estendem até a uma distância de 1,00m das junções. A partir dessa distância, a armadura mínima de $0,20b_w d$ (ACI-

318-71), que corresponde a barras de 6,3mm c/15cm nas duas faces da parede, é suficiente.

b) Armadura vertical

Analogamente ao caso da armadura meridiana da cobertura, aqui o dimensionamento é feito apenas considerando-se flexão simples. Os carregamentos a serem considerados são os mesmos utilizados no dimensionamento da armadura horizontal.

Para a determinação dos momentos de cálculo e de serviço, na parte superior da parede, abaixo são dados os momentos para cada carregamento:

Cargas	Momentos
Peso próprio	-0,195t _f m/m
Sobrecarga	-0,102t _f m/m
Água	0,104t _f m/m
Temperatura +10°C (na cobertura)	0,704t _f m/m
Retração -5°C (na cobertura)	-0,352t _f m/m
Protensão no anel (com perdas)	0,606t _f m/m
Protensão na parede (com perdas)	-0,142t _f m/m
Protensão no anel (sem perdas)	0,833t _f m/m
Protensão na parede (sem perdas)	-0,192t _f m/m

TABELA 7.3 - Momentos da borda superior da parede

Com esses valores determinam-se os momentos de cálculo e de serviço máximos e mínimos:

$$M_{dm\acute{a}x} = 1,456t_{f}m/m$$

$$M_{dm\grave{i}n} = -0,421t_{f}m/m$$

$$M_{sm\acute{a}x} = 1,252t_{f}m/m$$

$$M_{sm\grave{i}n} = -0,185t_{f}m/m$$

No lado externo é necessário apenas dispor armadura mínima, que é dada por barras de 6,3mm de CA-50B c/9cm; para o lado interno o dimensionamento é feito no Estádio II, considerando-se tensões de 1500kgf/cm^2 na armadura. A distribuição de barras de 6,3mm de CA-50B c/5cm satisfaz a condição de fissuração (fissuras menores que 0,1mm) da NB-1; a segurança contra a ruptura está satisfeita, pois é maior que a especificada na referida norma. A uma distância de 1,00m do anel, a armadura mínima (ϕ 6,3mm c/9cm) já satisfaz as condições de fissuração e de ruptura.

Para a determinação da armadura na borda interior da parede, os valores dos momentos para cada carregamento são:

Cargas	Momentos
Peso Próprio	-0,005tfm/m
Sobrecarga	-0,001tfm/m
Água	-0,438tfm/m
Temperatura e retração $\pm 10^\circ\text{C}$	$\pm 0,219\text{tfm/m}$
Protensão na parede (com perdas)	0,450tfm/m
Protensão na parede (sem perdas)	0,607tfm/m

TABELA VI.7.4 - Momentos próximos ao pé da parede.

Com esses valores determinam-se os momentos de cálculo e de serviço máximos e mínimos:

$$M_{dm\acute{a}x} = 0,865\text{tfm/m}$$

$$M_{dm\grave{i}n} = 0,479\text{tfm/m}$$

$$M_{sm\acute{a}x} = 0,821\text{tfm/m}$$

$$M_{sm\grave{i}n} = 0,213\text{tfm/m}$$

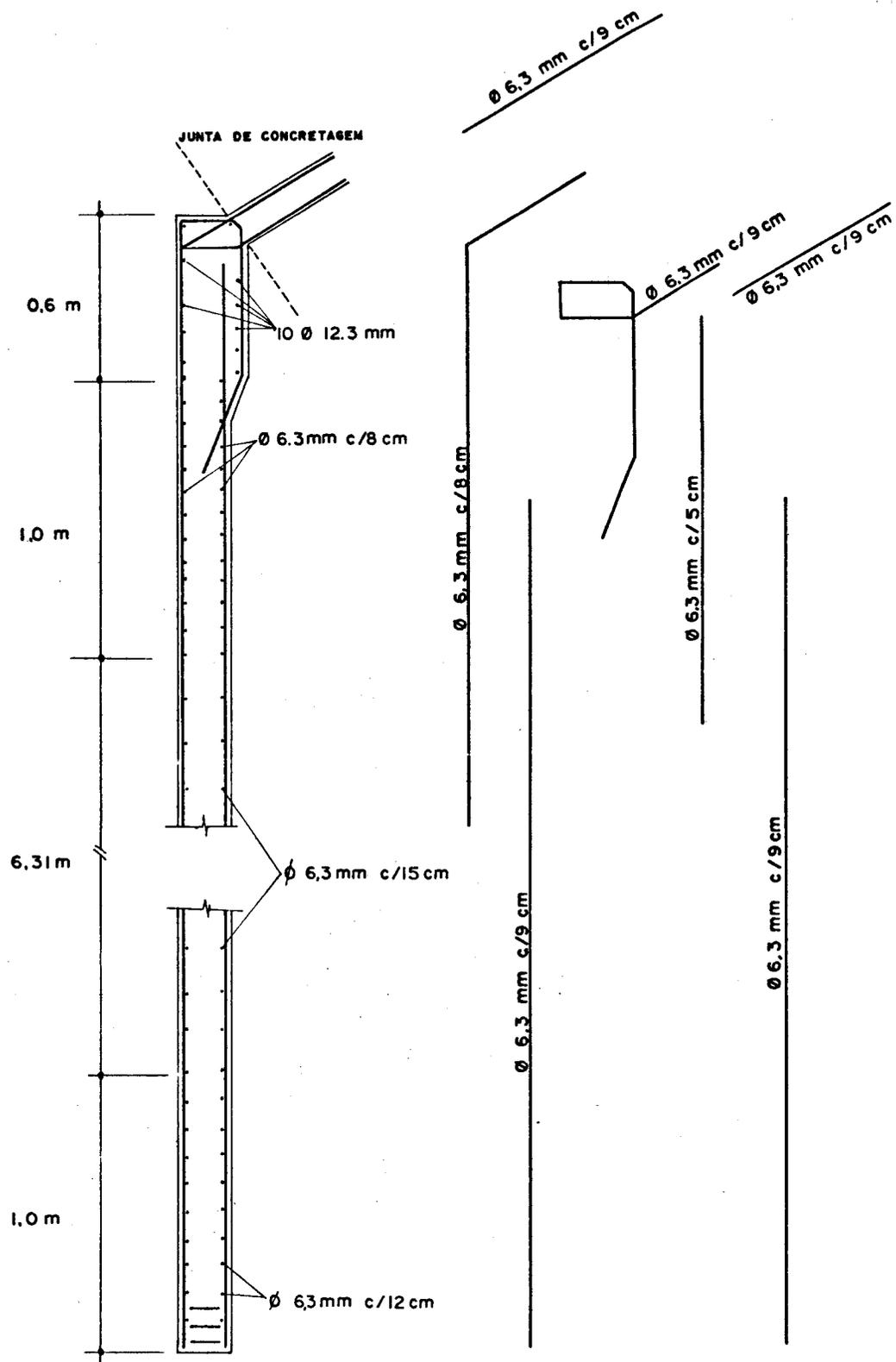


Fig. VI.7.2 - Armadura frouxa da parede.

Para esses esforços é necessário apenas dispor armaduras verticais mínimas dadas por barras de 6,3mm c/9cm para cada lado.

A armadura suplementar final a ser disposta na parede está mostrada na Fig. VI.7.2. A armadura horizontal é constituída por barras de 6,3mm c/15cm nos dois lados da parede; esta armadura é aumentada, tendo espaçamento de 8cm e de 12cm nas regiões próximas do topo e do pé da parede, respectivamente. A armadura vertical é constituída de barras de 6,3mm c/9cm de ambos os lados da parede, exceto no topo, onde se dispõem barras de 6,3mm c/5cm no lado interno; todas essas armaduras calculadas são para o aço CA-50B.

VI.7.3 - Armaduras dos anéis de borda

a) Anel inferior

Calculando-se os esforços para cada carregamento, tem-se:

$$T_a = 22,01tf$$

$$T_b = 16,06tf$$

$$T_{ck} = 22,01tf \quad \text{ou} \quad T_{ck} = 29,73tf$$

Para esses esforços a armadura suplementar deve resistir 16,06tf; dispõem-se, então, 16 barras de 10mm de CA-50B.

b) Anel superior

Os esforços neste anel são muito pequenos, dispensando-se portanto a armadura mínima dada por 4 barras de 6,3mm de CA-50B.

VI.7.4 - Armadura do fundo

A armadura do fundo deve ser aquela especificada pela ACI-344-2.7.2 e mostrada na Fig. VI.7.3.

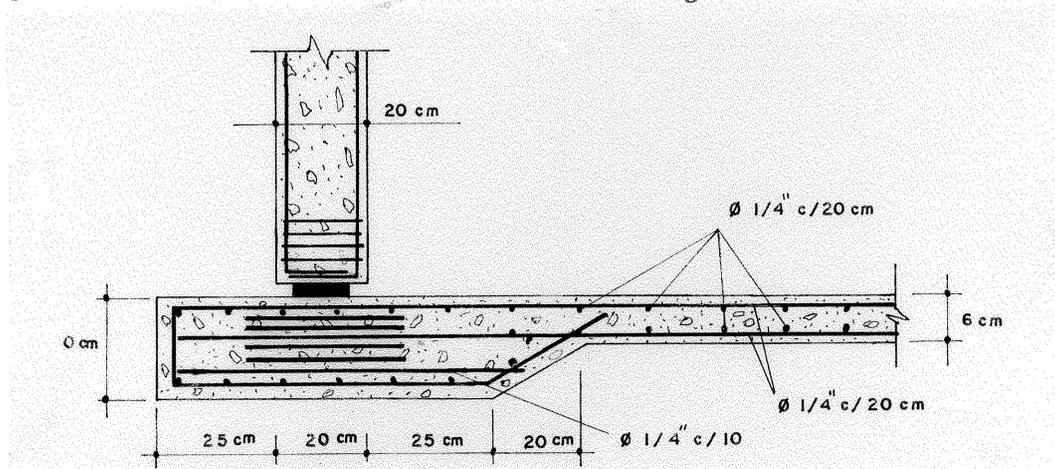


Fig. VI.7.3 - Armadura frouxa do fundo.

VI.8 - VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES

VI.8.1 - Tensões no concreto

Os valores das tensões que são produzidas no concreto pelos carregamentos e pela protensão estão longe de exceder os limites estabelecidos pelo ACI-344 e pela NB-116.

O valor mais alto da tensão de compressão ocorre no pé do reservatório, quando este está vazio. Para a determinação dessa tensão, a relação entre os módulos de elasticidade do aço e de deformação longitudinal do concreto vale:

$$\alpha_c = 7$$

Assim, a seção homogeneizada do concreto fica

$$A_e = A_c + (\alpha_c - 1) A_s = 527,40 \text{ cm}^2$$

no primeiro tirante de 25,3cm definido na parede. Dessa maneira a tensão de compressão no concreto é dada por

$$\sigma_c = 71,73 \text{ kgf/cm}^2$$

que é bem menor que os mínimos dados no ACI e na NB-116.

As tensões circunferenciais de tração no ponto mais crítico (topo da parede) valem 5,3kgf/cm², ficando abaixo dos limites normalizados.

VI.8.2 - Tensões no aço

Considerando-se que o valor da tensão na armadura de protensão, após as perdas de 2250kgf/cm², seja igual a 7550kgf/cm², para a determinação da tensão final nesta armadura basta adicionarem-se os efeitos devidos aos demais carregamentos. Para isso, calcula-se novamente a área equivalente de concreto, agora considerando-se toda a armadura (armadura frouxa e armadura protendida). No pé do reservatório a seção homogeneizada fica:

$$A_e = A_c + (\alpha_e - 1) A_s = 532,51 \text{ cm}^2$$

Os acréscimos de tensão na armadura valem, para o carregamento de água e de temperatura, respectivamente,

$$T_s = \alpha_e \sigma_c = 310 \text{ kgf/cm}^2$$

e

$$\sigma_s = \alpha_e \sigma_c = 30 \text{ kgf/cm}^2$$

A tensão final de tração na armadura fica, portanto,

$$\sigma_s \approx 7900 \text{ kgf/cm}^2$$

que ultrapassa um pouco o valor limite do ACI, ficando abaixo da tensão admissível especificada pela NB-116.

VI.9 - VERIFICAÇÃO DO APARELHO DE APOIO

O aparelho de apoio (Fig. VI.8.1) formado basicamente por uma placa de neoprene, está sujeito a tensões e deformações que devem estar abaixo dos valores especificados pelo fabricante do material. Neste exemplo os valores que necessitam de verificação são as tensões de compressão, as tangenciais e o deslocamento horizontal.

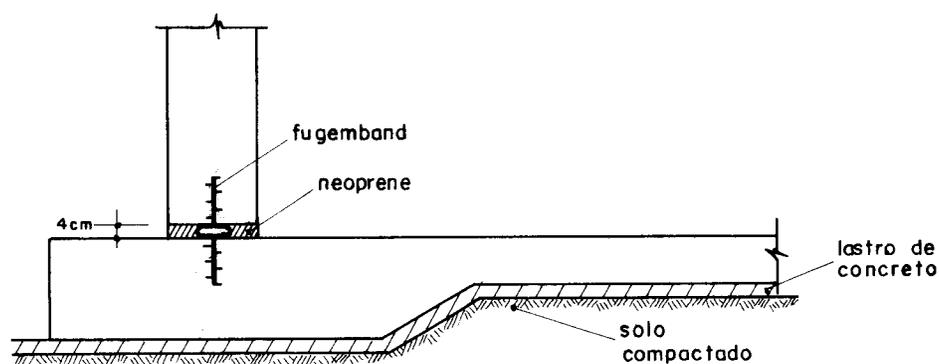


Fig. VI.8.1 - Pé do reservatório com vínculo deslizante.

Para a tensão de compressão, os carregamentos importantes a considerar são o peso próprio e a sobrecarga. Com esses dois carregamentos o valor da tensão vale

$$\sigma_N = 3,4 \text{ kgf/cm}^2$$

valor bastante inferior ao limite estabelecido pelos fabricantes.

A tensão tangencial é dada principalmente devido à protensão, à temperatura e à água. O valor máximo dessa tensão ocorre quando o reservatório se encontra vazio; vale

$$\tau_n = 1,0 \text{ kgf/cm}^2$$

valor menor que o mínimo estabelecido.

O deslocamento do pé da parede quando atuam os carregamentos dados acima vale

$$\Delta = 4 \text{ mm}$$

valor menor que a metade da espessura, atendendo assim à recomendação dos fabricantes.

VII - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS DIVERSAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E ESTÁTICAS DOS RESERVATÓRIOS

VII.1 - OBJETIVO

Neste capítulo pretende-se fazer uma análise das possíveis variações da geometria dos reservatórios destinados a armazenamento de água, a fim de estabelecer critérios para a fixação das dimensões em projetos de estruturas deste tipo.

Para o tipo básico de reservatório, definido no Capítulo IV, serão analisadas as influências no consumo de materiais e nos diagramas de esforços da relação diâmetro/altura, da inclinação da cobertura, das espessuras da cobertura e da parede, e das dimensões do anel de borda.

Destes parâmetros, o mais importante é a relação diâmetro/altura; sua influência foi verificada para todos os volumes estudados. Para análise das influências dos demais parâmetros foram fixados a relação diâmetro/altura igual a quatro (pois este valor já tem sido recomendado em outros estudos (DOBELL, 1951)) e o volume igual a 5000m^3 para a capacidade de armazenamento do reservatório, por ser este um valor intermediário dos utilizados na primeira análise.

Na análise de cada parâmetro, os demais permane-

cem fixos, com os mesmos valores tomados para o exemplo do Capítulo VI.

A análise pretendida aqui faz-se através de comparações entre os resultados de uma série de reservatórios calculados. Os parâmetros relativos às cargas para estes reservatórios são os mesmos impostos no exemplo do Capítulo VI. Nos reservatórios protendidos o tipo de protensão da parede escolhido para a análise foi o linear, com o diagrama de força distribuída na parede proporcional ao da água. Essa protensão é empregada por ser a que melhor se adapta ao tipo de reservatório já definido. A protensão do anel é feita externamente à peça, sendo que a altura do seu ponto de aplicação coincide com a altura do centro geométrico da seção transversal da peça.

O tipo básico para a vinculação do pé da parede com a fundação é a junta móvel; entretanto, muitos dos resultados a serem mostrados poderão ser adequadamente aplicados a outros tipos de ligação. No item VII.2 faz-se a análise da variação dos esforços e dos consumos de materiais para vários tipos de vinculação entre parede e fundação.

Com relação à obtenção dos volumes de aço que entram na análise, fazem-se algumas simplificações relativas ao dimensionamento e à medição, como está mostrado abaixo.

Para a determinação do volume de aço de protensão da parede e do anel impõe-se que suas forças, após as perdas consideradas iguais a 2250 kgf/cm^2 , anulem os esforços circunferenciais causados, respectivamente, pela água e pelas cargas que atuam na cobertura. As quantidades de fios protendidos na parede e no anel são determinadas utilizando-se apenas as forças de protensão necessárias em cada parte. A distribuição dos fios na parede, feita em exemplo do Capítulo VI, será desprezada.

Quanto às armaduras frouxas, seu dimensionamento faz-se utilizando as prescrições da NB-1. Nas partes da estrutura do reservatório não em contato com a água (cobertura e lados externos da parede e anel), as armaduras foram

determinadas verificando-se apenas o estado limite último de ruína. A verificação do estado limite de utilização sobre as aberturas das fissuras não é necessária, pois estas aberturas não ultrapassam o valor limite igual a 0,2mm, considerando-se que as tensões de serviço nas armaduras não atingem 3000kgf/cm^2 e que os diâmetros das barras são escolhidos adequadamente. Nas partes em contato com a água (lado interno da parede e do anel), a determinação das armaduras se faz impondo-se que as aberturas das fissuras sejam menores que 0,1mm. Esta condição fica satisfeita quando a tensão de serviço na armadura é igual a 1500kgf/cm^2 e os diâmetros das barras são adequadamente escolhidos. Os valores das armaduras são calculados no Estádio II, impondo-se a tensão limite acima dada.

Para a determinação dos volumes das armaduras frouxas dos reservatórios com pés deslizantes, foram supostas a cobertura e a parede divididas em duas regiões; em cada uma dessas regiões a taxa de armadura foi considerada constante. Tanto para a cobertura, como para a parede, a região próxima à borda exige taxa elevada de armadura; as regiões restantes das cascas exigem apenas armadura mínima. A Fig.VII.1.1 mostra essas regiões para a parede.

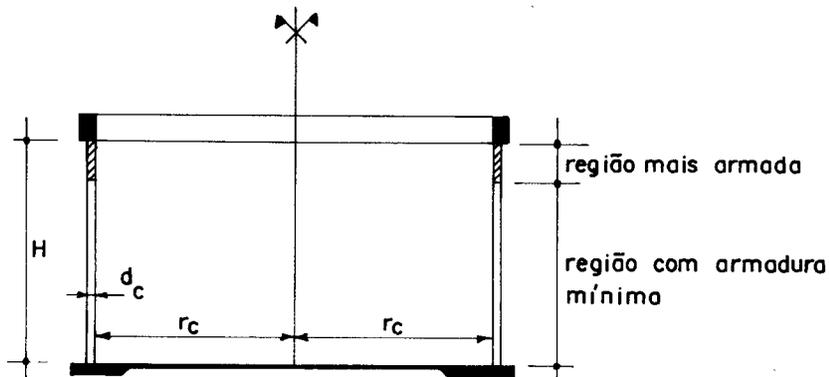


Fig. VII.1.1 - Regiões a serem armadas na parede.

Para dar maior uniformidade aos casos analisados, considera-se que a região fortemente armada da parede se estenda da borda a um ponto distante dela 1,5m. Na cobertura essa região é considerada igual à parte da casca onde ocorre variação de espessura.

Na laje de fundo utilizou-se armadura mínima com taxa igual a 0,5% em cada direção (ACI-344.2.7).

Para os reservatórios com pé articulado ou engastado a divisão das regiões em função da taxa de armadura foi feita individualmente em cada caso.

Os coeficientes de segurança utilizados nos diversos casos são os mesmos do exemplo do Capítulo VI, com exceção dos aplicados para a obtenção das forças características de protensão; para este caso foram desprezados os coeficientes 0,98 e 1,02 recomendados pelo CEB, pois praticamente não alteram as comparações entre os resultados.

VII.2 - ANÁLISE DA VINCULAÇÃO DO PÉ DA PAREDE

VII.2.1 - Parede engastada

É bastante comum a construção de reservatórios com protensão linear na parede, mantendo-se ainda o engastamento elástico no seu pé. Este tipo de ligação não é recomendado quando se tem protensão linear, pois leva a obra a um gasto excessivo de armaduras. Toda a armadura pretendida que comprime a região próxima à base acarreta grandes esforços de flexão em regiões da parede e do fundo próximas da junção, exigindo altas taxas de armadura frouxa.

A maior simplicidade de execução deste tipo de reservatório pode justificar a sua utilização, em alguns casos. A grande taxa de armadura frouxa, necessária aos esforços do engastamento, é compensada por maiores cuidados e gastos que ocorreriam para a utilização do pé deslizante.

Uma solução para a utilização mais racional de reservatórios com pé engastado é apresentada no ACI.344.2. Essa solução (Fig. VII-2.1) recomenda que se faça o engastamento elástico do pé da parede com a laje de fundo após

a aplicação da protensão; assim, a parede fica engastada para o cálculo dos efeitos do carregamento de água, e articulada ou deslizante para o cálculo dos efeitos devidos à protensão. Este tipo de execução diminui a armadura, en tretanto, aumenta o custo da mão-de-obra.

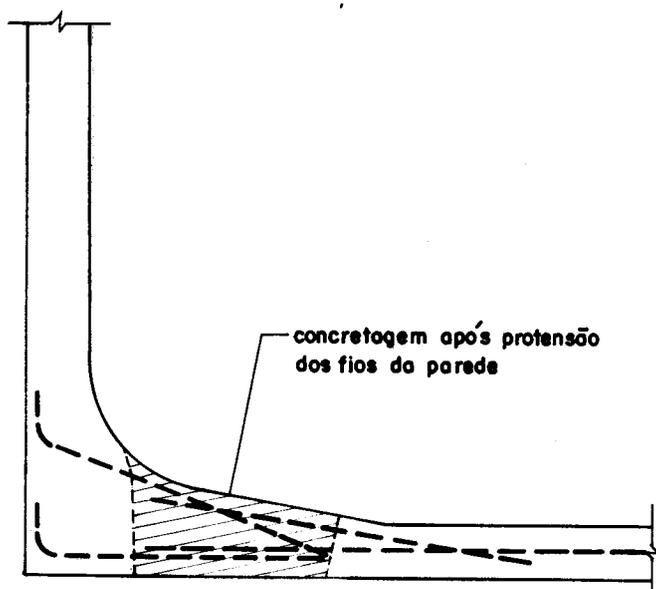


Fig. VII.2.1 - Parede com engastamento feito após a protensão.

Em casos de reservatórios de pequeno porte, ainda protendidos, parece ser vantajosa a utilização do engastamento no pé, pois qualquer outro tipo de vinculação empregada não é justificada pela pequena economia de material.

Os exemplos a seguir, de reservatórios com engastamento na base, visam apenas a dar uma idéia da ordem de grandeza dos esforços e dos consumos aproximados das armaduras, para uma comparação com outros tipos de vinculação a serem feitos. Para isso, fazem-se os cálculos admitindo-se engastamento perfeito entre a parede e fundo. Considera-se também esse momento atuando na laje de fundo. Devido ao apoio elástico do solo, considerando como apoio da laje, o momento fletor dessa peça torna-se desprezível em toda a região contida no interior de uma circunferência com raio igual a

$$r_{\min} = r_c - b$$

onde $b = 2\sqrt{M/q}$ (cf. BILLINGTON, 1965).

M e q são, respectivamente, o momento na borda da laje e a pressão da água no fundo.

No primeiro caso a ser analisado, a capacidade de armazenamento é de 1500m^3 e as dimensões estão fixadas na Fig. VII.2.2; os demais dados são os mesmos do exemplo do Capítulo VI.

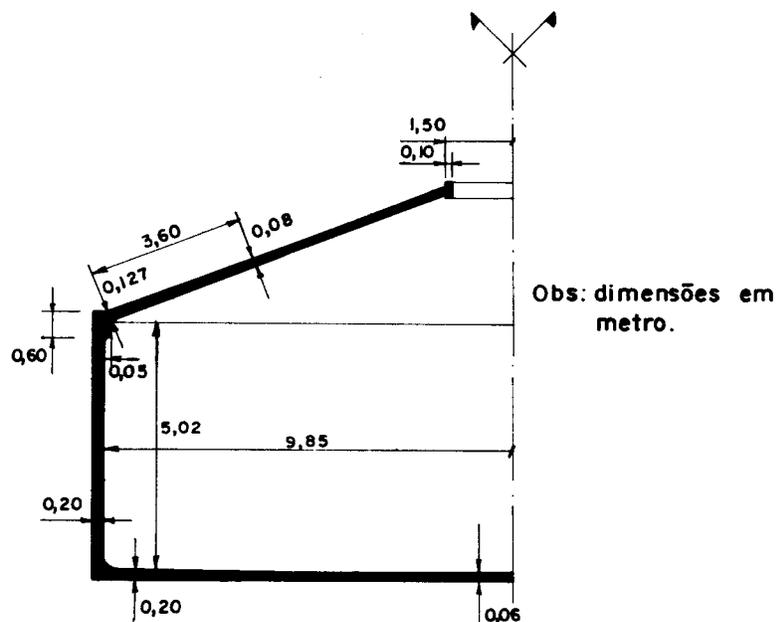


Fig. VII.2.2 - Reservatório de 1500m^3 com pé engastado.

Para se dispor a armadura na parede, esta é dividida em três regiões: duas regiões próximas às bordas com armadura calculada para resistir aos esforços máximos e a outra região ocupando a posição central da parede, onde se dispõe apenas armadura mínima. Para a armadura da cobertura seguem-se as simplificações já mostradas no item anterior. Assim, para a determinação do volume de armadura da estrutura é necessário apenas saber os valores dos esforços de cálculo e de serviço máximos e mínimos nas bordas, e o comprimento de cada região a ser armada.

Obtidos os esforços da estrutura para cada carregamento, apresentam-se agora apenas as combinações mais desfavoráveis nas duas bordas da parede, na borda inferior da cobertura e no anel.

local onde atua o esforço	$M_{dm\acute{a}x}$ tfm/m	$M_{dm\grave{m}n}$ tfm/m	$M_{sm\acute{a}x}$ tfm/m	$M_{sm\grave{m}n}$ tfm/m	$N_{sm\acute{a}x}$ tf/m
borda inferior da parede	3,25	-5,08	1,75	-4,73	29,98
borda superior da parede	1,12	-0,55	0,93	-0,35	15,24
borda inferior da cobertura	0,53	-0,75	0,41	-0,45	8,68
anel	—	—	—	—	14,20

TABELA VII.2.1 - Esforços máximos e mínimos no reservatório de 1500m³ com pé engastado.

Calculando-se as armaduras frouxas totais neste reservatório, foram constatadas as seguintes quantidades de aço para a cobertura, anel, parede e laje de fundo, respectivamente: 1,70t ; 0,46t ; 4,68t; e 2,98t..

Na laje de fundo a armadura de sua borda se prolongou até 1m; na região interna da laje, dispôs-se armadura mínima recomendada pelo ACI-344.

Para o segundo exemplo, as dimensões variadas foram apenas o raio interno e a altura da parede do reservatório, que passam agora a valer, respectivamente, 14,71m e 7,36m, sendo a capacidade do reservatório de 5000m³.

Com estas dimensões do reservatório, os esforços de cálculo e de serviço máximos e mínimos atingiram os seguintes valores:

local onde atua o esforço	$M_{dm\acute{a}x}$ tfm/m	$M_{dm\grave{m}n}$ tfm/m	$M_{sm\acute{a}x}$ tfm/m	$M_{sm\grave{m}n}$ tfm/m	$N_{sm\acute{a}x}$ tf/m
borda inferior da parede	4,78	-8,78	1,76	-1,00	29,95
borda superior da parede	1,48	0,49	1,26	0,20	14,30
borda inferior da cobertura	0,69	1,16	0,51	0,64	8,52
anel	—	—	—	—	17,05

TABELA VII.2.2 - Esforços máximos e mínimos no reservatório de 5000m³ com pé engastado.

Com esses esforços seria necessário que fossem aumentadas as dimensões da espessura da parede, para que a densidade de armadura diminuísse e para que as tensões de tração devidas à temperatura ficassem abaixo do limite estabelecido no ACI-344. Entretanto, se este reservatório for armado sem preocupação com as restrições acima, as quantidades de armadura necessárias para cobertura, anel e parede, serão respectivamente: 3,81t; 0,83t; 11,67t; e 6,26t. (sendo que a armadura calculada para o fundo se estende até os pontos distantes 2m da borda; na região central dispõe-se armadura mínima).

VII.2.2 - Parede articulada

Outro tipo de vinculação que deve ser analisado é a articulação, que tem sido usualmente empregada com sucesso. Com o uso da articulação, os esforços no pé são sensivelmente diminuídos, devendo ser dispostas, então, pequenas taxas de armaduras suplementares.

Quanto à execução, esse tipo de vínculo também acarreta alguns problemas; entretanto, pode-se afirmar que o custo relativo à mão-de-obra é menor que o do pé deslizante. Para a articulação podem ser utilizadas juntas clássicas que permitem apenas rotação do pé da parede. A mais utilizada é a do tipo MESNAGER, constituída por duas barras dobradas, devidamente ancoradas (Fig. VII-2.3), que transmitem os esforços horizontais e verticais à fundação. Outro tipo de articulação conhecido é o FREYSSINET (Fig. VII.2.4). Para sua utilização em reservatórios, é necessária a introdução de barras verticais para transmitir os esforços horizontais à fundação. Qualquer que seja a junta utilizada, é necessário que se coloque material vedante junto ao ponto de articulação, para garantia da estanqueidade.

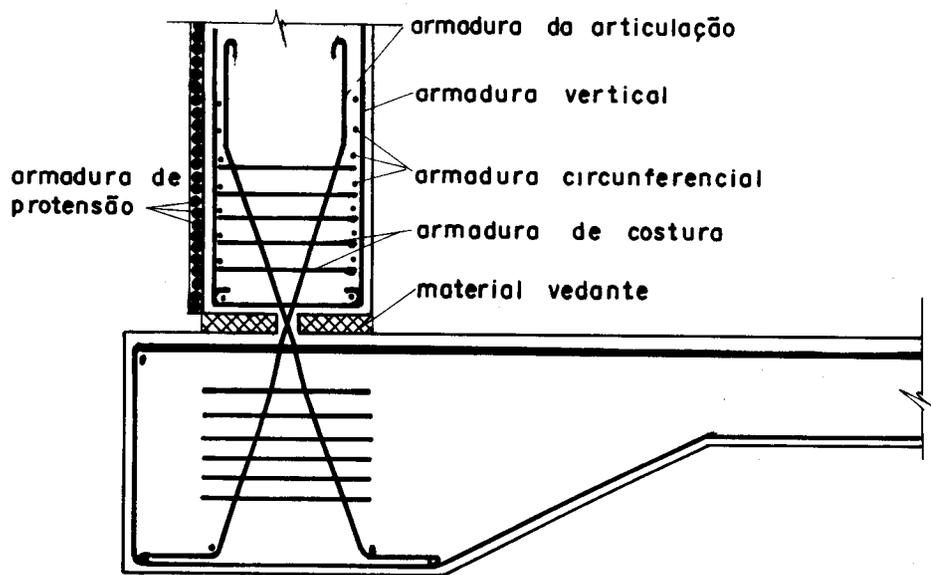


Fig. VII.2.3 - Articulação MESNAGER.

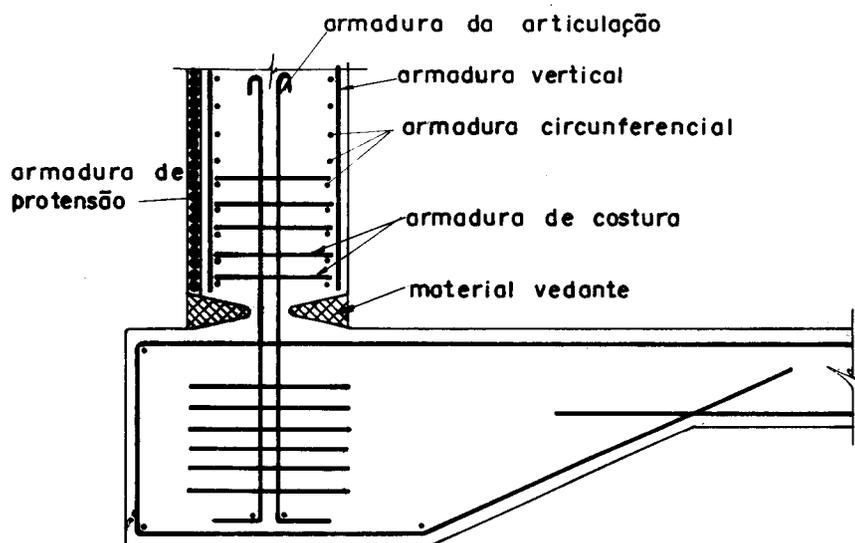


Fig. VII.2.4 - Articulação FREYSSINET:

Pretende-se, agora, determinar as quantidades de armaduras para os reservatórios de 1500m^3 e 5000m^3 utilizando-se articulação na junção da parede com a laje de fundo.

Os esforços são os mesmos obtidos no ítem anterior, quando foi analisado o pé engastado, exceto os da parte inferior da parede.

Para o reservatório de 1500m^3 , agora com o pé articulado, tem-se os seguintes esforços de serviço e de cálculo no pé da parede:

$$M_{dm\acute{a}x} = 1,91\text{tfm/m} \quad M_{dm\grave{i}n} = -1,04\text{tfm/m}$$

$$M_{sm\acute{a}x} = 1,79\text{tfm/m} \quad M_{sm\grave{i}n} = 0,58\text{tfm/m}$$

$$N_{sm\acute{a}x} = 29,28\text{tf/m}$$

Com estes esforços, as armaduras frouxas da cobertura, anel, parede e laje de fundo ficam, respectivamente 1,70t; 0,46t; 4,36t; e 1,49t, tendo a laje de fundo armadura mínima e espessura de 6cm.

No segundo exemplo, reservatório de 5000m^3 , os esforços máximos e mínimos de cálculo e de serviço próximos ao pé são:

$$M_{dm\acute{a}x} = 3,31\text{tfm/m} \quad M_{dm\grave{i}n} = -1,72\text{tfm/m}$$

$$M_{sm\acute{a}x} = 3,19\text{tfm/m} \quad M_{sm\grave{i}n} = -0,58\text{tfm/m}$$

$$N_{sm\acute{a}x} = 29,95\text{tf/m}$$

Com esses esforços as armaduras frouxas da cobertura, anel, parede e laje de fundo ficam respectivamente 3,81t; 0,83t; 10,92t; e 3,29t.

VII.2.3 - Parede sobre apoio móvel

Resolveram-se novamente os dois exemplos dos itens anteriores, considerando-se que a vinculação da parede à fundação se faça através de um apoio de neoprene.

Este tipo de junta apresenta maior economia com relação à quantidade de armaduras a ser empregada; entretanto, seu custo é maior, devido ao preço do neoprene e da mão-de-obra a ser usada.

Os esforços são os mesmos mostrados em VII.2.1, exceto os do pé da parede.

No primeiro caso (reservatório com volume igual a 1500m^3) os esforços de cálculo e de serviço, máximos e mínimos, são:

$$\begin{aligned} M_{dm\acute{a}x} &= 0,27\text{tfm/m} & M_{dm\grave{m}n} &= -0,170\text{tfm/m} \\ M_{sm\acute{a}x} &= 0,252\text{tfm/m} & M_{sm\grave{m}n} &= -0,01\text{tfm/m} \\ N_{sm\acute{a}x} &= 3,96\text{tf/m} \end{aligned}$$

Para estes esforços na parede podem ser dispostas armaduras mínimas para flexão e tração. As quantidades de aço da cobertura, anel, parede e laje de fundo ficam respectivamente 1,70t; 0,46t; 1,83t; e 1,49t, tendo a laje de fundo armadura mínima e 6cm de espessura.

No reservatório de 5000m^3 , os esforços de cálculo e de serviço máximos e mínimos na base da parede são:

$$\begin{aligned} M_{dm\acute{a}x} &= 0,37\text{tfm/m} & M_{dm\grave{m}n} &= -0,73\text{tfm/m} \\ M_{sm\acute{a}x} &= 0,12\text{tfm/m} & M_{sm\grave{m}n} &= -0,70\text{tfm/m} \\ N_{sm\acute{a}x} &= -6,5\text{tf/m} \end{aligned}$$

Para estes esforços podem ser dispostas, nesta região da parede, armaduras suplementares circunferenciais e verticais mínimas; assim, os volumes das armaduras da cobertura, do anel, da parede e da laje de fundo ficam, respectivamente 3,81t; 0,83t; 6,01t; e 3,29t.

VII.2.4 - Esforços e consumo de materiais para cada tipo de junta.

Pelos exemplos dados, percebe-se claramente que a vinculação deslizante é a mais econômica em relação ao volume de aço gasto. Entretanto, os tipos engastados e ar

ticulado podem ser preferidos, algumas vezes, devido à sua maior facilidade construtiva.

Para observar-se melhor a variação de consumo de armadura frouxa da parede e do fundo, para os três tipos de vinculação, seus valores são tabelados (tabela VII.2.3).

tipos de vinculação	engastada	articulada	móvel
volume do reservatório	armadura frouxa da parede (t)		
1500 (m ³)	4,68	4,36	1,83
5000 (m ³)	11,67	10,92	6,01
	armadura frouxa da laje de fundo (t)		
1500 (m ³)	2,98	1,49	1,49
5000 (m ³)	6,26	3,29	3,29

TABELA VII.2.3 - Consumo de armadura. Reservatórios engastado, articulado e deslizante.

Os resultados mostrados servem para estabelecer a diferença do consumo de materiais entre os três tipos de vinculação e ainda possibilitam a escolha das dimensões dos reservatórios em função do tipo de ligação, considerando-se que a protensão a ser aplicada é a linear. Assim, o engastamento para o reservatório de 1500m³ leva a um gasto maior de aço, mas provavelmente traz maior economia quanto à mão-de-obra da construção. Para o reservatório de 5000m³, entretanto, a utilização do engastamento só seria possível com o aumento da espessura da parede, o que leva a um aumento exagerado do consumo de material. Um reservatório intermediário com capacidade de 3000m³ foi analisado; notou-se que ainda a armadura podia ser disposta sem problema de espaçamentos, considerando-se que, neste caso, seriam da ordem de 6cm para bitolas iguais a 10mm.

Os reservatórios articulados alcançam maiores volumes sem que haja necessidade de se aumentarem as dimensões da parede. Dos exemplos feitos, o reservatório de 5000m^3 permitia um dimensionamento razoável; utilizando-se barras de 10mm os espaçamentos das armaduras verticais e horizontais são iguais a 7cm; esse valor ainda permite boa execução da parede. Para reservatórios com capacidade menor que 5000m^3 e maior que 3000m^3 é recomendado esse tipo de vinculação. Quando a capacidade de armazenamento é inferior a 3000m^3 , escolhe-se entre o articulado e o engastado, em função dos custos de execução e dos materiais no local da obra.

Os reservatórios com pés deslizantes alcançam maiores capacidades de armazenamento sem a necessidade de se aumentar a espessura da parede. Assim, acima de 5000m^3 esse tipo deve ser o escolhido. Reservatórios de pés deslizantes com capacidade de até 10000m^3 podem ser projetados sem necessidade de aumento de espessura. Até estas dimensões as tensões de compressão são menores que os limites especificados pelo ACI para concretos de qualidades aceitáveis para o uso de protensão.

Nos reservatórios menores que 5000m^3 , algumas vezes a utilização do pé deslizante pode ser vantajosa em função do lugar da construção e da qualidade das obras a ser exigida; dessa mesma maneira, também os reservatórios com pés articulados ou engastados poderão, algumas vezes, ser econômicos para volumes acima de 5000m^3 .

Para a análise dos próximos parâmetros foi fixado o tipo de vinculação com pé deslizante, que é a vinculação mais compatível com o tipo de protensão a ser empregado. Para reservatórios com parede articulada ou engastada na base, outras distribuições devem ser admitidas. No caso de utilização de protensão linear para as vinculações engastadas ou articuladas, os resultados a serem mostrados em geral podem ser utilizados.

VII.3 - ANÁLISE DAS FORMAS DE COBERTURA

Para as dimensões dos reservatórios que são tratados aqui, as formas mais convencionais de cobertura são a plana (cobertura em laje), a cônica (ou tronco-cônica) e a esférica. Neste trabalho, a forma plana não é estudada. Apenas são analisadas as coberturas em casca.

A escolha entre as cascas cônica e esférica está mais ligada ao aspecto estético do que ao custo de construção de cada uma. Em relação ao custo, enquanto a cobertura cônica oferece a vantagem de ter a geratriz reta, facilitando a execução das formas, a esférica tem menor gasto de concreto, quando se comparam cascas com o mesmo ângulo de inclinação de borda. Nos reservatórios onde são necessárias construções sobre o centro da cobertura, para instalação de equipamentos ou para inspeção, a forma cônica deve ser escolhida, pois nesta casca essas cargas produzem flexões menores.

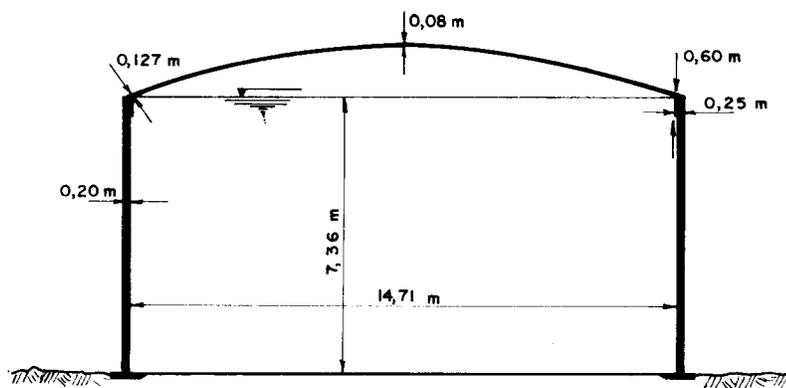


Fig. VII.3.1 - Reservatório com cobertura esférica.

As pequenas diferenças entre as coberturas esféricas e cônicas podem ser notadas comparando-se os resultados do exemplo a seguir, com os correspondentes obtidos em um reservatório com as mesmas dimensões, com cobertura em casca cônica.

Os dados geométricos do reservatório a ser calculado estão dados na Fig. VII.3.1. As características dos ma

teriais e dos carregamentos são as mesmas dadas no exemplo do Capítulo VII.

Tendo as duas cascas os coeficientes de flexibilidade iguais, todos os carregamentos produzem esforços iguais, com exceção do peso próprio e da sobrecarga, que têm os deslocamentos e esforços de membrana diferentes. Nas tabelas VII.3.1 e VII.3.2 estão dados os esforços devidos ao peso próprio e à sobrecarga, que ocorrem nas bordas da cobertura e da parede, e no anel.

tipo de cobertura	N_{θ} (cobertura) tf/m	N_{θ} (anel) tf	N_{θ} (parede) tf/m	M_{ϕ} (cobertura) tfm/m	M_{ϕ} (parede) tfm/m
cônica	11,12	13,84	15,07	-0,672	-0,237
esférica	11,00	14,48	16,45	-0,587	-0,138

TABELA VII-3.1 - Esforços devidos ao peso próprio

tipo de cobertura	N_{θ} (cobertura) tf/m	N_{θ} (anel) tf	N_{θ} (parede) tf/m	M_{ϕ} (cobertura) tfm/m	M_{ϕ} (parede) tfm/m
cônica	5,83	7,26	7,89	-0,356	-0,124
esférica	6,87	8,25	9,27	-0,350	-0,089

TABELA VII-3,2 - Esforços devidos à sobrecarga

Com estes esforços e mais os devidos à temperatura, retração, água e protensão, determinam-se as quantidades de armadura frouxa necessárias na cobertura, no anel, na parede e na laje de fundo. Estas armaduras são dadas na tabela VII-3.3 para os reservatórios de cobertura cônica e esférica, podendo-se notar que praticamente não há diferença. Calculando-se os volumes de concreto para as duas coberturas, nota-se que a forma esférica é mais econômica, pois sua superfície é menor.

cobertura do reservatório	quantidades de armadura frouxa (t)			
	cobertura	parede	anel	laje de fundo
cônica	3,81	6,26	0,83	3,29
esférica	3,64	6,35	0,83	3,29

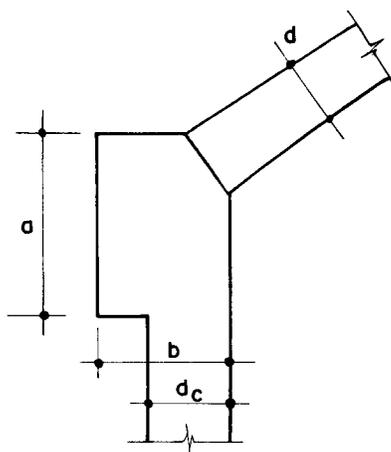
TABELA VII-3.3 - Armaduras para reservatórios cobertos com casca cônica e esférica

Sendo praticamente próximos os valores dos esforços e dos consumos de materiais para reservatórios cobertos com casca cônica ou esférica, para o estudo dos demais parâmetros utiliza-se apenas a primeira dessas coberturas. É claro que os resultados obtidos com essa forma de cobertura podem ser usados no caso de reservatórios com cobertura esférica sem que ocorram grandes discrepâncias.

VII.4 - INFLUÊNCIA DO ANEL DE BORDA

VII.4.1 - Comportamento do anel de borda

A consideração de um anel entre a cobertura e a parede tem sido freqüentemente usada no dimensionamento de reservatórios. A idealização estática da junção com três partes (casca cônica, anel de borda e casca cilíndrica) facilita o cálculo da estrutura. Em geral, o anel utilizado é



retangular (Fig. VII.4.1). Quando a altura "a" é bem maior que a largura "b", é mais correto considerar-se essa parte da estrutura como se fosse um prolongamento da parede; seu tratamento analítico seria o das cascas cilíndricas curtas. Entretanto, essa consi

Fig. VII.4.1 - Anel retangular.

deração não é a melhor quando se tem pequenas relações a/b . Neste caso, o funcionamento da peça como anel é mais correto. Para as relações a/b normalmente empregadas em projetos de reservatórios, a consideração da peça como anel é aceitável; assim, este comportamento é admitido em todos os casos analisados neste trabalho, dando-lhe maior uniformidade.

Com o esquema estático acima fixado, mais de 30 casos foram analisados a fim de estudarem-se as influências da rigidez, da posição e da relação entre as dimensões. Esta análise refere-se ao comportamento dos esforços finais na estrutura, pois a variação do consumo em função do tipo de anel é muito pequena.

VII.4.2 - Rigidez do anel

A rigidez do anel, que se pretende verificar aqui, está relacionada com o deslocamento horizontal; assim, o estudo desse parâmetro está ligado ao valor da seção transversal da peça. Três casos de anéis com rigidez diferentes foram analisados: um com pequena rigidez, outro com rigidez intermediária, e um terceiro com grande rigidez, valendo as seções transversais respectivamente 10cm x 20cm, 60cm x 25cm e 80cm x 30cm (Fig. VII.4.2).

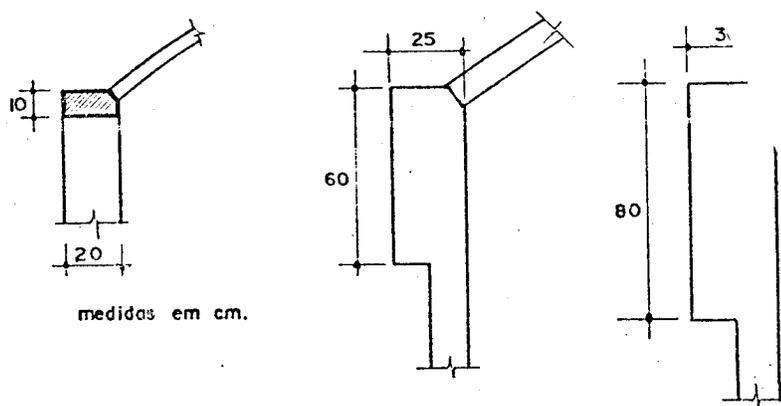


Fig. VII.4.2 - Anéis analisados.

Com relação ao consumo de material, três reservatórios, tendo os anéis intermediários mostrados acima, apresentaram resultados muito próximos. Notou-se que a força de protensão aplicada ao anel para anular as trações das bordas das cascas não varia com as dimensões da peça. O anel serve apenas como local para a aplicação da protensão concentrada. A construção de um anel muito rígido só aumenta o consumo de concreto, pois a protensão concentrada, necessária neste caso, é a mesma que se daria a um anel de pequena seção transversal. Desta maneira, as dimensões do anel a serem fixadas devem ser as necessárias para a aplicação da protensão. É recomendável que estas dimensões sejam suficientes para a acomodação dos fios numa mesma camada, pois a execução da protensão em duas ou mais camadas de fios é mais trabalhosa. Ainda as dimensões do anel devem ser tomadas de maneira que as máximas tensões de compressão estejam abaixo dos valores limites especificados pela norma brasileira.

Para se delinear a variação dos esforços na estrutura, esses valores são dados nas tabelas VII.4.1 e VII.4.2. Os primeiros mostram que as trações devidas ao peso próprio são maiores no anel pouco rígido. Isso indica que, no caso de anéis não protendidos, a solução com maior rigidez é mais conveniente. A segunda tabela mostra que os valores finais dos esforços de tração nas cascas praticamente não variam quando se tem protensão, indicando a pouca influência das dimensões do anel.

As diferenças observadas nas tabelas, com relação aos esforços de flexão, são devidas às excentricidades das forças de membrana atuantes. O melhor comportamento à flexão do reservatório com anel de pequena seção transversal é devido à pequena excentricidade.

esforços	N_{θ} (cobert.) tf/m	N_{θ} (anel) tf	N_{θ} (parede) tf/m	M_{ϕ} (cobert.) tfm/m	M_{ϕ} (parede) tfm/m
dimensões do anel (cm ²)					
10 x 20	12,7	2,3	20,2	-0,72	-0,79
60 x 25	10,8	13,5	14,8	-0,70	-0,26
80 x 30	9,6	18,5	11,7	-0,65	-0,14

TABELA VII.4.1 - Esforços devidos ao peso próprio.

esforços	N_{θ} (cobert.) tf/m	N_{θ} (anel) tf	N_{θ} (parede) tf/m	M_{ϕ} (cobert.) tfm/m	M_{ϕ} (parede) tfm/m
dimensões do anel (cm ²)					
10 x 20	20,4	2,9	24,0	0,82 -0,97	0,67 -1,26
60 x 25	19,5	17,1	14,3	0,69 -1,16	1,47 -0,49
80 x 30	19,4	23,4	9,2	0,69 -1,20	1,61 -0,38

TABELA VII.4.2 - Esforços finais de cálculo. Para os momentos, o número superior corresponde ao valor máximo e o inferior ao mínimo.

VII.4.3 - Posição do anel

Uma análise relativa à posição do anel foi feita comparando-se algumas possíveis de serem definidas. A Fig. VII.4.3 traz dois tipos de posição a serem testados para os anéis.

Quanto à rigidez ao deslocamento horizontal, as duas posições são equivalentes. A primeira (anel com a maior direção vertical) oferece maior resistência à rotação, mas por outro lado, as excentricidades são maiores e com pouca possibilidade de escolha para a variável D_r . O segundo tipo de posição do anel permite maior variação de

D_r , podendo-se obter várias intensidades para os esforços de flexão.

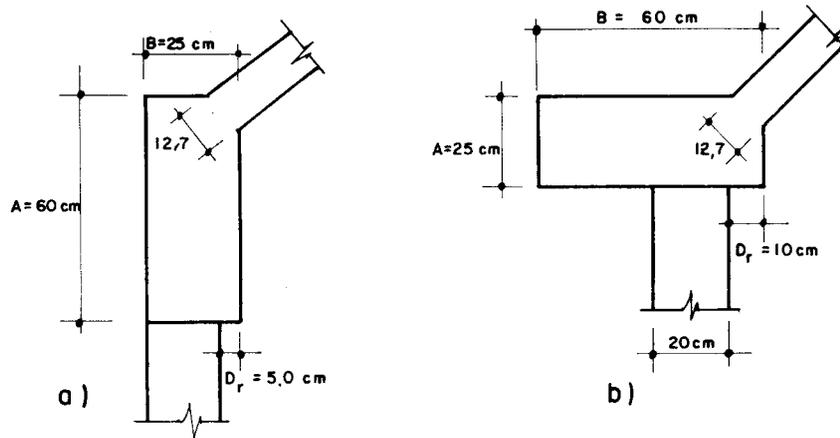


Fig. VII.4.3 - Anéis com posições diferentes.

Analisando-se os anéis de (25cmx60cm) do segundo tipo, três casos foram abordados: $D_r = 0,00\text{m}$; $D_r = 0,20\text{m}$; $D_r = 0,40\text{m}$. O último caso é o que apresenta o menor consumo de material; isto ocorre em razão de ser menor o volume da cobertura. O segundo caso é o que apresenta a melhor distribuição de esforços; além disso, seu consumo é bem próximo ao do caso anterior. O caso com D_r nulo leva a maior consumo de material, além de não se conseguir uma boa distribuição de esforços.

esforços	$N_{\theta d}$ (cúpula) tf/m	N_{θ} (anel) tf	N_{θ} (parede) tf/m	$M_{\phi d}$ (cobert.) tfm/m	M_{ϕ} (parede) tfm/m
D_r (cm)					
0,0	19,7	16,9	18,9	0,74 -1,10	1,08 -0,89
20,0	18,8	16,8	18,3	0,84 -0,92	0,73 -1,53
40,0	17,8	16,7	17,7	0,88 -0,74	0,37 -2,27

TABELA VII.4.3 - Variação dos esforços com o parâmetro D_r

A tabela VII.4.3 dá os esforços de cálculo e de serviço para os três casos comentados acima. Na coluna dos momentos o valor superior é o do momento máximo, e o inferior é o do mínimo; os esforços com o índice d são os de cálculo e os sem índices são os de serviço.

Comparando-se o segundo reservatório dessa tabela com aquele que tem a viga com a maior dimensão na vertical e com $D_r = 5\text{cm}$, notou-se que os dois têm distribuição de esforços próxima, tendo a excêntrica das forças atuantes pouca importância. Com relação ao consumo de materiais também a diferença observada é muito pequena, não se podendo concluir qual deles é o mais econômico. Não sendo necessário estabelecer o tipo de anel (caso a ou b) fixam-se a altura e largura para satisfazer a colocação dos fios e para que a tensão de compressão não exceda a especificada. Dessa maneira a largura do anel será, em geral, próxima da espessura da parede e bem menor que a altura.

Analisando-se, agora, o anel da Fig. VII.4.1.b, quando as dimensões da seção transversal são $80\text{cm} \times 30\text{cm}$, verifica-se que as melhores posições são aquelas em que o centro de gravidade da seção transversal do anel está mais ou menos sobre o apoio da parede; isto já havia sido observado em anéis menores.

Pode-se notar, com exemplos resolvidos, que nos anéis em que a carga da cobertura passa próxima de seu centro de gravidade, as distribuições de esforços são melhores, com as trações ocorrendo no lado externo da parede. Para reservatórios protendidos esses esforços não têm influência decisiva, mas no caso de reservatórios armados uma das soluções possíveis para a diminuição da flexão na borda da parede consiste na utilização desse efeito.

VII.5 - INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DA COBERTURA

No estudo da variação da inclinação da casca cônica foi tomado como base o reservatório cujo anel tem dimensões ($60 \times 25 \text{cm}^2$), com o lado maior na vertical, sendo que para as outras dimensões foram mantidas as mesmas da análise anterior. Para analisar-se a influência da inclinação da cobertura, estudaram-se os casos onde os ângulos de inclinação são: 20° , 25° , 30° e 40° . Na tabela VII.5.1 são dados os esforços de cálculo e de serviço para as bordas das cascas e para o anel. Para os momentos, o número superior dá o valor máximo e o inferior o mínimo.

esforços	$N_{\theta d}$ (cobert.) tf/m	N_{θ} (anel) tf	N_{θ} (parede) tf/m	$M_{\theta d}$ (cobert.) tfm/m	M_{θ} (parede) tfm/m
ângulo (graus)					
20	20,0	18,7	15,2	0,66 -1,56	1,53 -0,08
25	20,0	17,8	14,7	0,68 -1,32	1,38 -0,15
30	19,5	17,4	14,3	0,69 -1,16	1,26 -0,20
40	18,7	16,0	13,6	0,68 -0,94	1,09 -0,28

TABELA VII.5.1 - Esforços para as várias inclinações da cobertura

Esta distribuição mostra a variação dos esforços quando é alterada a inclinação do ângulo da casca cônica. Nos gráficos das figuras VII.5.1 e VII.5.2 são mostradas as variações de todos os esforços de cálculo e de serviços com o ângulo da cobertura cônica.

Com respeito aos valores de consumo observados nos vários casos de inclinação da borda, nota-se que o consumo dos materiais para inclinação entre 20° e 40° é quase constante. O gasto de concreto aumenta quando a inclinação aumenta de 20° a 40° , e o gasto de armaduras di

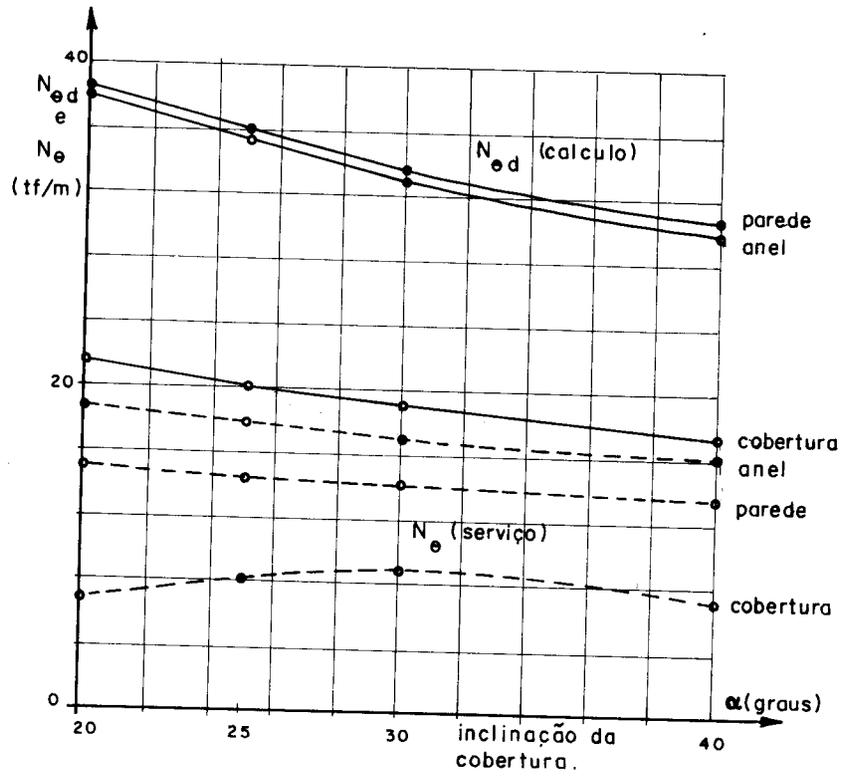


Fig. VII.5.1 - Esforços normais de cálculo e de serviço.

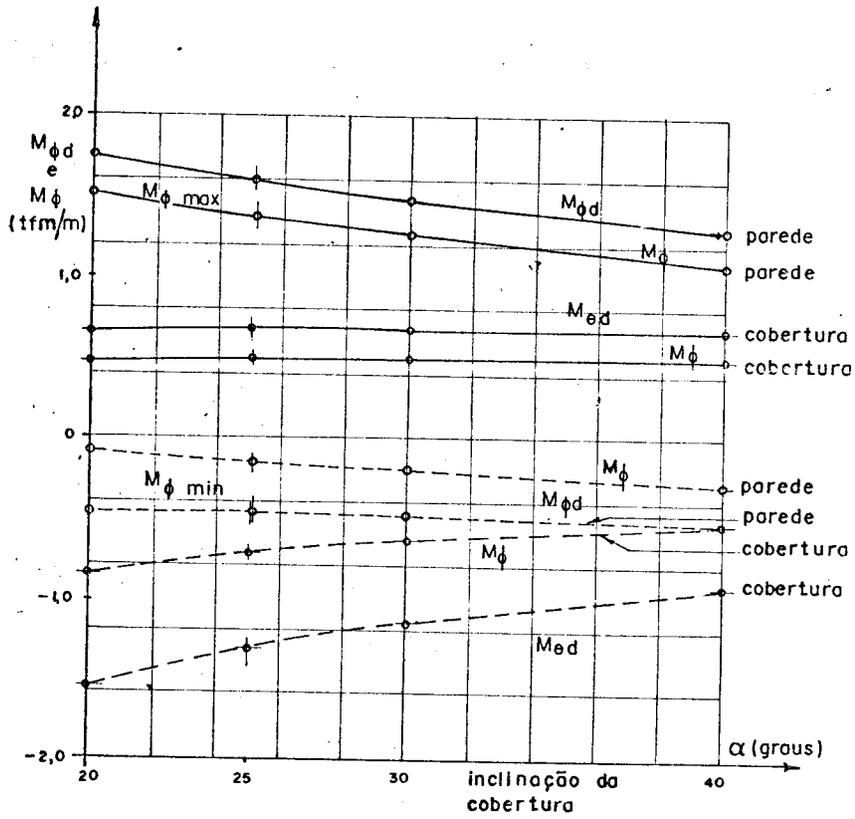


Fig. VII.5.2 - Momentos máximos e mínimos de cálculo e de serviço.

minui para esta mesma variação. Analisando-se os valores dos consumos para as inclinações entre 20° e 40° , constatou-se que as inclinações entre 25° e 30° são as melhores; entretanto, quando as dimensões são aumentadas, é aconselhável utilizar-se inclinação próxima de 30° para que não seja necessário aumentar-se a espessura da cobertura.

VII.6 - INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DAS CASCAS

No início deste capítulo foram discutidos alguns valores relativos às espessuras das paredes dos reservatórios. No caso do reservatório de pés deslizantes, verificou-se que a espessura de 20cm pode ser utilizada para até o volume de 10.000m^3 . Apesar de 20cm ser a espessura utilizada, é comum o uso de valores menores, como 18 ou 15cm; é oportuno lembrar que espessuras de 15cm devem ser usadas segundo o ACI-344, quando a parede é protendida verticalmente.

Para os reservatórios analisados neste trabalho, a espessura da casca de cobertura foi tomada igual a 12,7cm na borda inferior e a 8cm (espessura mínima recomendada pelo ACI-344) no trecho onde os esforços são pequenos. Essas dimensões foram empregadas em todo os casos para se ter maior uniformidade entre eles; entretanto, poderiam ter sido usadas coberturas com espessuras menores para os reservatórios de pequenos diâmetros, sem que isso acarretasse problemas construtivos. Sabe-se que usualmente empregam-se em coberturas espessuras de até 6cm.

Através de exemplos pretende-se agora analisar a utilização de espessuras menores que as adotadas no trabalho. Assim, para verificarem-se as influências das espessuras da parede e da cobertura, são mostrados na tabela VII.6.1 os esforços de cálculo e de serviço dos dois reservatórios dados abaixo:

- a) um, com espessura da parede igual a 20cm, espessura constante da casca cônica igual a 8cm, e espessura da cobertura na borda igual a 12,7cm;
- b) outro, com espessura da parede igual a 15cm, e da casca cônica igual a 8cm.

esforços	$N_{\theta d}$ (cobert.)	N_{θ} (anel)	N_{θ} (parede)	$M_{\phi d}$ (cobert.)	M_{ϕ} (parede)
tipo de reservatório	tf/m	tf	tf/m	tfm/m	tfm/m
a	19,5	17,1	14,3	0,69 -1,16	1,26 0,20
b	17,7	15,7	8,0	0,51 -0,91	0,97 -0,03

TABELA VII.6.1 - Variação dos esforços com as espessuras das cascas.

No segundo caso o máximo valor da tensão de protensão na borda inferior foi relativamente alto. Além disso, os esforços de borda mostrados acarretam taxas altas de armaduras. Recomendam-se, portanto, essas dimensões, apenas para valores do volume menores que 5000m^3 .

As espessuras escolhidas para a análise subsequente são: 20cm para a parede, 12,7cm para a borda da cobertura e 8cm para o trecho constante da cobertura na região de pequenos esforços. Os esforços dados na cobertura vão depender apenas da espessura equivalente (HANNA, 1956). Assim, ao invés de se fixarem os valores 12,7cm e 8cm, é preferível tomar-se o valor equivalente (11,5cm), que caracteriza melhor a rigidez da casca. Desta maneira, várias combinações de espessuras podem ser tomadas para se ter uma equivalente igual a 11,5cm. Na tabela VII.6.2 são dados alguns pares de valores (espessura na borda e no trecho constante), que dão espessuras equivalentes iguais a 11,5cm. Para todos estes pares, foi suposto que a carga devida ao peso próprio é a que é dada pela cobertura com espessura constante de 10cm.

espessura na borda (cm)	espessura constante (cm)	espessura equivalente (cm)
13,3	6	11,5
13,0	7	11,5
12,7	8	11,5

TABELA VII-6.2 - Valores das espessuras que são equivalentes a 11,5cm

VII.7 - INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO DIÂMETRO / ALTURA

Tendo já sido discutidas as influências de alguns elementos do conjunto sobre o comportamento dos esforços, passa-se agora à análise da variação de um dos parâmetros mais significativos. Talvez a relação entre o diâmetro e a altura do reservatório deva ser considerada como o primeiro parâmetro a ser definido, devido à sua influência sobre os esforços, quantidades de material consumido e gastos de execução (mão-de-obra). Ressalta-se ainda que uma decisão sobre tal relação na elaboração de um projeto está condicionada à disponibilidade da área ocupada e à finalidade a que se destina o reservatório. Pensando-se apenas em termos de esforços e de material empregado, pretende-se aqui fornecer seus valores para cada volume a ser armazenado e para cada relação diâmetro/altura. Assim, tem-se, para um mesmo volume, as variações dos esforços e do consumo em função da relação mencionada, e ainda, para cada relação diâmetro/altura, estas mesmas variações em função do volume do reservatório. Com a elaboração de gráficos que fornecem os resultados do estudo acima, a fixação de dimensões de reservatório para projeto fica facilitada. O objetivo da elaboração dos gráficos citados é permitir que se determinem, sem cálculo, os valores aproximados do consumo e esforços máximos da estrutura do reservatório, podendo-se assim definir as dimensões a serem utilizadas em

a variação dos esforços e consumo para cada relação diâmetro/altura são mostrados para facilitar a análise dos resultados e ainda auxiliar algumas interpolações necessárias.

Nas três séries de reservatórios analisados, os parâmetros geométricos foram mantidos constantes, exceto a altura, o diâmetro e as dimensões do anel inferior. Estes valores estão indicados na tabela VII.7.1 para cada série de reservatórios.

Volume (m ³)	D/H	diâmetro (m)	altura (m)	altura do anel (m)	base do anel (m)
3000	1,5	17,90	11,92	0,50	0,25
	2,0	19,70	9,84		
	3,0	23,54	7,52		
	4,0	24,82	6,20		
	5,0	26,94	5,35		
5000	1,5	21,22	14,14	0,60	0,25
	2,0	23,36	11,67		
	3,0	26,73	8,91		
	4,0	29,42	7,36		
	5,0	31,70	6,34		
8000	2,0	27,32	13,65	0,60	0,30
	3,0	31,26	10,43		
	4,0	34,40	8,61		
	5,0	37,08	7,41		

TABELA VII.7.1 - Casos analisados

Da Fig. VII.7.2 à Fig. VII.7.12 são apresentadas as variações dos esforços de cálculo e de serviço em função da relação diâmetro/altura e do volume do reservatório. Nas figuras subsequentes são dados os consumos aproximados dos materiais empregados também em função do volu-

me do reservatório e da relação diâmetro/altura.

Para analisar-se a relação diâmetro/altura mais econômica estabelece-se o custo relativo dado pela expressão:

$$C = q_1 P_{s,p} + P_{s,f} + q_2 V_c \quad \text{VII.7.1}$$

onde q_1 e q_2 representam, respectivamente, as relações entre os custos de uma tonelada de aço protendido (CP-125/140) e de um metro cúbico de concreto para o custo de uma tonelada de aço da armadura frouxa (CA-50B); $P_{s,p}$ e $P_{s,f}$ são, respectivamente, as quantidades, dadas em peso, das armaduras protendida e frouxa consumidas no reservatório; V_c é o volume de concreto empregado na construção.

No cálculo do custo relativo ao consumo não foi incluída a parte referente às formas, devido à dificuldade de estabelecer-se um tipo padrão para todos os reservatórios. Em cada caso particular o tipo de forma e a estrutura utilizada para escoamento devem ser escolhidos em função do material mais acessível e em função das dimensões do reservatório.

Para os preços atuais (construção em S. Paulo, janeiro de 1977) do concreto e dos aços, os coeficientes q_1 e q_2 valem aproximadamente 3 e 0,21 respectivamente. Com esses valores pode-se determinar as curvas das figuras VII.7.21 a VII.7.23, que dão as aproximações para os custos dos reservatórios em função da relação diâmetro/altura. A partir das curvas pode-se verificar que os valores das relações próximos de quatro são os indicados.

VII.8 - RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO

Os reservatórios em concreto armado normalmente são executados com a junção fundo-parede engastada. A utilização de junta articulada, tipo Mesnager, pode também ser empregada, mas não traz economia no consumo dos ma

teriais; ela apenas elimina os grandes momentos fletores que ocorrem na junção parede/fundo quando há engastamento. A execução de outros tipos de ligação entre a parede e o fundo não é recomendável, pois provavelmente não trará economia no gasto dos materiais; além disso, apresenta maior trabalho na sua execução.

Analisa-se, novamente, o exemplo de reservatório de 1500m^3 com pé engastado, agora sem considerarem-se as protensões aplicadas à parede e ao anel. Pretende-se com isso estabelecer, neste exemplo, qual é a economia, em relação aos materiais, obtida pelo uso da protensão, e ainda tirar algumas conclusões sobre o campo de utilização dos reservatórios armados.

Os gastos aproximados de materiais são sempre maiores para o reservatório armado; entretanto, quando as dimensões se tornam pequenas, a economia de mão-de-obra qualificada para execução de protensão compensa o consumo maior de material do reservatório armado.

O uso da protensão começa a ser vantajoso a partir de dimensões em que o emprego do concreto não protendido leva a obra a grandes consumos de materiais (altas taxas de armadura e paredes grossas). Outro fator que pode justificar o uso da protensão é o controle de fissuração que deve ser estabelecido para a parede. Algumas vezes é preferível, mesmo com maiores gastos globais, utilizarem-se armaduras protendidas para obtenção de maior segurança contra a possibilidade de fissuração.

Resolvendo-se o reservatório de 1500m^3 em concreto armado e calculando-se o volume de armadura, nota-se que o aumento foi de 95% e 33% em relação aos reservatórios protendidos com pé deslizante e engastado, respectivamente.

É importante lembrar que estes valores não dão as variações do consumo de materiais, pois nos reservatórios protendidos devem ser incluídos, no custo final, os gastos com a armadura protendida.

A tabela VII.8.1 mostra o consumo de armaduras protendida e frouxa em reservatórios de 1500m^3 armados e protendidos.

Analisando-se esses valores pode-se afirmar que o reservatório armado é o mais conveniente; entretanto, a execução da concretagem é praticamente impossível, pois os espaçamentos das armaduras horizontal e vertical são da ordem de 1,5cm e 4cm respectivamente, mostrando que para esse volume a espessura da parede deveria ter sido aumentada. Os problemas relativos à fissuração no reservatório armado constituem outro fator que, para essa dimensão, torna a utilização da protensão mais recomendável.

Analisando-se o exemplo acima pode-se notar que para reservatórios menores que 1500m^3 a utilização de concreto não protendido parece ser conveniente, pois as espessuras podem ser mantidas em torno de 20cm sem que as taxas de armadura se tornem excessivamente grandes, dificultando a armação e a concretagem. Para os reservatórios com capacidade acima de 1500m^3 , entretanto, o uso da protensão já é recomendável, pois permite que a espessura da parede seja mantida próxima aos 20cm, sem que apareçam problemas relativos à distribuição das armaduras. Deve-se, entretanto, observar que, tomando-se valores da espessura menores que 20cm (limite dado no ACI-344), poderá, em alguns casos, resultar econômica a aplicação da protensão em reservatórios menores que 1500m^3 . Em outros casos, em função do local da construção e da mão-de-obra disponível, os reservatórios armados podem ser mais econômicos, mesmo quando seus volumes forem maiores que o recomendado.

tipo de reservatório	consumo de aço comum (t)	consumo de aço protendido (t)
pé deslizante protendido	5,00	1,03
engastado protendido	9,34	1,03
engastado armado	11,94	0

TABELA VII.8.1 - Consumo de armaduras frouxa e protendida.

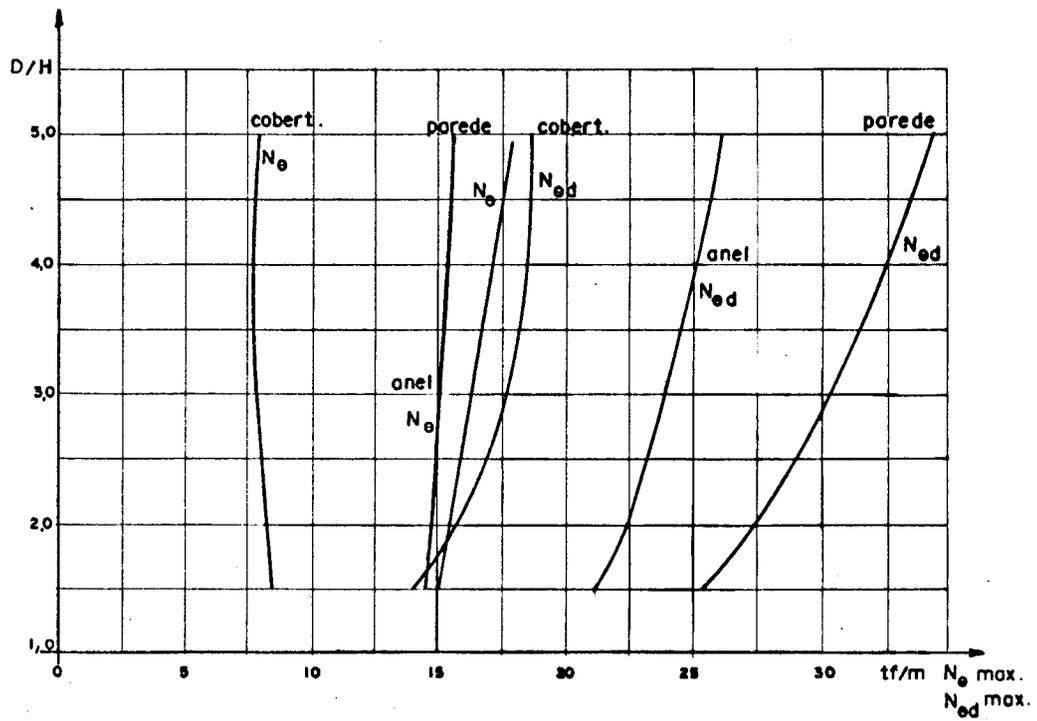


Fig. VII-7.2 - Variação de N_θ com a relação D/H para reservatórios de 3000m^3

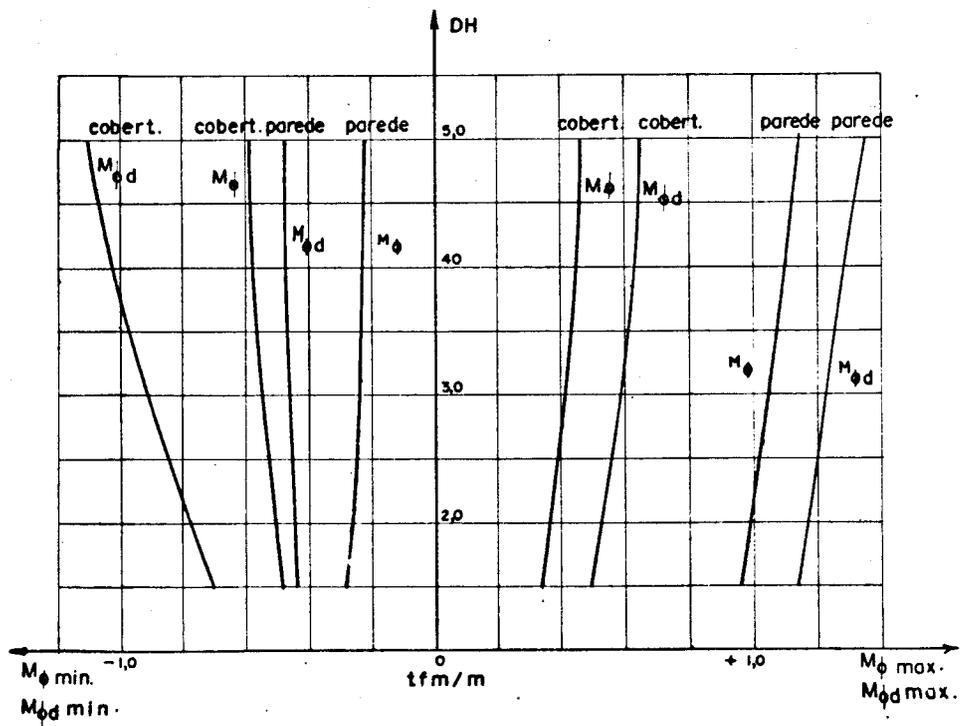


Fig. VII-7.3 - Variação de M_ϕ com a relação D/H para reservatórios de 3000m^3

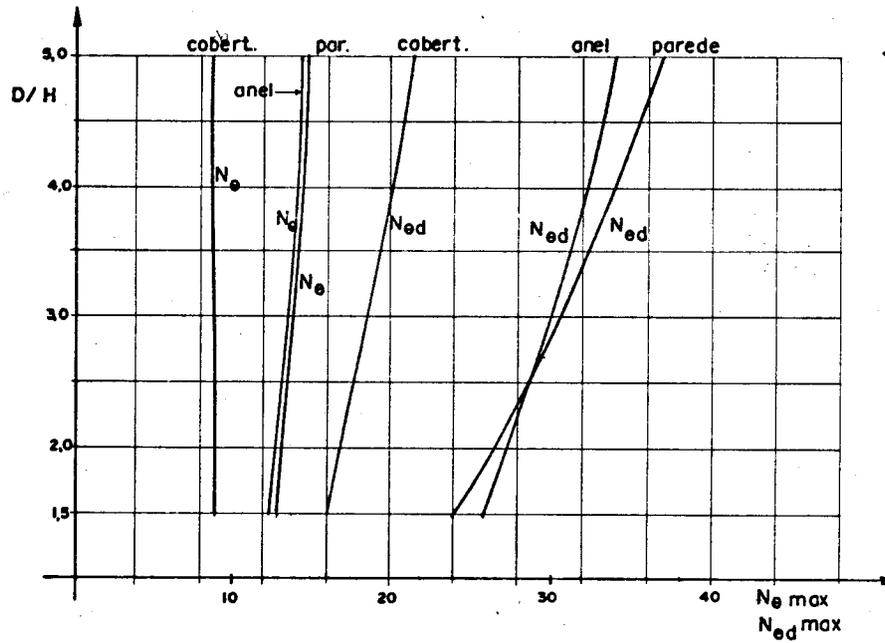


Fig. VII-7.4 - Variação de N_θ com a relação D/H para reservatórios de 5000m^3

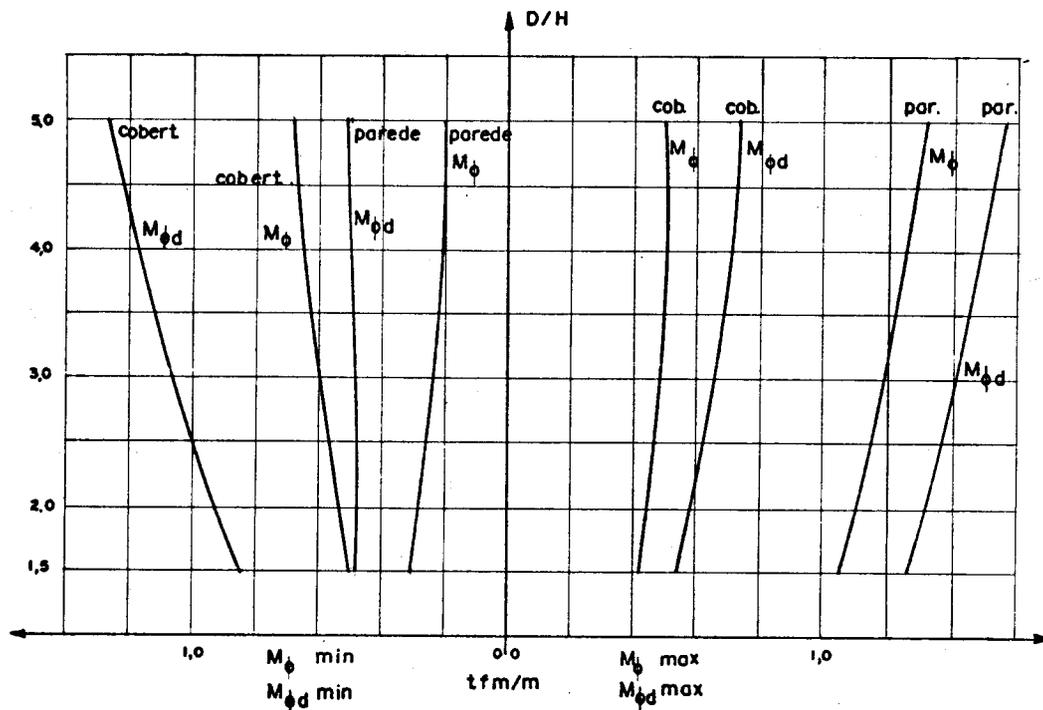


Fig. VII-7.5 - Variação de M_ϕ com a relação D/H para reservatórios de 5000m^3

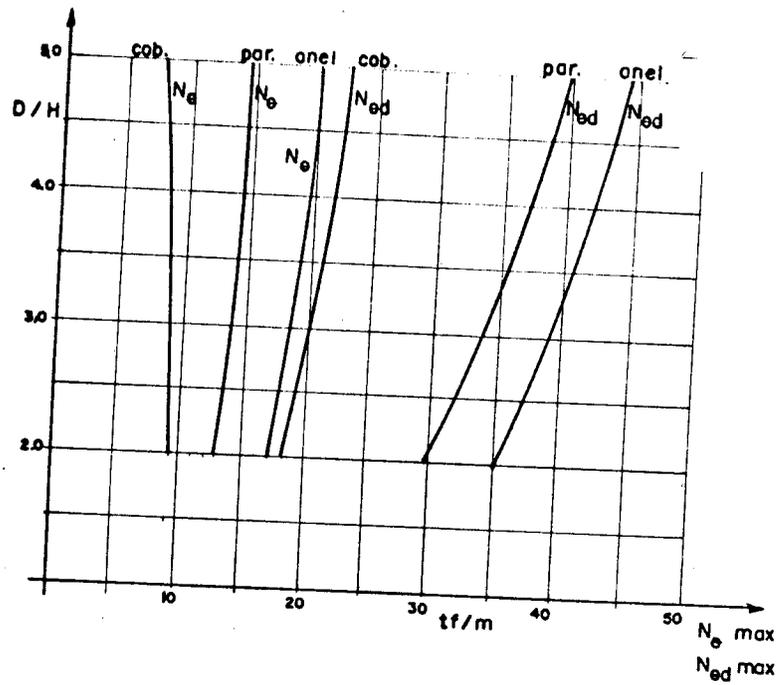


Fig. VII-7.6 - Variação de N_{θ} com a relação D/H para reservatórios de 8000m^3

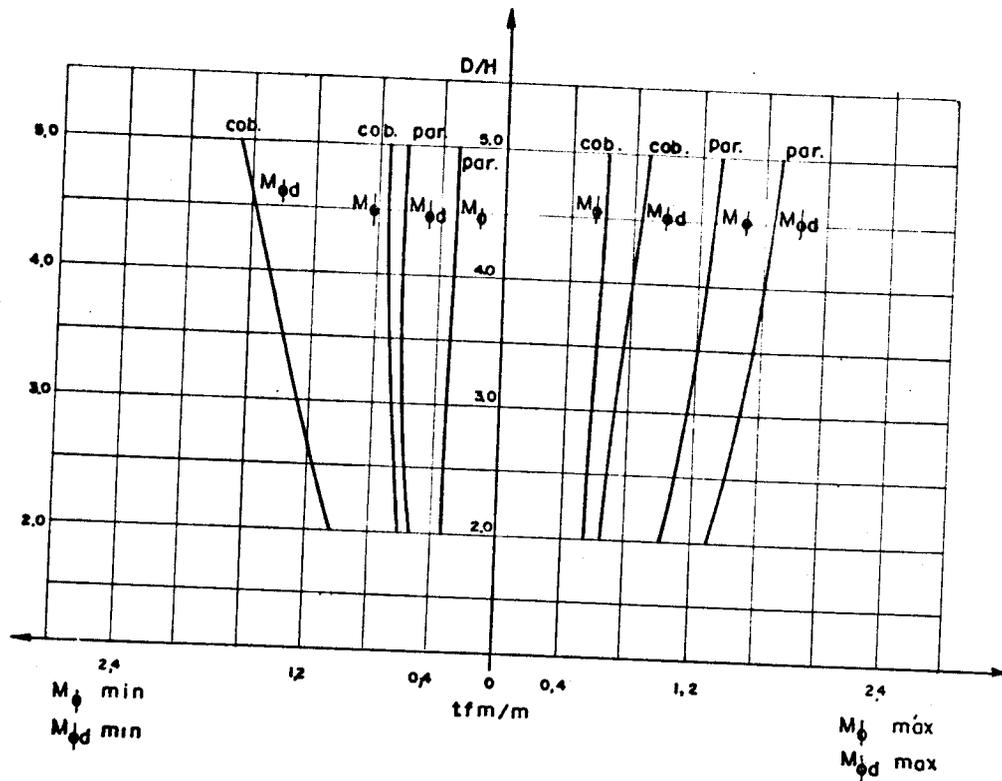


Fig. VII-7.7 - Variação de M_{ϕ} com a relação D/H para reservatórios de 8000m^3

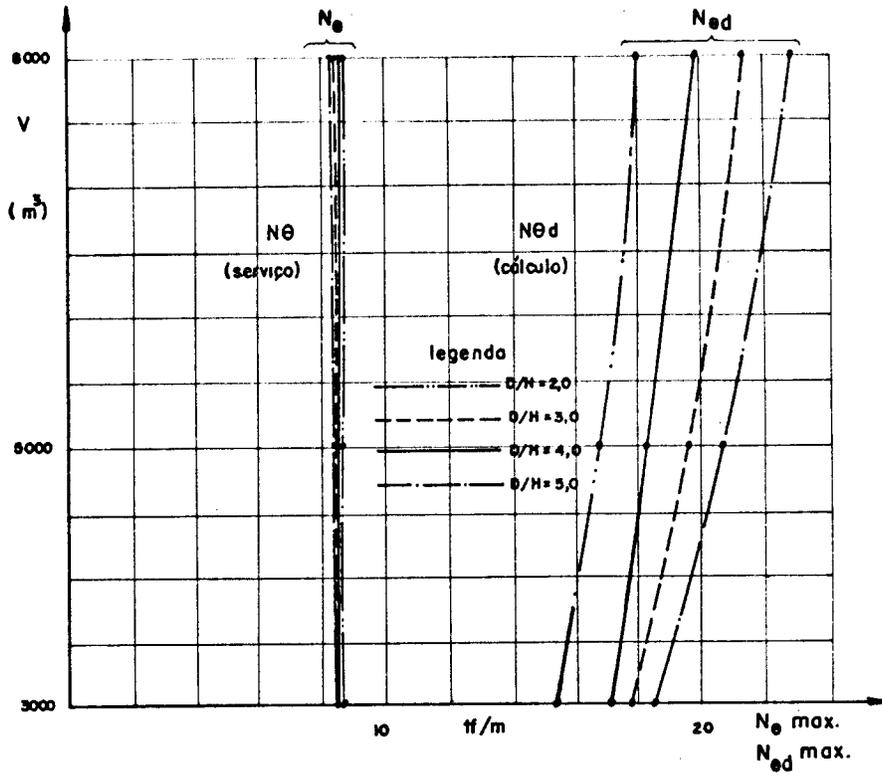


Fig. VII-7.8 - Variação dos máximos N_θ e $N_{\theta d}$ da cobertura com o volume (V) do reservatório

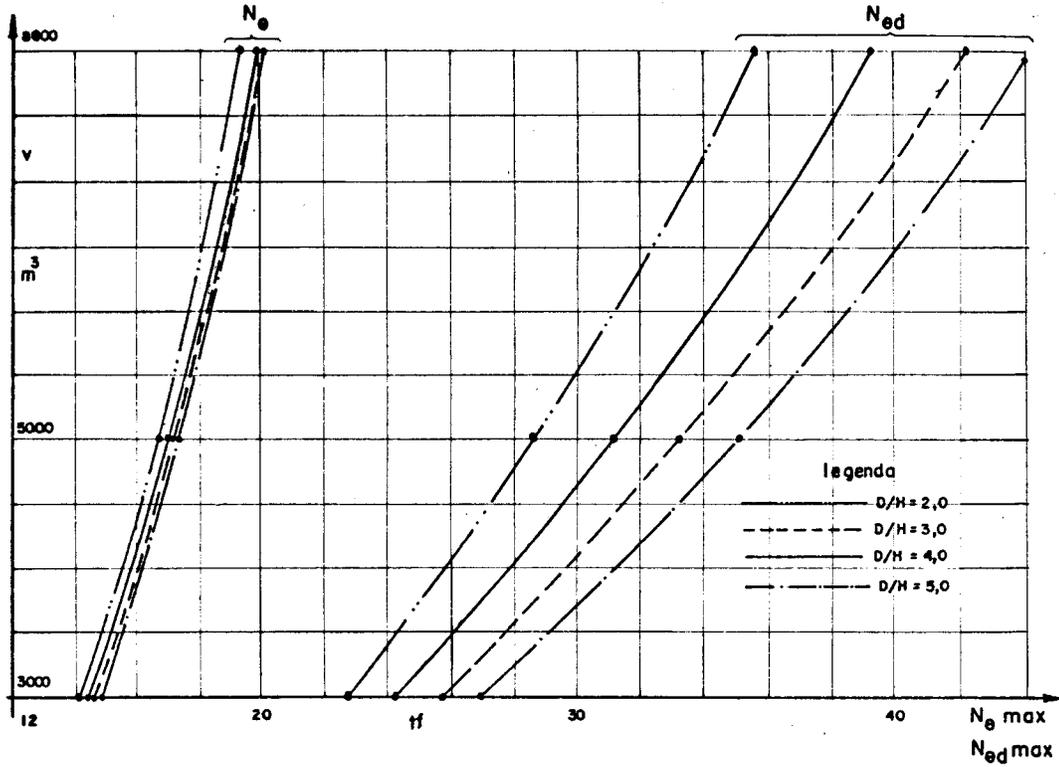


Fig. VII-7.9 - Variação dos máximos N_θ e $N_{\theta d}$ do anel com o volume (V) do reservatório

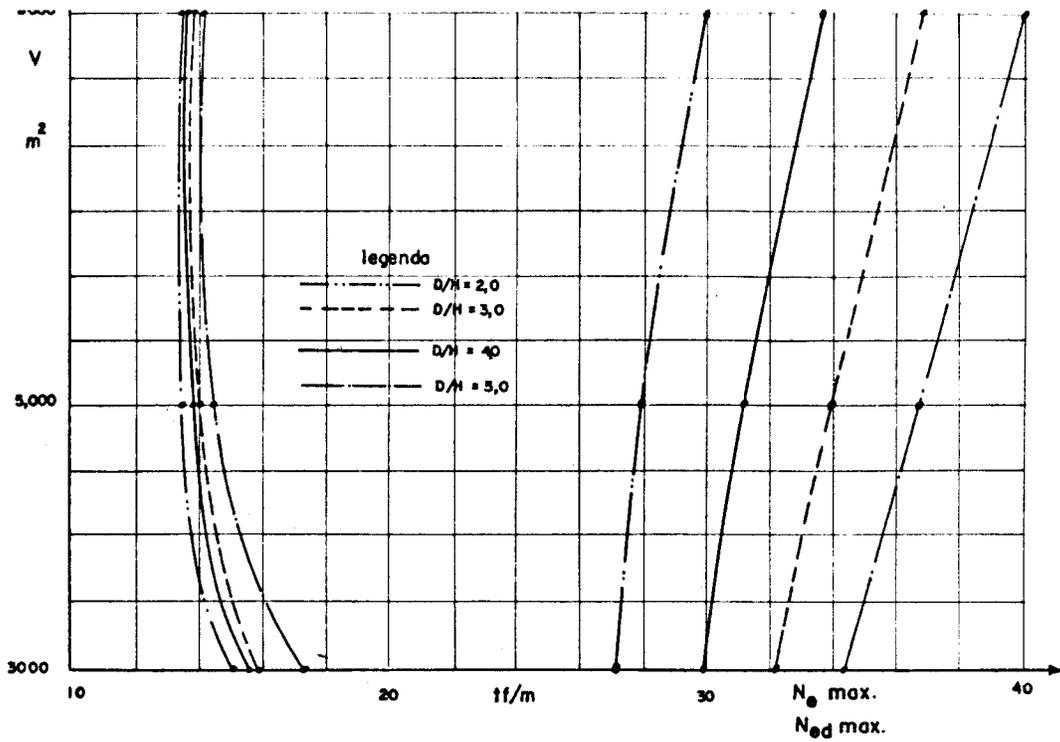


Fig. VII-7.10 - Variação dos máximos N_θ e $N_{\theta d}$ da parede com o volume do reservatório

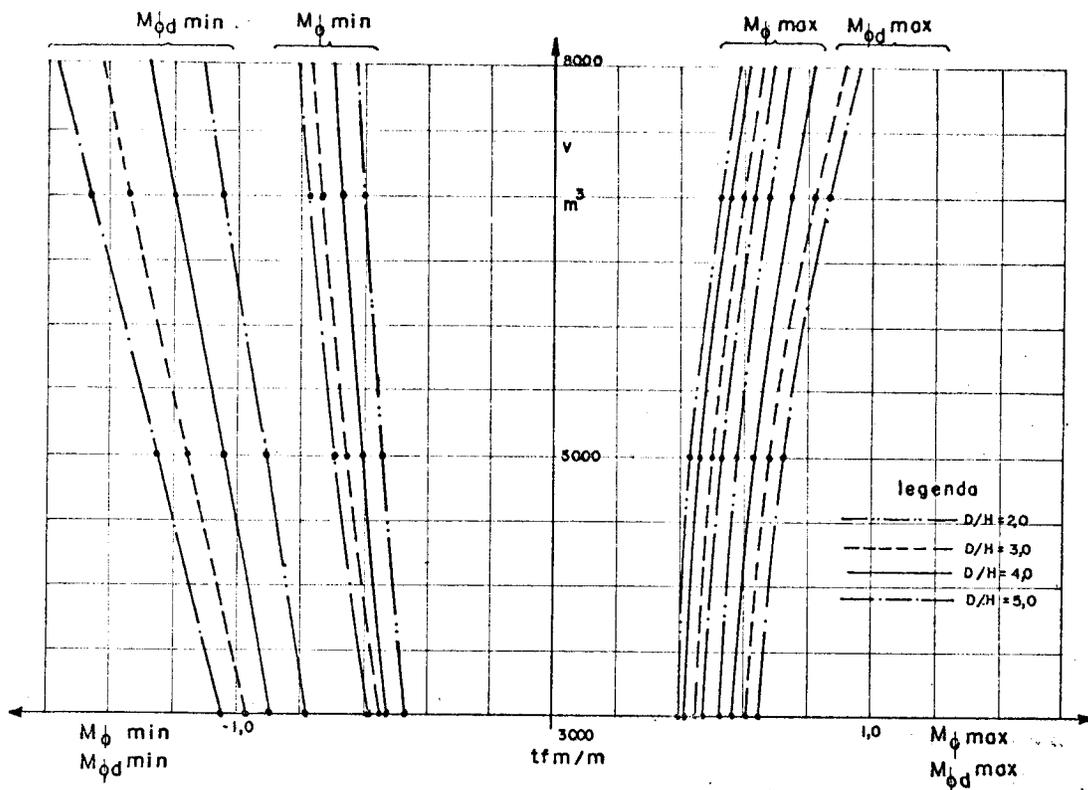


Fig. VII-7.11 - Variação dos máximos e mínimos M_ϕ e $M_{\phi d}$ da cobertura com o volume (V) do reservatório

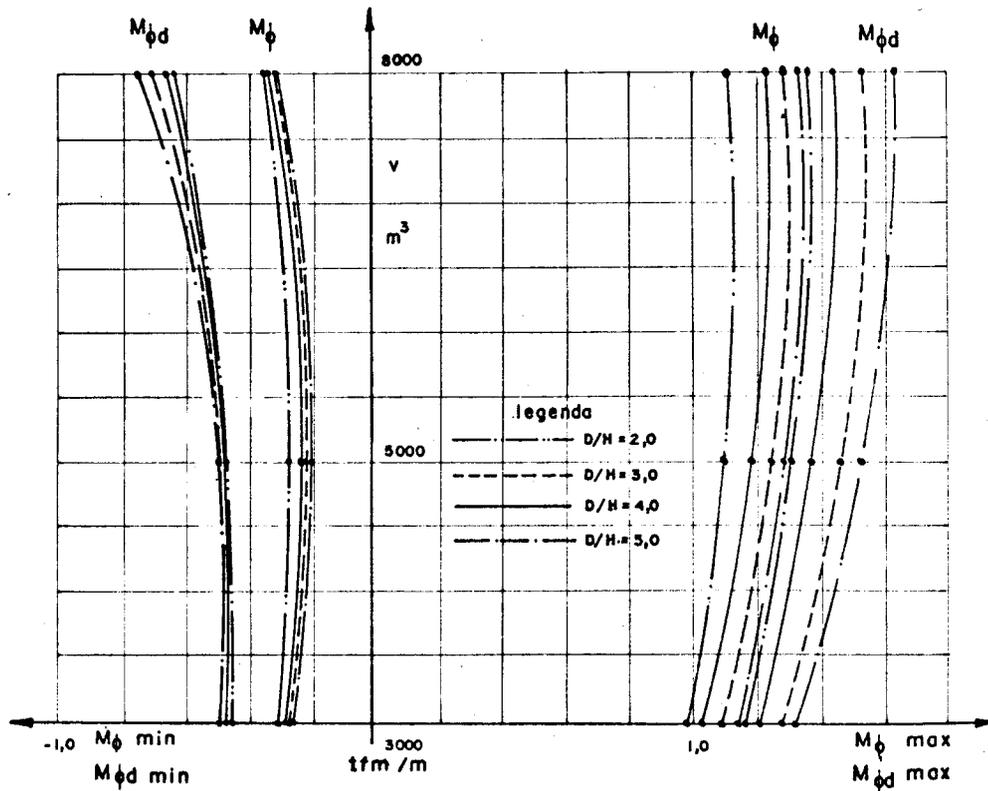


Fig. VII-7.12 - Variação dos máximos e mínimos M_{ϕ} e $M_{\phi d}$ da parede com o volume (V) do reservatório

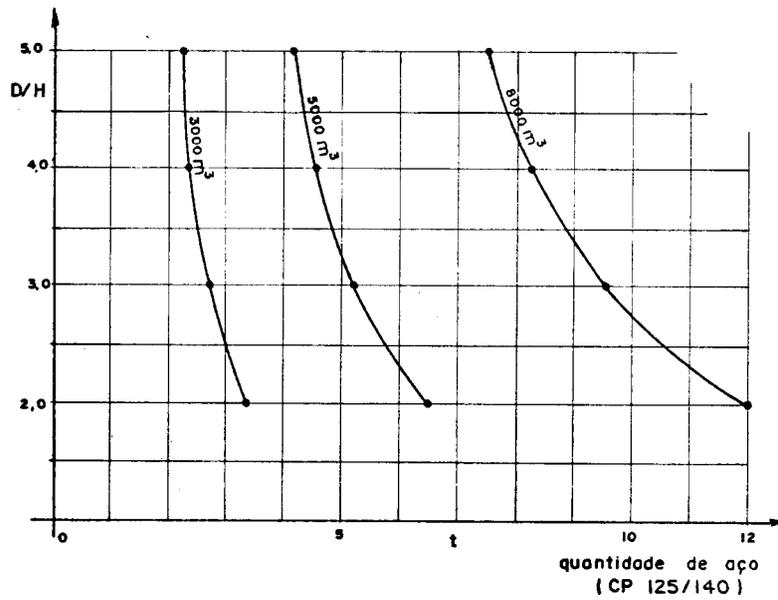


Fig. VII-7.13 - Variação do consumo de aço CP-125/140 com a relação D/H para reservatórios de 3000m³, 5000m³ e 8000m³

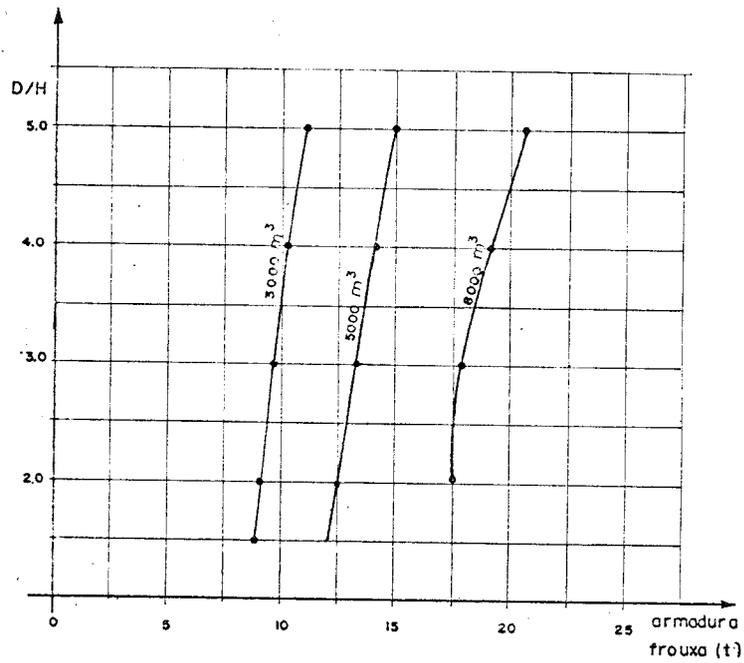


Fig. VII-7.14 - Variação do consumo de armadura frouxa com a relação D/H para reservatórios de 3000m^3 , 5000m^3 e 8000m^3

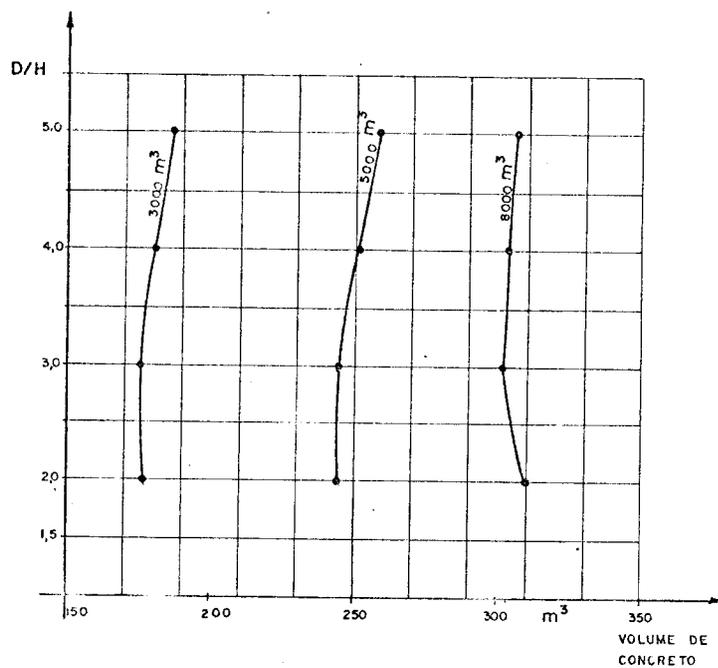


Fig. VII-7.15 - Variação do consumo de concreto com a relação D/H para reservatórios de 3000m^3 , 5000m^3 e 8000m^3

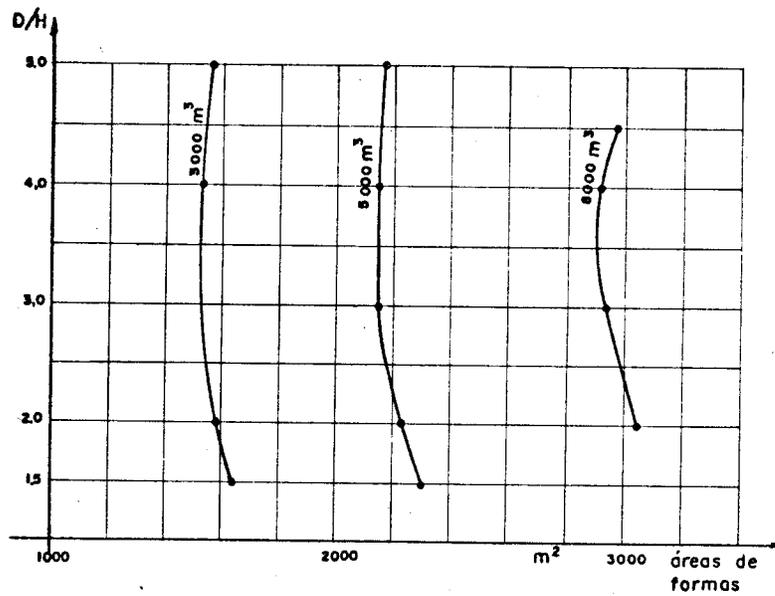


Fig. VII.7.16 - Variação da área das formas com a relação D/H para reservatórios de $3000m^3$, $5000m^3$ e $8000m^3$

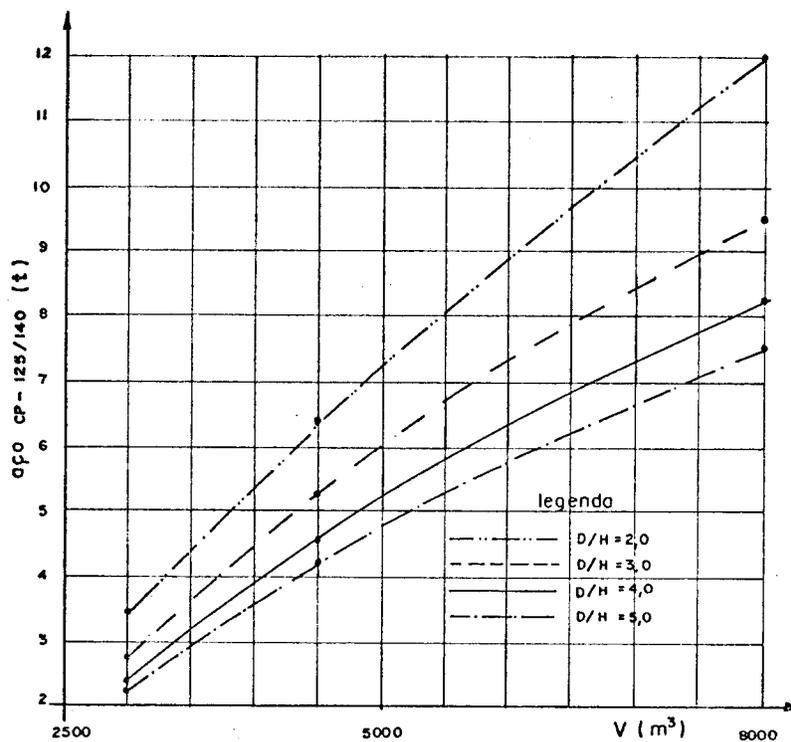


Fig. VII-7.17 - Variação do consumo de aço CP-125/140 com o volume (V) do reservatório

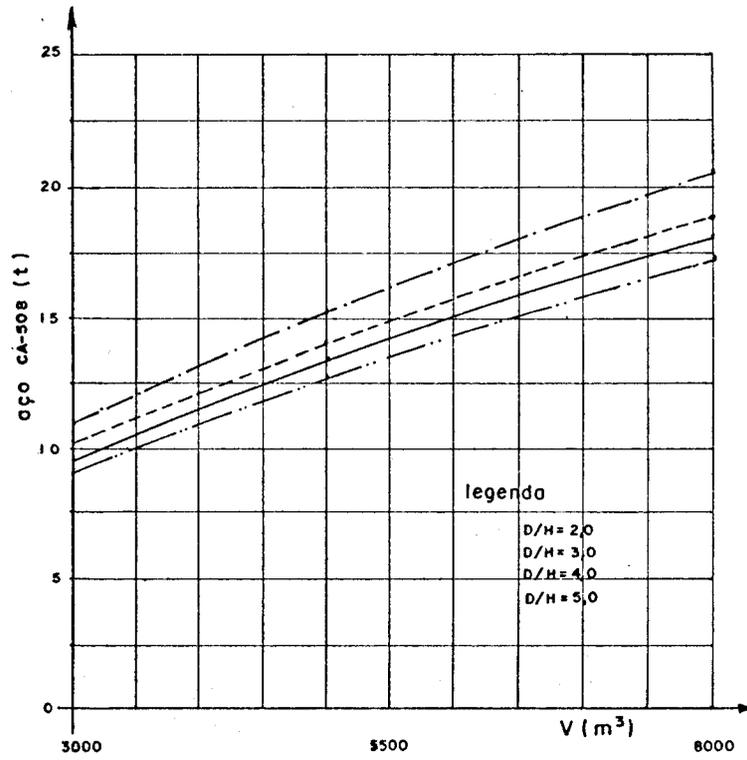


Fig. VII-7.18 - Variação do consumo de armadura frouxa com o volume (V) do reservatório

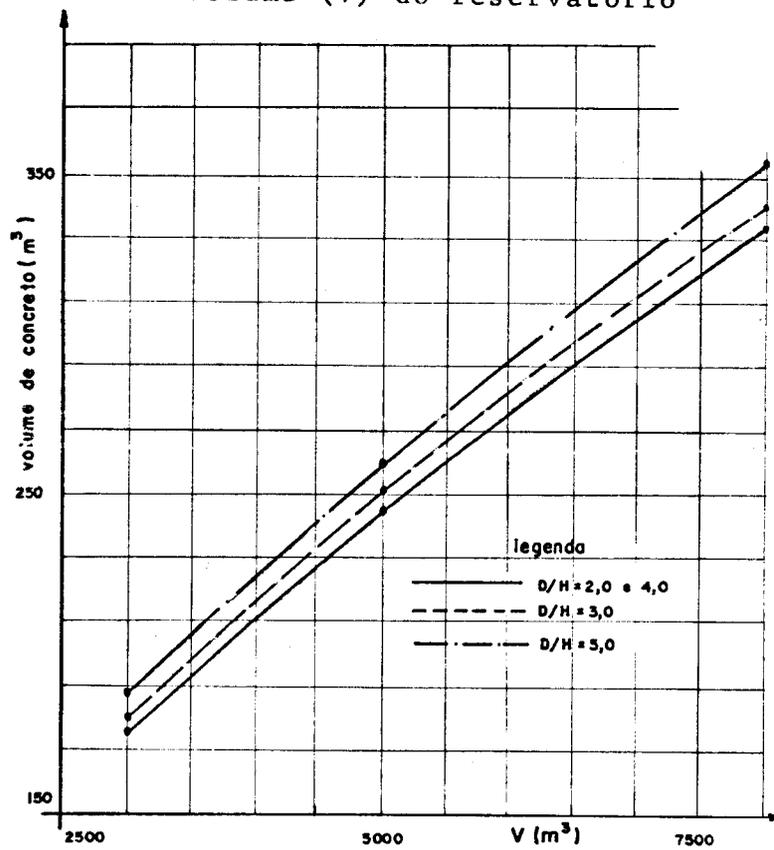


Fig. VII-7.19 - Variação do consumo de concreto com o volume (V) do reservatório

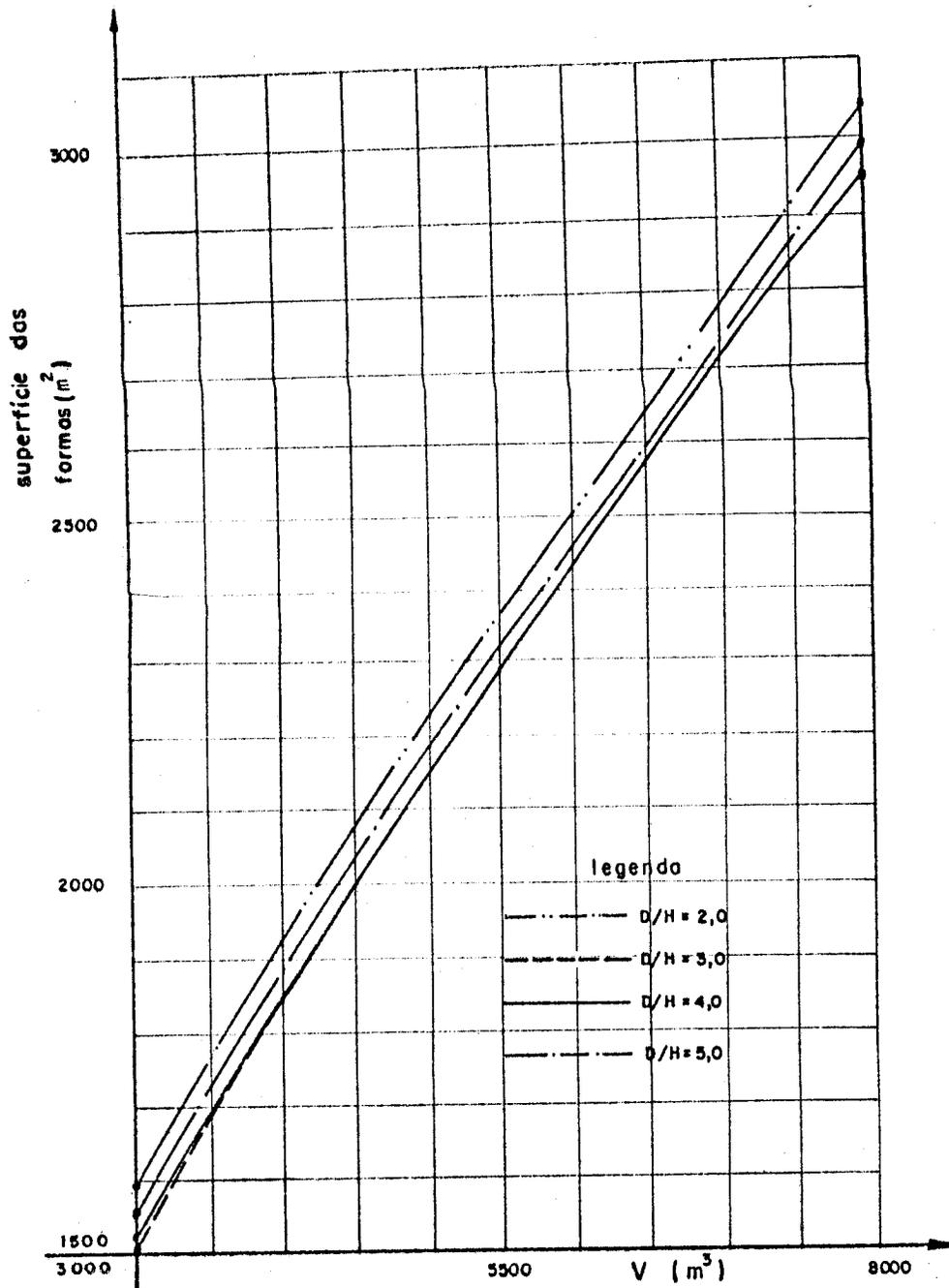


Fig. VII-7.20 - Variação da área de formas com o volume (V) do reservatório

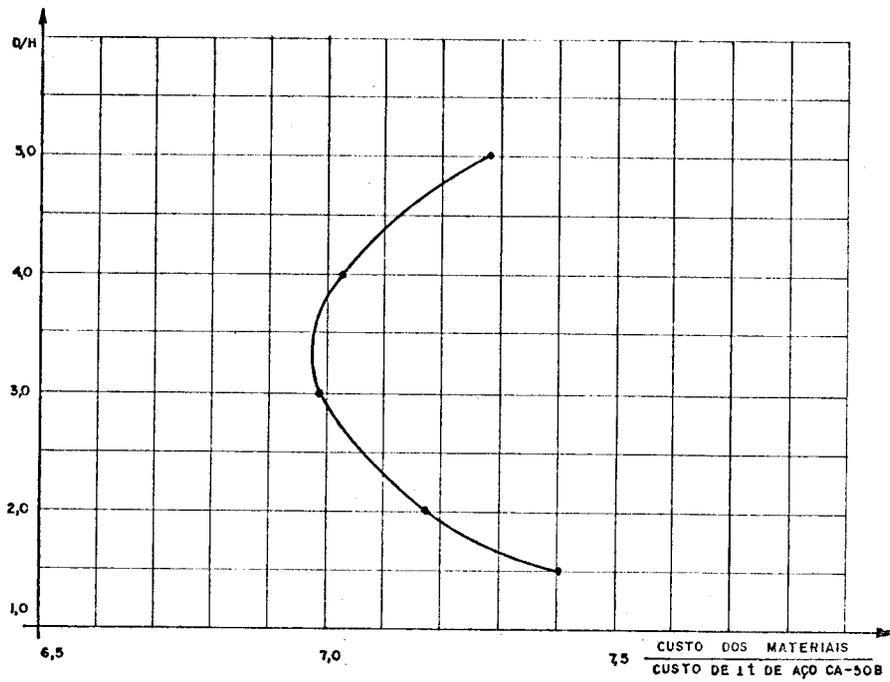


Fig. VII-7.21 - Variação do custo global dos materiais com a relação D/H para reservatórios de 3000m^3 .

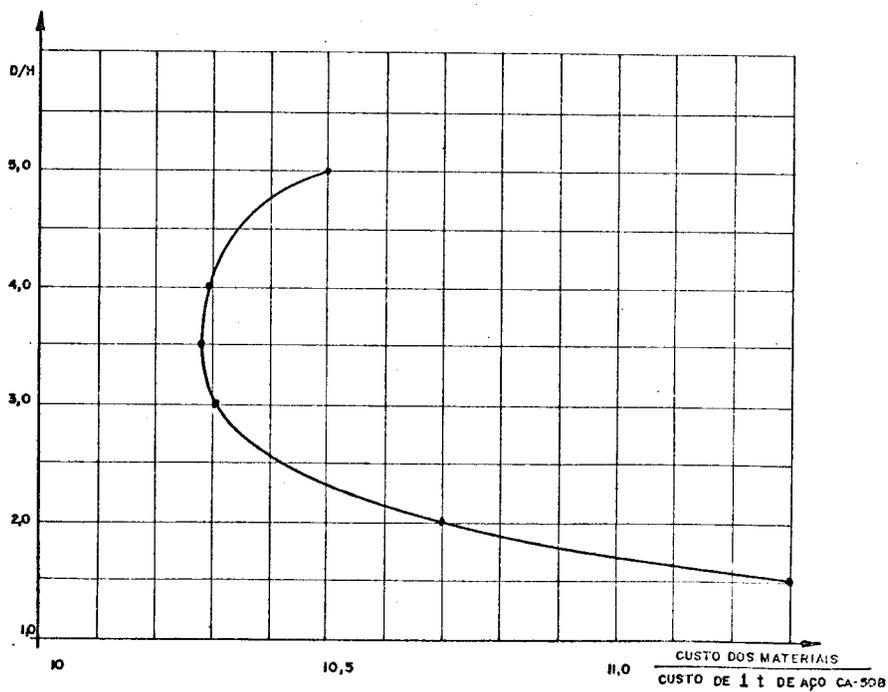


Fig. VII-7.22 - Variação do custo global dos materiais com a relação D/H para reservatórios de 5000m^3 .

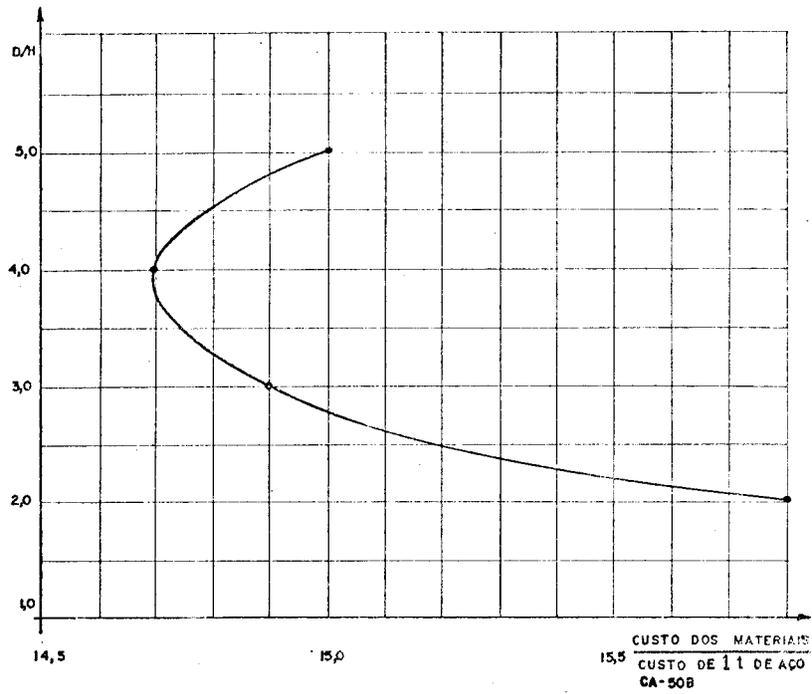


Fig. VII-7.23 - Variação do custo global dos materiais concreto e aço com a relação D/H para reservatórios de 8000m^3

VIII - CONCLUSÕES

As conclusões sobre os valores das dimensões das várias partes dos reservatórios são apenas decorrentes dos custos de materiais, não se considerando, portanto, os custos relativos à mão-de-obra. No caso de reservatórios de mesmo tipo, com variação apenas das dimensões, permanecendo fixas as formas e as vinculações, as relações entre o consumo dos materiais dão boas indicações quanto às diferenças de custos entre as construções. Quando se comparam tipos de reservatórios diferentes, isto é, com definição estática ou formas diferentes, os gastos de material não dão informação comparativa entre os custos totais; é necessário estimar o custo construtivo de cada construção para que se tenha a relação entre os custos globais.

Em relação aos reservatórios protendidos, a principal conclusão tirada da análise feita é a respeito do valor da relação diâmetro/altura recomendado.

Analisando-se apenas a série de reservatórios com pé deslizante e cobertura cônica do ponto de vista de consumo de materiais, confirma-se que a melhor relação é um valor próximo de quatro (valor já recomendado por DOBELL, 1951). Pode-se afirmar que o melhor valor da relação varia pouco com o volume do reservatório. Nos reservatórios pequenos, o melhor valor é menor que quatro, enquanto que

nos grandes é maior. Entretanto, para qualquer caso, valores da relação entre 3 e 5 não acarretarão gastos excessivos de materiais. Estes valores foram verificados para reservatórios de até 8000m^3 , e provavelmente permanecerão dentro da faixa dada para os reservatórios maiores, pois a variação apresentada em função do volume é pequena.

O tipo de cobertura utilizado na determinação do melhor valor da relação D/H foi o cônico; entretanto, para a utilização de coberturas esféricas não deve haver mudança no valor indicado, pois há pouca diferença no consumo dos materiais das duas. Em reservatórios descobertos, a tendência do valor recomendado é ser maior, pois o aumento do consumo de material, devido à cobertura para grandes vãos, é eliminado. Como exemplo, cita-se o reservatório de Sasolburg (África do Sul) com 85,5m de diâmetro e 5,3m de altura, com relação D/H igual a 16,1.

Os valores recomendados da relação diâmetro/altura foram analisados para reservatórios com pés deslizantes, mas é certo que, também no caso de utilização de articulação ou engastamento, praticamente não haverá variação da recomendação, pois os acréscimos que irão ocorrer no consumo serão os mesmos para todas as relações.

Quanto à utilização de anéis de borda em reservatórios protendidos, observou-se que o consumo de materiais independe da rigidez; assim, as dimensões dos anéis devem apenas ser suficientes para receber os fios protendidos necessários para combater os efeitos produzidos pelos carregamentos da cobertura.

Ainda sobre as dimensões do anel, observou-se que sua posição sobre a parede não tem influência apreciável no consumo de material; entretanto, é preferível impor que o raio do anel (medido de seu centro de gravidade) seja menor ou igual ao raio da parede, para que se obtenha uma distribuição melhor de esforços nas bordas das cascas. Para os anéis retangulares, a colocação da maior dimensão na vertical ou na horizontal não afeta de maneira decisiva o consumo de materiais.

Com relação aos anéis usados em reservatórios armados, observa-se que suas dimensões devem ser aumentadas com a capacidade do reservatório. Quando a rigidez do anel é aumentada, os esforços das bordas das cascas são diminuídos, permitindo que se utilizem grandes diâmetros.

As recomendações acima sobre dimensões e utilização de anel de borda foram baseadas em análise de exemplos de reservatórios com cobertura cônica; entretanto, quando se utilizam coberturas esféricas, pode-se verificar o mesmo comportamento e, assim, a análise pode ser estendida também para este tipo de cobertura.

Valores de inclinação da cobertura cônica entre 25° e 30° são os indicados pela análise dos exemplos. O consumo de material para os diversos ângulos de inclinação permanece mais ou menos constante; entretanto, para os valores citados, consegue-se uma melhor distribuição dos esforços.

Nos reservatórios pequenos, os ângulos a serem utilizados podem ainda ser reduzidos, ficando entre 20° e 25° . Isto se deve ao fato de serem pequenos os valores dos esforços e de não ser menor que 6 ou 7 cm o valor da espessura da cobertura (8 cm é a mínima, de acordo com recomendação do ACI), o que leva a cobertura mais inclinada (de maior área) a maiores consumos. Para reservatórios maiores, não se consegue fazer inclinações menores que 25° para cobertura, sem que se aumente sua espessura.

Em relação às cascas esféricas, este comportamento com relação à inclinação é também observado. Assim, cascas mais abatidas devem ser usadas em reservatórios menores. Em reservatórios grandes é conveniente inclinação maior. Os valores recomendados para as cascas esféricas não foram analisados, mas os intervalos estabelecidos para as cônicas podem ser tomados sem que se cometam grandes erros.

As coberturas utilizadas nos diversos casos resolvidos apresentam variação de espessura junto à borda.

Esse alargamento era feito para a uniformização dos casos, mas em sua maioria poderia ter sido eliminado utilizando-se espessura constante. Para os reservatórios de diâmetro até a ordem de 30m as espessuras poderiam ter sido mantidas iguais a 8cm. Para os reservatórios maiores, já se faz necessário um alargamento.

Para as coberturas esféricas, como a do exemplo feito (diâmetro igual a 29m), poderia ter sido adotada a espessura constante de 8cm, sem que isto levasse a taxas altas de armadura na borda. O diâmetro máximo que se pode ter para o reservatório, utilizando-se espessuras de 8cm, não foi analisado, mas seguramente deve ser maior que 30m.

Utilizaram-se espessuras de 20cm para paredes de reservatórios, por ser este o limite mínimo estabelecido pelo ACI. Esta espessura, entretanto, pode ser considerada grande quando se tem reservatórios com pequenas capacidades, sendo usual o emprego de espessuras menores. Em reservatórios de 5000m^3 , com 29m de diâmetro, a utilização de espessura igual a 15cm levou a taxas de armaduras frouxas da ordem de $80\text{kg}/\text{m}^3$, que ainda permitem uma boa execução. Assim, esta espessura pode ser adotada para reservatórios menores que 5000m^3 , mas alguns cuidados de projeto devem ser tomados, já que esse valor é menor que o mínimo estabelecido no ACI. Adotando-se 20cm como mínima espessura, observou-se que reservatórios com volumes de até 10000m^3 acarretam taxas de armadura frouxa satisfatórias. Para volumes acima deste, deve-se aumentar a espessura da parede. Essa espessura pode inicialmente ser estimada em função da relação entre a máxima tensão causada pela protensão circunferencial e a resistência característica do concreto.

Nos reservatórios articulados e engastados esses valores da espessura necessitam ser majorados. A utilização da articulação no reservatório de 5000m^3 acarreta taxas altas de armadura, mesmo com a espessura da parede de 20cm. Para os engastados, com este volume já seria neces-

sário um engrossamento da parede junto ao pé. Assim, pode-se estabelecer que nos reservatórios articulados, com volume até 5000m^3 , é recomendado usar espessuras de 20cm; desta capacidade em diante, é necessário que se tenham maiores espessuras. Nos reservatórios engastados, de espessura de 20cm, o valor máximo recomendado é ainda menor, podendo ser estimado em 3000m^3 .

É oportuno notar que estas estimativas sobre variação de espessuras das paredes foram feitas para reservatórios cuja relação D/H é igual a 4. Mas podem ser consideradas válidas para relações D/H entre 3 e 5, pois para esta faixa não há grandes variações dos esforços.

Considerando-se os diversos tipos de vinculação da parede com o pé, calculam-se os consumos dos materiais para compará-los entre si. Estes consumos, entretanto, não são suficientes para estabelecer o menor custo de um reservatório, pois existem problemas construtivos diferentes em cada caso, além de materiais mais caros necessários para a execução do apoio móvel e da articulação em relação ao pé engastado.

Para o volume do reservatório igual a 5000m^3 e D/H igual a 4,0, a quantidade de armadura frouxa aumenta de 29% quando se passa do pé deslizante para o articulado, e de 45% para o engastado, sem contar ainda com o aumento da armadura da laje de fundo. Para reservatórios de 1500m^3 , o aumento de armadura do reservatório com pé deslizante para o engastado foi de 57% (o aumento de porcentagem neste caso se deve ao fato de que a zona mais fortemente armada próximo ao pé se estende em uma região relativamente maior).

Para a escolha a ser adotada, é necessário adicionar estes gastos aos custos da execução de cada um e ainda procurar os materiais necessários a cada tipo de junta. Em reservatório de pequenas dimensões (abaixo de 3000m^3) a utilização de engastamentos ou articulações é mais satisfatória, pois o preço do aparelho de apoio do

pê deslizando elevaria bastante o custo da obra. A partir de volumes de 3000m^3 até 5000m^3 , a utilização de articulação é mais indicada, pois para o uso do engastamento já é necessário aumentar a espessura da parede. Acima deste volume, a utilização de pê deslizando é mais conveniente, pois o consumo de armaduras e de concreto será menor, compensando o maior custo da junta.

Para a escolha entre as coberturas esféricas ou cônicas, foi feito apenas um exemplo (reservatório de 5000m^3 e $D/H = 4,0$) e observou-se que seus consumos de materiais são próximos. Assim, pode-se afirmar que, para reservatórios com dimensões dessa ordem ou menores, é mais interessante o uso de coberturas cônicas, ressaltando-se ainda que em reservatórios pequenos esta cobertura admite menores inclinações, economizando mais material. Para dimensões superiores a esta, a cobertura esférica é mais econômica, pois sua forma acarreta menor consumo de concreto, e conseqüentemente também menor quantidade de armaduras.

Com espessuras de 20cm de parede e volume de 1500m^3 , os reservatórios armados podem ser considerados mais econômicos, apesar de utilizarem mais armaduras, pois a execução da protensão acarreta um aumento razoável no custo. Para reservatórios de 3000m^3 , entretanto, a execução em concreto armado exige aumento de espessura da parede, resultando em custo bem mais elevado, comparado com o da solução em concreto protendido. Reservatórios com volumes acima de 3000m^3 certamente terão a solução em concreto protendido como a mais econômica. Soluções entre 1500m^3 e 3000m^3 em geral devem ser em concreto protendido (pê engastado ou articulado); entretanto, algumas vezes, em função do local da construção, a opção em concreto armado é utilizada, apesar do aumento no consumo de aço e concreto (espessuras maiores) que será necessário.

Além destas análises feitas, outras poderão ser desenvolvidas dando seqüência ao trabalho. Os estudos sobre o uso da protensão trigonométrica para os diversos ti-

pos de vinculação parede-fundo e parede-cobertura e sobre as dimensões da parede quando existe protensão vertical são assuntos que devem ainda ser tratados.

É, ainda, importante salientar que as recomendações e os valores mencionados neste trabalho não devem ser tomados como fórmulas para fixação de dimensões de reservatórios. O objetivo é fornecer dados gerais a partir dos quais o projetista poderá tirar algumas conclusões sobre os parâmetros a serem fixados em um projeto.

As conclusões apresentadas deverão servir para orientação na fixação de dimensões em ante-projeto de reservatórios que pertençam à faixa analisada.

IX - BIBLIOGRAFIA

- 1 - BELES, A. & SOARE, M.. *Calculul plăcilor curbe subtiri.* Bucarest, Ed. Technica, 1969.
- 2 - BELLUZZI, O.. *Scienza delle Costruzioni.* Bolonha, Zanichelli, 1953. V.3.
- 3 - BEYER, K.. *Die Statik im Stahlbetonbau.* 2.ed. Berlin, Springer, 1948.
- 4 - BILLINGTON, D.P.. *Thin shell concrete structures.* N. York, McGraw-Hill, 1965.
- 5 - BORN, J.. *Praktische Schalenstatik.* Berlin, W. Ernst & Sohn, 1960. V.1.
- 6 - BORN, J., Zur Frage der Wandstaerke von Faultuermen. *Wasser und Boden*, 13(9): 320-323, 1961.
- 7 - BUYER, K.. Neuere Ausfuehrungen von Vorgespannten Kreis zylindrischen Wasserbehaeltern. *Beton-und Stahlbetonbau*, 49(12): 286-289, 1954.
- 8 - BUYER, K.. Zur Berechnung der Vorspannung Geschlossener Kreis zylinderschalen im Stahlbeton-Behaelterbau. *Beton-und Stahlbetonbau*, 52(5): 104-111, 1957.
- 9 - CESTELLI, G.C.. *Cemento armato precompresso.* 4.ed. Milão, Hoepli, 1960.
- 10- CHIORINO, M.A.. Effets structuraux des déformations diffé rées du beton. *Buletin d'information. Comité Européen du Béton*, (80), 1972.
- 11- CLOSNER, J.J.; KULKA, F. & CHOW, P.Y.. *Recommendations for the design of prestressed concrete oil storage tanks.* Paris, Federation Internationale de la Précontrainte, 1976.
- 12- CREASY, L.R.. *Prestressed concrete cylindrical tanks.* London, Wiley, 1961.
- 13- CROM, J.M.. Design of prestressed tanks. *Proceedings of the ASCE*, 76(37): 1-19, 1950.

- 14- DOANIDES, P.J.. Some notes on precast prestressed tanks. *South African Institute Civil Engineers*, 5(8): 207-238, 1955.
- 15- DOBELL, C.. Design, construction and uses of prestressed concrete tanks. *Public Works*, 45-48, oct. 1949.
- 16- DOBELL, C.. *Prestressed concrete tanks*. In: U.S. Conference prestressed concrete, 1. Proceedings. MIT, 1951.
- 17- FISCHER, L.. *Theory and practice of shell structures*. W. Ernst & Sohn, 1968.
- 18- FLUEGGE, W.. *Statik und-Dynamik der Schalen*. 2. ed. Berlin, Springer, 1957.
- 19- FLUEGGE, W.. *Stresses in shells*. Berlin, Springer-Verlag, 1960.
- 20- GECKELER, J.. *Über die Festigkeit achsensymmetrischer Schalen: Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens*. Berlin, 1926.
- 21- GRAVINA, P.B.J.. *Teoria e cálculo das cascas de rotação*. São Paulo, 1956.
- 22- HAAS, A.M.. *Design of thin concrete shells*. N.York, Wiley, 1962.
- 23- HAMPE, E.. Berechnung von Behältern mit ringkrafttreuer Vorspannung. *Wissenschaftliche der Hochschule fuer Bauwesen*, 4(1): 7-40, 1961.
- 24- HAMPE, E.. Die Zusatzspannung und Spannungsumlagerung beim Umspannen von Rohern. *Bauplanung-Bautechnik*, 9(6): 262-269, 1955
- 25- HAMPE, E.. Die Zusatzspannungen und Spannungsumlagerungen waehrend des Umspannens von Behältern. *Bauplanung-Bautechnik*, 10(2): 52-58, 1956.
- 26- HAMPE, E.. *Statik: Rotationssymmetrischer flächentragwerke*, Berlin, Verlag, 1963. 4 V.

- 27- HAMPE, E.. *Vorgespannte konstruktione: Theorie Technologie konstruktion* Berlin, Verlag, 1965.
- 28- HANNA, M.M.. *Thin splerical shells under rim loading.* In: Congress of the AIPC, 5. Lisboa, 1956.
- 29- JORGENSEN, I.F.. Design and construction of circular prestressed concrete structures. *Journal of the American Concrete Institute*, 67(9): 657-672, 1970.
- 30- KIRCHHOFF, G.R.. Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheiba. *J. reine angew. Math.* 40: 56-88, 1850.
- 31- KRAUS, H.. *hin elastic shells.* N. York, John Wiley & Sons, 1967.
- 32- LANGENDONCK, T. Van. Spherical domes under unsymmetrical loading. *Association Internationale des Ponts et Charpentes. Mémoires*, 20: 179-202, 1960.
- 33- LEONHARDT, F.. *Prestressed concrete design and construction.* Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1964.
- 34- LEONHARDT, F.. Öl -und Treibstoffbehaelter aus Beton. *Beton-und Stahlbetonbau*, 56(2): 25-32, 1961.
- 35- LEONHARDT, F. & ANDRAE, W.. Neue Entwicklungen fuer Lager von Bauwerken - Gummi-und Gummitopflager. *Bau-technik*, 39(2), 1962.
- 36- LOVE, A.E.H.. *A treatise on the mathematical theory of elasticity.* 4. ed. Cambridge, 1934.
- 37- MARTINELLI, D.A.O.. Cobertura pênsil resolve templo circular. *O Dirigente Construtor*, 4(2): 37-40, 1967.
- 38- MARTINELLI, D.A.O.. Verificação de reservat6rios de concreto protendido. *Engenharia*, (208): 465-475, 1960.
- 39- MEISSNER, E.. Über Elastizität und Festigkeit dünner Schalen. *Vierteljahrsschrift der Naturforschenden. Gesellschaft in Zürich*; 23, 1915.

- 40- MEISSNER, E.. Das Elastizitätsproblem für dünne Schalen von Ringflächen, Kugel oder Kegelform. *Phisikal Zeitschrift*, 14: 343-349, 1913.
- 41- RAMASWAMY, G.S.. *Design and construction of concrete shell roofs*. N.York, McGraw-Hill, 1968.
- 42- SOARE, M.. *Application des equations aux différences finies au calcul des coques*. Paris, Eyrolles, 1962.
- 43- TOKARSKI, E.W. The analysis of symmetrically-loaded circular conical shell. In: TURNER, F.A.. *Shell technology*. London, concrete Publications Limited, 1968.
- 44- ZAGOTTIS, D.. *Introdução à teoria das placas e das cascas*. São Paulo, Escola politécnica - USP, 1973.

APÊNDICE A — ANÁLISE DA PROPAGAÇÃO DOS EFEITOS DE BORDA NA CASCA CÔNICA

1 - INTRODUÇÃO

No Capítulo IV foi apresentada a solução da equação homogênea da casca cônica. Para isso considerou-se que as aproximações de GECKELER(1926) eram válidas, e que a casca era suficientemente longa para que esforços aplicados a uma borda tivessem deslocamentos desprezíveis na outra. Pretende-se, neste Apêndice, dar alguma indicação sobre o valor do erro quando a casca é considerada longa, estudando-se os deslocamentos nas duas bordas, produzidos por um esforço unitário aplicado em uma delas. A análise dos deslocamentos das bordas será feita em função do parâmetro de flexibilidade \bar{l}/L da casca.

Para o estudo proposto acima transcreve-se, aqui, a solução da casca cônica curta dada em HAMPE(1963). As direções e sentidos positivos dos esforços e deslocamentos são aqueles já apresentados.

2 - DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA

Na figura A.2.1 estão apresentados os parâmetros geométricos da casca a ser analisada. Para facilitar o equacionamento dos esforços e deslocamentos, definem-se as seguintes variáveis:

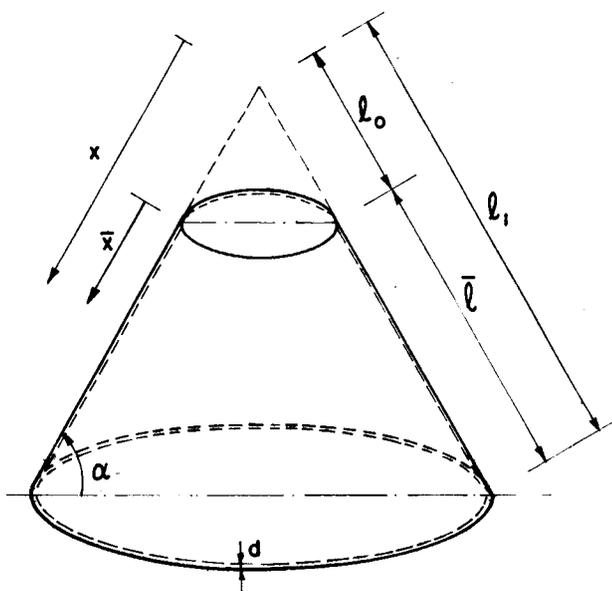


Fig. A.2.1 - Geometria da casca

$$\xi = \bar{x}/\bar{\ell}$$

$$k^4 = 3(1-\mu^2) \operatorname{tg}^2 \alpha / (d^2 x^2)$$

$$L^4 = d^2 \lambda_i^2 / (3(1-\mu^2) \operatorname{tg}^2 \alpha)$$

onde λ_i é igual a λ_0 ou λ_1 , respectivamente, quando se analisam os efeitos dos esforços aplicados à borda superior ou inferior.

3 - FUNÇÕES AUXILIARES

Seguindo-se a orientação dada em HAMPE (1963) definem-se as seguintes funções:

$$F_1(\xi) = \operatorname{senh}^2(k \bar{\ell} \xi) - \operatorname{sen}^2(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_2(\xi) = \operatorname{senh}^2(k \bar{\ell} \xi) + \operatorname{sen}^2(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_3(\xi) = \operatorname{senh}(k \bar{\ell} \xi) / \cos(k \bar{\ell} \xi) + \operatorname{sen}(k \bar{\ell} \xi) \cos(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_4(\xi) = \operatorname{senh}(k \bar{\ell} \xi) \cos(k \bar{\ell} \xi) - \operatorname{sen}(k \bar{\ell} \xi) \cos(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_5(\xi) = \operatorname{sen}^2(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_6(\xi) = \operatorname{senh}^2(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_7(\xi) = \operatorname{cosh}(k \bar{\ell} \xi) \cos(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_8(\xi) = \operatorname{senh}(k \bar{\ell} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_9(\xi) = \operatorname{cosh}(k \bar{\ell} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{\ell} \xi) - \operatorname{senh}(k \bar{\ell} \xi) \cos(k \bar{\ell} \xi)$$

$$F_{10}(\xi) = \cosh(k \bar{l} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi) + \sinh(k \bar{l} \xi) \cos(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{11}(\xi) = \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi) \cos(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{12}(\xi) = \sinh(k \bar{l} \xi) \cosh(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{13}(\xi) = \cosh(k \bar{l} \xi) \cos(k \bar{l} \xi) + \sinh(k \bar{l} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{14}(\xi) = \cosh(k \bar{l} \xi) \cos(k \bar{l} \xi) - \sinh(k \bar{l} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{15}(\xi) = \cosh(k \bar{l} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{16}(\xi) = \sinh(k \bar{l} \xi) \cos(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{17}(\xi) = \exp(-k \bar{l} \xi) \cos(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{18}(\xi) = \exp(-k \bar{l} \xi) \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi)$$

$$F_{19}(\xi) = \exp(-k \bar{l} \xi) (\cos(k \bar{l} \xi) + \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi))$$

$$F_{20}(\xi) = \exp(-k \bar{l} \xi) (\cos(k \bar{l} \xi) - \operatorname{sen}(k \bar{l} \xi))$$

Os valores F_i que surgem no cálculo correspondem aos valores da função $F_i(k \bar{l} \xi)$, para $\xi = 1$.

4 - EFEITOS DO CARREGAMENTO DE BORDA

A.4.1 - Solução da equação diferencial homogênea.

Utilizando-se as funções auxiliares já definidas, a solução da equação diferencial mostrada no Capítulo IV com as simplificações de Geckeler fica dada por:

$$Q = C_1 F_7(\xi) + C_2 F_{15}(\xi) + C_3 F_{16}(\xi) + C_4 F_8(\xi) \quad \text{A.4.1}$$

Os demais esforços e deslocamentos são obtidos com:

$$N_{\phi} = Q \operatorname{ctg} \alpha$$

$$N_{\theta} = Q' x_m \operatorname{ctg} \alpha$$

$$M_{\phi} = -B \chi'$$

$$M_{\theta} = \mu M_{\phi}$$

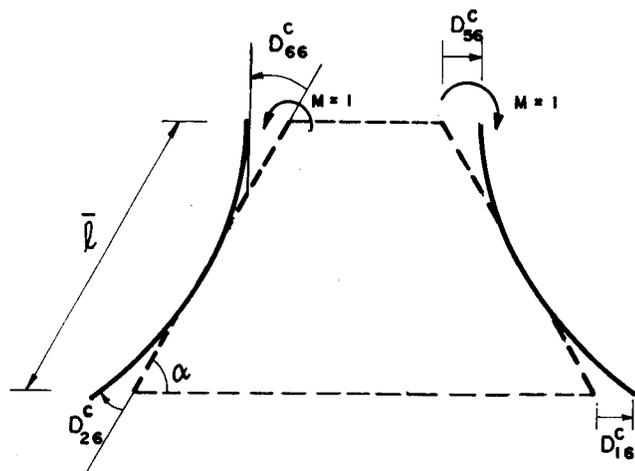
$$\chi = -Q'' \frac{x_m^2}{Ed \operatorname{tg}^2 \alpha}$$

$$\Delta_r = \frac{r}{Ed} (N_{\theta} - \mu N_{\phi})$$

Com os valores dos esforços e deslocamentos dados acima pode-se determinar os coeficientes de flexibilidade (D_{ij}^c), isto é, os deslocamentos das bordas devidos a esforços unitários aplicados convenientemente, e os esforços em cada ponto.

A.4.2 - Momento unitário aplicado à borda superior (Fig. A.4.1)

Fig. A.4.1- Momento unitário aplicado à borda superior da casca.



a) Deslocamentos

- horizontal

$$\Delta_r = \frac{\text{sen } \alpha}{2 B k} \left[\frac{F_6}{F_1} F_{14}(\xi) + \frac{F_5}{F_1} F_{13}(\xi) - \frac{F_3}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

$$D_{16} = \frac{\text{sen } \alpha}{2 B} L^2 \left[\frac{F_6}{F_1} F_{14}(1) + \frac{F_5}{F_1} F_{13}(1) - \frac{F_3}{F_1} F_{10}(1) \right]$$

$$D_{56} = \frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B} \left[\frac{F_6}{F_1} F_{14}(0) + \frac{F_5}{F_1} F_{13} F_{10}(0) \right]$$

- angular

$$\Delta_\alpha = \frac{-1}{Bk} \left[\frac{F_6}{F_1} F_{16}(\xi) - \frac{F_5}{F_1} F_{15}(\xi) - \frac{F_3}{F_1} F_7(\xi) \right]$$

$$D_{26} = \frac{L}{B} \left[\frac{F_6}{F_1} F_{16}(1) - \frac{F_5}{F_1} F_{15}(1) - \frac{F_3}{F_1} F_7(1) \right]$$

$$D_{66} = -\frac{L}{B} \left[\frac{F_6}{F_1} F_{16}(0) - \frac{F_5}{F_1} F_{15}(0) - \frac{F_3}{F_1} F_7(0) \right]$$

b) Esforços

$$N_\phi = \frac{2}{L} \cos \alpha \left[\frac{F_6}{F_1} F_{15}(\xi) + \frac{F_5}{F_1} F_{16}(\xi) - \frac{F_3}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

$$N_\theta = \frac{2}{L^2} x_m \text{ctg } \alpha \left[\frac{F_6}{F_1} F_{14}(\xi) + \frac{F_5}{F_1} F_{13}(\xi) - \frac{F_3}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

$$M_\phi = \left[\frac{F_6}{F_1} F_{13}(\xi) - \frac{F_5}{F_1} F_{14}(\xi) + \frac{F_3}{F_1} F_9(\xi) \right]$$

$$Q = \frac{L}{2} \left[\frac{F_6}{F_1} F_{15}(\xi) + \frac{F_5}{F_1} F_{13}(\xi) - \frac{F_3}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

A.4.3 - Força horizontal unitária aplicada à borda superior
(Fig. A.4.2)

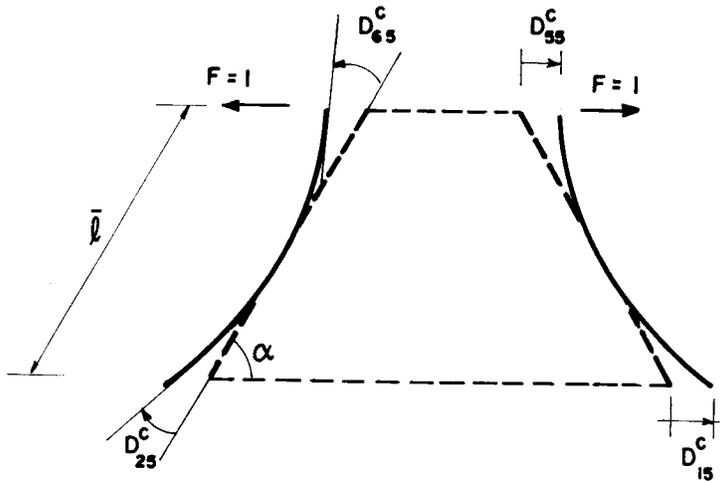


Fig. A.4.2 - Força unitária aplicada à borda superior da casca.

a) Deslocamentos

- horizontal

$$\Delta_r = \frac{\text{sen}^2 \alpha}{4 B k^3} \left[F_9(\xi) + \frac{2F_4}{F_1} F_7(\xi) - \frac{F_2}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

daí,

$$D_{15} = \frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{4 B} \left[F_9(1) + \frac{2F_4}{F_1} F_7(1) - \frac{F_2}{F_1} F_{10}(1) \right]$$

$$D_{55} = \frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{4 B} \left[F_9(0) + \frac{2F_4}{F_1} F_7(0) - \frac{F_2}{F_1} F_{10}(0) \right]$$

- angular

$$\Delta_\alpha = \frac{\text{sen} \alpha}{2 B k^2} \left[-F_8(\xi) + \frac{F_4}{F_1} F_9(\xi) + \frac{F_2}{F_1} F_7(\xi) \right]$$

$$D_{25} = \frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B} \left[-F_8(1) + \frac{F_4}{F_1} F_9(1) + \frac{F_2}{F_1} F_7(1) \right]$$

$$D_{65} = \frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B} \left[-F_8(0) + \frac{F_4}{F_1} F_9(0) + \frac{F_2}{F_1} F_7(0) \right]$$

b) Esforços

$$N_{\phi} = -\cos \alpha \left[F_7(\xi) - \frac{F_4}{F_1} F_{10}(\xi) + \frac{F_2}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

$$N_{\theta} = \frac{x_m}{L} \cos \alpha \left[F_9(\xi) + \frac{2F_4}{F_1} F_7(\xi) - \frac{F_2}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

$$M_{\phi} = \frac{\text{sen } \alpha}{2} \left[F_{10}(\xi) - \frac{2F_4}{F_1} F_8(\xi) + \frac{F_2}{F_1} F_9(\xi) \right]$$

$$Q = -\text{sen } \alpha \left[F_7(\xi) - \frac{F_4}{F_1} F_{10}(\xi) + \frac{F_2}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

A.4.4 - Momento unitário aplicado à borda inferior
(Fig. A.4.3).

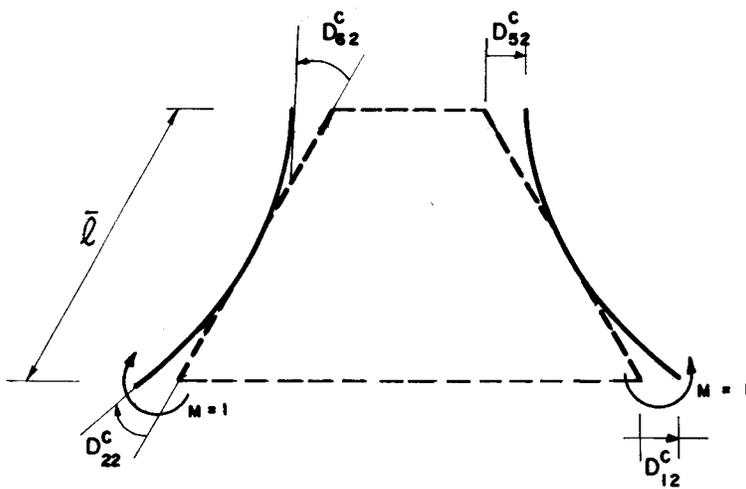


Fig. A.4.3 - Momento unitário aplicado à borda inferior da casca.

a) Deslocamentos

- horizontal

$$\Delta_r = -\frac{\text{sen } \alpha}{2 B k^2} \left[\frac{2F_8}{F_1} F_7(\xi) - \frac{F_{10}}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

daí,

$$D_{12} = -\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B} \left[\frac{2F_8}{F_1} F_7(1) - \frac{F_{10}}{F_1} F_{10}(1) \right]$$

$$D_{52} = \frac{\text{sen } \alpha}{2} \frac{L}{B} \left[\frac{2F_8}{F_1} F_7(o) - \frac{F_{10}}{F_1} F_{10}(o) \right]$$

- angular

$$\Delta_\alpha = \frac{1}{B} \frac{1}{k} \left[\frac{F_8}{F_1} F_9(\xi) + \frac{F_{10}}{F_1} F_7(\xi) \right]$$

$$D_{22} = \frac{L}{B} \left[\frac{F_8}{F_1} F_9(1) + \frac{F_{10}}{F_1} F_7(1) \right]$$

$$D_{62} = \frac{-L}{B} \left[\frac{F_8}{F_1} F_9(o) + \frac{F_{10}}{F_1} F_7(o) \right]$$

b) Esforços

$$N_\phi = - \frac{2}{L} \text{ctg } \alpha \left[\frac{F_8}{F_1} F_{10}(\xi) - \frac{F_{10}}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

$$N_\theta = - \frac{2}{L^2} x_m \text{ctg } \alpha \left[\frac{2F_8}{F_1} F_7(\xi) - \frac{F_{10}}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

$$M_\phi = \left[\frac{2F_8}{F_1} F_8(\xi) - \frac{F_{10}}{F_1} F_9(\xi) \right]$$

$$Q = - \frac{2}{L} \left[\frac{2F_8}{F_1} F_{10}(\xi) - \frac{F_{10}}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

A.4.5 - Força horizontal unitária aplicada à borda inferior
(Fig. A.4.4)

a) Deslocamentos

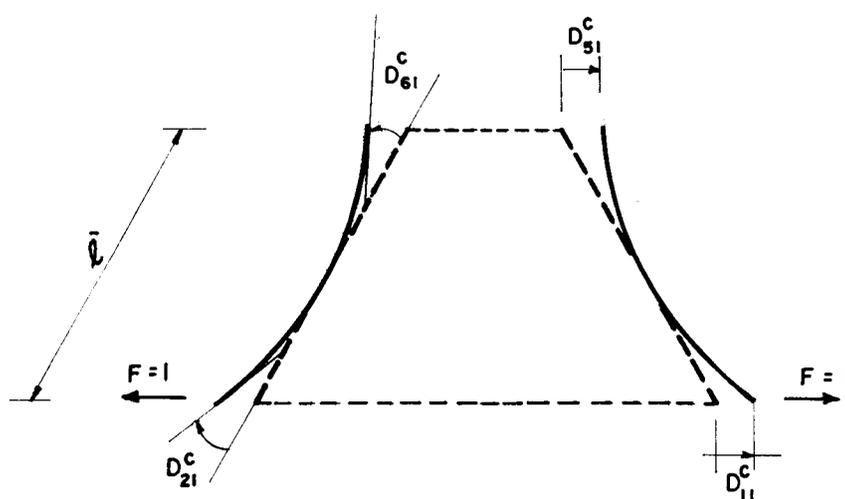


Fig. A.4.4 - Força unitária aplicada à borda inferior da casca.

- horizontal

$$\Delta_r = \frac{\text{sen}^2 \alpha}{2 B k^3} \left[-\frac{F_9}{F_1} F_7(\xi) + \frac{F_8}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

$$D_{11} = \frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B} \left[-\frac{F_9}{F_1} F_7(1) + \frac{F_8}{F_1} F_{10}(1) \right]$$

$$D_{51} = \frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B} \left[-\frac{F_9}{F_1} F_7(0) + \frac{F_8}{F_1} F_{10}(0) \right]$$

- angular

$$\Delta_\alpha = \frac{\text{sen} \alpha}{2 B k^2} \left[\frac{F_9}{F_1} F_9(\xi) + \frac{2F_8}{F_1} F_7(\xi) \right]$$

$$D_{21} = \frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B} \left[\frac{F_9}{F_1} F_9(1) + \frac{2F_8}{F_1} F_7(1) \right]$$

$$D_{61} = \frac{-\text{sen} \alpha L^2}{2 B} \left[\frac{F_9}{F_1} F_9(0) + \frac{2F_8}{F_1} F_7(0) \right]$$

b) Esforços

$$N_\phi = \cos \alpha \left[-\frac{F_9}{F_1} F_{10}(\xi) + \frac{2F_8}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

$$N_{\theta} = 2 \frac{x_m}{L} \cos \alpha \left[-\frac{F_9}{F_1} F_7(\xi) + \frac{F_8}{F_1} F_{10}(\xi) \right]$$

$$M_{\phi} = \sin \alpha \quad L \left[\frac{F_9}{F_1} F_8(\xi) - \frac{F_8}{F_1} F_9(\xi) \right]$$

$$Q = \sin \alpha \left[-\frac{F_9}{F_1} F_{10}(\xi) + \frac{2F_8}{F_1} F_8(\xi) \right]$$

5 - VALORES DOS DESLOCAMENTOS

O tipo de restrição que ocorre na borda oposta àquela em que se aplica o esforço deve ser considerado no cálculo se os deslocamentos provocados ali são significativos para a alteração da distribuição dos esforços da casca.

Para a análise dos deslocamentos basta comparar o deslocamento da borda em que se aplica o esforço com o da outra borda. Esta comparação pode ser feita apenas utilizando-se a expressão entre colchetes no cálculo dos deslocamentos, isto é, análise da expressão composta das funções $F_i(\xi)$. Os números entre colchetes mostram a variação do deslocamento que ocorre entre os pontos em cálculo. Quando a casca é longa, estes números são considerados iguais à unidade ou nulos. Nas tabelas a seguir são dados os valores dos coeficientes de flexibilidade da casca, podendo-se notar que quando $\bar{\ell}/L$ aumenta, os valores $D_{11}, D_{12}, D_{21}, D_{22}, D_{55}, D_{56}, D_{65}$ e D_{66} se aproximam daqueles dados no Capítulo III, enquanto que os demais coeficientes tornam-se nulos.

Assim, em função da precisão que se quer ter no cálculo e do valor de $\bar{\ell}/L$, pode-se verificar se é ou não conveniente desprezarem-se os coeficientes cujos valores tendem a zero.

Com a variação do $\bar{\ell}/L$ faz-se, agora, a análise dos valores dos deslocamentos D_{ij} devidos a esforços unitários dados, como se indica esquematicamente a seguir:

	D_{1i}	D_{2i}	D_{5i}	D_{65}
Esforço 1	D_{11}	D_{21}	D_{51}	D_{61}
Esforço 2	D_{12}	D_{22}	D_{52}	D_{62}
Esforço 5	D_{15}	D_{25}	D_{55}	D_{65}
Esforço 6	D_{16}	D_{26}	D_{56}	D_{66}

-deslocamentos para $\bar{x}/L = 5,0$

	D_1	D_2	D_5	D_6
Esforço 1	(0,998) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,997) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,017) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,026) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 2	(0,997) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,998) x L/B	(0,026) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,009) x L/B
Esforço 5	(0,017) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,026) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,000) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(1,000) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 6	(0,016) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,009) x L/B	(1,000) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,000) x L/B

deslocamentos para $\bar{\ell}/B = 4,00$

	D_1	D_2	D_5	D_6
Esforço 1	(1,003) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,998) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,004) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,056) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 2	(0,998) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,001) x L/B	(0,056) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,052) x L/B
Esforço 5	(0,004) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,056) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,000) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(1,002) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 6	(0,056) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(0,052) x L/B	(1,002) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,002) x L/B

-deslocamento para $\bar{\ell}/L = 3,0$

	D_1	D_2	D_5	D_6
Esforço 1	(1,007) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(1,000) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$	(-0,113) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(-0,028) x $\frac{\text{sen } \alpha L^3}{2 B}$
Esforço 2	(1,000) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$	(1,004) x L/B	(+0,028) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$	(0,085) x L/B
Esforço 5	(-0,113) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(0,028) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$	(1,007) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(1,000) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 6	(-0,028) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$	(0,085) x L/B	(1,000) x $\frac{\text{sen } \alpha L^2}{2 B}$	(1,004) x L/B

- deslocamentos para $\bar{x}/L = 2,0$

	D_1	D_2	D_5	D_6
Esforço 1	(1,134) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(1,134) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(-0,400) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(-0,535) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 2	(1,134) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,076) x L/B	(-0,535) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(-0,155) x L/B
Esforço 5	(-0,400) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(-0,535) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^2}{2 B}$	(1,138) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	(1,134) x $\frac{\text{sen}^2 \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 6	(-0,535) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(-0,155) x L/B	(1,134) x $\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	(1,076) x L/B

-deslocamentos para $\bar{x}/L = 1,0$

	D_1	D_2	D_5	D_6
Esforço 1	(2,019)	(3,104)	(-0,986)	(-2,939)
	x	x	x	x
	$\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	$\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	$\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	$\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 2	(3,104)	(3,370)	(2,939)	(-2,873)
	x	x	x	x
	$\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	L/B	$\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	L/B
Esforço 5	(-0,966)	(2,939)	(2,019)	(3,104)
	x	x	x	x
	$\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	$\frac{\text{sen}^2 \alpha L^2}{2 B}$	$\frac{\text{sen}^2 \alpha L^3}{2 B}$	$\frac{\text{sen}^2 \alpha L^2}{2 B}$
Esforço 6	(-2,939)	(-2,873)	(3,104)	(3,370)
	x	x	x	x
	$\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	L/B	$\frac{\text{sen} \alpha L^2}{2 B}$	L/B

Através dos resultados apresentados, pode-se observar que os coeficientes D_{ij}^c , dados no trabalho apresentam erros de, no máximo, 0,7% para $\bar{\lambda}/L = 3,0$. Entretanto, quando se desprezam os deslocamentos da borda oposta àquela onde se aplica o esforço, caso de casca longa, os erros são bem maiores. Para $\bar{\lambda}/L$ igual a 3,0 e 5,0, os valores dos deslocamentos chegam a apresentar erros de até 10% e 2,5%, respectivamente, quando comparados com os deslocamentos da borda onde se aplica o esforço.

Recomenda-se a consideração de casca longa para as cascas cônicas e paredes cilíndricas, quando a relação $\bar{\lambda}/L \geq 5,0$, podendo-se chegar até a um valor de $\bar{\lambda}/L = 3,0$, quando for tolerável pouca precisão. Com relações abaixo desse valor é recomendável o cálculo considerando-se quatro constantes da integração da equação diferencial.

APÊNDICE B - RECOMENDAÇÕES SOBRE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE ESTRUTURAS CIRCULARES DE CONCRETO PROTENDIDO

(Tradução livre do ACI-344)

1 - GENERALIDADES

1.1 - INTRODUÇÃO

As estruturas circulares protendidas requerem conhecimentos especiais dos engenheiros de projetos e de construção. As recomendações aqui contidas representam conhecimentos obtidos durante mais de três décadas de experiência em construção de reservatórios protendidos. O comportamento desses reservatórios tem indicado que se pode esperar deles vida útil superior a 50 anos, sem necessidade de manutenção significativa, quando projetados e construídos com razoável cuidado e perícia.

1.2 - HISTÓRIA E DESENVOLVIMENTO

As estruturas circulares protendidas foram inicialmente desenvolvidas para o armazenamento de água. O primeiro esforço para introduzir protensão circunferencial em estruturas circulares é creditado a W.S. Hewett, que usou tirantes esticados mediante torniquetes, no início da década de 1920. A longo prazo, os resultados foram um tanto ineficientes, visto que o aço então disponível era de baixa tensão de escoamento, limitado a aproximadamente 2000 kgf/cm^2 , e a alta porcentagem de perda de tensão devi

do à retração e à deformação lenta no concreto causava rápido decréscimo na precompressão inicial. Mais tarde, uma complementação dessa idéia foi introduzida por J.M. Crow, Sr., por volta de 1940, com o método de protensão por enrolamento de fios de alta tensão. Desde essa época, esse método foi utilizado em mais de 3000 estruturas de reservatórios.

Durante esse período, outros métodos de protensão circunferencial foram desenvolvidos, caracterizados pelo uso de cabos isolados, ancorados em contrafortes, pilares e engastamentos das paredes. Esse método tem sido mais comumente usado na Europa do que na América do Norte.

Os tipos de estruturas que utilizam protensão circunferencial são essencialmente aqueles formados por cascas cilíndricas concretadas "in loco". Recentemente foram construídas estruturas cilíndricas utilizando-se segmentos pré-fabricados. Esta publicação mostra a incorporação de diafragmas de aço em paredes de concreto projetado ou pré-fabricado. Os anéis protendidos são usados em estruturas de cobertura e em reservatórios com faixas verticais atadas entre os anéis inferior e superior, em forma de barril.

Estruturas circulares protendidas têm sido predominantemente usadas para armazenamento de água. Podem servir a outras aplicações como reservatórios de águas usadas, de produto químico, de produto criogênico, de pressão, e ainda para silos. As figuras 1.2a e 1.2b mostram dois exemplos típicos.

1.3 - OBJETIVO

O objetivo desta publicação é fornecer orientação sobre projeto e construção de estruturas circulares protendidas mediante a descrição dos procedimentos recomendados.

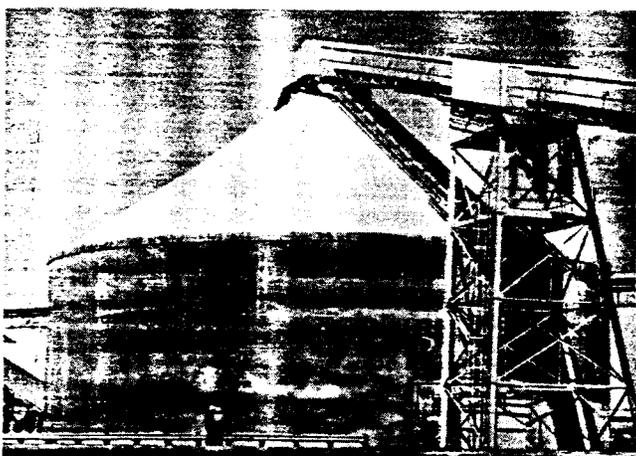


Fig. 1.2a - Silo com cobertura cônica, para armazenamento de fosfato, com capacidade de 25000t; diâmetro igual a 114ft e 7in; altura da parede igual a 39ft e 6in.

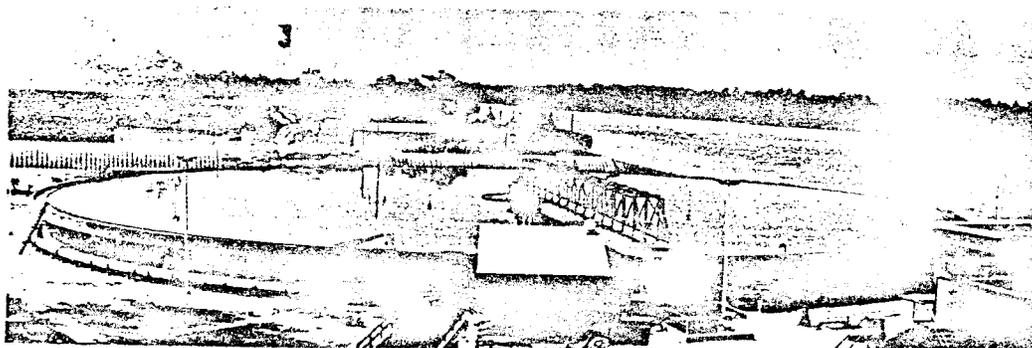


Fig. 1.2b - Depósito para decantação; a estrutura tem o diâmetro interno igual a 310ft, é protendida por fios e o concreto da parede é projetado.

1.4 - CAMPO DE ESTUDO

A intenção desta publicação é mostrar as práticas correntes e dar oportunidade para expansão e/ou alteração desse campo. As recomendações não vetam a aplicação de outros conceitos aceitos na prática corrente de engenharia.

Nos Estados Unidos, as experiências com reservatórios protendidos no sistema de fios têm sido preponderantes. A experiência na utilização de cabos isolados an-

corados em contrafortes tem menor número de dados.

Estruturas circulares com contrafortes^(*), particularmente aquelas com cabos sem aderência, requerem certos detalhes de fabricação e construção que não são mostrados nesta publicação. Da mesma maneira, não estão incluídas aqui as estruturas para reservatórios de pressão dos reatores atômicos.

Nos projetos deve-se seguir todas as seções do ACI Building Code (ACI-318) que tratam de concretos pré-fabricados e protendidos, exceto quando forem conflitantes com as recomendações desta publicação.

A publicação limita-se, em geral, às estruturas que incorporam as características de construção expostas nesta seção.

1.4.1 - Fundações

Concreto

Concreto Projetado

1.4.2 - Ligação fundo-parede

Monolítica - articulada ou engastada com translação totalmente impedida.

Monolítica - articulada com impedimento de translação limitada durante a protensão.

Separada - para permitir translação e/ou rotação (por exemplo, apoios elastoméricos).

(*) Estruturas circulares com contrafortes são aquelas que possuem nervuras (saliências) na direção da geratriz para permitir a ancoragem dos cabos.

1.4.3 - Construção da parede

Concreto projetado, construção da parede que inclui diafragma de aço.

Construção da parede de concreto moldado "in loco."

1.4.4 - Ligação parede-cobertura

Monolítica

Separada - para permitir rotação e/ou translação.

1.5 - SUMÁRIO

Esta publicação trata principalmente das estruturas circulares protendidas usadas para o armazenamento de líquidos, mas pode também ser aplicada a estruturas que contenham gases, materiais secos, produtos químicos ou qualquer outro produto capaz de criar altas pressões internas, assim como para cobrir estruturas circulares de todos os tipos.

Os líquidos armazenados são água, águas usadas, líquidos em processo (*), pasta de cimento, petróleo e outros. O armazenamento de gases inclui sub-produtos gasosos provenientes de processos de tratamento de resíduos, armazenamentos criogênicos e outros. Os materiais secos incluem cereal, cimento, açúcar e vários outros produtos granulares.

(*) Consideram-se aqui todos os líquidos utilizados em um processo industrial qualquer.

2 - PROJETO

2.1 - NOTAÇÃO (**)

- A_p - Área de contato do apoio elástico da ligação parede-fundo (área).
- A_{ds} - Área total de fios ou cabos protendidos para o anel da cobertura (área).
- b - Largura unitária (comprimento).
- D - Diâmetro do reservatório (comprimento).
- E_c - Módulo de deformação imediata do concreto (força por unidade de área).
- f_c - Tensão admissível de compressão no concreto (força por unidade de área).
- f'_c - Resistência do concreto à compressão após 28 dias de cura (força por unidade de área).
- f_{ci} - Tensão admissível de compressão no concreto causada pela protensão inicial (força por unidade de área).
- f'_{ci} - Resistência à compressão do concreto quando é aplicada a protensão (força por unidade de área).
- f_g - Tensão admissível de compressão no concreto projetado (força por unidade de área).
- f'_g - Resistência do concreto projetado à compressão, após 28 dias de cura (força por unidade de área).
- f_{gi} - Tensão admissível de compressão no concreto projetado devido à protensão inicial (força por unidade de área).

(**) Deve ser tomado o cuidado de se utilizarem unidades coerentes para cada fórmula deste capítulo.

- r - Raio da casca de cobertura (comprimento).
 R - Raio interno do reservatório (comprimento).
 S - Fator de segurança à flambagem da cobertura:
 t_c - Espessura do núcleo da parede (comprimento).
 T_{co} - Espessura do núcleo da parede no fundo ou no topo (comprimento).
 t_d - Espessura da cobertura (comprimento).
 t_t - Espessura total da parede incluindo a cobertura dos fios protendidos (comprimento).
 w - Peso específico do líquido (força por unidade de volume).
 W - Cargas permanentes e acidentais, inclusive a do anel (força).
 y - Distância acima da base (comprimento).
 y_1 - Distância adjacente à base onde se tem toda armadura interna, calculada na vinculação (comprimento).
 y_2 - Distância do ponto onde se tem pelo menos metade da armadura interna à base (comprimento).
 y_3 - Distância do ponto até onde se dispõe armadura externa à base (comprimento).
 δ_R - Deslocamento final médio aproximado da parede na direção radial (comprimento).
 δ_{Ri} - Deslocamento médio aproximado da parede na direção radial (comprimento).
 ω - Metade do ângulo central da cobertura.

2.2 - MÉTODOS DE PROJETO

O projeto de reservatórios, usualmente baseado nos métodos de análise elástica, deve levar em conta os efeitos de todos os carregamentos e das forças de proten-

- f'_{gi} - Resistência de compressão do concreto quando é aplicada a protensão (força por unidade de área).
- f'_s - Resistência última do fio ou do cabo de aço (força por unidade de área).
- f_{se} - Protensão efetiva no aço após as perdas (força por unidade de área).
- f_{si} - Protensão efetiva no aço antes das perdas (força por unidade de área).
- g - Carga devida ao peso próprio (força por unidade de área).
- H - Altura da coluna de líquido (comprimento).
- H_y - Altura da camada de líquido no ponto de cálculo (comprimento).
- k - Coeficiente de flambagem para as coberturas em casca.
- M_y - Momento fletor na parede na direção vertical (momento por unidade de comprimento).
- $N_{\theta i}$ - Força de protensão circunferencial inicial por unidade de altura da parede (força por unidade de comprimento).
- $N_{\theta io}$ - Força de protensão circunferencial inicial por unidade de altura da parede na base (força por unidade de comprimento).
- $N_{\theta b}$ - Força circunferencial por unidade de altura da parede devida à carga externa (força por unidade de comprimento).
- p - Sobrecarga atuante sobre a cobertura (força por unidade de área).
- p_{ey} - Pressão lateral do solo na altura y (força por unidade de área).
- Q_o - Força cortante radial na borda da parede (força por unidade de comprimento).

são que ocorrem durante e depois do estiramento dos fios, e os vínculos nas junções da parede com o fundo e com a cobertura. As tensões máximas não devem exceder as admissíveis de trabalho dadas na seção 2.4. Devem ainda ser considerados os efeitos de retração, gradientes de temperatura, deformação lenta e gradientes de umidade.

2.3 - CARGAS DE PROJETO

Os carregamentos indicados nesta seção são os que aparecem com maior frequência no projeto de reservatórios de concreto protendido.

2.3.1 - Pressão interna - Pressão devida ao material armazenado.

2.3.2 - Pressão externa de aterro - A pressão lateral externa de terra, simétrica ou assimetricamente aplicada, deve ser determinada por métodos racionais da mecânica dos solos. A sobrecarga atuante à superfície do aterro deve ser considerada. Normalmente, o empuxo de terra não é utilizado para reduzir a protensão necessária.

2.3.3 - Peso próprio da estrutura .

2.3.4 - Cargas de vento, neve, terremotos - Esses carregamentos devem ser considerados conforme os códigos locais. Onde não há código pode-se usar o "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures", ANS A58.1, do American National Standards Institute. Os carregamentos resultantes de efeitos sísmicos rápidos ou relativos à radiatividade requerem considerações especiais.

2.3.5 - Sub-pressão - Supressão devida à água do subsolo em lajes de fundo e pressão de gás na cobertura.

2.4 - TENSÕES ADMISSÍVEIS

2.4.1 - Concreto - As tensões no concreto não devem exceder os valores dados no ACI-318, exceto os dados na tabela 2.4.

2.4.2 - Concreto projetado - As tensões para este concreto não devem exceder os valores indicados na tabela 2.4.

2.4.3 - Protensão circunferencial - Tensão no aço - Sistema de fios.

2.4.3.1 - A tensão média inicial, imediatamente após o estiramento e antes das perdas devidas à fluência e à retração, é:

$$f_{si} \leq 0,70f'_s$$

2.4.3.2 - A diferença entre a tensão de protensão final e a inicial na armadura, se não for calculada por processos mais precisos, deve ser tomada igual a 2250kgf/cm². Este valor inclui as perdas de retração, deformação lenta do concreto, fluência do aço, tolerâncias na construção e compressão residual no concreto. Maiores descontos para as perdas de tensão podem ser necessários em estruturas sujeitas a deformação lenta, retração ou temperatura não usuais, ou quando a pressão radial de projeto não for aplicada longo tempo após a conclusão da construção.

Tabela 2.4 - Tensões admissíveis em concreto e em concreto projetado.

DESCRIÇÃO	CONCRETO		CONCRETO PROJETADO	
	Tensões temporárias (a) f_{ci}	Tensões para cargas de projeto f_c	Tensões temporárias (a) f_{gi}	Tensões para cargas de projeto f_g
Compressão axial	0,55 f'_{ci}	0,45 f'_c	0,45 f'_{gi} (mas não mais que $112+1,12 t_c$ Kgf/cm ²)	0,38 f'_g
Tração axial	0	0	0	0
Compressão na flexão	0,60 f'_{ci}	0,45 f'_c	0,45 f'_{gi}	0,38 f'_g
Tração na flexão em zonas sem armadura	0	0	0	0
Tração na flexão em zonas com auxílio de armaduras e sem diafragma	17,6 Kgf/cm ²	14,1 Kgf/cm ²	17,6 Kgf/cm ²	14,1 Kgf/cm ²
Tração na flexão em zonas com armadura e diafragma	c	c	c	c
Cisalhamento, tração diagonal e apoio deslizante		d		d
Vínculo		e		e, f

Notas relativas à Tabela 2.4:

- a) Antes das perdas.
- b) Para $t_c > 10\text{cm}$; para $t_c < 10\text{cm}$ usar $f_{gi} = 105,5\text{kgf/cm}^2$; para o anel usar $0,45f'_{gi}$.
- c) Tomar 100% da força de tração na armadura e/ou diafragma .
- d) Ver Tabela 1002(a) ACI-318-63.
- e) Ver Capítulo 13 ACI-318-63.
- f) Ver Capítulo 13 ACI-318-63. Considerar o vínculo do diafragma de aço verticalmente estriado equivalente ao de uma barra plana.
- g) A armadura suplementar deve receber toda a tensão de tração na flexão.

2.4.3.3 - A máxima tensão de projeto nos fios das estruturas, considerando-se os carregamentos totais de projeto de pois dos descontos das perdas e outros efeitos, vale:

$$f_{se} \leq 0,55f'_s$$

2.4.4 - Protensão circunferencial - Tensão no aço - Sistemas de cabos.

2.4.4.1 - A tensão inicial não deve exceder os valores dados no ACI-318, e a máxima protensão efetiva não pode ultrapassar a $0,55f'_s$.

A tolerância para as perdas de tensão no aço, mantendo uma compressão residual no concreto, deve ser tomada

igual a 2250 kgf/cm^2 , se não for calculada por processos mais precisos.

2.4.4.2 - Esse valor inclui as perdas devidas à retração, deformação lenta e fluência do aço. Um desconto maior para as perdas de tensão pode ser necessário em estruturas sujeitas a deformação lenta, retração ou variação de temperatura não usuais, ou onde a pressão radial de projeto não for aplicada longo tempo após a conclusão da construção.

2.4.4.3 - A inclusão das perdas de atrito deve ser feita segundo o ACI-318, com seu valor adicionado às outras perdas calculadas.

2.4.5 - Protensão vertical - As tensões admissíveis e a determinação das perdas devem ser de acordo com ACI-318.

2.4.6 - Armadura frouxa.

2.4.6.1 - A armadura frouxa é determinada segundo as prescrições da ACI-318.

2.4.6.2 - A armadura pode ser constituída de barras, malhas ou diafragma de aço.

2.4.6.3 - A tensão admissível de tração, quando não são levados em conta os efeitos da retração e temperatura, não deve exceder o valor 1265 kgf/cm^2 .

2.4.6.4 - A armadura frouxa não deve ser disposta para receber qualquer porção da tensão circunferencial primária resultante da pressão radial de projeto.

2.5 - PROJETO DA PAREDE

2.5.1 - Método de projeto - O projeto da parede é normal-

mente baseado na análise elástica das cascas cilíndricas para as tensões e deformações causadas pela protensão, carga do líquido armazenado e carga lateral externa. Os efeitos de retração, variação de temperatura, gradiente de temperatura e deformação lenta devem ser calculados usando-se métodos empíricos, métodos teóricos, ou combinação desses, que tenha dado resultados satisfatórios.

2.5.2 - Força de protensão circunferencial - O aço protendido é empregado para receber as forças de tração devidas aos carregamentos de líquidos e outros carregamentos. Deve-se aplicar uma compressão mínima no concreto de 35 kgf/cm^2 quando a parede tiver o topo livre. Para as paredes com topo vinculado, a compressão mínima é de 21 kgf/cm^2 nas regiões próximas ao vínculo. Em projetos de paredes que têm recobrimento de concreto, com cabos tracionados posteriormente, deve-se levar em conta as folgas para embutir os componentes de ancoragem e subsequente fixação do equipamento de protensão.

2.5.3 - Espessura da parede - As espessuras do núcleo das paredes de concreto ou de concreto projetado devem ser dimensionadas de modo a produzirem tensões de membrana, com a aplicação das forças de protensão inicial e final e das pressões laterais externas, dentro dos limites das tensões admissíveis dados na Tabela 2.4, e obedecendo às seguintes dimensões mínimas:

- 9cm para reservatório com diafragma de aço e concreto projetado;
- 15cm para reservatórios concretados "in loco" e com protensão vertical;
- 20cm para reservatórios concretados "in loco" e sem protensão vertical.

Para reservatórios com dimensões, cargas verticais e outros tipos de carregamentos não usuais, a mínima espessura a ser usada deve ser dada através de uma análise da flambagem da parede.

2.5.4 - Vínculo de extremidade - A restrição de movimentos no pé e no topo da parede causa tensões de flexão significativas, que devem ser determinadas por análises racionais.

2.5.4.1 - Detalhe da ligação com a base - Todos os tipos de vinculação parede-base em uso envolvem algum impedimento de movimento horizontal radial sob a atuação da protensão e dos demais carregamentos laterais. Em geral, esses vínculos são classificados como:

- Monolítico, com impedimento total contra a translação antes e depois da protensão (Ver Fig. 2.5.4.1a).

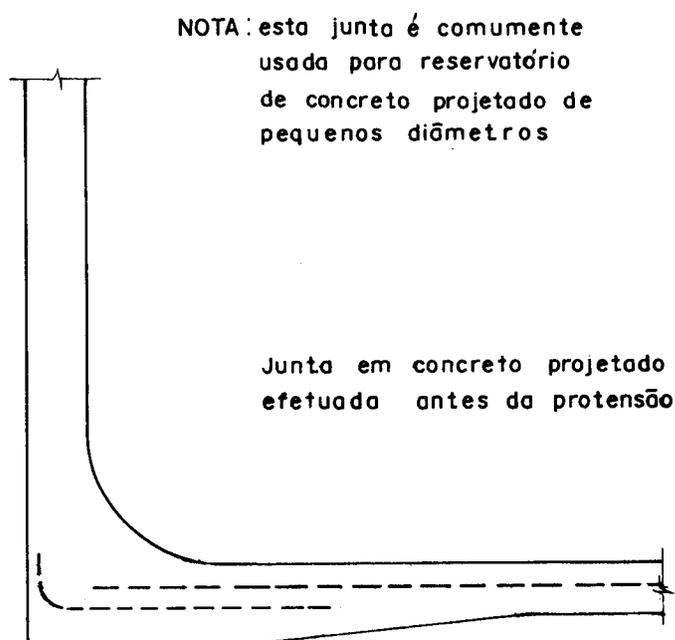


Fig. 2.5.4.1a - Junta monolítica da base; junta monolítica com impedimento total dos deslocamentos horizontais antes e depois da protensão.

- Monolítico articulado com impedimento parcial contra a translação durante a aplicação da protensão e com impedimento total após a aplicação da protensão (Ver Fig. 2.5.4.1b).

NOTA : este detalhe é usado para reservatórios de diâmetros intermediários executados com concreto projetado

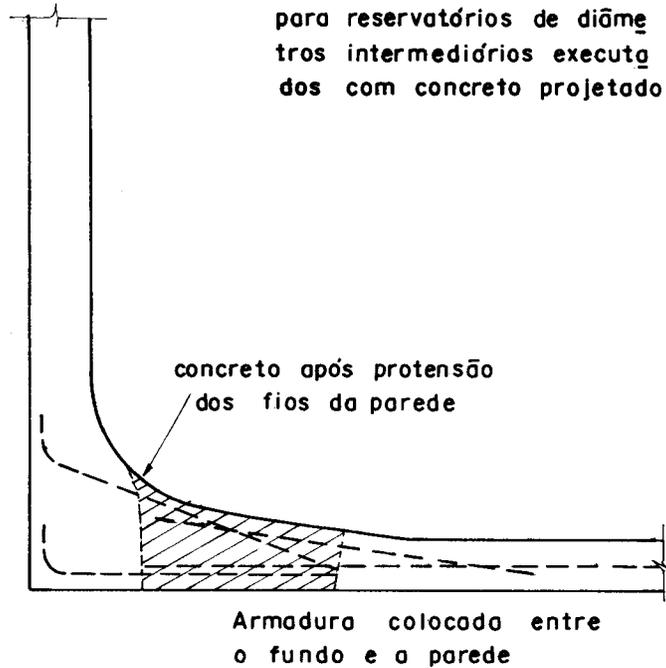


Fig. 2.5.4.1b - Junta monolítica da base; durante a protensão é articulada impedindo os movimentos horizontais; após a protensão é engastada e impede todos os movimentos.

- Separado, para permitir translação e rotação (por exemplo: utilização de apoio elastomérico; ver Fig. 2.5.4.1c).

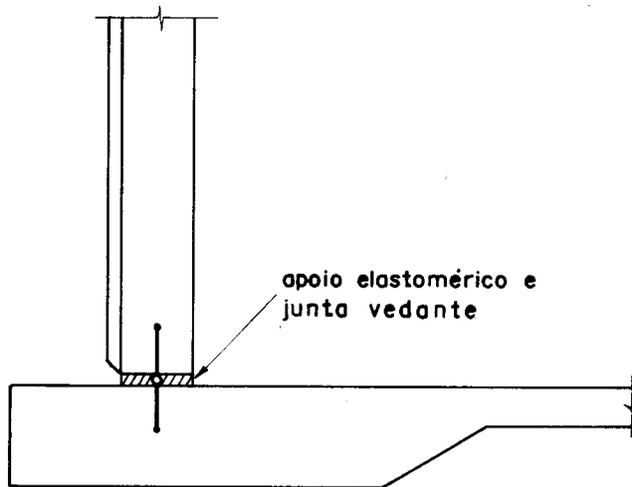


Fig. 2.5.4.1c - Junta deslizante no pé da parede; permite rotação, translação ou ambos (por exemplo, apoio elastomérico).

O vínculo monolítico pode ser inteira ou parcialmente fixo contra a rotação, ou articulado para permitir rotação livre.

2.5.4.2 - Detalhes da ligação com a cobertura - Os diversos tipos desta ligação, em uso para reservatórios cobertos, são também monolíticos (Ver Fig. 2.5.4.2a) ou separados (por exemplo: utilização de apoio elastomérico; ver Fig. 2.5.4.2b).

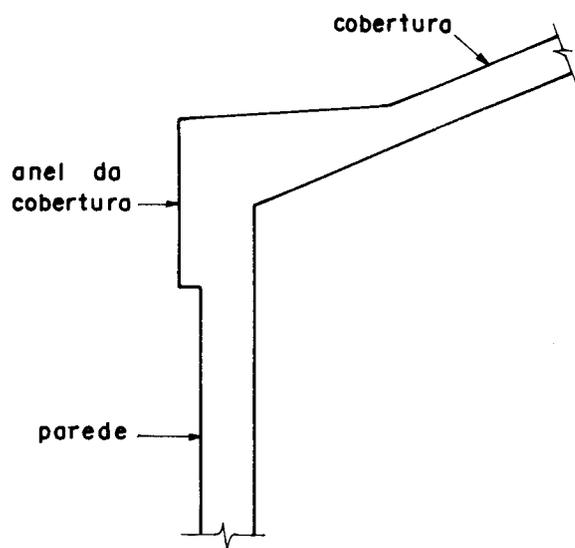
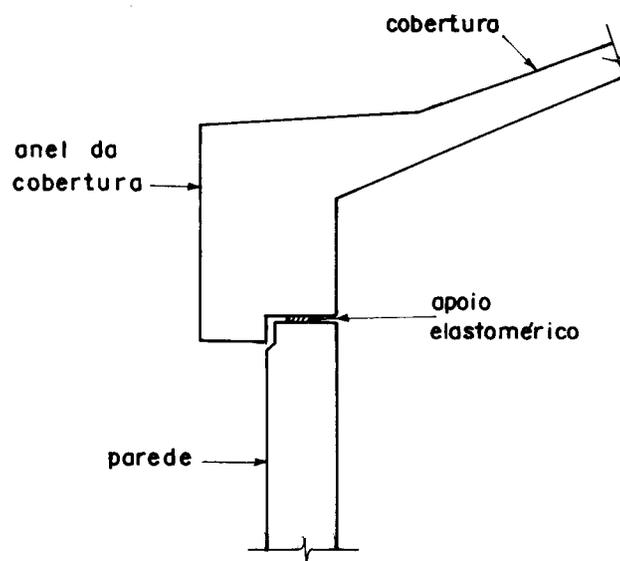


Fig. 2.5.4.2a - Ligação monolítica entre parede e cobertura.

Fig. 2.5.4.2b - Ligação parede-cobertura deslizante.



2.5.5 - Efeitos de retração e temperatura - As temperaturas e retrações diferenciais causam tanto tensões de flexão vertical como circunferencial, além de tensões de tração circunferencial, sendo que para a última deve-se utilizar as prescrições da seção 2.5.2. Para a tensão vertical deve-se usar protensão vertical ou armadura frouxa. Nos reservatórios sem diafragma de aço, a armadura necessária deve ser calculada. Nos reservatórios com diafragma de aço, a armadura vertical total adequada, incluindo o diafragma, não deve ser inferior a 0,005 vezes a área da seção transversal.

2.5.6 - Tensão de estiramento - A aplicação de fios ou cabos protendidos pode criar momentos fletores temporários. A seqüência da aplicação da força deve ser controlada para manter as tensões de flexão dentro dos limites dados na tabela 2.4.

2.5.7 - Aberturas na parede - As aberturas são feitas na parede para inspeções, passagem de tubos e outros fins. Os fios protendidos colocados por enrolamento não devem formar feixe, sendo que o mínimo espaço entre dois deles não pode ser inferior ao diâmetro ou a 6mm. Os fios que cobriam uma abertura devem ser recuados para os lados da abertura para manter a força de protensão necessária. Esses fios não devem ser colocados a uma distância menor que 2,5cm das aberturas da parede.

Essa protensão causa flexões verticais na parede que devem ser levadas em conta no projeto.

2.5.8 - Outras especificações da parede - Análises especiais de projeto podem ser necessárias em condições não usuais. Como exemplo, citam-se os casos de altura variável de terra ao redor do reservatório, cargas concentradas aplicadas através de consolos, grandes cargas verticais ou grandes diâmetros que podem afetar a estabilidade da pare-

de, líquidos quentes e produtos criogênicos. O método elástico de análise de cascas cilíndricas, baseado na hipótese de material homogêneo isotrópico, é geralmente empregado para estudo em condições especiais de projeto.

2.5.9 - Procedimentos para projeto de paredes - Em reservatórios protendidos para armazenar líquidos sob condições normais de projeto, a abordagem usada é o cálculo de cascas, com modificações empíricas apropriadas. Para as equações mostradas nesta seção, deve-se utilizar f_g em lugar de f_c quando o material for concreto projetado.

2.5.9.1 - Forças circunferenciais - Inicialmente consideram-se tensões de membrana na parede com as bordas totalmente livres.

a) A força de protensão circunferencial inicial por unidade de altura da parede equivalente à distribuição de pressões de líquido é:

$$N_{\theta i} = w R (H_y) f_{si} / f_{se} \quad (2.1)^*$$

b) A força circunferencial por metro de altura da parede devida ao carregamento lateral externo é:

$$N_{\theta b} = P_{ey} (R + t_t) \quad (2.2)$$

2.5.9.2 - Espessura e tensão - Dimensionar a espessura da parede e a força de protensão para as condições de membrana:

* Ver seção 2.5.2 para mínima protensão inicial.

a - Espessura do núcleo:

$$t_c = N_{\theta i} / f_{ci} \quad (2.3)$$

Não sendo esse valor menor que o mínimo dado em 2.5.3.

b - Verificação da tensão final devida ao carregamento lateral e à protensão inicial:

$$f = \frac{N_{\theta b}}{t_t} + \frac{N_{\theta i}}{t_c} \frac{f_{se}}{f_{si}} f_c \quad (2.4)$$

2.5.9.3 - Deslocamentos - Valor estimado do deslocamento da parede para o apoio móvel:

O deslocamento elástico radial inicial da parede devido à protensão inicial, quando não se impedem os deslocamentos, vale:

$$\delta_{Ri} = N_{\theta i} R / (t_{co} E_c) \quad (2.5)$$

O módulo de deformação inicial do concreto da parede vale:

$$E_c = 15380 \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$$

O deslocamento radial inicial mostrado acima é reduzido pelas vinculações das bordas, mas o deslocamento final é substancialmente aumentado pela retração e pela deformação permanente do concreto. O deslocamento final pode atingir 1,5 a 3 vezes o valor inicial, dependendo das condições locais, tais como retração, deformação lenta, idade do concreto quando é dada a protensão, dilatação do aterro e outras. Para condições normais, a deflexão pode ser dada como:

$$\delta_R = 1,7 \delta_{Ri} \quad (2.7)$$

2.5.9.4 - Efeitos dos deslocamentos impedidos - Estudo dos impedimentos de borda: dimensionar os detalhes da borda, do topo e da protensão ou da armadura frouxa vertical para condições de tensões devidas a deslocamentos de borda impedidos.

- a) O momento vertical máximo devido ao cisalhamento na borda é:

$$M_{yax} = 0,24 Q_o \sqrt{R t_{co}} \quad (2.8)^*$$

- b) Esse momento ocorre a uma distância y da base ou topo igual a:

$$y = 0,68 \sqrt{R t_{co}} \quad (2.9)^*$$

Para reservatórios muito baixos, onde $H^2/(Dt_c) < 2,0$, deve-se fazer uma análise mais elaborada, levando-se em consideração a interação das condições das bordas.

- c) Para as bordas do topo e da base com apoios deslizantes, Q_o deve ser determinada através do máximo deslocamento estimado da junta, e de dados testados sobre a resistência do apoio fornecidos pelo sistema particular usado para a junta de separação.

- d) Para a base monolítica, Q_o é:

$$Q_o = 0,38 N_{\theta io} \sqrt{t_{co}/R} \quad (2.10)$$

* Se t_c varia, use-se para t_{co} o valor de t_c a uma distância $y = 0,40 \sqrt{R t_{co}}$ acima da base.

Esse tipo de junta deve ser usado apenas em reservatórios que tenham um diafragma na parede. Em tais reservatórios, o diafragma de aço pode ser usado como sendo a armadura total necessária, ou parte dela.

A armadura interna na base pode ser ancorada com barras em U ou com outros detalhes aceitáveis. A extensão que toda a armadura calculada deve cobrir, medida da base do reservatório, é:

$$y_1 = 1,4 \sqrt{R t_{co}} \quad (2.11)^*$$

f) A distância que deverá ser coberta por apenas metade da armadura calculada, medida a partir da base, é:

$$y_2 = 1,8 \sqrt{R t_{co}} \quad (2.12)$$

O comprimento de ancoragem deve ser adicionado aos valores dados nas equações 2.11 e 2.12. A armadura disposta acima de y_2 deve ser suficiente para resistir a $0,22 M_{ym\acute{a}x}$.

g) A armadura externa a ser disposta na região da base, por unidade de altura da parede, deve ser no mínimo $0,005t_{co}$. Essa armadura deve se estender até a uma distância de 90 cm ou

$$y_3 = 0,75 \sqrt{R t_{co}} \quad (2.13)$$

da base.

* Se t_c varia, usar para t_{co} o valor de t_c a uma distância $y = 0,40 \sqrt{R t_{co}}$ acima da base.

2.6 - PROJETO DA COBERTURA

2.6.1 - Generalidades - A cobertura (casca esférica) geralmente tem a relação altura/vão entre 1/10 e 1/6. Um anel circular protendido é colocado na base para resistir à pressão axial da casca. As figuras 2.5.4.2a e 2.5.4.2b ilustram o detalhe típico da borda inferior da casca, mostrando o arranjo do anel e sua ligação com a parede do reservatório.

2.6.2 - Método de projeto - O projeto de cobertura deve ser baseado na análise elástica das cascas esféricas.

2.6.3 - Espessura e armadura - A espessura da casca é dada pela flambagem ou pelo valor mínimo de construção.

2.6.3.1 - A espessura de uma casca de cobertura, em função da flambagem, é:

$$t_d = \sqrt{\frac{S(g+p)}{k E_c}} \quad (2.14)$$

onde k pode ser tomado igual a 0,25 para coberturas com relação flecha/vão entre 1/10 e 1/6 e r/t_d menor que 800; E_c é dado pela equação (2.6). Nas coberturas de estruturas circulares têm sido empregados fatores de segurança contra a flambagem entre 4 e 6 para a utilização da equação (2.14). O fator de segurança contra a flambagem procura levar em conta a deformação lenta e a retração. Um fator de segurança acima de 4 é recomendado para cúpulas que cobrem áreas de armazenagens. As coberturas de edifícios públicos devem ter fator de segurança consideravelmente alto.

2.6.3.2 - A espessura não deve ser menor que 8cm para coberturas de concreto e 6cm para as de concreto projetado.

2.6.3.3 - A área de armadura na cúpula, excluindo o anel,

não deve ser menor que $0,003 b t_d$ nas direções circunferencial e meridiana, sendo as armaduras dispostas no centro da espessura, exceto nas regiões das bordas, onde a armadura meridiana é colocada nas duas faces. A armadura mínima pode ser aumentada no caso de condições de temperatura não usuais.

2.6.4 - Região de borda da cúpula - As regiões da cobertura e do alto da parede estão sujeitas a tensões de flexão que surgem porque as deformações da junção cobertura-anel-parede diferem das condições de membrana produzidas pelos carregamentos e pela protensão. Essas tensões podem ser reduzidas a níveis que não alteram o comportamento do reservatório com o cálculo apropriado da junção (ver seção 2.5.4.2). Os fatores que afetam os esforços de flexão são: tipo de junção (monolítica ou separada), tamanho do anel da cobertura, força de protensão inicial no anel e na parede adjacente, e espessura da região da borda da cobertura. Os efeitos de borda podem exigir um espessamento localizado nesta região, uma armadura meridiana em ambos os lados da casca e uma armadura vertical apropriada em cada face da parede na região próxima ao anel.

2.6.5 - Anel de cúpula - Emprega-se protensão circunferencial no anel da cúpula para eliminar ou controlar suas tensões circunferenciais e para diminuir os efeitos na borda da cobertura e na região superior da parede.

2.6.5.1 - A não ser que se tenha uma análise mais minuciosa, a seção de aço protendido para resistir à carga total W (peso próprio, sobrecarga e água) pode ser dada como:

$$A_{ds} = W \operatorname{ctg} \omega / (2 \pi f_{se}) \quad (2.15)$$

2.6.5.2 - A força de protensão deve ser dada para neutralizar apenas as tensões dos carregamentos permanentes, mais todas as perdas. Se for usada tensão de protensão menor que a dos carregamentos acidentais, a área total de aço protendido deve ser mantida com tensões reduzidas, ou deve ser acrescentada armadura frouxa adicional para garantir a capacidade resistente da estrutura, de acordo com o ACI-318.

2.6.5.3 - O excesso de protensão para a sobrecarga causa compressão no anel nas regiões da borda da cúpula e na parte superior da parede quando as três peças forem monolíticas. O anel é calculado de modo que as tensões de compressão nominais iniciais estejam entre 28 kgf/cm^2 e 70 kgf/cm^2 , com base apenas na seção transversal do anel, excluindo as paredes adjacentes para reduzir as flexões de borda.

2.6.5.4 - Usa-se armadura frouxa no anel para controlar os efeitos de temperatura antes da protensão. A mínima taxa de armadura circunferencial no anel é 0,25%.

2.6.5.5. - Quando o anel é separado da parede do reservatório, pode-se usar alguns recursos, como encaixes ou pregos flexíveis para prevenção de deslocamentos laterais da cobertura. A figura 2.5.4.2b mostra um rebaixo no anel. Quando esse detalhe é empregado, a extensão da junção deve ser suficiente para acomodar o movimento diferencial.

2.7 - PROJETO DO FUNDO

Os fundos dos reservatórios podem ser de tipo estrutural ou de membrana.

2.7.1 - Fundo estrutural - Os fundos estruturais são feitos onde podem ocorrer sub-pressões hidrostáticas. Esse tipo de fundação deve ser projetado para resistir a essas

forças quando o reservatório está vazio. Ancoragens no sub solo, fundos pesados, ou drenos para alívio da pressão têm sido usados como boas soluções para enfrentar esse tipo de carga.

2.7.2 - Fundos em membrana - Neste tipo de fundo supõe-se que as cargas sejam transmitidas à sub-base diretamente através da membrana. A espessura mínima da membrana deve ser de 6cm em concreto projetado ou 9cm em concreto.

O fundo deve ser composto por segmentos tão grandes quanto possível, para eliminar os problemas de construção das juntas. Deve-se tomar cuidado com grandes seções do fundo para limitar as retrações, usando-se concreto de baixa plasticidade, armadura adequada, e tendo as mesmas condições de temperatura e controle. Em reservatórios destinados a armazenamento de líquidos, o fundo deve ser mantido saturado até que a estrutura seja colocada em uso.

Quando se executam as junções, os detalhes devem assegurar uma estanqueidade com o nível de água à altura total do reservatório. A rigidez e a uniformidade da sub-base devem ser cuidadosamente controladas para limitar movimentos diferenciais nas juntas. Para controlar as possibilidades de fissuras na laje de fundo, a taxa de armadura mínima é de 0,5%.

2.7.3 - Sub-base - A sub-base deve ter capacidade adequada em função do peso do reservatório, do líquido e dos carregamentos da cobertura. A sub-base deve ser de densidade uniforme para minimizar os movimentos do fundo.

Embora não seja necessária, em geral utiliza-se uma camada de brita bem compactada, que deve ser isolada para evitar percolação.

Quando as condições locais indicarem a possibilidade de ocorrerem sub-pressões hidrostáticas, deve-se fazer uma drenagem adequada.

2.8 - PROJETO DO PÉ

Nos casos de pés deslizantes, usa-se na base da parede uma sapata uniformemente armada para distribuir a carga vertical da parede para a fundação.

Os reservatórios com junção monolítica normalmente possuem a região do fundo, próxima ao vínculo, engrossada para distribuir as cargas da parede para a fundação.

3 - MATERIAIS

3.1 - CONCRETO

O concreto deve seguir as especificações do ACI-301, desde que não haja outra indicação.

3.2 - CONCRETO PROJETADO

3.2.1 - Geral - A menos que haja outra indicação neste trabalho para a cura do concreto projetado, deve-se seguir as recomendações do ACI-506, Recommended Practice for Shotcreting. Há poucas experiências com concreto projetado não curado para reservatórios protendidos e portanto o caso não será abordado aqui.

3.2.2 - Água de amassamento - Conforme o ACI-318.

3.3 - ADITIVOS

Devido à possibilidade de corrosão na armadura de protensão, os aditivos que contenham cloretos, fluoretos, sulfatos e nitratos não devem ser usados; além disso, deve-se seguir as especificações do ACI-301.

3.4 - ARMADURA

3.4.1 - Armadura frouxa - Essa armadura deve seguir as especificações do ACI-301.

3.4.2 - Armadura protendida

3.4.2.1 - Sistema de protensão por enrolamento de fios - O fio deve seguir a ASTM A-421 ou a ASTM A-227, classe 1 ou 2.

3.4.2.2 - Sistemas de protensão por cabos - Para protender cabos deve-se seguir as especificações do ACI-301 e ainda as recomendações abaixo.

3.4.2.2.1 - Cabos com aderência

- a) Ancoragens - A ancoragem deve ter capacidade para receber 90% da resistência última do cabo quando o teste é feito sem aderência, sem deformação permanente ou escorregamento depois de posicionado.
- b) Bainhas - O material da bainha para cabos deve ser metal ferroso, que seja compatível tanto com o concreto quanto com o aço protendido; deve ainda ser forte para não perder a sua forma durante a construção. Deve-se evitar a entrada de pasta de cimento do concreto na bainha.
- c) Injeção de nata de cimento - A nata de cimento deve ser constituída de uma mistura de cimento e água em uma proporção que possibilite boa trabalhabilidade e retração reduzida. A água adicionada deve ser a mínima necessária para se ter boa plasticidade; a quantidade a ser colocada é mais ou menos 45% do peso do cimento. O método para introduzir a nata de cimento a ser usada deve garantir que haja total preenchimento dos vazios existentes entre o cabo e a bainha e os encaixes de ancoragem.

3.4.2.2.2 - Cabos sem aderência.

- a) Ancoragens - A mínima resistência final das ancoragens dos cabos sem aderência deve ser suficiente para resistir à força do cabo, sem contar a deformação permanente nem o escorregamento que ocorre após a fixação inicial. A mecânica da ancoragem deve garantir que o alongamento do cabo sob carga não seja menor que 2% quando medido em uma escala de no mínimo 3m.
- b) Pintura - É vital que os cabos sem aderência e as ancoragens estejam permanentemente protegidos contra a corrosão através da aplicação de pintura apropriada.
- c) Bainha - A bainha para cabos sem ancoragem deve ter resistência suficiente para evitar danos e deterioração irreparáveis durante o transporte, a estocagem na obra e a instalação. A bainha deve ser contínua ao longo do cabo, entre as ancoragens.

3.4.3 - Diafragmas de aço - Os diafragmas de chapas de aço devem ser nervurados com ângulos reentrantes para proporcionar ancoragem mecânica entre a parede central e o concreto projetado. O aço deve estar de acordo com a última revisão da ASTM A-366 e a espessura deve corresponder à bitola 26. A extensão da chapa deve ter preferivelmente a altura total do reservatório.

3.5 - MATERIAIS ELASTOMÉRICOS

3.5.1 - Juntas vedantes - As juntas vedantes devem ser de plástico ou de outros materiais elastoméricos adequados. As juntas de plástico devem ser feitas de um composto de cloreto de polyvinil virgem e extrudado. As juntas devem ser de tal natureza que os extremos fiquem fundidos para garantir a estanqueidade. As juntas de metal não são recomendadas.

3.5.2 - Apoio - Para o apoio da parede deve-se usar neoprene ou materiais similares adequados, capazes de resistir à tensão e à exposição prolongadas. O neoprene deve ter uma resistência mínima de tração igual a 140 kgf/cm^2 , uma deformação máxima de 500% (ASTM D-412), e uma deformação de compressão máxima de 50% (ASTM D-395, método A). O material dos apoios registra normalmente valores de 40 a 60 no esclerômetro (ASTM D-2240).

3.5.3 - Apoio com vedação para água - As juntas virgens extrudadas, de cloreto de polyvinil, com formas especiais, são freqüentemente usadas para funcionar como apoio e garantir a estanqueidade do reservatório.

3.5.4 - Enchimento poroso - O enchimento poroso deve ser de neoprene ou borracha, de cavidade fechada, conforme ASTM D-1752, Tipo I.

3.5.5 - Vedação para o diafragma de aço - Um tipo de vedação usado para as junções em diafragmas de aço consiste de um composto para calafetagem e de um material elastomérico chumbado, que é fixado, sem redução perceptível, formando um selo permanente e flexível parecido com uma borracha. O material vedante deve ser aplicado com um revólver de calafetagem. Os materiais que têm como principais constituintes polímeros líquidos de polysulfetos básicos têm sido empregados com sucesso. Epóxis com 100% de sólidos são também usados para vedação de junções de diafragmas.

Os materiais de vedação precisam ter características comprovadas de ligação com metais e resistência ao deslocamento decorrente da pressão hidrostática.

3.5.6 - Pintura - As pinturas adequadas são feitas com tintas à base de borracha, latex-vinil de policloreto, ou tintas vinil-acrílicas de polímero.

4 - PROCEDIMENTO PARA A CONSTRUÇÃO

4.1 - CONCRETO

4.1.1 - Objetivo - A finalidade desta seção é dar recomendações para o controle do concreto, que não são dadas no ACI-301.

4.1.2 - Concretagem de coberturas - A execução de coberturas deve ser feita preferivelmente colocando-se segmentos circunferenciais a partir da borda externa em direção ao centro. Antes da concretagem, deve-se colocar sarrafos circunferenciais na junção de cada segmento para garantir a uniformidade das dimensões. A execução também pode ser feita com segmentos meridianos. Os sarrafos devem ser removidos assim que a seção próxima à junção estiver pronta para ser concretada, desde que a superfície já acabada esteja fixa o suficiente para permitir que seja usada como base para o nivelamento.

4.1.3 - Juntas de concretagem - As juntas horizontais de concretagem em paredes de reservatórios devem ser evitadas, a menos que sejam consideradas no projeto. O espaçamento das juntas verticais normalmente não deve exceder 18m. Os detalhes de todas as juntas devem ser desenhados.

As juntas dos fundos das paredes e das ligações parede-fundo devem ter vedações elastoméricas. Não se recomenda que a estanqueidade seja garantida apenas pelos materiais vedantes.

4.2 - EXECUÇÃO DO CONCRETO PROJETADO

4.2.1 - Objetivo - O objetivo desta seção é dar recomendações para concretagem e cura de concreto projetado em pare

des, coberturas e cobrimentos de fios protendidos, não da
das no ACI-306.

4.2.2 - Concretagem.

4.2.2.1 - Generalidades - A concretagem por projeção em co
berturas, paredes e fundos deve ser feita com uma mistura
que não escorra.

4.2.2.2 - Coberturas - A espessura da casca de cobertura
deve ser controlada por métodos adequados, permitindo-se u
ma variação máxima de 1,25cm. As juntas da cobertura devem
ser constituídas de concreto, com a borda que estiver so-
bre a malha ou armadura perpendicular à forma; a parte da
junta abaixo da armadura deve ser tão perpendicular à for-
ma quanto possível. A junção exposta deve ser cuidadosamen-
te limpa com ar ou água e todo o material perdido deve ser
removido antes da concretagem da camada seguinte.

4.2.2.3 - Concretagem da parede - As paredes devem ser cons-
tituídas por camadas (recomendam-se camadas de 5cm ou menos).
Devem ser instalados no chão fios verticais colocados a u-
ma distância inferior a 1m para obter-se a espessura corre-
ta e uniforme da parede. Recomendam-se fios número 18 ou 20.

Devem ser instalados sarrafos no alto da parede
e nos pontos de transição, para garantir que a superfície
acabada fique alinhada e nivelada.

4.2.3 - Cobrimento dos fios protendidos.

4.2.3.1 - Proteção contra a corrosão - Os fios protendidos
são melhor protegidos da corrosão, ou outros danos, pelo em
prego de duas ou mais camadas de argamassa de cimento. Ca-
da camada de fio deve ser protegida por uma ou mais cama-
das, feitas por jato de concreto. A camada superior de fios
deve ser protegida por várias camadas de concreto. Sobre a

camada final de concreto pode-se aplicar pintura, melhorando a segurança contra a corrosão e a aparência.

A argamassa de cimento Portland é um produto que oferece resultados positivos para o combate à corrosão do aço. Diferentemente de outros produtos, a argamassa é um meio passivo para o aço, que assim não sofre nenhum dano. As propriedades da argamassa contra a corrosão são, principalmente, devidas à sua alta alcalinidade; o pH da argamassa é sempre maior que 12,5. A esse valor, forma-se rapidamente uma película oxidada de ferro sobre a superfície do aço que o protege contra a corrosão.

As camadas de argamassa de cimento devem ser adequadamente projetadas e mantidas na sua posição correta, para funcionarem de modo satisfatório. A película protetora oxidada que se forma no aço coberto com argamassa previne indefinidamente a corrosão se: (1) a alta alcalinidade for mantida na superfície do aço; (2) íons de sulfeto e cloreto em altas concentrações não atingirem a armadura. As duas condições são asseguradas quando o concreto for adequadamente misturado e aplicado. Isto é importante em relação à camada atirada a jato, onde a ausência de vazios e a necessidade de contato íntimo com toda a superfície de aço são condições indispensáveis. Trincas causadas pela retração geralmente não causam danos. Entretanto, cobrimento incompleto, trincas que vão até o aço ou mau contato entre aço e argamassa podem destruir o efeito da película e levar à corrosão.

Em ambientes industriais e regiões costeiras com poucas chuvas anuais, sais de cloreto e sulfeto podem aparecer na superfície exterior da argamassa e eventualmente causar corrosão no aço. Essa possibilidade é eliminada com o uso de uma cobertura mais espessa sobre o aço ou pela vedação da superfície com pintura. Quando as condições climáticas são áridas, recomenda-se o uso de pinturas para reduzir os efeitos da retração.

4.2.3.2 - Preparação da superfície - Buracos grandes ou outros defeitos na parede central podem ser eliminados com argamassa antes de se começar a protensão. Sujeira, eflorescência, óleo e outros materiais estranhos devem ser removidos. As paredes do núcleo de concreto devem ter sempre uma superfície para aderência e devem receber jatos de areia. As superfícies do núcleo de concreto devem se tornar ásperas com emprego de vassouras antes do início da protensão.

4.2.3.3 - Cobrimento dos fios feito com jato - Cada camada de fio deve ser coberta com uma camada de argamassa, aplicada por projeção, logo que seja possível, depois da protensão. A distância a que se faz o jato e a umidade da mistura são decisivos para que os fios sejam bem envolvidos. A mistura da cobertura feita a jato deve consistir de uma parte de cimento Portland e não mais que três de areia fina. O concreto deve ser umedecido mas não encharcado, e deve fornecer uma cobertura de no mínimo 3mm, exceto na camada externa, que deve ter espessura de 1cm.

O tubo para a projeção deve ser ajustado para um ângulo menor que 5° e deve ser removido constantemente numa direção quase radial ao centro do reservatório. A distância do tubo aos fios deve ser tal que o concreto não cubra o lado dos fios antes que os espaços entre eles sejam preenchidos. Se o tubo for mantido muito atrás, o concreto se depositará na superfície do fio, ao mesmo tempo que o espaço entre eles estiver sendo preenchido, criando vazios.

Essa irregularidade é facilmente percebida e deve ser imediatamente corrigida, ajustando-se a distância do tubo e a umidade da argamassa.

Depois que a cobertura estiver feita, mas antes da execução da rugosidade, pode-se, pela inspeção visual, observar se houve contato completo entre fios e argamassa. Quando os moldes dos fios apresentarem cristas horizontais, isso significa que o concreto não entrou em contato com

os fios na parte de trás. Se, entretanto, a superfície estiver chata e não mostrar moldes de fios, pode-se assegurar que a quantidade de vãos é mínima. Os resultados das técnicas correta e incorreta são ilustrados na Fig.4.2.3.3. A camada feita a jato deve ser umedecida durante a cura, a menos que esta precise ser interrompida durante a operação de enrolamento dos fios.

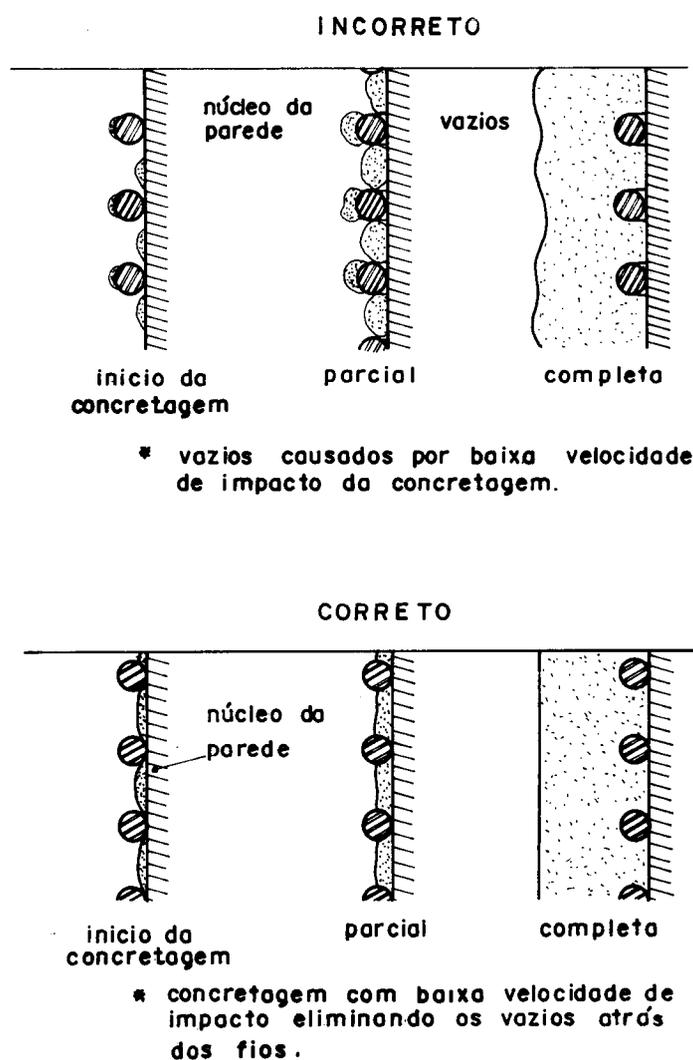
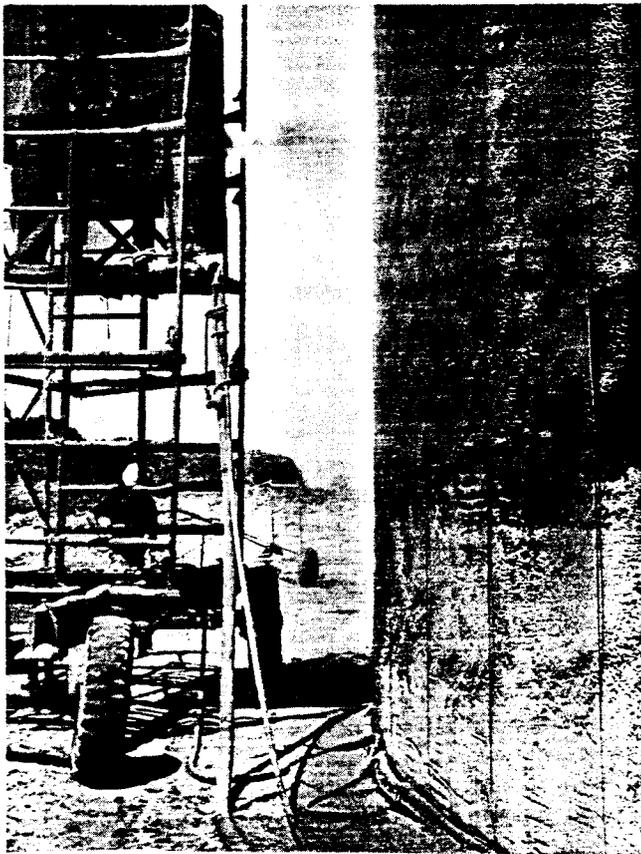


Fig. 4.2.3.3 - Esquema para o cobrimento dos fios.

Fig. 4.2.3.6 - Fios verticais para facilitar o controle da uniformidade da espessura do cobrimento.



4.2.3.4 - Cobrimento (núcleo) - Uma camada de concreto de pelo menos 1cm de espessura deve ser aplicada logo depois do cobrimento da última camada de fios. O traço da argamassa dessa camada deve ser pelo menos igual a 1/4, e a areia deve ser fina. Eflorescências e partículas perdidas na superfície de cobrimento da última camada de fios devem ser removidas antes da aplicação desta parte do cobrimento. O concreto desta camada deve ser curado e, se um cobrimento final ainda for aplicado, deve-se deixar a superfície rugosa.

4.2.3.5 - Cobrimento final (acabamento) - Uma camada final de concreto, com aproximadamente 6mm de espessura, é frequentemente aplicada. A relação das quantidades de cimento e areia fina é de 1/4.

4.2.3.6 - Espessura do cobrimento - A espessura total do cobrimento dos fios não deve ser inferior a 2,5cm. Deve-se colocar fios verticais do chão ao topo, com espaçamentos de no máximo 1m, para garantir a uniformidade do cobrimento (Fig. 4.2.3.6). Para isso recomendam-se fios número 18 ou 20.

4.2.3.7 - Cura - O cobrimento completo de concreto deve ser conservado úmido pelo menos por 7 dias. A umidade deve ser aplicada assim que já não danifique mais a camada final.

4.3 - EXECUÇÃO DAS FORMAS

4.3.1 - Generalidades - O trabalho de forma deve seguir as especificações do ACI-347, a menos que exista outro método.

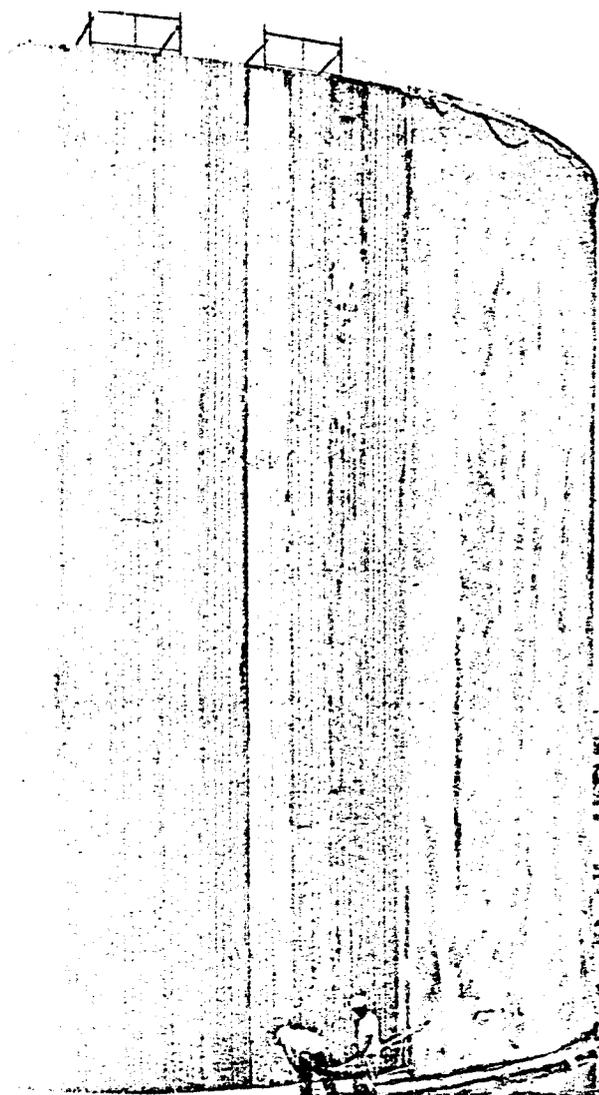
4.3.2 - Juntas das formas das paredes - As juntas das formas da parede devem ter vedações.

4.3.3 - Forma da cobertura - A forma da cobertura deve ser projetada para resistir a todas as forças que agem na face inclinada. É importante manter a curvatura da casca correta, para evitar lugares mais baixos na cobertura.

Exceto para as partes mais distantes e abas, as formas não devem ser retiradas até que se aplique uma força de protensão circunferencial no anel, suficiente para resistir ao efeito do peso próprio.

4.3.4 - Diafragmas de metal - Todas as juntas verticais entre diafragmas de metal devem ser vedadas, para se tornarem impermeáveis à água. A forma do diafragma deve ser atada e vinculada de maneira a eliminar vibrações que poderiam prejudicar seus vínculos. A figura 4.3.4 mostra um reservatório em construção com um diafragma de aço.

Fig. 4.3.4 - Diafragma de aço; toda a concretagem já foi executada.



4.4 - ARMADURA FROUXA

4.4.1 - Generalidades - A armadura suplementar deve ser disposta segundo o ACI-301. Para os reservatórios com cabos protendidos nas paredes e/ou na cobertura, fazem-se algumas considerações especiais para a sequência da disposição: por exemplo, a armadura da face interna deve ser colocada primeiro; em seguida, colocam-se os cabos verticais e horizontais, e depois a armadura da face externa. Os cabos normalmente são apoiados na armadura suplementar.

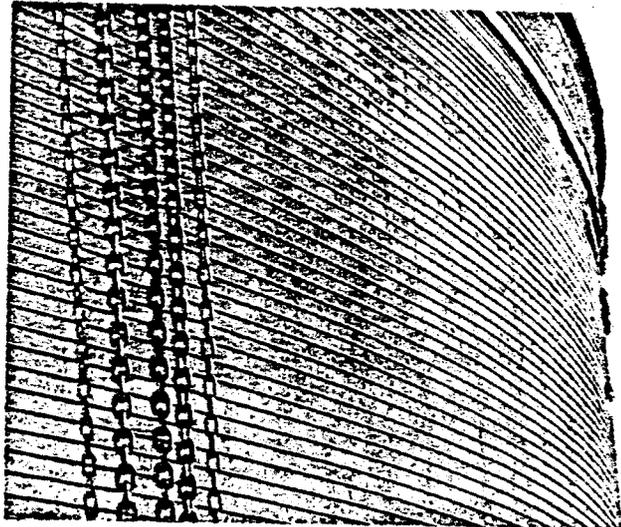
4.4.2 - Cobrimento de concreto ou concreto projetado - O mínimo cobrimento sobre os diafragmas de metal, malhas de aço ou armadura suplementar deve ser de 2,5cm .

4.5 - PROTENSÃO

4.5.1 - Enrolamento dos fios

4.5.1.1 - Objetivo - Esta seção trata da aplicação de fios de alta resistência, enrolados sob tensão, com máquinas, ao redor da parede circular de concreto ou de concreto projetado, das coberturas ou de outros componentes estruturais resistentes à tração (Ver Fig. 4.5.1.1).

Fig. 4.5.1.1 - Exemplo típico de máquina para o enrolamento dos fios na parede.

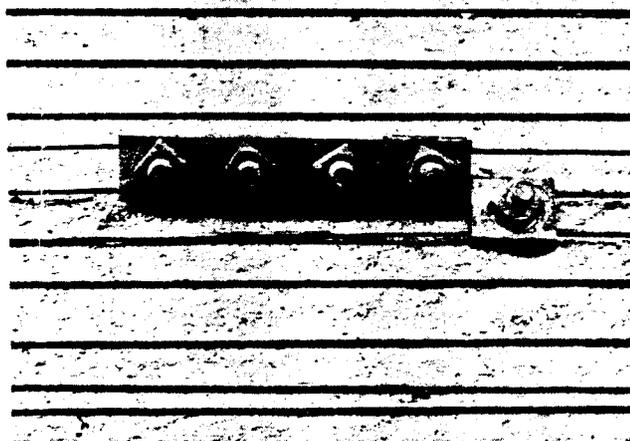


Uma característica essencial dos sistemas de fios protendidos é a aplicação da tensão no fio antes de sua colocação na parede.

4.5.1.2 - Características - O sistema de tracionamento a ser usado deve ser capaz de produzir uma tensão num ponto qualquer ao redor da parede com tolerância de mais ou menos 7% em relação ao valor inicial especificado.

4.5.1.3 - Ancoragem dos fios - Em cada volta o fio deve ser ancorado de maneira que os intervalos sem ancoragem sejam suficientes para minimizar a perda de protensão no caso de quebra do fio durante o estiramento. A presilha da ancoragem deve ser removida antes da aplicação do cobrimento. A figura 4.5.1.3 mostra uma ancoragem típica.

Fig. 4.5.1.3 - Ancoragem para prevenir perdas de protensão.



4.5.1.4 - Entrelaçamento de fios - As extremidades do fio devem ser amarradas por entrelaçamento adequado, capaz de suportar toda a força atuante.

4.5.1.5 - Resistência do concreto na época da aplicação da protensão - A tensão aplicada no concreto ou no concreto projetado deve permanecer dentro dos limites dados na tabela 2.4.

4.5.1.6 - Registro das tensões e do enrolamento dos fios - Para se determinar frequentemente o nível de tensão no fio, deve-se usar um método que facilite a recalibragem. Deve-se tomar pelo menos uma leitura para todas as voltas do fio, dada através de sua deformação. As leituras devem ser referidas à altura e à camada, para que as tensões de cada ponto sejam gravadas. Deve-se obter no final um gráfico com o registro de todas as tensões aplicadas.

4.5.1.7 - Reajuste de fios e tensões - Se os valores das tensões caírem abaixo de f_{si} , deve-se protender um fio adicional para compensar a redução da força de protensão. Se a tensão exceder $1,07 f_{si}$, a operação deverá ser interrompida imediatamente e reajustes deverão ser feitos antes do prosseguimento do trabalho.

4.5.1.8 - Espaçamento dos fios - O espaço mínimo entre dois fios deve ser 6mm ou o diâmetro do fio, caso este seja maior. O mínimo valor do espaçamento médio entre os fios é igual a 8mm. Qualquer fio que não esteja na especificação do espaçamento deve ser recolocado ou removido. Os fios adjacentes a aberturas ou instalações de equipamentos devem ser uniformemente espaçados, de acordo com as especificações da seção 2.5.7.

4.5.2 - Cabos

4.5.2.1 - Objetivo - O objetivo desta seção é dar recomendações que não são fornecidas pelo ACI-301.

4.5.2.2 - Característica - Toda manipulação dos cabos, estiramento e equipamento para injeção de nata de cimento deve estar sob a direção de uma pessoa competente, com conhecimento técnico dos princípios da protensão e com experiência sobre o sistema particular ou outro sistema de protensão usado.

4.5.2.3 - Manual de campo - Antes do posicionamento final, os cabos e/ou as peças componentes do local de trabalho devem ser protegidos contra possíveis riscos físicos e corrosão. O armazenamento temporário em lugar fechado é recomendado. O manejo com os cabos pré-fabricados deve ser tal que a bainha esteja totalmente protegida. Recomenda-se o manejo com material apropriado.

4.5.2.4 - Colocação.

- a) Generalidades - Os cabos ou as bainhas devem ser colocados no chão, tão próximos quanto possível da posição final, e então levantados para essa posição e presos. Nenhum cabo ou bainha deve ser levantado com a armadura suplementar ou com cabos previamente colocados. Uma sequência planejada de colocação evita a necessidade de enfiar cabos ou dutos na armadura suplementar. A bainha deve ser inspecionada cuidadosamente antes da concretagem, para segurança contra a entrada de argamassa ou contra dobras, que restringiriam a movimentação do cabo quando tracionado.

Nenhum resto de solda ou quina deve ser permitido nas proximidades do cabo tracionado e este não deve ser usado como pólo elétrico neutro.

- b) Cabos circunferenciais da parede - Os cabos e as bainhas devem estar presos em um número suficiente de pontos, distantes entre si menos de 1,20m, para garantir que não haja flecha (deslocamento em relação aos pontos de apoio do cabo) superior a 6mm.

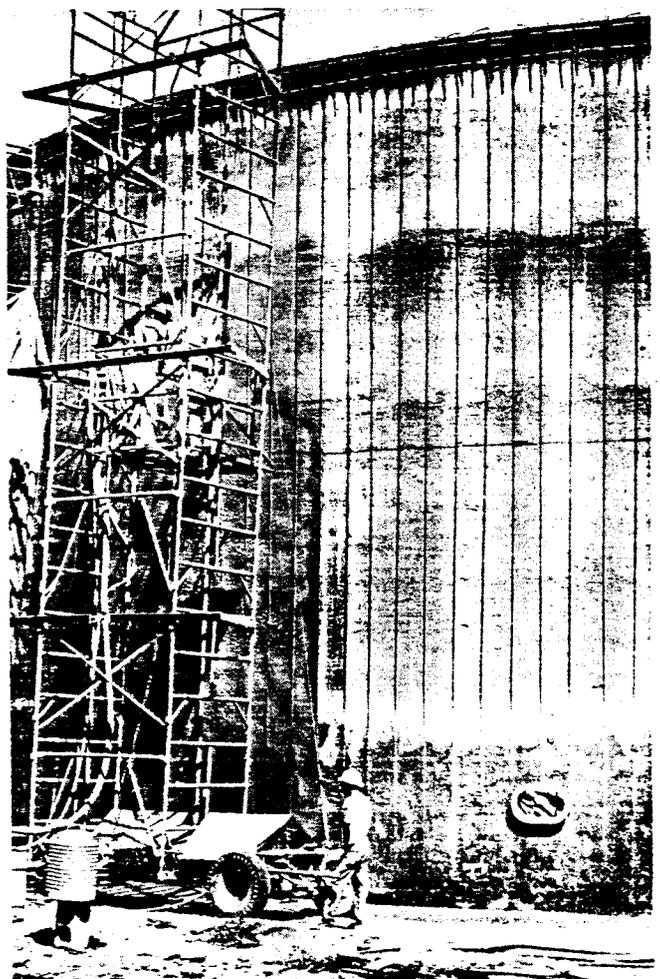
Os cabos com ancoragem total devem em geral estar estirados no interior da forma; este estiramento deve ser suficiente para garantir que fiquem presos nas extremidades, sem que haja desvios excessivos do alinhamento circular, exceto para as projeções tangenciais terminais das ancoragens.

Para os cabos curvos deve ser verificada a movimentação livre do aço no interior da bainha, após a concretagem.

- c) Cabos verticais - Os cabos verticais (Fig. 4.5.2.4) que são suficientemente rígidos devem ser ancorados em blocos de concreto. Os cabos devem ser presos à armadura suplementar a intervalos suficientes para manter seu alinhamento. Os cabos verticais não rígidos, pendurados pela extremidade superior, necessitam de que as formas

sejam suficientes para suportar seu peso. Quando os fios são protendidos antes dos cabos verticais, deve-se tomar providências para a distribuição das cargas da máquina de estiramento. Os cabos que terão injeção de nata de cimento, posterior ao estiramento, devem ser lavados com água, após cada camada da concretagem, para garantir que a parte inferior não fique obstruída.

Fig. 4.5.2.4 - Armadura vertical de uma parede. Note-se o detalhe da borda da cobertura no topo.



4.5.2.5 - Estiramento - O estiramento deve ser feito de acordo com a seqüência do projeto, para evitar concentrações de tensões em qualquer parte. Nos casos em que ocorrem concentrações de tensão ou grandes perdas de atrito, os cabos que terminariam em ancoragens da periferia do reservatório devem, de preferência, ser tracionados ao mesmo tempo pelas duas extremidades.

O equipamento de protensão opera com altas pressões e exerce forças externas altas. O pessoal deve ser cuidadosamente instruído sobre o uso desse equipamento e deve cumprir as especificações de segurança recomendadas.

4.5.2.6 - Injeção de nata - A injeção de nata de cimento nos cabos deve ser feita a partir da extremidade inferior. As aberturas das ancoragens devem ser vedadas, para evitar a saída da nata e diminuir, assim, a perda de pressão durante a operação. Segmentos de tubos devem ser colocados nas extremidades superiores dos cabos verticais, para garantir que a bainha fique cheia, permitindo que o assentamento da nata se processe num ponto um pouco mais elevado que a extremidade da bainha.

4.6 - TOLERÂNCIAS

Um desvio de mais ou menos 2,5cm para fora do círculo pode ser dado quando o diâmetro é 30m, com a circunferência descrevendo uma curva uniforme. Na espessura da parede de concreto são tolerados erros de até 6mm. Para as paredes de concreto projetado a espessura não deve ser inferior à especificada. Todas as transições devem ser graduais e uniformes, sem interrupções abruptas da superfície. As paredes devem estar verticalmente construídas, permitindo-se erros de 9mm para uma altura de 3m.

4.7 - CABOS DE SISMÓGRAFOS

4.7.1 - Generalidades - Estes cabos, normalmente galvanizados, constituídos de sete fios, devem ser instalados nos reservatórios de pés deslizantes, para impedir o deslocamento lateral diferencial entre a parede e o fundo (Fig. 4.7.1). Luvas de borracha ou material similar devem circun

dar os fios na junção para permitir movimentos radiais da parede.

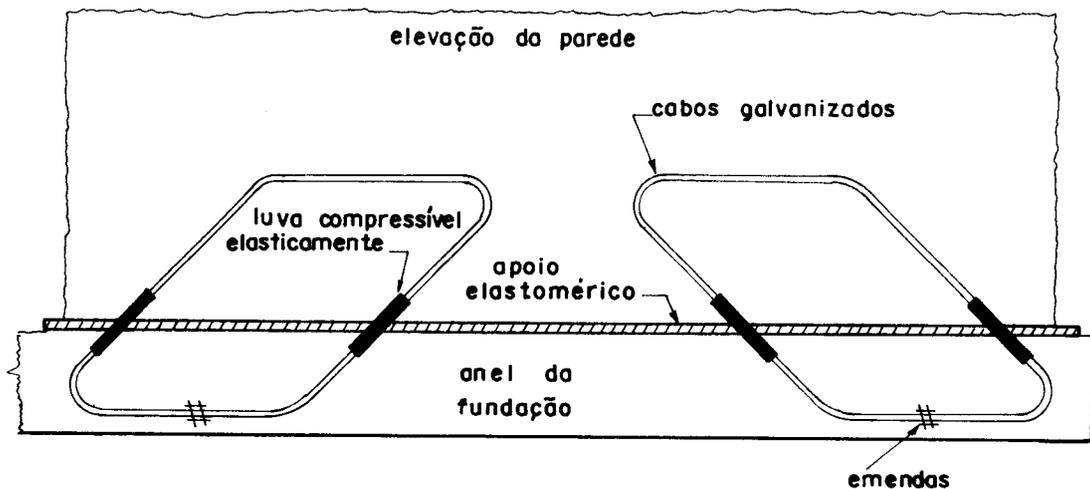


Fig. 4.7.1 - Detalhe típico de prevenção contra os movimentos causados por terremotos.

4.7.2 - Colocação - Os cabos devem ser cortados em comprimentos uniformes, emendados com luvas, antes da colocação na forma da base.

A parte do cabo a ser fechada pelas luvas deve receber pintura adequada para prevenir corrosão. Os cabos devem ser presos na armadura suplementar externa da parede ou nos cabos verticais da protensão.

4.8 - JUNTAS DE VEDAÇÃO

As estruturas que necessitam garantir a estanqueidade do líquido armazenado devem ter juntas apropriadas em todos os vínculos da construção, exceto aquelas da seção 4.1.3.

Para garantir a estanqueidade, as juntas devem ser centradas nas vinculações e presas em uma fenda ou por outro meio, para garantir sua real posição.

As juntas horizontais, que são acessíveis durante a concretagem, devem estar seguras, para ter seu movi-

mento garantido enquanto o concreto é lançado e compactado; depois que o movimento da junta estiver garantido, pode-se concretar a parte superior.

As juntas que não são acessíveis durante a concretagem devem ser amarradas de tal modo que se evitem flexões em qualquer direção. Devem ser colocados pinos nas bordas das juntas para facilitar sua instalação e amarração.

Todas as juntas devem estar ajustadas de forma a garantir a estanqueidade em qualquer ponto.

4.9 - APOIOS ELASTOMÉRICOS

Os apoios devem ser ligados ao concreto por um material adesivo, para evitar que entrem no concreto durante a concretagem. Os apoios de paredes concretados "in loco" devem também ser presos na posição pela colocação de pequenos blocos de concreto sob a armadura, quando possível. Não deve ser permitido que se preguem os apoios, a menos que eles tenham sido especialmente projetados para essa ancoragem. Todos os vazios e cavidades que ocorrerem entre as extremidades dos apoios, entre o apoio e a junta vedante, entre o apoio e a luva, ou ainda, entre a luva e a junta vedante, devem ser preenchidos com uma massa não derivada de petróleo e compatível com o material de apoio.

A base da parede do reservatório deve permanecer livre de qualquer obstrução que impeça os movimentos da parede.

4.10 - ENCHIMENTOS DE BORRACHA

Os enchimentos de borracha para paredes devem ser 1,25cm mais largos que os teoricamente calculados, para facilitar a colocação e para reduzir a possibilidade de for-

mar-se vão entre a borracha, apoios e junta vedante. O método para se preencher o enchimento de borracha é o mesmo utilizado para os apoios elastoméricos.

5 - BIBLIOGRAFIA

5.1 - REFERÊNCIAS

- 1 - GHALI, A. - "Design of Circular - Cylindrical Tank Walls of Variable Thickness", Proceedings, Symposium on Pipes and Tanks (Wiemar, 1968), International Association for Shell Structures, Zurich, 1968.
- 2 - TIMOSHENKO, S., and WOINOWSKY-KRIEGER, S., "Theory of Plates and Shells", Mc Graw-Hill Book Co., Inc., New York, 2nd Edition, 1959, 580 pp.
- 3 - FLÜGGE, W., "Stresses in Shells", Springer-Verlag, Berlin, 1960, 499 pp.
- 4 - HÉTENYI, M., "Beams on Elastic Foundation" The University of Michigan Press, Ann Arbor, 1946,

5.2 - NORMAS DO ACI CITADAS NO TEXTO

- 301-66 - Especificações do concreto estrutural em construções.
- 318-63 - Prescrições do código de construção para concreto protendido.
- 347-68 - Prática recomendada para a concretagem.
- 506-66 - Prática recomendada para a projeção de concreto.

5.3 - NORMAS DO ASTM E DO ANSI CITADAS NO TEXTO*

As especificações e métodos de verificação da American Society for Testing and Materials e as Normas do American National Standards Institute (anteriormente USASI, anteriormente ASA), referidos neste trabalho, estão dados abaixo, com sua designação de série incluindo o ano da adoção ou revisão.

- A 227-68 - Especificações para fios de mola mecânica de aço estirado fortemente.
- A 366-68 - Especificações para chapas de aço de carbono endurecido a frio - qualidade comercial.
- A 421-65 - Especificações para fios não revestidos livre de tensão para concreto protendido.
- D 395-67 - Método de verificação da compressão da borracha vulcanizada.
- D 412-68 - Método de verificação da tração da borracha vulcanizada.
- D1752-67 - Especificações para enchimento de juntas de expansão pré-fabricadas para pavimentação de concreto e construção estrutural.
- D2240-68 - Método de teste de pureza da borracha e plásticos através de um esclerômetro.
- ANS A 58.1 - 1955 - Prescrições do código de construção para cargas mínimas de projeto de construções e outras estruturas.

* As especificações listadas referem-se às últimas edições da época em que o trabalho foi feito. Como frequentemente há revisões destas especificações, geralmente apenas quanto a detalhes mínimos, o usuário deve conferir devidamente com a sociedade promotora se é desejável referir-se à última edição.

APÊNDICE C — LISTAGEM DA PROGRAMAÇÃO PARA O CÁLCULO DOS
ESFORÇOS DE RESERVATÓRIOS CILÍNDRICOS COM CO-
BERTURA CÔNICA

```

// JOB T
LOG DRIVE      CART SPEC    CART AVAIL    PHY DRIVE
  CCCC          0016         0016          C000
                  0021         0008          C001
                  0008          C002          C002

V2 M10  ACTUAL 32K  CONFIG 32K
// *      C.P.D. - E.E.S.C. - U.S.P.
// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
*EXTENDED PRECISION
SUBROUTINE CUP
  REAL NFI(4,100),NTE(4,100),MTE(4,100),MFI(4,100)
  COMMON NFI,NTE,MFI,MTE,SO,SL,SL1,ALO,CFI,SFI,TFI,AUX,AMI,K,SEG
C SOLUCAO DE TERKARSKI
C
  S1=SO/2.
  DO 32 J=1,K
  S=SC-SEG*FLCAT(J-1)
  IF(S1-S)1,1,2
1  ETA=2.*SO*(1.-(S/SO)**.5)/SL
  EN=EXP(-ETA)
  CE=COS(ETA)*EN
  SE=SIN(ETA)*EN
  DO 31 I=1,4
  AUX=NFI(I,J)
  NFI(I,J)=NFI(I,J)+(-CFI*(SE-CE)*X(1,I)-2.*CFI/(SL*SFI)*SE*X(2,I))*
  1(S/SO)**(-1.25)
  NTE(I,J)=NTE(I,J)+(2.*CFI*SO/SL*CF*X(1,I)-2.*SO/(SL**2*TFI))*(SE-CE
  1)*X(2,I)*(S/SO)**(-0.75)
  C(I,J)=(NFI(I,J)-AUX)*CFI/SFI
  MFI(I,J)=(SFI*SL*SE*X(1,I)+(SE+CE)*X(2,I))*(S/SO)**(-0.75)
31 MTE(I,J)=AMI*MFI(I,J)
  GO TO 32
2  ETI=2.*ALO*((S/ALO)**.5-1.)/SL1
  ENI=EXP(-ETI)
  SI=SIN(ETI)*ENI
  CI=COS(ETI)*ENI
  DO 32 I=1,4
  AUX=NFI(I,J)
  NFI(I,J)=NFI(I,J)+
  1(CFI*(SI-CI)*X(5,I)+2.*CFI/(SL1*SFI)*SI*X(6,I))*
  1(S/ALO)**(-1.25)
  NTE(I,J)=NTE(I,J)+
  1(2.*CFI*ALO/SL1*CI*X(5,I)-2.*ALO/(SL1**2*TFI)*(SI-CI)*X(6,I))*(S/A
  1ALO)**(-0.75)
  C(I,J)=(NFI(I,J)-AUX)*CFI/SFI
  MFI(I,J)=
  1(SFI*SL1*SI*X(5,I)+(CI+SI)*X(6,I))*(S/ALO)**(-0.75)
32 MTE(I,J)=AMI*MFI(I,J)
32 CONTINUE
RETURN
END

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
EXTENDED PRECISION

CORE REQUIREMENTS FOR CUP
COMMON 6164 VARIABLES      54 PROGRAM      608

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0048 (HEX)
END OF COMPILATION
// DUP
*STORE      WS  UA  CUP
D 06 ENTRY POINT NAME ALREADY IN LET/FLET

// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*EXTENDED PRECISION
*ONE WORD INTEGERS
SUBROUTINE CIL
  REAL NFI(4,100),NTE(4,100),MTE(4,100),MFI(4,100)
  COMMON NFI,NTE,MFI,MTE,SO,SL,SL1,ALO,CFI,SFI,TFI,AUX,AMI,K,SEG

```

02018

PAGE 2 WILSON

```

1,PL,H,R3,K2,PL1,X(8,5),Q(4,100)
SI=F/2.
DO 215 J=1,K2
S=SEG*FLCAT(J-1)
ETA=S/PL
EN1=EXP(-ETA)
SE=EN1*SIN(ETA)
CI=EN1*CLS(ETA)
ETI=(H-S)/PL1
EN=EXP(-ETI)
SI=EN*SIN(ETI)
CI=EN*CLS(ETI)
DO 215 I=1,4
Q(I,J)=-2./PL*SE*X(4,I)+(SE-CE)*X(3,I)+(CI-SI)*X(7,I)
1-2./PL1*SI*X(8,I)
MF1(I,J)=-PL*SE*X(3,I)+(SE+CE)*X(4,I)
1+PL1*SI*X(7,I)+(CI+SI)*X(8,I)
NTE(I,J)=NTE(I,J)-2.*R3/PL*CE*X(3,I)+2.*R3/(PL**2)*(CE-SE)*X(4,I)
1+2.*R3*CI*X(7,I)/PL1+2.*R3/(PL1**2)*(CI-SI)*X(8,I)
MTE(I,J)=AMI*MF1(I,J)
215 MF1(I,J)=MF1(I,J)-AMI/R3*(CE-SE)*X(4,I)+AMI/R3*CE*X(3,I)
2-AMI/R3*CI*X(7,I)-AMI/R3*(CI-SI)*X(8,I)
RETURN
END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
EXTENDED PRECISION

CORE REQUIREMENTS FOR GIL
COMMON 6164 VARIABLES 58 PROGRAM 410

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 0040 (HEX)

END OF COMPILATION

// DUP

*STORE WS UA GIL
D C6 ENTRY POINT NAME ALREADY IN LET/FLET

```

// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*EXTENDED PRECISION
*ONE WORD INTEGERS
SUBROUTINE IMPR(N,S2,I)
REAL NF1(4,100),NTE(4,100),MTE(4,100),MF1(4,100)
COMMON NF1,NTE,MFI,MTE,SC,SL,SL1,ALO,CFI,SFI,TFI,AUX,AMI,K,SEG
1,PL,H,R3,K2,PL1,X(8,5),Q(4,100)
DO 1 J=1,N
S=SEG*FLCAT(J-1)
1 WRITE(5,45)S, NTE(I,J),MFI(I,J), Q(I,J)
45 FORMAT(F15.2,F15.3,F15.4,F15.3)
RETURN
END

```

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
EXTENDED PRECISION

CORE REQUIREMENTS FOR IMPR
COMMON 6164 VARIABLES 8 PROGRAM 66

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 000F (HEX)

END OF COMPILATION

// DUP

*STORE WS UA IMPR
D C6 ENTRY POINT NAME ALREADY IN LET/FLET

```

// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
*EXTENDED PRECISION
SUBROUTINE CCMP(N,I)
REAL NF1(4,100),NTE(4,100),MTE(4,100),MF1(4,100)
COMMON NF1,NTE,MFI,MTE,SC,SL,SL1,ALO,CFI,SFI,TFI,AUX,AMI,K,SEG
1,PL,H,R3,K2,PL1,X(8,5),Q(4,100)
DO 1 J=1,N

```

PAGE 3 WILSON

```

K4=1
K3=1
IF(NFI(I,K3)-NFI(I,J))2,3,3
2 K3=J
3 IF(NFI(I,J)-NFI(I,K4))4,1,1
4 K4=J
1 CONTINUE
IF(NFI(I,K3))5,5,6
5 TMAX=C
GC TO 7
6 TMAX=NFI(I,K3)
7 IF(NFI(I,K4))8,9,9
8 TMIN=NFI(I,K4)
GC TO 10
9 TMIN=C
10 WRITE(5,11)TMIN,TMAX
11 FORMAT(//' COMPRESSAO MAXIMA'T21,F10.3//
1' TRACAO MAXIMA'T21,F10.3)
RETURN
END

```

FEATURES SUPPORTED
 ONE WORD INTEGERS
 EXTENDED PRECISION

CORE REQUIREMENTS FOR COMP
 COMMON 6164 VARIABLES 12 PROGRAM 194

RELATIVE ENTRY POINT ADDRESS IS 002C (HEX)

END OF COMPILATION

// DUP

*STORE WS UA COMP
 CART ID 0016 DB ACDR 3EDE DB CNT 000E

// FOR

```

*ICCS(CARD,1403PRINTER,PLOTTER,DISK)
*LIST SOURCE PROGRAM
*EXTENDED PRECISION
*ONE WORD INTEGERS
REAL NFI(4,100),NTE(4,100),MTE(4,100),MFI(4,100)
DIMENSION RCC(6,5),RDC(8,5), Y(6),C(4,4),AU(5)
1,XC(4,4)
COMMON NFI,NTE,MFI,MTE,SC,SL,SL1,ALO,CFI,SFI,TFI,AUX,AMI,K,SEG
1,PL,H,K3,K2,PL1,X(8,5),Q(4,100)
PI=3.14159265
READ(2,10)FII,R,AR,DR,A,B,A1,H1,DC,DC1,H,P,
1AMI,C,E,ALF,GAM,TEM,DT,DT1,DT2,K,K2
10 FORMAT(//F10.0/BF10.0/5F10.0/2I3)
252 FORMAT(12)
READ(2,252)ITEX
C ITEX - TESTE DO TIPO DE VINCULACAO
GC TO (260,361,361),ITEX
360 READ(2,362)GN,BN,UN
362 FORMAT(3F10.0)
361 READ(2,360)TEXTE
300 FORMAT(F10.0)
C CALCULO DE FUNCOES TRIGONOMETRICAS AUXILIARES
FI=FII*PI/180.
CFI=COS(FI)
SFI=SIN(FI)
TFI=SFI/CFI
C CALCULO DE FUNCOES GEOMETRICAS AUXILIARES
R1=R+B/2. -CR
R2=R+CT/2.*SFI -DR
R3=R+EC/2.
AR1=AR+P/2.
AR2=AR+P1-CC/2.*SFI
AL=(R2-AR2)/CFI
ALO=AR2/CFI
SC=R2/CFI
Z1=ALC*SFI
ZC=SL*SFI
YC=A/2.-CT*CFI/2.
YC1=A/2.-DC*CFI/2.
F=R2*TFI-AR2*TFI
GC=G*(A1*B1+C.72*AR*DC+DC)*2.*PI*AR
V=PI*R**2*(H+A)
C
C CALCULO DE FUNCOES DE RIGIDEZ
IF(DT-DC)326,326,327

```

PAGE 4 WILSON

```

327 DM=(DT+DC)/2.
ASC=2.*(R2/SFI*CM)**.5
C=.75*DI+.25*CC
GC TO 332
326 C=CC
AIC=C.
332 IF(LT1-CC1)328,328,329
329 CM1=(DT1+DC1)/2.
ASP1=2.*(R3*CM1)**.5
DI=LT1*.75+CC1*.25
GC TO 333
328 C1=CC1
AIP1=0.
333 IF(UT2-DC1)330,330,331
331 CM2=(DT2+DC1)/2.
ASP2=2.*(R3*CM2)**.5
C2=.75*DT2+.25*CC1
GC TO 334
330 ASP2=0.
D2=CC1
334 SL=(D**2*SC**2/(3.*(1.-AMI**2)*TFI**2))**.25
SL1=(CC**2*ALO**2/(3.*(1.-AMI**2)*TFI**2))**.25
BS=C**3/(12.*(1.-AMI**2))
BJ=A**3*B/12.
BJ1=A1**3*B1/12.
PL=((R3*D1)**2/(3.*(1.-AMI**2))**.25
PL1=((R3*D2)**2/(3.*(1.-AMI**2))**.25
C-----LI E C NUMERO DE PARTES EM QUE A CASCA VAI SER DIVIDIDA
C
LI=K-1
C CALCULO DOS COEFICIENTES DA MATRIZ DE RIGIDEZ
R4=J*ALOG((R1+B/2.)/(R1-B/2.))
C(1,1)=2*CFI**2*SC**2/(SL*D)+(R2**2/(A*B))+YC**2*R2*B/(R4)
C(1,2)=SFI*SL**2/(2*BS)-YC*R2*B/(R4)
C(2,1)=C(1,2)
C(2,2)=R2*B/(R4)+SL/BS
C(3,3)=2.*R3**2/(D1*PL)+R3*(R3/(A*B)+H*(A/2.))**2/R4
C(3,4)=-2.*R3**2/(PL**2*D1)+R3*(A/2.)*B/R4
C(4,3)=C(3,4)
C(4,4)=4.*R3**2/(PL**3*D1)+R3*B/R4
C(2,4)=-R3*B/(R4)
C(1,4)=C(2,4)*(-YC)
C(4,2)=-R2*B/R4
C(4,1)=-YC*C(4,2)
C(1,3)=-R2*R3/(A*B)+YC*R3*B/R4*A/2.
C(3,1)=-R2*R3/(A*B)+A/2.*R2*B/R4*YC
C(2,3)=-A/2.*R3*B/R4
C(3,2)=-A/2.*R2*B/R4
C55=2.*CFI**2*ALC**2/(SL1*DC)+(1./(A1*B1)+YC1**2/BJ1)*AR1**2
C56=SFI*SL1**2/(2.*BS)-AR1**2*YC1/BJ1
C65=C56
C66=SL1/BS+AR1**2/BJ1
DC 4080 J=1,4
AUX=1./C(I,1)
C INVERSAC PARCIAL DA MATRIZ DE RIGIDEZ
C(I,1)=1.
DC 4081 J=1,4
4081 C(I,J)=C(I,J)*AUX
DC 4080 KL=1,4
IF(KL-I)4083,4080,4083
4083 AUX=C(KL,1)
C(KL,1)=0.
DC 4082 LL=1,4
4082 C(KL,LL)=C(KL,LL)-C(I,LL)*AUX
4080 CONTINUE
GC TO (352,353,354),ITEX
352 WRITE(5,355)
355 FORMAT('1','CALCULO DO RESERVATORIO CILINDRICO COM COBERTURA CONIC
1A E PAREDE SOBRE APICIO MOVEL'///)
GC TO 356
353 WRITE(5,357)
357 FORMAT('1','CALCULO DO RESERVATORIO CILINDRICO COM COBERTURA CONICA
1A E PAREDE ARTICULADA NA BASE'///)
GC TO 356
354 WRITE(5,358)
358 FORMAT('1','CALCULO DO RESERVATORIO CILINDRICO COM COBERTURA CONIC
1A E PAREDE ENGASTADA NA BASE'///)
356 WRITE(5,48)F11,R,AR,R1,AR1,R2,AR2,R3
48 FORMAT('T21',DADCS,///T11,ANGULO DE INCLINACAO='T45,F6.3//T11,
1,RAIO INTERN DO RESERVATORIO='T45,F6.3 T60,RAIO INTERNO DA ABE
IRTURA DO LANTERNIM='T100,F6.3//T11,RAIO DA VIGA DE BORDA INFERIOR

```

PAGE 5 WILSON

```

1R='T45,F6.3,T60,'RAIO DA VIGA DE BORDA SUPERIOR='T100,F6.3//T11,
1'APLICACAO DA CUPULA NA VIGA INFER='T45,F6.3,T60,'APLICACAO DA
1CUPULA NA VIGA SUPERIOR'T100,F6.3//T11'RAIO DO CILINDRO'T45,F6.3)
WRITE(5,9)DR
9 FORMAT(//T11'DIFERENCA ENTRE O RAIO INTERNO DA VIGA E O DA PAREDE='
1T100,F6.3)
WRITE(5,259)F,H,A,B,A1,B1,V
250 FORMAT(//T11'FLEXA DA CASCA CONICA'
1T45,F6.3,T60'ALTURA DA PAREDE CILINDRICA='T100,F6.3//
3T11'DIMENSOCES DA VIGA INFERIOR'T43'A='F6.3,T98'B='F6.3//T11
4'DIMENSOCES DA VIGA SUPERIOR'T42,'A1='F6.3,T97,'B1='F6.3//T11,
5'VOLUME DE AGUA DO RESERVATORIO='T42,F8.2//)
WRITE(5,335)
335 FORMAT(T11'ANALISE DAS VARIACOES DAS ESPESSURAS DAS CASCAS'////)
1F(DT-DC-O.COC1)336,336,337
337 WRITE(5,338)DC,DT,D,ASC
338 FORMAT(T11,'HA ALARGAMENTO NA EXTREMIDADE DA CUPULA'//
1T11'ESPESSURA CONSTANTE'T45,F6.3//
2T11'ESPESSURA MAXIMA',T45,F6.3//
3T11,'ESPESSURA EQUIVALENTE',T45,F6.3//
4T11'COMPRIMENTO ALARGADO'T45,F6.3//)
GO TO 339
336 WRITE(5,340)C
340 FORMAT(T11'NAO HA VARIACAO DA ESPESSURA DA CUPULA'//
2T11'ESPESSURA CONSTANTE VALE'T45,F6.3//)
339 IF(DT1-DT1-C.COC1)341,341,342
342 WRITE(5,343)CC1,DT1,D1,ASP1
343 FORMAT(T11'HA ALARGAMENTO SUPERIOR NA PAREDE'//
1T11'ESPESSURA CONSTANTE'T45,F6.3//
2T11'ESPESSURA MAXIMA',T45,F6.3//
3T11,'ESPESSURA EQUIVALENTE',T45,F6.3//
4T11'COMPRIMENTO ALARGADO'T45,F6.3//)
GO TO 344
341 WRITE(5,345)C1
345 FORMAT(T11'NAO HA ALARGAMENTO NA PARTE SUPERIOR DA PAREDE'//
1T11'ESPESSURA CONSTANTE VALE'T45,F6.3//)
344 IF(DT2-DC1-O.COC1)346,346,347
347 WRITE(5,348)CC1,DT2,D2,ASP2
348 FORMAT(T11'HA ALARGAMENTO INFERIOR NA PAREDE'//
1T11'ESPESSURA CONSTANTE'T45,F6.3//
2T11'ESPESSURA MAXIMA',T45,F6.3//
3T11,'ESPESSURA EQUIVALENTE',T45,F6.3//
4T11'COMPRIMENTO ALARGADO'T45,F6.3//)
GO TO 349
346 WRITE(5,350)C2
350 FORMAT(T11'NAO HA ALARGAMENTO NA PARTE INFERIOR DA PAREDE'//
1T11'ESPESSURA CONSTANTE VALE'T45,F6.3//)
349 V=PI*(R2/CFI*(R2*R2-AR*AR)+(DT-DC)*PI*(R2-ASC*CFI/3.)*ASC
1+2.*PI*R)*H*DC1+ASP1*(DT1-DC1)*PI*R
2+ASP2*(DT2-DC1)*PI*R+2.*PI*K1*A*B
WRITE(5,258)V
258 FORMAT(T11'VOLUME DE CONCRETO'T43,F8.3//)
WRITE(5,251)AM,E,G,ALF,TEM,GAM,P
251 FORMAT(T11,'COEFICIENTE DE POISSON='T46,F7.5,T60,'MODULO DE ELASTI
1CIDADE',T95,F10.2//T11'PESO ESPECIFICO DO CONCRETO',T46,F4.2,
2T60'COEFICIENTE DE DILATACAO'T101,F7.5//T11'VARIACAO DE TEMPERATUR
3A'T45,F6.3//T60'PESO ESPECIFICO DO LIQUIDO'T100,F6.3//
4T11'SOBRECARGA'T45,F6.3)
WRITE(5,47)K,K2
47 FORMAT(1'T11'NUMERO DE PONTOS ONDE SAO CALCULADOS OS ESFORCOS DA
4CONICA'T80,I3//T11'NUMERO DE PONTOS NOS QUAIS SERAO CALCULADOS OS E
5ESFORCOS DA PAREDE'T80,I3//)
GO TO (320,321,322),ITEX
320 WRITE(5,253)GN,BN,DN
253 FORMAT(T11,'RESERVATORIO COM PE DESLIZANTE'////,
1T11'CARACTERISTICAS DO NEOPRENE'////)
1T11'MODULO DE ELASTICIDADE'T80,F6.3//
1T11'LARGURA DA ALMOFADA'T80,F6.3//
1T11'ESPESSURA DA ALMOFADA'T80,F6.3)
GO TO 325
321 WRITE(5,323)
323 FORMAT(T11'A PAREDE DO RESERVATORIO E ARTICULADA EM BASE RIGID
1A'//)
GO TO 325
322 WRITE(5,324)
324 FORMAT(T11'A PAREDE DO RESERVATORIO E ENGASTADA EM BASE RIGIDA'//)
C-----K E O NUMERO DE PONTOS ONDE SERAO CALCULADOS OS ESFORCOS
C
325 SEG=AL/FLOAT(L1)
WRITE(5,12)
12 FORMAT(11'IX,'ESFORCOS DE MEMBRANA PARA PESO PROPRIO E SOBRECARGA'

```

PAGE 6 WILSON

```

1//T7 'S' T36'NFI'THC'NTE'//)
DC 1 J=1,K
S=SQ-SEG*FLCAT(J-1)
Z=S*SFI
NFI(1,J)=-G*CC*Z/(2.*SFI**2)*(1.-(Z1/Z)**2)-Q0/(2.*PI*Z*CFI)
NTE(1,J)=-G*LC*Z/(TFI**2)
NFI(2,J)=-P*Z*(1.-(Z1/Z)**2)/(TFI*SFI*2.)
NTE(2,J)=-P*Z*CFI/(TFI**2)
NFI(3,J)=0.
NTE(3,J)=0.
NFI(4,J)=0.
NTE(4,J)=0.
S=SC-S
1 WRITE(5,13)S,(NFI(I,J),I=1,2),(NTE(I,J),I=1,2)
13 FORMAT(5(F10.3,10X))
DC 230 J=1,4
DC 230 I=1,6
RCC(1,J)=0
230 RCC(1,J)=0.
DC 2 J=1,K,L1
ZR=Z0
I=J
II=I+1
IF(J-1)102,102,103
103 I=J-L1+4
II=I+1
ZR=Z1
IF(Z1)2,2,102
102 F3=2.*CFI**2-AMI*(1.-(Z1/ZR)**2)
F4=5*AMI-(2.+AMI)*CFI**2-5*(Z1/ZR)**2
RCC(1,1)=(-G*ZR**2*CFI*F3/(2.*SFI**3)+AMI*Q0/(DC*2.*PI*SFI))*DC/D
RCC(1,1)=-F4*Z*ZR*CFI/(SFI**3)+Q0/(2.*DC*PI*ZR*SFI))*DC/D
RCC(1,2)=-F3*P*ZR**2*CFI**2/(SFI**3*2.*D)
RCC(1,2)=-F4*P*ZR*CFI**2/(SFI**3*D)
2 CONTINUE
RCC(2,1)=-RCC(2,1)
RCC(2,2)=-RCC(2,2)
RCC(1,4)=R1*ALF*TEM*E
WRITE(5,14)
14 FORMAT(11,'1X'DESLOCAMENTOS DE MEMBRANA NA CASCA CONICA'///19X,
1'D1'24X'D2C'24X'D3G'24X'D4O'///)
DC 5 J=1,4
WRITE(5,15)(RCC(I,J),I=1,2),(RCC(II,J),II=5,6)
15 FORMAT(13X,4(F10.2,17X)///)
5 CONTINUE
C
C
C CALCULO DESLOCAMENTOS DO CILINDRO
C
C-----DESLOCAMENTOS DEVIDO AO PESO PROPRIO
RCC(3,1)= AMI*(NFI(1,1))*SFI*R2/D1
RCC(4,1)=-AMI*R3*G*DC1/D1
RCC(5,1)=-AMI*(NFI(1,1))*SFI*R2/D2+AMI*R3*G*H
RCC(6,1)=-RCC(4,1)*D1/D2
C
C-----DESLOCAMENTO DEVIDO SOBRECARGA
RCC(3,2)= AMI*NFI(2,1)*SFI*R2/D1
RCC(5,2)=-RCC(3,2)*D1/D2
C
C-----DEVIDO AO CARREGAMENTO DE AGUA
RCC(3,3)=-R3*R3*A/D1*GAM
RCC(4,3)=-R3**2/D1*GAM
RCC(5,3)= R3**2*(H*A)/D2 *GAM
RCC(6,3)=-RCC(4,3)*D1/D2
C
C
C DESLOCAMENTO DE TEMPERATURA
RCC(5,4)=R3*ALF*TEM*E
WRITE(5,254)
254 FORMAT(///'DESLOCAMENTOS DE MEMBRANA NA PAREDE'///
119X,'D30'24X,'D40'24X,'D50'24X,'D60'///)
DC 255 I=1,4
WRITE(5,15)(RCC(J,I),J=3,6)
255 CONTINUE
DC 8 I=1,4
Y(5)=RCC(5,I)
Y(6)=RCC(6,I)
XC(1,1)=-NFI(1,1)*CFI*R2
XC(2,1)=NFI(1,1)*(SFI*(B/2-D/2*SFI)-CFI*YC)*R2
1-(NFI(1,1)*SFI *(B/2.-D1/2.-DR)*R3

```

PAGE 7 WILSON

```

XC(3,1)=0.
XC(4,1)=0.
D10=(R2**2/(A*B)+YC**2*R2*B/R4)*NFI(1,1)*CFI
1-NFI(1,1)*SFI*(B/2.-DT/2.*SFI)*B*YC/R4 *R2
1+(NFI(1,1)*SFI*(B/2.-DT/2.-DR)*YC*R3*B/R4
C20=-NFI(1,1)*(CFI*YC-SFI*(B/2.-DT/2.*SFI))*B*R2/R4
1-(NFI(1,1)*SFI*(B/2.-DR-DT/2.))*B*R3/R4
Y(1)=RCC(1,1)+D10
Y(2)=RCC(2,1)+D20
C1C=(-R2**2/(A*B)+R2*YC*A/2*B/R4)*NFI(1,1)*CFI
1-NFI(1,1)*SFI*(B/2.-DT/2.*SFI)*B*A/2./R4*R2 +
1(NFI(1,1)*SFI*(B/2.-DT/2.-DR)*A/2.*R3*B/R4
C20=-C20
Y(3)=E1C +RCC(3,1)
Y(4)=E2C +RCC(4,1)
GC 1C (411,412,413,414),1
412 AU1=GAM*A*A*A*(R-DR)*B/(R4*12.)
AU2=GAM*A*(R-DR)/(2.*B)
Y(1)=Y(1)-AU2*R2+AU1*YC
Y(2)=Y(2)-AU1
Y(3)=Y(3)+AU2*R3+AU1*A/2.
Y(4)=Y(4)+AU1
XC(1,1)=XC(1,1)+A*A*GAM*(R-DR)/2.
XC(2,1)=XC(2,1)-AU1*R4/B
GC 1C 412
411 AU1=A*B*G*(B/2.-DT/2.-DR)*R3*B/R4
Y(1)=Y(1)-AU1*YC
Y(2)=Y(2)+AU1
Y(3)=Y(3)-AU1*A/2.
Y(4)=Y(4)-AU1
XC(2,1)=XC(2,1)+A*B*G*(B/2.-DT/2.-DR)*R3
410 DC 7 J=1,4
X(J,1)=0.
DC 7 K1=1,4

X(J,1)=X(J,1)+C(J,K1)*(-Y(K1))
7 CONTINUE
X(6,1)=(Y(6)*C53-Y(5)*C56)/(C56**2-C55*C66)
X(5,1)=-(Y(5)+C56*X(6,1))/C55
8 CONTINUE
GC 1C (314,315,316),ITEX
314 C77=2.*R3**2/(PL*D2)+DN/(GN*BN)*E
C78=2.*R3**2/(PL**2*D2)
DC 317 I=1,4
X(8,1)=0.
317 X(7,1)=-RCC(5,1)/C77
GC 1C 351
315 C77=2.*R3**2/(PL*C2)
C78=2.*R3**2/(PL**2*D2)
DC 318 I=1,4
X(8,1)=0.
318 X(7,1)=-RCC(5,1)/C77
GC 1C 351
316 C77=2.*R2**2/(PL*D2)
C88=4.*R2**2/(PL**3*D2)
C78=2.*R3**2/(PL**2*D2)
DC 319 I=1,4
X(7,1)=(RCC(5,1)*C88-RCC(6,1)*C78)/(C78**2-C88*C77)
319 X(8,1)=(-RCC(5,1)-X(7,1)*C77)/C78
351 WRITE(5,44)
44 FORMAT('1', 'CALCULO DOS ESFORÇOS HIPERESTÁTICOS NAS DIVERSAS BORDA
1S', '//', 'CÁLCOS PARA CADA CARREGAMENTO', '//',
1T10 'X1', T25 'X2', T40 'X3', T55 'X4', T70 'X5', T85 'X6', T100 'X7', T115 'X8'//)
DC 31 I=1,4
31 WRITE(5,43)(X(J,1),J=1,8)
43 FORMAT('8F15.3//)
DC 401 I=1,4
AU(1)=XC(1,1)
XC(1,1)=XC(1,1)-X(1,1)*R2+X(3,1)*R3
XC(2,1)=XC(2,1)+X(2,1)*R2-X(4,1)*R3-X(1,1)*YC*R2-X(3,1)*A/2*R3
401 CONTINUE
WRITE(5,402)
402 FORMAT('1', 'ESFORÇOS DE FLEXÃO E AXIAL NO ANEL DE BORDA PARA CADA C
1ARREGAMENTO', '//',
2T9 'NCR', T24 'MOM'//)
DC 407 I=1,4
WRITE(5,403)(XO(J,1),J=1,2)
403 FORMAT('2F15.3//)
407 CONTINUE

```

C
C
C
C

DESLOCAMENTOS FINAIS

PAGE 8 WILSON

```

C1 = 2.*R3*2/(PL*D1)
DC 256 I=1,4
RCC(5,I)=RCC(5,I)+C1 *X(7,I) +C78*X(8,I)
256 RCC(6,I)=RCC(6,I)+C78*X(7,I) +C88*X(8,I)
WRITE(5,257)(RCC(5,I),I=1,4),(RCC(6,I),I=1,4)
257 FORMAT(//////' D: SLOCAMENTOS TOTAIS NA BASE PARA CADA CARREGAMENTO'
1///T10,'D50',4F10.3,///T10,'D60',4F10.3//////)
C
C
DC 206 I=1,2
206 AU(I)=NFI(I,1)
C
CALL CUP
WRITE(5,49)
49 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NA CUPULA'////
1' ESFORÇOS NA CUPULA DEVIDOS AO PESO PRÓPRIO '//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K,SC,1)
CALL CCMP(K,1)
WRITE(5,46)
46 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NA CUPULA'////
1' ESFORÇOS LEVADOS A SOBRECARGA'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K,SO,2)
CALL CCMP(K,2)
WRITE(5,200)
200 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NA CUPULA'////
1' ESFORÇOS DEVIDOS A CARGA DE AGUA'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K,SO,3)
CALL CCMP(K,3)
WRITE(5,204)
204 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NA CUPULA'////
1' ESFORÇOS DEVIDOS A VARIACAO DE TEMPERATURA'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K,SC,4)
CALL CCMP(K,4)
C
C
CALCULO DOS ESFORÇOS NO CILINDRO
C
C
C-----ESFORÇOS DE MEMBRANA
C
372 L1=K2-1
SEG=H/FLCAT(L1)
DC 210 J=1,K2
S=SEG*FLCAT(J-1)
NFI(1,J)=-G*S*DC1+AU(1)*SFI
NFI(2,J)=AU(2)*SFI
NFI(3,J)=0.
NFI(4,J)=0.
NTE(1,J)=0.
NTE(2,J)=0.
NTE(3,J)=(S+A)*R3*GAM
210 NTE(4,J)=0.
C
CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS
C
CALL CIL
AU=NTE(3,K2)
WRITE(5,215)
215 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NO CILINDRO'////
1' DEVIDOS AO PESO PRÓPRIO'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K2,H,1)
CALL CCMP(K2,1)
WRITE(5,217)
217 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NO CILINDRO'////
1' DEVIDOS A SOBRECARGA'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K2,H,2)
CALL CCMP
WRITE(5,219)
219 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NO CILINDRO'////
1' DEVIDOS AO CARREGAMENTO DE AGUA'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K2,H,3)
CALL CCMP(K2,3)
WRITE(5,223)
223 FORMAT('1' 'CALCULO DOS ESFORÇOS TOTAIS NO CILINDRO'////
1' DEVIDOS A VARIACAO DE TEMPERATURA'//
2T10'S'T25'NTE'T40'MFI'T55'Q'////)
CALL IMPR(K2,H,4)

```

```

PAGE 9 WILSON
225 CALL COMP(K2,4)
    FCRPAT(5F15.4)
C
C   CALCULO DA PROTENSAO
C
302 IF (I>XTE) 301,301,302
303 KREAL(2,303) FP,EF,EF1
    FCRPAT(3F10.0)
    HF=FP/(R1+EF1)
    SSU=0
    SINF=0.
    DC 276 I=1,2
    SSU=SSU+NTE(I,1)
276 SINF=SINF+NTE(I,K2)
    DC 304 I=1,2
    DC 304 J=1,K
    NFI(I,J)=0
    NTE(I,J)=0
    MFI(I,J)=0
    MTE(I,J)=0
    G(I,J)=0
304 CONTINUE
C
C   DESLOCABILIDADES
C
    DC 275 I=1,2
    DC 275 J=1,8
    RCC(J,1)=0
    X(J,1)=0
275 CONTINUE
    DC 216 I=1,2
    DC 216 J=1,4
216 XO(J,1)=0
C
C   VALORES DOS ESFORÇOS DE PROTENSAO INICIAIS
C
    XC(1,2)=-FP
    XO(2,2)=-FP*EF
C
C   VERIFICACAO DO DIAGRAMA TRAPEZOIDAL
C
    PVS=A/(A+H)
C
C   PROTENSAO LINEAR
C
    PVC=1.
    PV=PVC-PVS
    ALP =PVS/PV
    RCC(3,1)=PV*R3**2*ALP/D1
    RCC(4,1)=PV*R3**2/D1/H
    RCC(5,1)=-PV*(1.+ALP)*R3**2/D2
    RCC(6,1)=-RCC(4,1)*D1/D2
C
C   PROTENSAO CENTRADA
C
    R5=R1+EF1
    RCC(2,2)=-R5*EF*HF*B/R4
    RCC(1,2)=(R5*R2/(A*B)-YC*R5*B*EF/R4)*HF
    RCC(3,2)=(-R3*R5/(A*B)+R5*EF*A/2*B/R4)*HF
    RCC(4,2)=-RCC(2,2)
C
C   RESOLUCAO DO SISTEMA HIPERESTATICO
C
    DC 280 I=1,2
    DC 282 J=1,4
    DC 232 K1=1,4
    X(J,I)=X(J,I)+C(J,K1)*(-RCC(K1,I))
282 CONTINUE
    X(7,1)=-RCC(5,1)/C77
280 CONTINUE
C
C   CALCULO DOS DESLOCAMENTOS FINAIS
C
    DC 283 I=1,2
    RCC(5,1)=RCC(5,1)+C1 *X(7,1)
    RCC(6,1)=RCC(6,1)+C78*X(7,1)
283 CONTINUE
C
C   ESFORÇOS FINAIS NO ANEL
C
C   IMPRESSAO DOS RESULTADOS INICIAIS

```


PAGE 11 WILSON

END

FEATURES SUPPORTED
ONE WORD INTEGERS
EXTENDED PRECISION
ICCS

CORE REQUIREMENTS FOR
COMMON 6164 VARIABLES 624 PROGRAM 8132

END OF COMPILATION

// XEG