

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

SILOS METÁLICOS DE CHAPAS CORRUGADAS

Eng^o Paulo Esteves Junior

Dissertação apresentada à
Escola de Engenharia de
São Paulo, como parte dos
requisitos necessários à
obtenção do título de
"Mestre em Estruturas".

São Carlos - SP
Dezembro/1989

SILOS METÁLICOS DE CHAPA CORRUGADA

ENGENHEIRO PAULO ESTEVES JUNIOR

Prof. Dr. CARLITO CALIL JUNIOR

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Calil, pela sua orientação segura e atenção incansável.

À Escola de Engenharia de São Carlos, pela acolhida.

Aos funcionários, professores e colegas do LAMEM de quem recebi amizade e incentivo.

À CASP S/A que forneceu informações e materiais para os ensaios de componentes.

À CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), pelo financiamento deste trabalho, e o apoio material e humano de sua administração.

Aos meus filhos
Yhel e Rafael

RESUMO

Os silos metálicos cilíndricos construídos com chapas onduladas, são as estruturas de armazenamento mais utilizadas à nível de fazendas e de cooperativa agrícola para armazenamento de materiais granulares.

O presente trabalho trata do estudo destas unidades com vistas a caracterização dos materiais e das ligações utilizadas na construção de silos metálicos, além da proposta de uma metodologia de ensaio para a avaliação dos componentes estruturais. Aborda-se também aspectos da instabilidade destas estruturas.

Os resultados obtidos permitem a otimização da estrutura fornecendo condições para o projetista desenvolver unidades mais seguras e econômicas.

ABSTRACT

Corrugated steel silos have been very used in many countries for the storage of large quantities of agricultural products and their derivatives.

The aim of this work is the study of these structures in relation to materials and connection characterizations used in the steel silos construction, and a proposal of an experimental methodology to valuate structural components. Aspects of structural instability of these structures are also presented.

The results give conditions to steel silos design optimisation, that is, the purpose of safety and economic structures.

SUMÁRIO

1.0-	INTRODUÇÃO	01
2.0-	CARREGAMENTOS NOS SILOS	02
2.1-	Carregamento Devido ao Peso Próprio	03
2.2-	Equipamentos e Acessórios	06
2.3-	Pressões Devidas ao Material Ensilado	07
2.4-	Ações do Vento	28
2.5-	Ações Termica	33
3.0-	ESTUDO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DE SILOS	35
3.1-	Generalidades	35
3.2-	Chapas Zincadas	35
3.3-	Chapa de Aço Não Revestidas	41
3.4-	Conectores para Silos de Aço	43
4.0-	ENSAIOS REALIZADOS DOS COMPONENTES	46
4.1-	Ensaio de Caracterização dos Materiais	46
4.2-	Ensaio de Componentes	50
4.2.1.	Ensaio de corte de parafusos chapeludos	51
4.2.2.	Ligações parafusadas de chapas onduladas com esforços longitudinais	55
4.2.3.	Ligações parafusadas de chapas onduladas com esforços transversais	71
4.2.4.	Flexão em chapas onduladas conformadas à frio .	77
5.0-	INSTABILIDADE ELÁSTICA DOS SILOS	91
5.1-	Flambagem Local das Colunas	91
5.2-	Flambagem Global das Colunas	98
5.3-	Instabilidade Devido ao Vento	99
5.4-	Ancoragem do Silo	103
5.5-	Comentários do Capítulo 5	110
6.0-	DISCUSSÕES E CONCLUSÕES	111
7.0-	BIBLIOGRAFIA	115

CAPITULO I

1. INTRODUÇÃO

O armazenamento de cereais em condições adequadas para o consumo humano constitui um dos problemas mais antigos da humanidade. A história nos conta que os egípcios, há mais de 3000 anos, construíram enormes graneleiros onde conservavam o trigo e, sem dúvida, lograram adquirir uma boa técnica de manipulação e conservação do trigo, assim como em sua ensilagem, embora defrontando com as elevadas temperaturas do país.

José, interpretando o sonho do Faraó referente às sete vacas gordas e sete vacas magras, assegurou a sobrevivência do povo egípcio com a sábia providência de armazenar cereais. Este armazenamento, ainda que precário, foi realizado em condições que permitem o aproveitamento útil dos cereais após vários anos.

Não há dúvida de que, desde então, a técnica evoluiu, mas é inacreditável que o Brasil, após mais de 3000 anos, ainda sofre pela falta adequada de meios para conservação de cereais. Estudos diversos da A.I.D., do plano SALTE e outros indicaram perdas variando entre 15 e 30% da produção.

Reconhecendo a necessidade de melhorar as condições para armazenamento de cereais, os países mais adiantados da Europa e América do Norte, construíram redes de silos elevados (grain elevators) que são geralmente construções metálicas ou de concreto armado equipadas com máquinas para movimentação a granel, limpeza, secagem, expurgo e pesagem.

Em clima frio, o cereal se conserva facilmente em qualquer tipo de silo. Por exemplo, nos Estados Unidos são muito comuns os silos de chapa ondulada galvanizada, usados pelos fazendeiros para armazenar suas safras. Em Illinois e Iowa, ao fim da colheita, a temperatura é da ordem de -10 graus centígrados ou menos, e poucas semanas depois o inverno transforma o silo em frigorífico. Estes mesmos silos vendidos ao Brasil na década de 50, montados aos milhares em Pernambuco e no Rio Grande do Sul, serviram somente para desacreditar silos metálicos em geral, nunca utilizados adequadamente, apesar da boa vontade dos seus possíveis usuários, que não foram informados sobre as técnicas de armazenagem, sendo o material armazenado sem secagem e aeração, provocando sua degradação.

A preocupação com as perdas na estocagem da produção, levou o governo federal à elaboração do Plano Nacional de Armazenagem, concluído em 1985, com a realização do 1 Encontro Nacional de Armazenagem, que reuniu em Brasília entidades que participaram dos Encontros Regionais, aperfeiçoando e definindo, as diretrizes e características básicas dos instrumentos de ação do Plano Nacional de Armazenagem.

Este plano deverá ser o instrumento de planejamento de ação governamental e prevê, no capítulo VII (implementação do programa institucional de certificação de equipamentos voltados e armazenagem), a necessidade de se estabelecer um controle de

qualidade desses equipamentos através de especificações pertinentes, com os seguintes objetivos:

- a) eliminar a proliferação e confusão de especificações;
- b) assegurar ao usuário uma qualidade comprovada;
- c) facilitar a intercambialidade (física e funcional);
- d) simplificar os processos de compras e suprimentos;
- e) eliminar o reensaio (verificação do desempenho do equipamento pelo comprador);
- f) evitar barreiras técnicas e comerciais para os produtos de exportação.

Para atingir estes objetivos serão necessárias intensas pesquisas e desenvolvimento para estabelecimento de normas, para o projeto de silos, secadores etc., que propiciem ganhos na qualidade sem representar aumentos nos custos de armazenagem.

Os silos cilíndricos verticais metálicos de chapa corrugada são unidades armazenadoras a nível de fazenda, intermediária e final muito utilizadas no Brasil para armazenagem de produtos agrícolas principalmente os cereais.

Existem vários fabricantes destes silos no Brasil, mas a maioria utilizando projetos com tecnologia importada.

Este trabalho tem por finalidade principal fornecer informações ao projeto estrutural destas unidades armazenadoras, com ênfase ao estudo teórico e experimental para aquisição de dados para o projeto estrutural dos silos.

A maior parte dos ensaios foram realizadas no Centro de Pesquisas da Companhia Siderúrgica Nacional em Volta Redonda, RJ, onde o autor desenvolve atividades profissionais.

CAPITULO II

2. CARREGAMENTO NOS SILOS

No projeto dos silos a condição primordial para o desenvolvimento do projeto estrutural é o perfeito conhecimento das forças que atuam sobre sua estrutura.

As principais ações que provocam carregamentos nos silos são:

- . peso próprio;
- . equipamentos e acessórios;
- . pressões devidas ao material armazenado;
- . ações do vento.
- . ações térmicas

Neste estudo não são considerados os carregamentos decorrentes das ações devidas aos deslocamentos das fundações.

2.1 - CARREGAMENTO DEVIDO AO PESO PRÓPRIO

A determinação das ações decorrentes do peso próprio, mesmo sendo pequenas quando comparadas com outras cargas, é importante para o dimensionamento econômico da estrutura, principalmente da cobertura.

2.1.1 - Peso Próprio da Cobertura

As coberturas dos silos cilíndricos de aço, são construídas usualmente conforme indicado na figura 1.

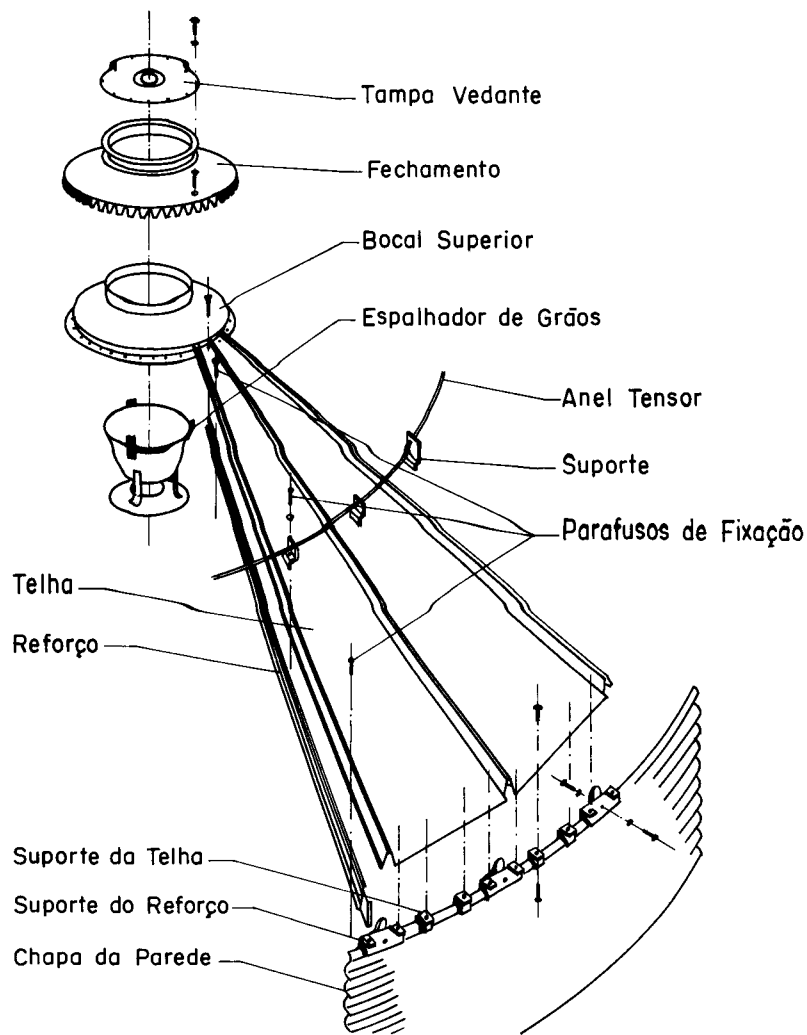


Figura 1 - Peças Componentes dos Telhados

A carga estimada da cobertura em projeção vertical dos silos em aço, conforme indicados na figura 1, cujos diâmetros não ultrapassem 20 metros e com inclinação de 30 graus, poderá ser determinada pelos valores abaixo:

Telhas e reforços $P_1 = 153 \text{ N/m}^2$ (2.1)

Anéis Tensores para $d \geq 8 \text{ m}$

$$P_2 = \left[\frac{77}{d} \left(\text{INT} \left(\frac{d}{8} \right) \right) + \frac{153}{d} \right] \text{ N/m}^2 \quad (2.2)$$

Tampa vedante, fechamento, bocal superior, espalhador de grãos $P_3 = 4,2 \text{ N/m}^2$ (2.3)

2.1.2 - Peso Próprio do Costado

O costado ou parede dos silos cilíndricos de aço é composto basicamente pelas colunas e chapas corrugadas, conforme indicado na figura 2, a seguir:

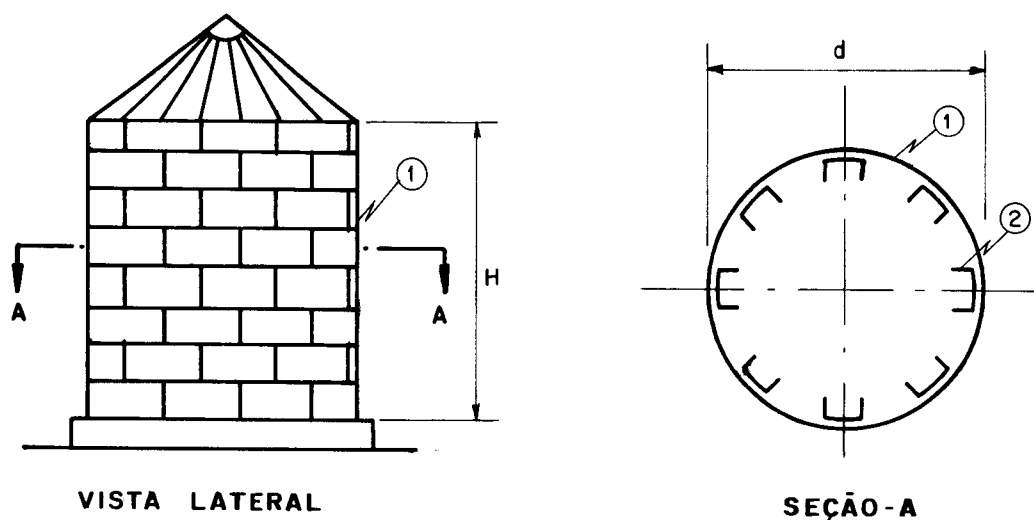
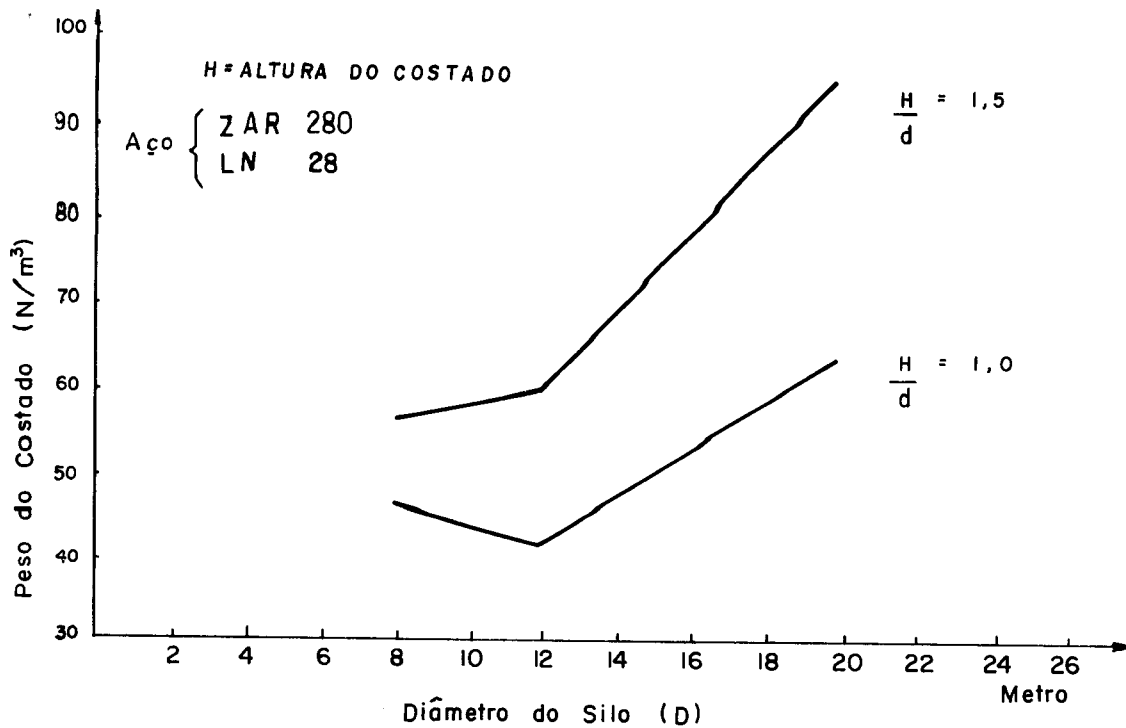


Figura 2 - Silo de Aço - Vista Lateral e Corte
 1 - Chapa corrugada do costado
 2 - Colunas

O peso do costado não tem influência no dimensionamento das chapas corrugadas e das colunas, devido às grandes cargas do material armazenado.

Entretanto, o costado, juntamente com a cobertura, tem influência na verificação da estabilidade do silo vazio, quando submetido às ações do vento.

A massa aproximada das chapas do costado e das colunas pode ser estimada pelo gráfico:



2.2 - EQUIPAMENTOS E ACESSÓRIOS

Os equipamentos, tais como transportadores, tubos de enchimento e distribuidores, têm suas cargas aplicadas no silo fornecido pelos fabricantes, mediante consulta.

2.2.1 - Cabos de Termometria

Os cabos de termometria transmitem aos pontos onde estão fixados na cobertura dos silos, esforços devidos ao atrito dos grãos com esses mesmos cabos.

A norma Argentina IRAN 1977 apresenta as seguintes equações para o cálculo desses esforços, em N, m e graus:

Para $L \leq L_1$

$$T = 1,40 \cdot d \cdot i \cdot \gamma \cdot \text{tga}^3 \left(0,84 L^2 \text{tg}^2(45^\circ - \alpha/2) + 0,27 \frac{d L}{\text{tga}^2} \right) \quad (\text{N}) \quad \dots (2.4)$$

Para $L > L_1$

$$T = \frac{0,49 d i \gamma \text{tga}^3 d^2 (\pi \text{tg}^2(45^\circ - \alpha/2) \text{tga}^2 L/d - 0,57)}{\text{tg}^2 \alpha^2 \text{tg}^2(45^\circ - \alpha/2)} \quad (\text{N}) \quad \dots (2.5)$$

sendo: $L_1 = \frac{d}{2 \text{tga}^2 \text{tg}^2(45^\circ - \alpha/2)} \quad (\text{m}) \quad \dots (2.6)$

assim: A norma permite adotar $a_1 = 30^\circ$; $a_2 = 22,5^\circ$; $a_3 = 11^\circ$,

$$L_1 = 3,621 d \dots\dots\dots (m) \quad (2.7)$$

Para $L \leq L_1$

$$T = 0,272 d i \gamma (0,28 L^2 + 0,65 d L) \dots\dots\dots (N) \quad (2.8)$$

Para $L > L_1$

$$T = 1,6654 d i \gamma d^2 (0,4337 L/d - 0,57) \dots\dots\dots (N) \quad (2.9)$$

sendo:

T = força de tração no cabo de termometria (N);

γ = peso específico dos grãos (N/m³);

a_1 = ângulo de atrito interno dos grãos (graus);

a_2 = ângulo de atrito entre o grão e a parede do silo (graus);

a_3 = ângulo de atrito entre os grãos e o cabo de termometria (graus);

d_i = diâmetro do cabo de termometria (m);

d = diâmetro do silo (m);

L = comprimento de cabo imerso nos grãos (m);

L_1 = comprimento calculado (m).

As fórmulas apresentadas fornecem valores das forças nos cabos de termometria, considerando um coeficiente dinâmico de descarga de 1.4.

Os cabos de termometria são fixados geralmente nas vigas de reforço no teto, devido as grandes forças aplicadas.

2.3 - PRESSÕES DEVIDAS AO MATERIAL ENSILADO

A avaliação das pressões exercidas pelo material armazenado nos silos é uma tarefa extremamente complexa, pois a quantidade de soluções propostas na bibliografia é muito grande, apresentando muitas vezes resultados conflitantes.

Pesquisadores de todo o mundo, por um longo período têm realizado estudos teóricos e experimentais para a determinação das pressões nos silos, permitindo chegar a alguns pontos de consenso, mas não de um modelo definitivo, que estabeleça precisamente as pressões nos silos.

Apoiadas nesses pontos de consenso, normas para o cálculo de pressões, foram elaboradas tendo em vista uniformizar os procedimentos de cálculos, bem como garantir padrões de segurança e economia, (Calil, 1989).

Os primeiros projetistas de silos consideravam o material armazenado comportando-se como se fossem líquidos, desenvolvendo pressões hidrostáticas nas paredes dos silos.

Este modelo apresenta os inconvenientes de se superestimarem as pressões horizontais, desprezando as pressões tangenciais verticais de atrito.

ROBERTS (1882-1884) realizou experimentos em modelos reduzidos, mostrando que as pressões nas paredes não aumentam linearmente e que grande parte do peso do material é transmitida à fundação pelas paredes e não pelo próprio grão.

JANSSEN (1895) desenvolveu um modelo analítico para o cálculo das pressões nos silos, que explicava os resultados obtidos por Roberts.

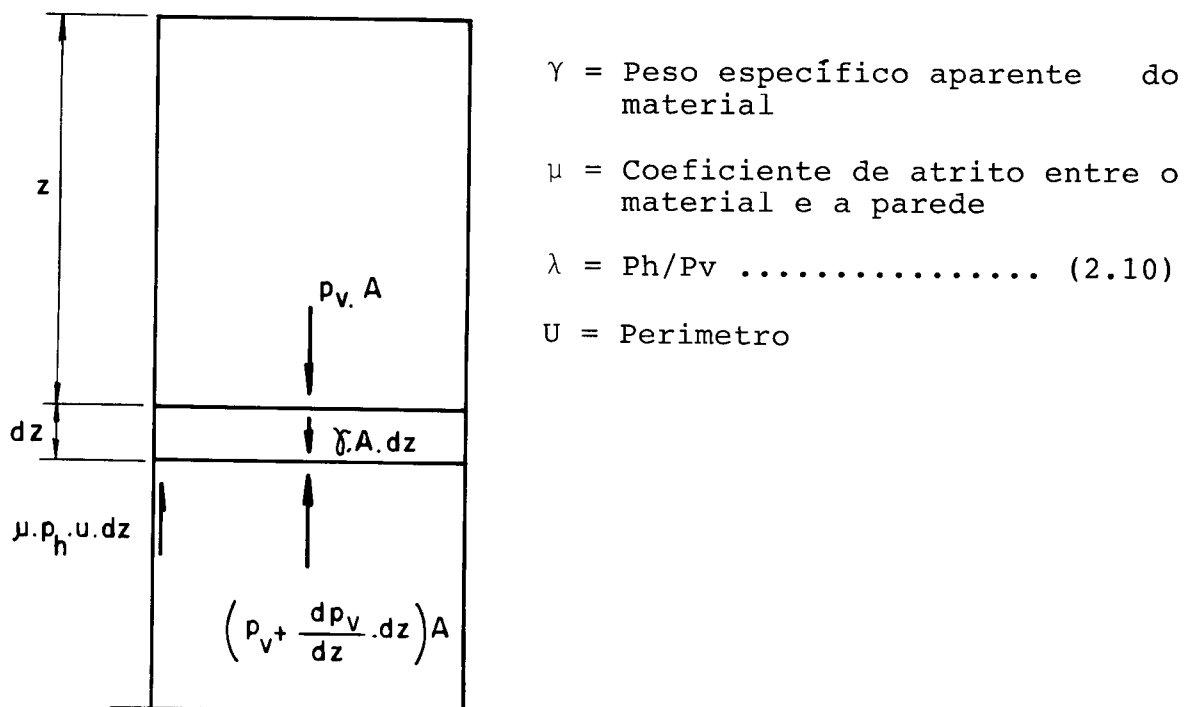


Figura 3 - Modelo Proposto Por JANSSEN

Para estabelecer o equilíbrio estático, tem-se:

$$P_v A + \gamma A dz = \left(P_v + \frac{d P_v}{dz} dz \right) A + \mu P_h U dz$$

$$\text{ou } \gamma A dz - A \frac{d P_v}{dz} dz - \mu P_h U dz = 0$$

Dividindo os membros por A. dz, tem-se:

$$\gamma - \frac{d P_v}{dz} - \mu P_h \frac{U}{A} = 0 \dots\dots\dots (2.11)$$

Fazendo A/U = RH e PH = λ Pv, tem-se:

$$\gamma - \frac{d P_v}{dz} - \frac{\lambda P_v}{RH} = 0 \dots\dots\dots (2.12)$$

Integrando a equação diferencial de primeira ordem, obtém-se a expressão para o cálculo das pressões verticais (Pv) na cota Z.

$$P_v = \frac{\gamma RH}{\lambda \cdot \mu} \left[1 - e^{-Z (\mu \lambda / RH)} \right] \dots\dots\dots (2.13)$$

O valor de λ foi determinado experimentalmente por Janssen, medindo as pressões no fundo (Pv) de silos com grande relação altura/lado.

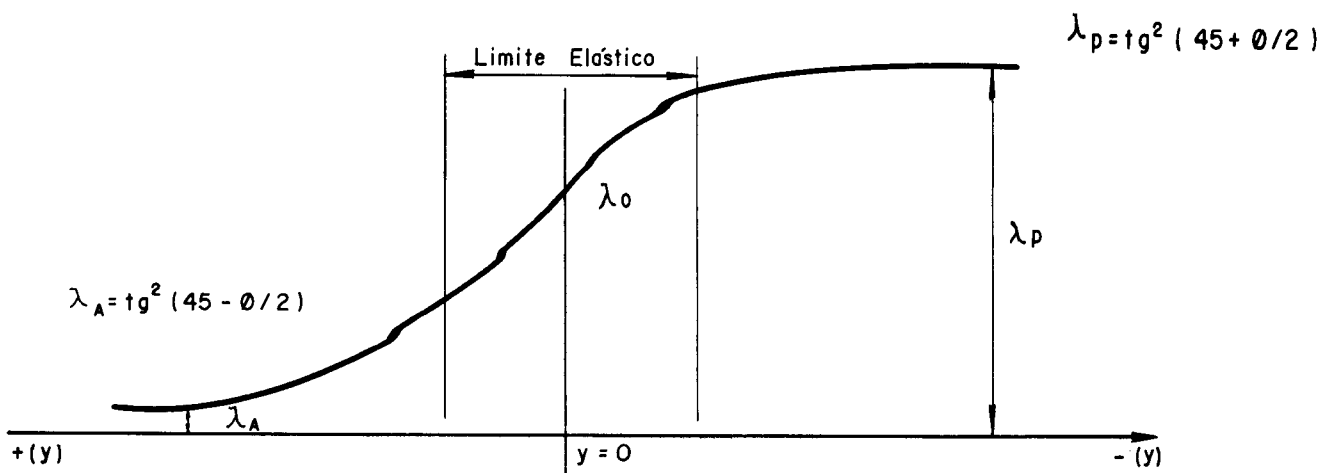
KOENEN citado por RAVENET (1977) sugeriu o valor de λ igual ao coeficiente de empuxo ativo de Rankine, adotando procedimento similar ao da mecânica dos solos.

$$\lambda = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.14)$$

sendo φ ângulo de atrito interno dos grãos.

A adoção do coeficiente de empuxo ativo de Rankine pressupõe que o modelo reológico empregado é elasto-plástico e que as paredes do silo possam movimentar-se livremente até estabelecer a condição limite de plastificação do material armazenado.

Na figura 4 é mostrada a relação entre o coeficiente de empuxo e o deslocamento de um anteparo vertical num semi-espaço infinito constituído por um solo granular e isotrópico.



Empuxo Ativo

 Movimentação das paredes
 no sentido das pressões

Empuxo Passivo

 Movimentação das paredes
 no sentido contrário ao
 das pressões

Figura 4 - Coeficiente de Empuxo em Função do Deslocamento das Paredes

Observando a figura 4, verifica-se que a movimentação das paredes podem alterar substancialmente o valor de λ .

Para determinação dos coeficientes de empuxo, dentro dos limites elásticos indicados na figura 4 toma-se um elemento de espessura dz situado a uma profundidade z , contido num silo, cujas paredes sejam suficientemente rígidas para manter o material dentro do campo elástico, conforme a figura 5.

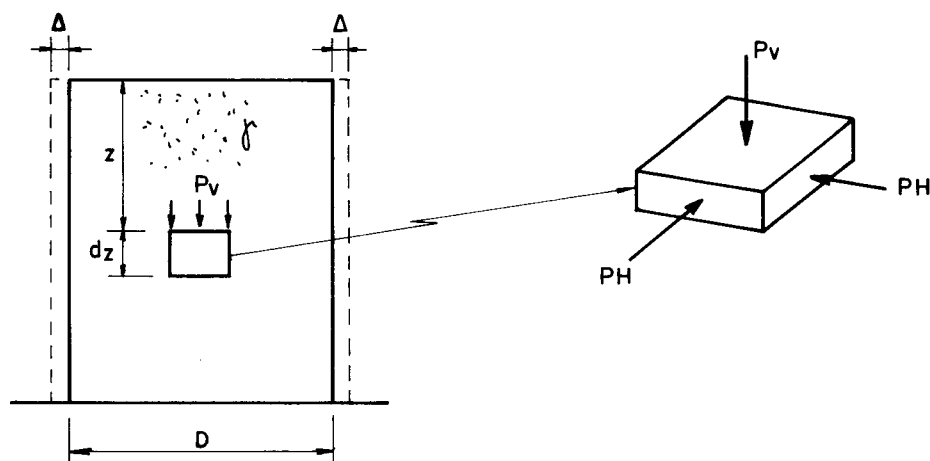


Figura 5 - Material Armazenado em Silo, submetido à Ação de Forças no Estado Elástico

Sobre as faces do elemento indicado na figura 5 atuam P_v e P_h que provocam deformações no elemento ϵ_v e ϵ_h respectivamente.

De acordo com a Teoria da Elasticidade, tem-se:

$$\epsilon_v = \frac{1}{E_1} (P_v - 2 P_h u_i) \dots\dots\dots (2.15)$$

$$\epsilon_h = \frac{1}{E_1} (P_h - u_i (P_v + P_h)) \dots\dots\dots (2.16)$$

Fazendo $P_h = \lambda P_v$, tem-se:

$$\epsilon_h = \frac{1}{E_1} (\lambda P_v - u_i (P_v + \lambda P_v)) \dots\dots\dots (2.17)$$

sendo:

u_i = coeficiente de Poisson dos grãos

E_1 = módulo de elasticidade dos grãos

donde temos:

$$\lambda = \left(\frac{\epsilon_h \cdot E_1}{P_v} + u_i \right) / (1 - u_i) \dots\dots\dots (2.18)$$

No caso de silos metálicos cilíndricos, em cujas paredes as tensões sejam mantidas constantes, desprezando o efeito de placa, o valor de ϵ_h pode ser estimado pela fórmula:

$$\epsilon_h = \frac{T_s}{E_s} \dots\dots\dots (2.10)$$

sendo:

E_s = módulo de elasticidade das paredes do silo

T_s = tensão nas paredes do silo

Considerando-se ϵ_h constante ao longo da altura do silo e P_v variável, verificamos pela Equação 2.18 que λ não é constante.

Como a pressão (P_v) aumentando com a profundidade, verifica-se que o valor de λ é decrescente com a profundidade.

Por outro lado, tomando-se um modelo cuja relação E_h/P_v é constante, e portanto, λ é constante.

Deve-se ter em conta que o valor de λ não pode ultrapassar os limites plásticos. Dessa forma, tem-se:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \leq \lambda_o = \left(\frac{\varepsilon_h E_i}{P_v} + u_i \right) / (1 - u_i) \leq \lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Empuxo Ativo

Empuxo Elástico

Empuxo Passivo

Para paredes rígidas, $\varepsilon_h = 0$, obter-se-á o coeficiente de empuxo neutro ou em repouso:

$$\lambda_o = \left(\frac{\varepsilon_h E_i}{P_v} + u_i \right) / (1 - u_i) \dots \dots \dots (2.21)$$

Donde:

$$\lambda_o = \frac{u_i}{(1 - u_i)} \dots \dots \dots (2.22)$$

Em razão das dificuldades para conhecimento de u_i e E_i , diversos autores propuseram relações empíricas para o cálculo do coeficiente de empuxo neutro λ_o . JAKY, J (1948) propõe a seguinte relação matemática para o cálculo de λ_o .

$$\lambda_o = \left(1 + \frac{2}{3} \operatorname{Sen} \phi \right) \frac{(1 - \operatorname{sen} \phi)}{(1 + \operatorname{sen} \phi)} \dots \dots \dots (2.23)$$

ou na forma simplificada:

$$\lambda_o = (1 - \operatorname{sen} \phi) \dots \dots \dots (2.24)$$

sendo ϕ ângulo de atrito interno.

Durante a década de 1930, o melhor conhecimento das propriedades dos materiais de construções, associado ao uso do concreto armado e de aço, houve uma redução generalizada dos coeficientes de segurança.

Neste período diversos acidentes com silos ocorreram, intensificando pesquisas para determinar as causas desses acidentes.

Ensaio para medida de pressões em modelos reduzidos e em silos de dimensões reais, comprovaram o aparecimento de sobrepressões durante o esvaziamento dos mesmos.

WERNER e KALLSTENIUS citado por RAVENET (1977) encontraram pressões dinâmicas duas vezes superiores às pressões estáticas em silos de concreto e 2,37 vezes em silos de aço.

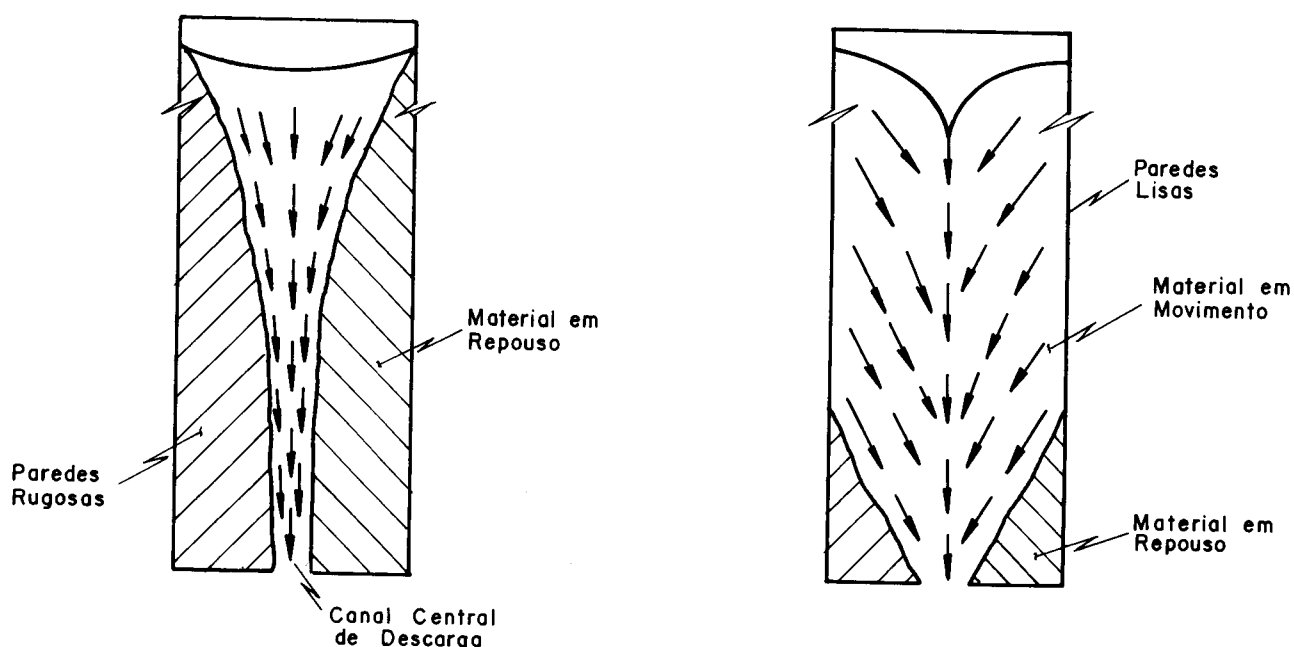
TAKTAMISHEV citado por RAVENET (1977), ensaiando em modelos obteve pressões durante o esvaziamento duas a três vezes maiores que as pressões obtidas por JANSSEN. TAKHTAMISHEV prevê pressões de esvaziamento 1,65 e 1,35 vezes maiores que as pressões estáticas

para areia e trigo, respectivamente.

Das observações do movimento dos materiais no interior dos silos, TAKHTAMISHEV verificou dois tipos principais de fluxo durante o esvaziamento.

O primeiro tipo é definido como fluxo de funil, uma coluna central de material se movimenta, enquanto o restante permanece estático.

O segundo tipo é definido como fluxo de massa, onde todo material se movimenta conforme indicado na figura 6, o qual provocava as maiores sobrepressões nas paredes.



a) Fluxo de Funil

b) Fluxo de Massa

Figura 6 - Fluxos Dentro dos Silos

JENIKE, A.W. (1980) estabelece os efeitos do tipo de fluxo de descarga do material armazenado sobre as pressões exercidas nas paredes dos silos.

Neste trabalho JENIKE propõe condições limites para o dimensionamento dos silos, bem como estabelece sobrepressões localizadas em pontos determinados dos silos.

Para o cálculo das pressões é utilizada a fórmula de JANSSEN, usando-se coeficientes experimentais adequados para cada tipo de fluxo provocado pela descarga do material.

2.3.1 - Norma DIN 1055 - Parte 6

A grande quantidade de soluções para o cálculo de pressões nos silos estabeleceram desconfiança generalizada nos projetistas e fabricantes quanto ao seu desempenho.

Os fabricantes de silos temem utilizar modelos matemáticos mais ousados com receio de colapso da estrutura, e não podem utilizar os modelos conservadores, que tornam seus produtos sem competitividade no mercado.

Para solucionar este problema e proporcionar um padrão adequado de qualidade dos silos, foram estabelecidas normas para o cálculo das pressões, elaboradas a partir de intensas pesquisas financiadas pelas indústrias, governos e usuários.

A norma alemã (DIN 1055 parte 6 - cargas nos silos) é a que tem acompanhado os avanços técnico-científicos da área de pressões nos silos, ao longo destas últimas duas décadas.

Publicada pela primeira vez em novembro de 1964, tomando por base o trabalho de especialistas alemães sob orientação do professor Klaus Pieper (Universidade de Braunschweig), onde as principais teorias e trabalhos experimentais sobre pressões em silos foram organizados e sintetizados sob a forma de recomendações, para serem facilmente utilizadas por projetistas.

A base dessas recomendações é a teoria de JANSSEN com algumas simplificações assumidas na época, a seguir:

- . a relação entre as pressões horizontais e verticais, foram fixadas em 0,5 e 1,0 respectivamente, para a condição de carregamento e descarregamento do silo, independentemente do tipo de material armazenado;
- . o ângulo de atrito do material com a parede foi admitido como uma fração do ângulo de atrito interno do material, independentemente das condições da superfície interna das paredes do silo. Sendo indicadas as frações de 0,75 e 0,60 para as condições de carregamento e descarregamento respectivamente.

Em 1977, esta norma recebeu uma suplementação com o objetivo de tornar claro seu campo de validade, pois seu uso inadequado provocou colapso de alguns silos.

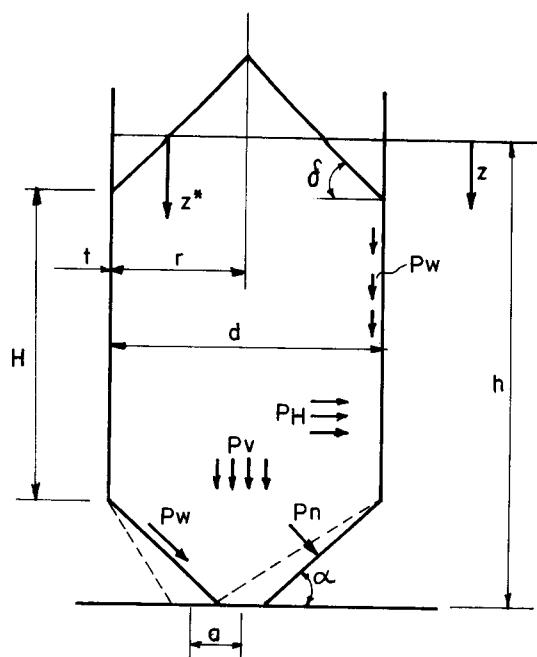
Em 1987, após mais de uma década de pesquisas, com a contribuição de especialistas de várias partes do mundo, e sob a orientação do professor F. Wenzel (Universidade de Karlsruhe - Alemanha), foi publicado um novo texto de norma alemã DIN 1055 parte 6 (1987).

Essa norma especifica as condições para o cálculo das pressões nos silos, abordando as características do material

armazenado, do tipo de parede, o tipo de fluxo do material, bem como a distribuição das pressões no silo.

Esta norma, por fornecer informações específicas para o caso de silo metálico, será adotada para a determinação das pressões no presente trabalho.

2.3.3.1 - Símbolos e Denominações



Dimensões

d - diâmetro do círculo inscrito;

r - raio do círculo interno;

A - área de secção transversal interna;

U - perímetro interno;

a - excentricidade de descarga;

z - profundidade do material armazenado;

z^* - distância vertical do ponto analisado até a superfície do cone de enchimento;

h - profundidade equivalente máxima do material armazenado;

- α - inclinação da tremonha;
 β - coeficiente de sobrepressão;
 γ - peso específico do material armazenado;
 δ - ângulo de talude do material armazenado;
 λ - coeficiente entre as pressões P_h/P_v ;
 μ - coeficiente de atrito entre as paredes e os grãos P_w/P_h ;
 P_h - pressão horizontal;
 P_v - pressão vertical;
 P_n - pressão normal;
 P_w - pressão de atrito com as paredes;
 P_b - pressão vertical no fundo de silos planos;
 P_l - sobrepressão de insuflagem;
 f - sub-índices de enchimento;
 e - sub-índices de esvaziamento.

2.3.1.2 - Especificações para Aplicação da Norma

Silos

A norma DIN 1055 parte 6 é aplicável a silos com paredes verticais, com fundo plano ou cônico, quando a relação $h/d \geq 0,8$, ou para $h/d \leq 0,8$ desde que mais da metade do material armazenado se encontre no funil de descarga com inclinação > 20 graus.

Nos casos de $h/d < 0,8$, que não satisfaça às condições acima, pode-se calcular as pressões horizontais segundo a teoria de empuxo em repouso, sem considerar o efeito favorável do atrito com as paredes do silo.

Fica também limitada a relação entre a pressão vertical em repouso P_{vf} e o peso específico do material armazenado conforme a relação:

$$\frac{P_{vf}}{\gamma} \leq 25 \quad \dots \dots \dots (2.25)$$

Materiais Armazenados

A norma estabelece, dentro do seu campo de validade, os materiais indicados na Tabela I, excluindo os materiais altamente

coesivos, bem como cereais que possam apresentar inchamento. Na Tabela II estão indicados valores de referência dos materiais, para os quais ainda não existem comprovação suficiente para serem incluídos na Tabela I da norma.

Os valores de atrito com as paredes μ , particularmente μ_3 , são valores estimados, que algumas vezes podem não ser alcançados.

Tipos de Fluxo

Podem-se desenvolver vários tipos de fluxo do material durante o processo de descarga do mesmo, sob influência da forma do silo e do funil de descarga, bem como da aspereza das superfícies e das características do material armazenado.

Na figura 7 estão indicados os possíveis fluxos de material previsto na norma:

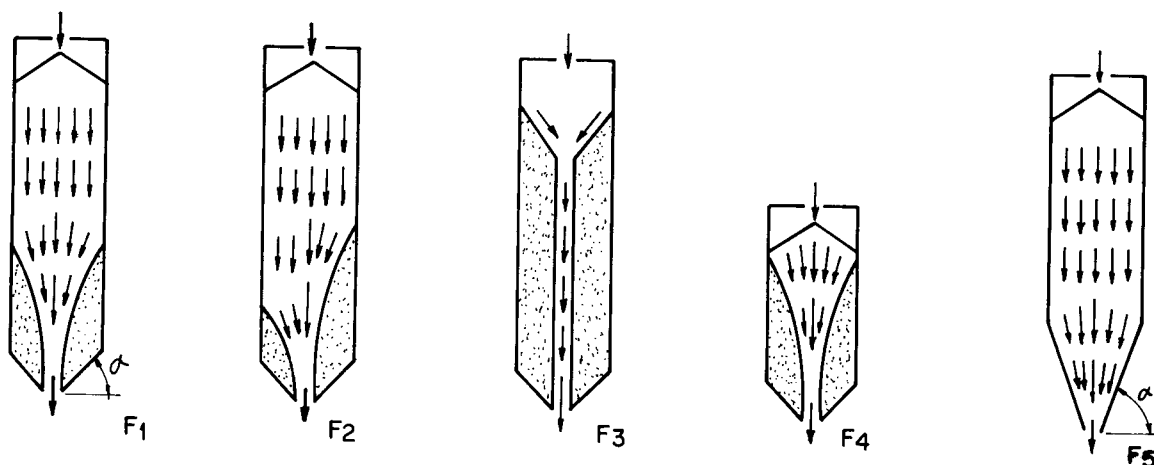


Figura 7 - Tipos de Fluxos Previstos na Norma DIN 1055
Parte 6

Os fluxos F1, F2, F3 e F4, indicados na figura, onde parte do material fica em repouso durante a descarga, são considerados fluxos de funil central.

O fluxo F5 é considerado de massa, onde todo material se movimenta ao mesmo tempo durante o processo de descarga.

O desenvolvimento do fluxo de funil ou de massa depende do coeficiente de atrito entre as paredes e o grão, e da inclinação das paredes da tremonha, conforme indicado nas figuras a seguir.

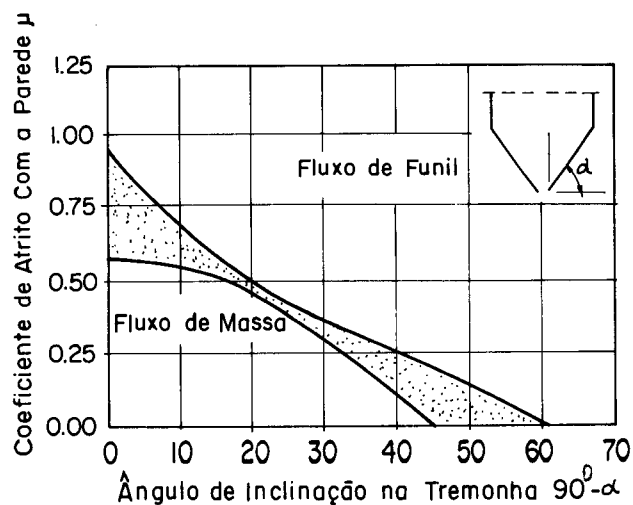


Figura 8 - Zona Limite Entre Fluxo de Funil e de Massa em Tremonha Cônica com Descarga Central

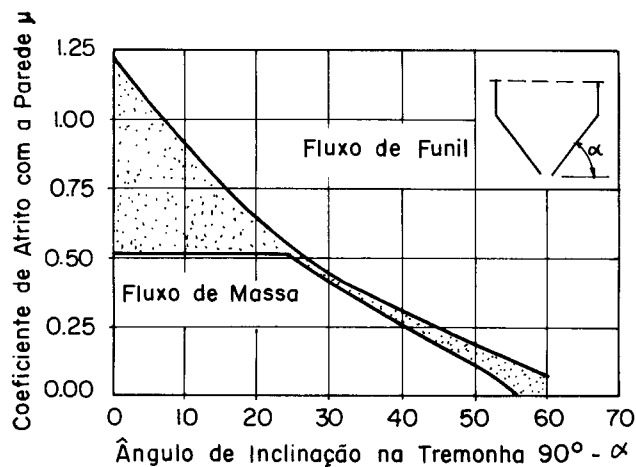


Figura 9 - Zona Limite Entre Fluxo de Funil e de Massa em Tremonha Cuneiforme

2.3.1.3 - Carga do Material Armazenado

Propriedades dos Materiais Armazenados

Os valores das propriedades dos materiais a granel na forma de grãos ou de pó estão relacionados na Tabela I e podem ser considerados constantes em relação à profundidade do material.

Na Tabela II estão indicados os valores de referência para os materiais não incluídos na norma DIN 1055 parte 6 de 1987.

b) Forma e Dimensões da Secção Transversal da Célula

Geralmente, a forma e a dimensão da secção transversal do silo são levadas em consideração pela relação de área e perímetro A/U .

Para o caso especial de intercélula indicada na figura 10, $A/U = b/2$.

Para o caso especial de intercélula indicada na figura 11, $A/U = b/4$.

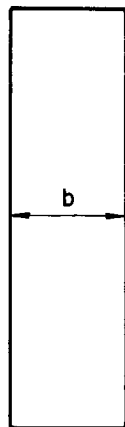


Figura 10 - Intercélula Retangular

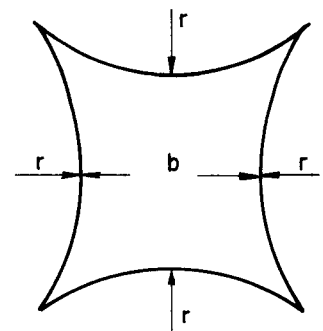


Figura 11 - Intercélula Circular

c) Rugosidade da Paredes do Silo

Os coeficientes de atrito na parede (μ) estão divididos em três grupos segundo o tipo de superfície que o material armazenado deve se atritar, indicado nas Tabelas I e II.

$\mu = \mu_1$ - para paredes rugosas, se o atrito se dá essencialmente dentro do material armazenado (paredes compostas por chapas onduladas ou dobradas, colocadas horizontalmente).

$\mu = \mu_2$ - para paredes medianamente lisas como concreto, reboco, madeiras.

$\mu = \mu_3$ - para paredes lisas como chapas de aço ou alumínio soldadas, materiais plásticos e superfícies revestidas.

2.3.1.4 - Cargas nas paredes do silo

As bases para os cálculos das pressões de enchimento são apoiadas na teoria de JANSSEN, adotando os valores de μ , λ , γ da norma.

Pressões de Enchimento

- Pressão de atrito nas paredes

$$P_{wf}(z) = \frac{\gamma A}{U} \phi(z) \dots\dots\dots (2.26)$$

- Pressão horizontal

$$P_{hf}(z) = \frac{\gamma A}{\mu U} \phi(z) \dots\dots\dots (2.27)$$

- Pressão vertical

$$P_{vf}(z) = \frac{\gamma A}{\lambda \mu U} \phi(z) \dots\dots\dots (2.28)$$

O coeficiente $\phi(z)$, que leva em consideração a variação da pressão com a profundidade, é dado por:

$$z_0 = \frac{A}{\lambda U \mu} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$\phi(z) = 1 - e^{-(z/z_0)} \dots\dots\dots (2.30)$$

A somatória da carga de atrito com a parede da superfície arrasada até a cota de profundidade Z é dada por:

$$P_{wf}(z) = \frac{\gamma A}{U} (z - z_0 \phi(z)) \dots\dots\dots (2.31)$$

Pressões de Descarregamento

Durante o processo de descarregamento de um silo, poderão ocorrer sobrepressões localizadas ou não, dependendo do tipo de fluxo e das interferências ao escoamento do material armazenado.

Fluxo de funil

A transição entre a zona de fluxo e as zonas de repouso do material armazenado, cuja localização é de difícil determinação, pode mudar de posição durante o processo de descarga. Em vista disso, o cálculo das pressões de esvaziamento deve ser aplicado a toda a parede do silo.

Para os silos com fluxo de funil, as pressões de esvaziamento poderão ser calculadas pelas equações:

Para $\frac{h}{d} \leq 2,5 \mu$ (2.32)

. Pressão de atrito na parede

$P_{we} = P_{wf}$

. Pressão horizontal

$P_{he} = P_{hf}$

. Pressão vertical

$P_{ve} = P_{vf}$

Para $\frac{h}{d} \geq 5 \mu$ (2.33)

. Pressão de atrito na parede

$P_{we} = 1,1 P_{wf}$ (2.34)

. Pressão horizontal

$P_{he} = e_h P_{hf}$ (2.35)

. Pressão vertical

$P_{ve} = P_{vf}$

Para $2,5 \mu < \frac{h}{d} < 5 \mu$ (2.36)

. Pressão de atrito na parede

$P_{we} = \left[\frac{h/d - 2,5 \mu}{2,5 \mu} + 1 \right] P_{wf}$ (2.37)

. Pressão horizontal

$P_{he} = \left[\frac{h/d - 2,5 \mu}{2,5 \mu} (e_h - 1) + 1 \right] P_{hf}$ (2.38)

. Pressão vertical

$P_{ve} < P_{vf}$

Pressão localizada

Durante o descarregamento podem aparecer pressões não uniformes, que devem ser levadas em consideração.

Para os silos de seção transversal circular deve-se supor uma força horizontal adicional (P), aplicada numa área quadrada de lado $S = 0,8 A/U$, e localizada na metade da altura do silo ($h/2$), simetricamente oposta conforme mostrado na figura 12.

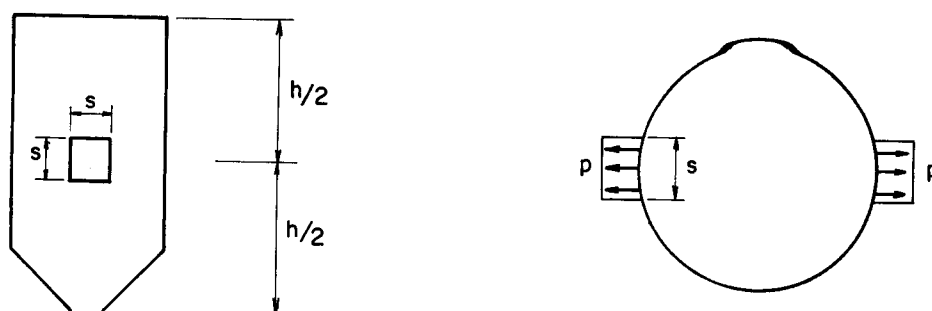


Figura 12 - Aplicação da Carga localizada

A carga P poderá ser calculada pela fórmula:

$$P = S^2 \beta Phe \dots\dots\dots (2.39)$$

sendo β = coeficiente de irregularidade definido por:

$$\beta = \beta_h \beta_a \beta_r \beta_g \dots\dots\dots (2.40)$$

Para:

β_h = coeficiente de esbeltez

$$\beta_h = 1 \quad \text{para } h/d \leq 1$$

$$\beta_h = 0,2 \quad h/d + 0,8 \quad \text{para } 1 \leq h/d \leq 4$$

$$\beta_h = 1,6 \quad \text{para } h/d \geq 4$$

β_a = coeficiente de excentricidade

$$\beta_a = 1 \quad \text{para } a/r < 1/3$$

$$\beta_a = 3 \quad a/r \quad \text{para } a/r \geq 1/3$$

β_r = coeficiente de rigidez

$$\beta_r = 0,3 \quad \text{para } r/t \leq 70$$

$$\beta_r = 0,05 \quad \text{para } r/t \geq 100$$

Para chapas corrugadas horizontalmente, t é a espessura média equivalente de uma chapa que apresente o mesmo momento de inércia da chapa corrugada.

Quando $100 > r/t > 70$, deve-se interpolar linearmente o valor de βr .

βg = coeficiente do material armazenado indicado nas Tabelas I e II.

Observação:

Não se pode considerar o apoio elástico da parede do silo no material armazenado, para efeito de dimensionamento do silo sob ação da carga P .

Pressão horizontal uniforme

Pode-se substituir a pressão localizada multiplicando-se a pressão horizontal de esvaziamento por K .

$$P_{he} = K P_{he} \quad (2.41)$$

$$K = 1 + 0,5 \beta + 0,02 \beta r/t \quad (\text{para } r/t \leq 70) \quad (2.42)$$

$$K = 1 + 3 \beta \sqrt{h/d} \quad (\text{para } r/t \geq 100) \quad (2.43)$$

Para silos de seção N angular tem-se:

$$k = 1 + 0,8 \beta \dots\dots\dots (2.44)$$

Pressão no fundo plano do silo

Para silos cuja relação $h/d \geq 1,5$ a carga sobre o fundo dos silos pode ser suposta como uniformemente distribuída.

A pressão no fundo plano do silo será:

$$P_b = C_b P_{vf} \leq \gamma h \dots\dots\dots (2.45)$$

$C_b = 1,8$ para materiais a granel que provoquem choques no fundo de silos com fluxo de funil (por exemplo, milho e clínquer).

$C_b = 1,5$ para outros materiais

Para silos com $h/d \leq 1,5$, tem-se que supor uma distribuição não uniforme de carga, conforme determinado a seguir:

$$P_b = C_b P_{vf} \leq \gamma z^* \dots\dots\dots (2.46)$$

Para cálculo de P_{vf} , tem-se:

. próximo a parede do silo $Z = h$

. no centro do silo $Z = 1,5 d$

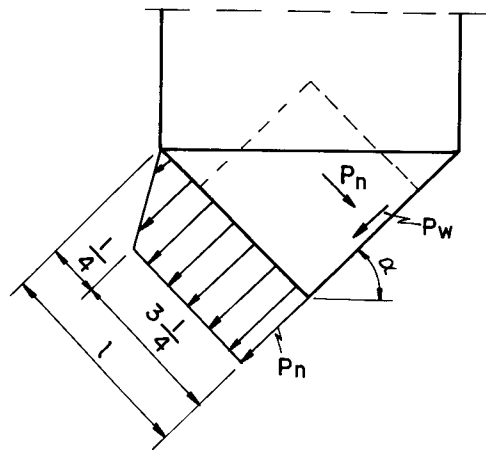
. z^* é a distância vertical do ponto analisado até a superfície do cone de enchimento.

Cargas na tremonha

As fórmulas para o cálculo de pressões nas tremonhas indicadas na norma DIN foram desenvolvidas empiricamente, através de análise experimental, sem levar em consideração as condições de equilíbrio, e somente são válidas para tremonhas com inclinação $\geq 20^\circ$ graus.

Neste caso, as pressões nas paredes serão devidas à ação do material dentro da tremonha e da ação do material acima da tremonha.

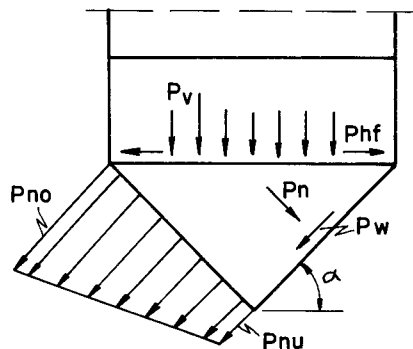
b.1.4.a) Pressão do material dentro da tremonha



$$P_n = 2,4 \frac{A}{U} \gamma \lambda \operatorname{sen}^2 \left(\frac{\alpha}{\sqrt{\mu}} \right) \dots \dots \dots (2.47)$$

$$P_w = P_n/2$$

b.1.4.b) Pressão do material acima da tremonha



$$P_{no} = (P_{vf} C_b \cos^2 \alpha + P_{hf} \sin^2 \alpha) \left(1 + \frac{\sin (2 \alpha)}{4 \mu} \right) \quad (2.49)$$

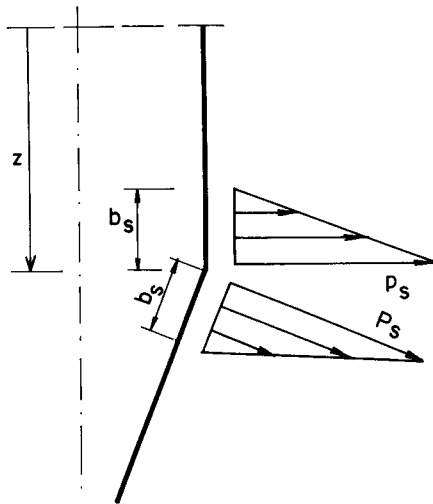
$$P_{nu} = P_{vf} \cdot C_b \cdot \cos^2 \alpha \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

$$P_w = P_n/2$$

Fluxo de massa

Para o caso de silos projetados para fluxo de massa, além das pressões P_{he} , P_{we} e P_{ve} determinadas no item 2.3.1.4 deve-se calcular as pressões adicionais na região de transição entre a tremonha e as paredes do silo.

Essas pressões aparecem numa região localizada conforme indicado na figura abaixo:



$$b_s = 0,3 d$$

$$P_{s1} = \gamma z$$

$$P_{s2} = \gamma d$$

$$\text{Se } P_{s1} > P_{s2} \quad P_s = P_{s2}$$

$$\text{Se } P_{s1} < P_{s2} \quad P_s = P_{s1}$$

$$\text{Se } P_{s1} = P_{s2} \quad P_s = P_{s1} = P_{s2}$$

TABELA I - VALORES INDICADOS PARA CÁLCULO DE SILOS

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	RELAÇÃO DE PRESSÕES $\lambda = Ph/Pv$	COEFICIENTE DE ATRITO			FATOR DE DESCARGA (e_H)	COEFICIENTE DE MATERIAL A GRANEL β_G
			μ_1	μ_2	μ_3		
Trigo	9,0	0,60	0,6	0,40	0,25	1,4	0,5
Milho	8,0	0,60	0,6	0,40	0,25	1,6	0,9
Cevada	8,0	0,65	0,5	0,35	0,25	1,4	0,5
Farinha Ce- reais	7,0	0,40	0,5	0,35	0,25	1,4	0,6
Açúcar Re- finado	9,5	0,60	0,55	0,5	0,45	1,2	0,4
Areia Quart_ zo Quebrada	16,0	0,50	0,60	0,5	0,40	1,4	0,4
Pedregulho p/Concreto	18,0	0,60	0,60	0,5	0,40	1,3	0,4
Pó de Pedra Calcárea	13,0	0,65	0,55	0,5	0,40	1,2	0,5
Clinquer	18,0	0,50	0,6	0,55	0,45	1,2	0,7
Cimento	16,0	0,65	0,5	0,45	0,40	1,2	0,5
Óxido de Alumínio	12,0	0,65	0,5	0,45	0,40	1,2	0,5
Fosfato Thomas	22,0	0,65	0,55	0,50	0,40	1,3	0,5

TABELA II - VALORES DE REFERÊNCIA PARA MATERIAIS NÃO INCLUÍDOS NA TABELA I.

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO KN/m ³	RELAÇÃO $\lambda = Ph/Pv$	COEFICIENTE DE ATRITO			FATOR DE DESCARGA (e_h)	COEFICIENTE DE MATERIAL A GRANEL β_G
			μ_1	μ_2	μ_3		
Soja em Grão	8,0	0,70	0,50	0,40	0,25	1,40	0,50
Pelotas de Beterraba	7,0	0,60	0,55	0,45	0,35	1,30	0,50
Batatas	8,0	0,60	0,50	0,40	0,35	1,40	0,50
Carvão	10,0	0,60	0,60	0,50	0,45	1,30	0,60
Coque	8,0	0,60	0,60	0,55	0,50	1,30	0,60
Cinza de de Fornalha	15,0 ⁽²⁾	0,55	0,70	0,60	0,50	1,20	0,50
Escória de Caldeira	12,0	0,50	0,70	0,60	0,50	1,40	0,60
Pelotas de Minério de Ferro	22,0	0,60	0,60	0,55	0,50	1,30	0,50
Cal Hidra- tado	6,0	0,70	0,50	0,40	0,35	1,20	0,60
Forragens Mistura de Rações (1)	6,0	0,50	0,50	0,35	0,25	1,70	1,00
Forragem Pelotizada	8,0	0,50	0,40	0,30	0,25	1,50	0,70

1) Sem soja triturada, copra e/ou materiais semelhantes.

2) No caso de cinzas de carvão mineral, o peso específico pode ser reduzido para:

$$\gamma = 12 \text{ KN/m}^3$$

2.4 - AÇÕES DO VENTO

Os silos metálicos, por serem construção extremamente leves, se comparada com suas dimensões, poderão, quando vazios ou parcialmente carregados, sofrer deformações ou mesmo colapso se não estiverem suficientemente estruturados para resistirem às pressões exercidas pelo vento.

2.4.1 - Cálculo das Pressões de Obstrução

Neste trabalho, adotar-se-ão as recomendações da norma NBR 6123 (1980) para o cálculo dos esforços de vento.

A velocidade básica do vento atuante na estrutura corresponderá a uma rajada de três segundos de duração, atuando a 10 metros de altura e excedida um vez cada 50 anos. Estes valores de velocidade básica do vento (V_0), serão obtidos nas isopletas para todo território brasileiro indicadas na NBR 6123 (1980).

A velocidade característica (V_k), para o cálculo das pressões de obstrução (q), será determinada pela equação:

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \dots\dots\dots (2.51)$$

sendo:

S_1 = fator topográfico

S_2 = fator rugosidade

S_3 = fator estatístico

Neste trabalho, os valores adotados para S_1 , S_2 e S_3 serão:

$S_1 = 1,00$

$S_2 = 0,93$ (terreno com poucas obstruções classe A)

$S_3 = 0,95$ (Grupo 3)

A pressão de obstrução será determinada conforme a NBR 6123 (1980), pela equação simplificada:

$$q = \frac{V_k^2}{1,6} \text{ (N/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.52)$$

2.4.2 - Coeficientes de Pressão

A força do vento nas paredes do silo será determinada pela diferença entre as pressões internas e externas.

Os coeficientes de pressões, determinados experimentalmente fornecem os valores das pressões efetivas, pelo produto da pressão

de obstrução (q) pelo coeficiente de pressão correspondente.
correspondente.

assim:

$$P = P_e + P_i \dots\dots\dots (2.53)$$

para:

$$P_e = C_{pe} q \dots\dots\dots (2.54)$$

$$P_i = C_{pi} q \dots\dots\dots (2.55)$$

sendo:

C_{pe} = coeficiente de pressão externa

C_{pi} = coeficiente de pressão interna

q = pressão de obstrução (N/m^2)

P_e = pressão efetiva externa (N/m^2)

P_i = pressão efetiva interna (N/m^2)

P = pressão efetiva total (N/m^2)

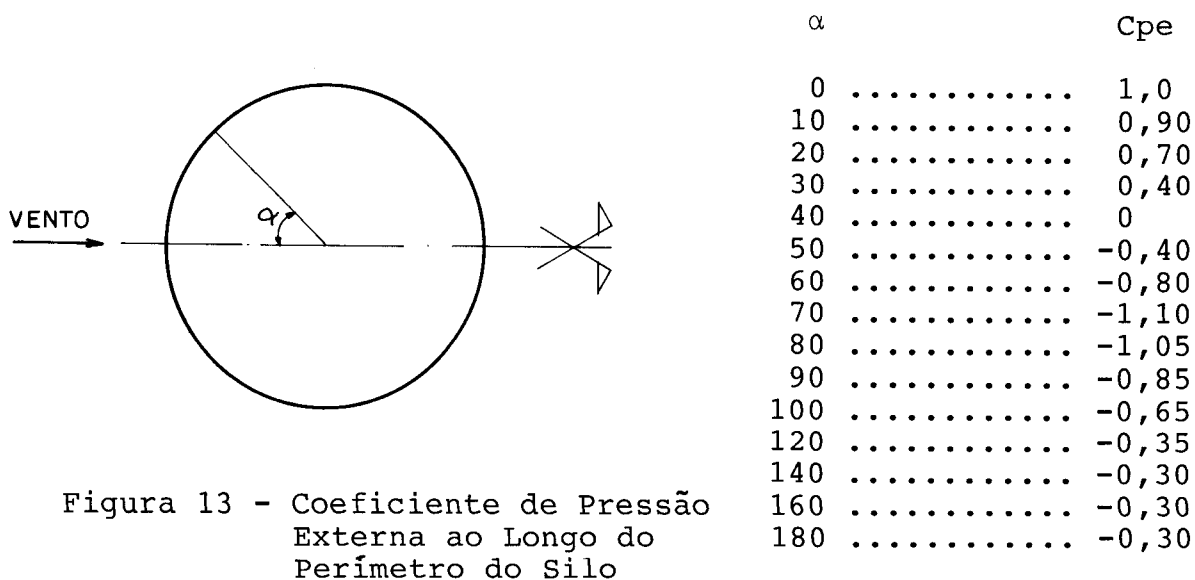
2.4.3 - Coeficiente de Pressão do Cilindro

2.4.3.1 - Coeficiente e pressão interna

Sendo o silo uma construção relativamente permeável e simétrica, estabelece a NBR 6123/80 em 5.2.b, para este tipo de construção, coeficiente de sobrepressão interna $C_{pi} = 0,3$.

2.4.3.2 - Coeficiente de pressão externa

Para edificações cilíndricas rugosas, cujas relação altura/diâmetro menor ou igual a 2,5, a NBR 6123/80 estabelece em 5.1.4, os coeficientes de pressão indicados na figura 13.



2.4.4 - Coeficiente de Pressão da Cobertura

2.4.4.1 - Coeficiente de pressão interna (Cpi)

O coeficiente de pressão interna (Cpi) será o mesmo definido em 2.4.3.1.

2.4.4.2 - Coeficiente de pressão externa (Cpe)

BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986), em vista das escassas informações bibliográficas, adotaram coeficientes de pressões externas para cones com inclinações de 30 graus, coeficientes de pressão externa (Cpe), equivalentes a domos cuja relação flexa/diâmetro fosse igual a 1/4,5.

Deste modo BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986) adotaram coeficientes de pressão externa estabelecidos pela Norma Inglesa para domos, conforme indicado na figura 14.

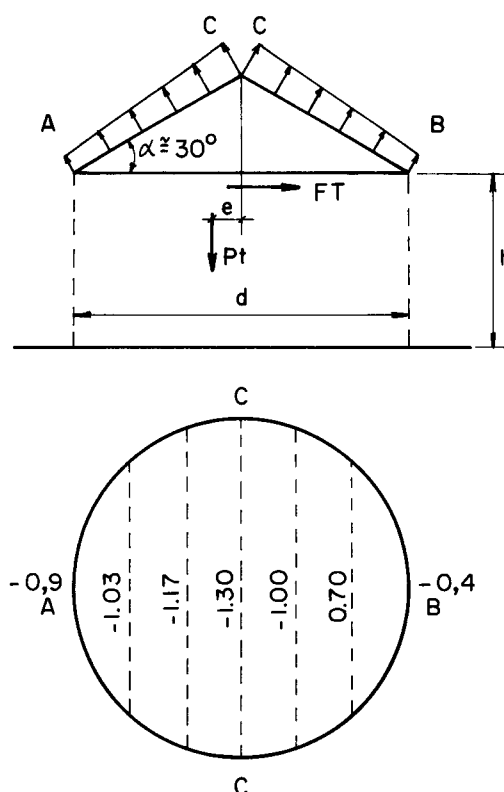


Figura 14 - Distribuição do Coeficiente de Pressão em Cone de Cobertura de Silos, adotados por BRIASSOULIS e PECKNOLD

2.4.5 - Coeficiente de Arraste do Cilindro

O coeficiente de arraste de cilindros revestidos por superfície rugosa, adaptado pela NBR 6123 (1980), está indicado na tabela III para $V_k \geq 6\text{m/seg.}$

TABELA III - COEFICIENTE DE ARRASTE EM FUNÇÃO DA ESBELTEZ DO SILO

h/d	1/2	1	2	5	10	20	∞
Cd1	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2

2.4.6 - Coeficiente de Arraste do Telhado

A força de arraste do telhado segundo BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986) será:

$$F_t = \frac{\pi d^2}{24} q (A - B) \sin \alpha \dots\dots\dots (2.56)$$

sendo:

F_t = Força de arraste do cone

d = Diâmetro do silo

A = Coeficiente de pressão a barlavento ($A = 0,9$)

B = Coeficiente de pressão a sotavento ($B = 0,4$)

α = Inclinação do telhado

Para $\alpha = 30$ graus

$$F_t = - q \frac{\pi d^2}{96} \dots\dots\dots (2.57)$$

2.4.7 - Força de Levantamento do Telhado

A força de levantamento do telhado é dado pela fórmula indicada por BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986).

$$P_t = \frac{\pi d^2}{12} q (3 C \pi - 2(2 C - A - B)) \cos \alpha \dots\dots\dots (2.58)$$

sendo:

P_t = Força de levantamento do telhado

A, B, C = Coeficientes de pressão dados na figura 14

α = Ângulo de inclinação do telhado

Para $\alpha = 30$ graus

$$A = -0,9$$

$$B = -0,4$$

$$C = -1,3$$

tem-se:

$$P_t = -0,6966 q d^2 \dots\dots\dots (2.59)$$

A excentricidade de aplicação da Força P_t será:

$$e = 0,0305 d \dots\dots\dots (2.60)$$

2.4.8 - Força de Arraste do Cilindro

A força de arraste do cilindro de acordo com a NBR 6123 (1980).

$$F_c = C_{d1} q h d \dots\dots\dots (2.61)$$

O ponto de aplicação da força está indicado na figura 15

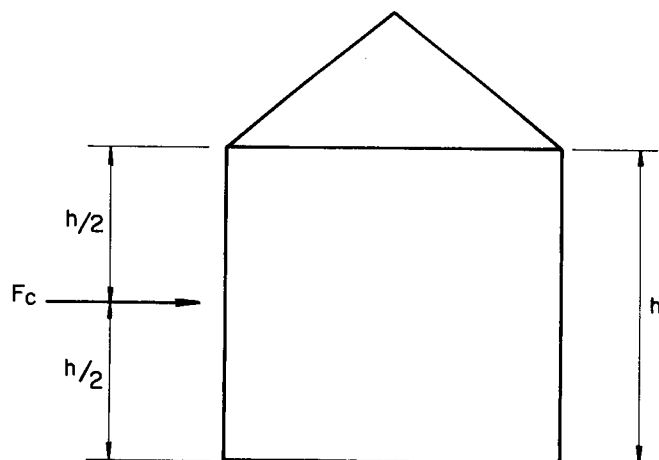


Figura 15 - Ponto de Aplicação da Força de Arraste do Cilindro

2.4.9 - Momento Total de Tombamento do Silo

$$M = 0,5 F_c h + P_t e + F_t h \dots\dots\dots (2.62)$$

2.4.10 - Força Total de Arraste

$$F = F_c + F_t \dots\dots\dots (2.63)$$

2.5 - AÇÕES TÉRMICAS

Armazenamento de Materiais Quentes

Quando um silo cilíndrico de aço é carregado com materiais aquecidos, suas paredes são aquecidas rapidamente, provocando dilatação térmica das mesmas e conseqüentemente o aumento do diâmetro do silo.

Quando é promovida a aeração dos grãos ocorre o resfriamento da massa armazenada e das paredes, com a redução do volume de grãos e do diâmetro do silo.

Caso o resfriamento das paredes seja mais rápido que o resfriamento da massa, ou se a redução do volume dos grãos for inferior a redução do volume do silo, devido ao resfriamento do conjunto, atuarão tensões térmicas nas paredes dos silo.

A determinação das tensões térmicas nas paredes dos silos devido ao resfriamento do conjunto, é muito complexo e exigirá muitos ensaios para a determinação de parâmetros para o cálculo dessas tensões.

Para avaliar essas tensões, Calil (1989) citando a norma NSCE (1987), indica a diferença de 20 graus entre a temperatura da massa de grãos e a temperatura das paredes do silo, como indicativo para projeto.

Variação da Temperatura Externa

A variação da temperatura entre a massa de grãos e as paredes dos silos, segundo Calil (1989), pode ser tomada como a diferença entre a máxima e mínima temperatura no espaço de tempo de um dia.

Para o cálculo das tensões térmicas nas paredes do silo poderá ser adotada a equação:

$$P_h = \alpha \Delta T E_w / (r/t + E_w/E_s (1 + \nu))$$

Sendo:

ΔT = diferença de temperatura entre a massa armazenada e as paredes do silo;

P_v = pressão vertical do material armazenado na cota considerada;

E_s = Módulo de elasticidade do material armazenado definido aproximadamente por $E_s = K P_v$;

K = constante que varia de 70 para grãos secos, 100 para areia e acima de 200 para materiais fortemente compactados;

α = coeficiente de dilatação térmica das paredes;

E_w = módulo de elasticidade do material das paredes;

ν = coeficiente de poisson para o material armazenado, tipicamente entre 0,3 e 0,4;

t = espessura das paredes do silo;

r = raio das paredes do silo.

Irradiação Solar

A irradiação solar provoca aumento de temperatura localizada, afetando principalmente as colunas dos silos, as cargas adicionais nas colunas poderão ser estimadas no limite superior de segurança, segundo Calil (1989) pela equação:

$$P = E_w A_c \alpha \Delta t (n - 3) / n$$

Sendo:

P = carga adicional na coluna;

E_w = módulo de elasticidade do material da coluna;

A_c = área da coluna;

α = coeficiente de dilatação térmica do material da coluna;

ΔT = diferença entre a temperatura localizada e a temperatura média do silo;

n = número total de colunas no silo.

CAPITULO III

3 - ESTUDO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DE SILOS

3.1 - GENERALIDADES

O desenvolvimento tecnológico do Brasil, no campo da siderurgia, possibilitou a produção e comercialização de aços com alta resistência e qualidade garantida.

O aumento da resistência e qualidade dos aços possibilitam a elaboração de projetos que, juntamente com o controle de qualidade e o desenvolvimento dos processos de fabricação de silos, conduzem a uma redução substancial de custos. Entretanto, é necessário um profundo conhecimento desses materiais, através de ensaios em componentes, para avaliar sua real capacidade de trabalho.

Nos silos em geral, utilizam-se perfis de chapas não revestidas, chapas zincadas e parafusos de alta resistência, cujas especificações serão indicadas a seguir.

3.2. CHAPAS ZINCADAS

Chapa zincada é uma chapa fina de aço, geralmente de baixo teor de carbono, revestida em ambas as faces com uma camada de zinco aplicada, por imersão em zinco fundido ou por eletro deposição.

Atuando como um revestimento de sacrifício, a película de zinco protege o aço inclusive das descontinuidades tais como arranhões, cortes e outras falhas.

ZEHBOUR et alii (1987), em levantamentos realizados no Brasil, estabeleceram valores de espessuras de camada de zinco necessárias a uma vida esperada de 15 anos para o revestimento, conforme indicados na Tabela IV.

TABELA IV - VALORES DE ESPESSURA DE CAMADA DE ZINCO NECESSÁRIOS
PARA UMA VIDA MÉDIA ESPERADA DE 15 ANOS

AMBIENTE	INTERVALO DE VALORES		MÉDIA	
	ESPESSURA POR FACE	MASSA EM AM- BAS AS FACES	ESPESSURA POR FACE	MASSA EM AM- BAS AS FACES
	μ	g/m^2	μ	g/m^2
Rural	2,4 - 23,7	34 - 338	12	171
Urbano	16,6 - 35,5	238 - 507	25	364
Industrial	11,5 - 152	165 - 2170	60	857
Marinho	9,4 - 232	134 - 3313	60	857

FREITAS et alii (1987) apresentam as propriedades mecânicas dos aços zincados de alta resistência da série ZAR, fabricados pela CSN (Companhia Siderúrgica Nacional) pelo processo de imersão contínua em zinco fundido com as seguintes especificações:

ZAR 280, ZAR 345, ZAR 400

A denominação "ZAR" significa "Zincada de Alta Resistência" e os três dígitos seguintes o limite de escoamento mínimo do aço em MPa.

COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS AÇOS ZAR

A quantidade dos principais componentes químicos dos aços ZAR está indicada na Tabela V, podendo, ainda, apresentar pequenos teores de Mn, Nb, Si, N etc.

TABELA V - COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS AÇOS ZAR

AÇO	COMPOSIÇÃO QUÍMICA %		
	C (MAX)	P (MAX)	S (MAX)
ZAR 280	0,20	0,10	0,04
ZAR 345	0,20	0,10	0,04
ZAR 400	0,20	0,10	0,04

PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS ZAR

No processo de produção, a chapa de aço é laminada a quente e a frio, sendo posteriormente zincada continuamente, de forma controlada, para atingir propriedades mecânicas desejadas.

As principais propriedades mecânicas do aço ZAR estão indicadas na Tabela VI.

Tabela VI - PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO ZAR

AÇO	F _{yz} (min)* MPa	F _{uz} (min)** MPa	Al (min) em 50 mm %
ZAR 280	280	380	16
ZAR 345	345	430	12
ZAR 400	400	450	12

* F_{yz} = tensão de escoamento superior

** F_{uz} = tensão de resistência

REVESTIMENTO PROTETOR

As chapas zincadas de alta resistência são produzidas com as seguintes espessuras de revestimento de zinco, estabelecida pela Norma NBR 7008 (1981), indicada na Tabela VII.

TABELA VII - PELÍCULA MÍNIMA DE REVESTIMENTO DE ZINCO

TIPO DE REVESTIMENTO	MASSA MÍNIMA DE ZINCO NAS DUAS FACES g/m ²
X	-
A	160
B	250
C	310
D	390
E	450
F	510
G	580

As chapas zincadas produzidas segundo as especificações da NBR 7013 (1981) podem ser fornecidas com os seguintes acabamentos no revestimento:

- a) Cristais Normais
- b) Cristais Minimizados
- c) Liso
- d) Extra Liso
- e) Liga Fe-Zn

a) Cristais Normais

Apresentam o revestimento de zinco com a forma de cristais, tendo a aparência de flores de zinco. Chapas com este revestimento são indicadas para a construção de silos, pois, além de apresentar menor custo, atendem às exigências de resistência a corrosão atmosférica.

b) Cristais Minimizados

Apresentam o revestimento com ausência quase total de flores de zinco. Este acabamento é indicado para peças a serem pintadas.

c) Liso

Apresenta a superfície lisa, indicado para fabricação de peças pintadas de alta qualidade.

d) Extra Liso

Apresenta a superfície extremamente lisa, destinada à fabricação de peças com exigências rigorosas de acabamento e pintura.

e) Liga Fe-Zn

Apresenta a superfície fosca sem ocorrência de flores de zinco, sendo indicado para pintura sem necessidade de preparo da superfície, exceto limpeza.

ADERÊNCIA DA PELÍCULA DE ZINCO

Além da espessura é necessário que o revestimento de zinco tenha capacidade de aderência no aço, e para estabelecer esta qualidade o revestimento deve suportar o dobramento da chapa a 180 graus sem que haja desprendimento da película de zinco, constatado a vista desarmada, conforme indicado na Tabela VIII. Este ensaio é realizado de acordo com a NBR 6153 (1980).

TABELA VIII - CALÇO PARA DOBRAMENTO, PARA VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA DA PELÍCULA DE ZINCO PARA OS AÇOS ZAR

REVESTIMENTO	ESPESSURA DO CALÇO DE DOBRAMENTO		
	ZAR 280	ZAR 345	ZAR 400
X	1 x e	1 x e	2 x e
A	1 x e	2 x e	2 x e
B	2 x e	2 x e	2 x e
C	2 x e	2 x e	3 x e
D	2 x e	2 x e	3 x e
E	3 x e	3 x e	4 x e
F	3 x e	3 x e	4 x e
G	3 x e	3 x e	4 x e

e = espessura chapa com o revestimento

DIMENSÕES PADRONIZADAS DAS CHAPAS

O processo industrial de produção e a economia de escala exigem que as dimensões das chapas zincadas sejam padronizadas.

A CSN, tendo em vista o desempenho de seus equipamentos fornece chapas zincadas com as seguintes espessuras e larguras, indicadas na Tabela IX.

TABELA IX - DIMENSÕES PADRONIZADAS DAS CHAPAS ZINCADAS PRODUZIDAS PELA CSN

ESPESSURA DA CHAPA* (mm)	LARGURA PADRÃO (mm)
0,30	1000
0,38	1000
0,45	1000
0,60	1000
0,75	1000
0,85	1000
0,90	1000
1,06	1000
1,20	1000/1100/1200
1,50	1000/1100/1200
1,70	1000
1,90	1000
2,65	1000

* A espessura não inclui a camada de zinco

As chapas zincadas podem ser adquiridas já cortadas em comprimentos padrões de 2000 e 3000mm, acondicionadas em estrados de madeira ou aço, contendo 2000, 3000 ou 5000 kg de chapas.

As chapas zincadas também são fornecidas em bobinas cuja massa podem atingir 20.000 kg, sendo, entretanto, usual o fornecimento de bobinas de 5000 kg.

TRATAMENTO QUÍMICO DO REVESTIMENTO

Para proteger as chapas zincadas no período de transporte e estocagem, é aplicada uma solução de ácido crômico em sua superfície, proporcionando a passivação da película de zinco e dificultando o contato da água com o zinco.

Este tratamento, entretanto, deve ser evitado quando se deseja pintar a chapa, pois dificulta a aderência da tinta.

3.3 - CHAPAS DE AÇO NÃO REVESTIDAS

Na construção de silos, em locais onde haja necessidade de chapas com espessuras superiores a 2,65 mm, é comum a utilização de aços não revestidos pintados.

Exemplo típico de aplicação de aços não revestidos em silos, são as colunas, placas de base, tubulação de carga e descarga, janelas de inspeção, etc.

Da ampla gama de aços disponíveis no mercado, é necessária a especificação de aços com características que atendam a requisitos de resistência, capacidade de dobramento, soldabilidade, estampagem a frio e disponível no mercado.

A NBR 6655 (1984) fixa as exigências de propriedades para aços com espessuras entre 2 a 15 mm, para aplicações onde são necessários os requisitos de propriedades mecânicas, soldabilidade, e conformação.

COMPOSIÇÃO QUÍMICA

Os requisitos de composição química exigidos para análise de panela pela NBR 6655 (1984), estão indicados na Tabela X.

TABELA X - REQUISITOS DE COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS AÇOS

GRAU	CARBONO máx %	MANGANÊS máx %	FÓSFORO máx %	ENXOFRE máx %
LN 20	0,16	1,00	0,035	0,035
LN 24	0,18	1,00		
LN 28	0,22	1,20		
LN 36	0,20	1,50		

PROPRIEDADES MECÂNICAS

As propriedades necessárias aos aços especificados pela NBR 6655 (1984) são obtidos pela associação de composição química e do processamento termomecânico durante a laminação, e suas principais propriedades estão indicadas na Tabela XI.

TABELA XI - PRINCIPAIS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS
ESPECIFICADOS PELA N 6655 (1984).

GRAU	LIMITE DE ESCOAMENTO MÍNIMO (MPa)	LIMITE DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO MÍNIMO (MPa)	ESPESSURA DO CALÇO DE DOBRAMENTO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA
LN 20	200	320	ZERO
LN 24	240	360	0,5 e
LN 28	280	410	1,0 e
LN 36	360	490	2,0 e

e = espessura da chapa

DIMENSÕES PADRONIZADAS

As chapas de aço indicadas na NBR 6655 (1984) são fornecidas pela Companhia Siderúrgica Nacional segundo espessuras, larguras e comprimentos indicados na Tabela XII.

TABELA XII - DIMENSÕES PADRONIZADAS DAS CHAPAS DE AÇO PRODUZIDAS PELA CSN

ESPESSURAS mm	LARGURAS* mm	COMPRIMENTOS* mm
1,5 2,0 2,25 2,65	1000 ou	2000 ou
3,00 3,35 3,75	1100 ou	3000 ou
4,25 4,50 4,75	1200 ou	6000
5,00 6,30 8,00 9,50 12,50	1500	

* Para todas as espessuras

3.4 - CONECTORES PARA SILOS DE AÇO

Nas ligações dos elementos estruturais de silos as uniões parafusadas ocupam lugar de destaque (figura 16), facilitando a fabricação, transporte, montagem e desmontagem.

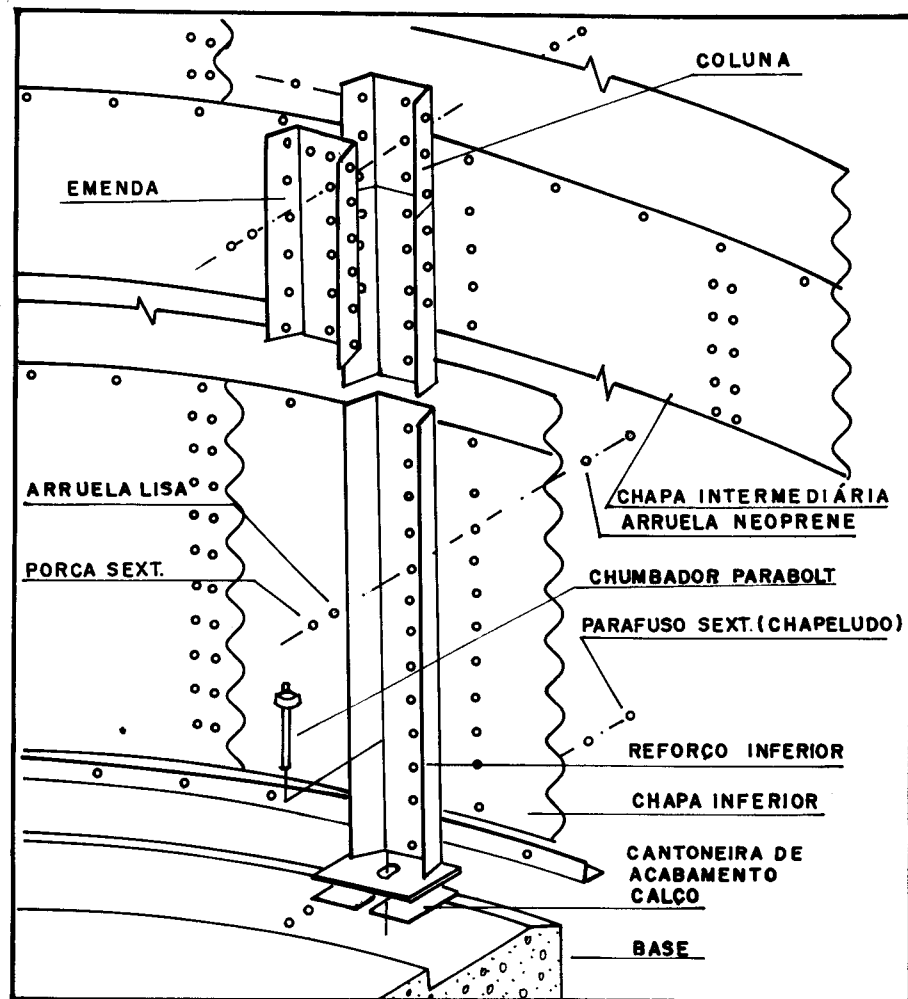


Figura 16 - Ligações Parafusadas Típicas de Silos de Aço

PARAFUSOS

Os parafusos usados nas ligações de silos, tem uma arruela estampada para fixação do neoprene de vedação (figura 17), sendo também protegidos da corrosão por um revestimento de zinco.

CAPITULO IV

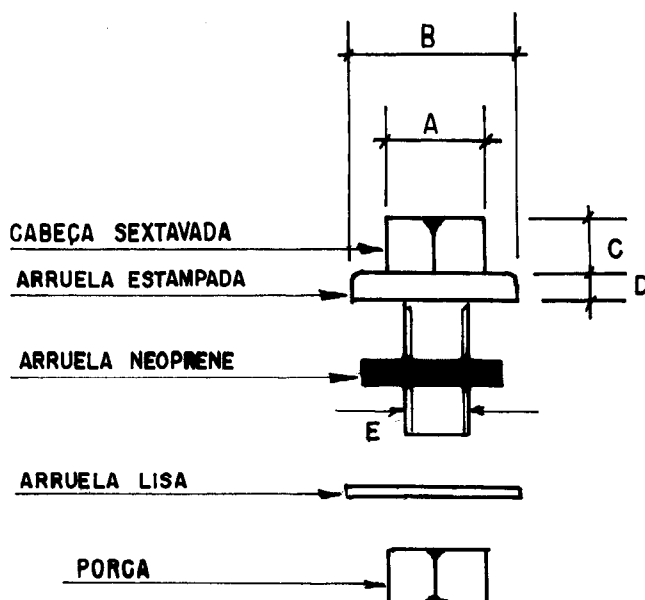


Figura 17 - Parafuso Chapelado Completo Utilizado em Silos Metálicos

DIMENSÕES DOS PARAFUSOS

As medidas realizadas em 5 (cinco) parafusos chapelados utilizados em silos, escolhidos aleatoriamente, estão indicadas na Tabela XIII.

TABELA XIII - DIMENSÕES DE PARAFUSOS CHAPELADOS (FIGURA 17) UTILIZADOS EM SILOS

DIMENSÕES	MEDIDAS EM PARAFUSOS M8					MÉDIA	MEDIDAS EM PARAFUSOS M10					MÉDIA
A	12,6	12,7	12,8	12,8	12,8	12,74	16,9	16,9	16,9	16,9	17,0	16,92
B	19,2	18,6	19,3	19,0	18,8	18,98	21,7	21,7	21,7	21,4	21,6	21,2
C	5,8	5,6	5,0	5,1	5,8	5,46	6,4	6,3	6,2	6,3	6,4	6,32
D	2,4	2,6	2,8	2,8	2,4	2,60	3,6	3,6	3,6	3,7	3,6	3,62
E	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	9,9	9,8	9,8	9,8	9,9	9,84
ROSCA NORMAL						ROSCA NORMAL						

A NBR 8855 (1985) estabelece características mecânicas e prescrições de ensaios para parafusos, sendo que algumas dessas características estão indicadas na Tabela XIV, para as classes 8.8 e 10.9.

TABELA XIV - ALGUMAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS PARAFUSOS

PROPRIEDADES	UNIDADES	CLASSES	
		8.8	10,9
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	Mínimo MPa	800	1000
	Máximo MPa	1000	1200
DUREZA BRINELL	Mínimo HB	225	280
	Máximo HB	300	365
DUREZA ROCKWELL HRC	Mínimo	18	27
	Máximo	31	38
TENSÃO DE ELASTICIDADE 0,2%	Mínimo MPa	640	900

ARRUELAS DE NEOPRENE

A arruela de neoprene que se encaixa na cabeça do parafuso, no lado externo do silo, impede a infiltração d' água pela folga entre o furo e o corpo do parafuso, para dentro do silo, devendo apresentar plasticidade suficiente para deformar-se sob pressão do parafuso, bem como resistência aos raios ultravioletas e envelhecimento precoce.

Arruelas para parafusos M8 e M10, analisadas, apresentaram espessuras entre 2,4 e 3,7mm, diâmetro externo entre 15,0 e 15,8mm e diâmetro interno de 9,8mm.

ARRUELA LISA DE CHAPA ZINCADA

Essa arruela protege a chapa do silo contra a abrasão provocada pela porca durante o aperto, apresentando dimensões compatíveis com a porca e espessura em torno de 1mm, não sendo considerada para efeito do cálculo das ligações.

PORCA

Fabricada normalmente em aço carbono ABNT 1020, sem tratamento térmico, revestida por película protetora contra corrosão de zinco.

4 - ENSAIOS REALIZADOS DOS COMPONENTES

INTRODUÇÃO

A determinação da resistência dos componentes utilizados na construção de silos, é informação preciosa para o dimensionamento de silos cilíndricos de chapa corrugada.

Foram realizados ensaios para a determinação dos limites últimos dos componentes em função das propriedades mecânicas e geometria das peças.

ENSAIOS REALIZADOS

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Análise Química;

Ensaio de Tração;

Ensaio de Dureza;

ENSAIO DE COMPONENTES DO SILO

Ensaio de Resistência ao Corte de Parafusos;

Ensaio de Ligações Parafusadas;

Resistência a Flexão de Chapas Corrugadas.

4.1 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Estes ensaios tem por objetivo a determinação das características químicas e mecânicas dos materiais utilizados, para a análise dos resultados dos testes efetuados nos componentes.

4.1.1 - Análise Química das Chapas Zincadas

As análises químicas dos aços zincados utilizados nos ensaios de componentes, realizadas no Laboratório de Química do Centro de Pesquisas da CSN, adotando as seguintes metodologias:

- . Carbono e Enxofre
Detecção dos gases CO e SO por infravermelho através do equipamento LECO CS 32.
- . Alumínio, Silício e Manganês
Por espectrofotometria de absorção atômica.
- . Nióbio e Fósforo
Por espectrofotometria de absorção molecular
- . Nitrogênio
Por extração de N na forma gasosa através de arraste por gás inerte e medição da condutividade térmica do N, utilizando o equipamento LECO TC-30.
Os resultados obtidos estão indicados na Tabela XVI, a seguir:

TABELA XV - ANÁLISE QUÍMICAS DOS AÇOS ZINCADOS

AÇO	C %	Mn %	P %	Si %	Nb %	S %	Al %	N PPM
AA	0,03	0,26	0,017	0,02	-	0,02	0,04	37
AB	0,04	0,24	0,014	0,02	-	0,02	0,058	38
AC	0,03	0,24	0,017	0,02	-	0,02	0,054	37
AD	0,02	0,18	0,017	0,02	-	0,02	0,056	34
AE	0,05	0,54	0,077	0,02	0,023	0,02	0,038	32

sendo:

C - Carbono
Mn - Manganês
P - Fósforo
Si - Silício
Nb - Nióbio
S - Enxofre
Al - Alumínio
N - Nitrogênio

4.1.2 - Ensaio de Tração das Chapas Zincadas

Metodologia

Do material utilizado na confecção dos componentes foram retiradas amostras de chapas zincadas, devidamente identificadas para análises químicas e ensaios de tração.

Os corpos de prova para ensaio de tração apresentaram as medidas indicadas na figura 18 e Tabela XVI.

Utilizou-se para o ensaio de tração das chapas zincadas, a máquina INSTRON MODELO 1116. Com o corpo de prova não decapado foi aplicada uma deformação até o limite de escoamento do material com velocidade de 2mm por minuto e após o escoamento de 10mm por minuto, com os braços do extensômetros distantes entre si de 50mm (LO).

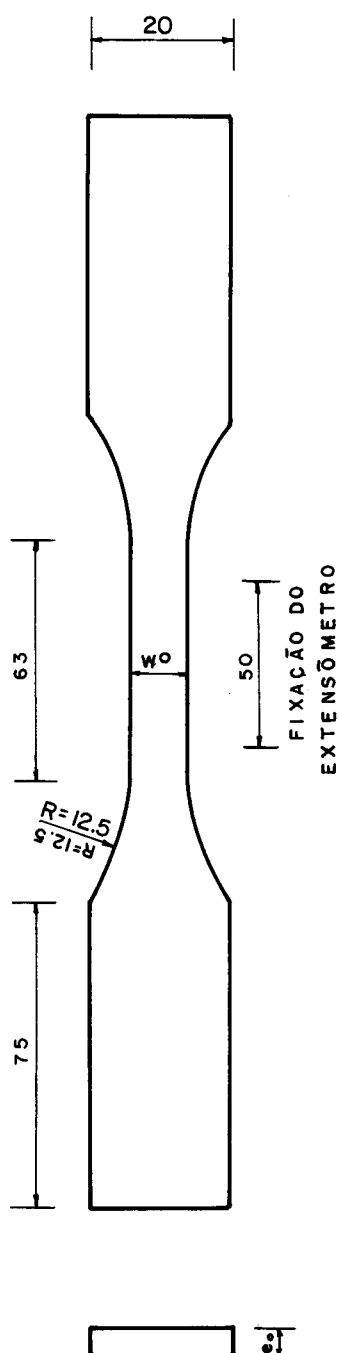


Figura 18 - Dimensões dos Corpos de Prova para Ensaio de Tração de Chapas Zincadas

TABELA XVI - RESULTADO DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO EM CHAPAS ZINCADAS

MATERIAL		DIMENSÕES				LIMITE DE ESCOAMENTO				LIMITE DE RESISTÊNCIA LR		ALONGAMENTO		
						SUPERIOR LES		INFERIOR LEI						
						FORÇA N	TENSÃO MPa	FORÇA N	TENSÃO MPa					
Aço	CP Nº	W0 mm	eo mm	Ao mm	FORÇA N	TENSÃO MPa	FORÇA N	TENSÃO MPa	FORÇA N	TENSÃO MPa	Lo mm	Lf mm	A %	
AA	1	12,52	1,90	23,79	7256	305	7066	297	8921	375	50	67,5	35	
AA	2	12,51	1,90	23,79	7304	307	7066	297	8850	375	50	67,2	34,4	
AB	1	12,51	1,26	15,76	4649	295	4602	292	5737	364	50	68,1	36,2	
AB	2	12,54	1,26	15,80	4708	298	4693	297	5799	367	50	67,7	35,4	
AC	1	12,49	1,56	19,48	5376	276	5338	274	7013	360	50	68,3	36,6	
AC	2	12,49	1,56	19,48	5338	274	5338	274	6993	359	50	67,6	35,2	
AD	1	12,49	0,96	11,99	4005	334	3921	327	4508	376	50	66,5	33,2	
AD	2	12,45	0,96	11,95	3824	320	3812	319	4481	375	50	66,6	33,2	
AE	1	12,45	1,90	23,66	8589	363	8565	362	10576	447	50	65,1	30,2	
AE	2	12,48	1,90	23,71	8654	365	8607	363	10598	447	50	65,1	30,2	

$$** A = 100 \frac{(Lf - Lo)}{Lo}$$

$$* A_o = W_o \times L_o$$

4.1.3 - Ensaio de Dureza de Chapas Zincadas

Determinou-se a dureza das chapas, previamente decapadas, cujos resultados estão indicados na Tabela XVII.

TABELA XVII - DUREZA DAS CHAPAS ZINCADAS

MATERIAL		DUREZA		DUREZA TRANSFORMADA	
				MÉDIA	ROCKWELL B
AÇO	ENSAIO	ROCKWELL F	ROCKWELL B		
	1	96,0	-		
AA	2	96,5	-		69,0
	3	96,5	-		
	1	92,5	-		
AB	2	93,0	-		63,0
	3	93,0	-		
	1	93,0	-		
AC	2	93,0	-		64,0
	3	94,0	-		
	1	94,0	-		
AD	2	94,0	-		65,0
	3	94,0	-		
	1	-	79,0		
AD	2	-	79,0		78,67
	3	-	78,0		

4.2 - ENSAIOS DE COMPONENTES

Estes ensaios foram realizados para que se possa estabelecer com precisão a resistência das peças, quando submetidas as solicitações da estrutura.

As características dos materiais, juntamente com os resultados dos ensaios dos componentes, possibilitaram o estabelecimento de modelo matemático experimental, levando em consideração as peculiaridades dos componentes nas estruturas dos silos.

Procurou-se aplicar solicitações aos componentes durante os ensaios, o mais próximo possível das solicitações reais de trabalho.

4.2.1 - Ensaio de Corte de Parafusos Chapelados

Este ensaio tem por objetivo estabelecer a resistência última ao corte simples dos parafusos chapelados classe 8.8, utilizados na construção de silos de aço.

Para realização deste ensaio foi confeccionado o dispositivo indicado na figura 20, construído em chapa de aço NBR 6006 (1980) ABNT 1030, cujos orifícios para introdução dos parafusos foram temperados com água, para evitar deformações plásticas no mesmo.

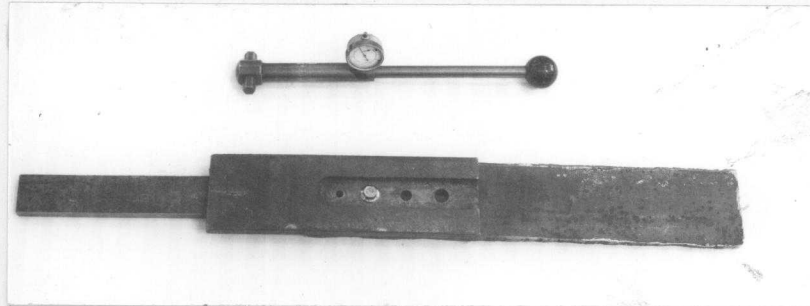


Figura 19 - Dispositivo Ensaio de Corte de Parafuso

Ensaaios em parafusos com diâmetro de 8 e 10mm, forneceram os resultados indicados na Tabela XIX, a montagem do dispositivo e o ensaio estão mostrados nas fotos 1, 2, 3 e 4.

TABELA XIX - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE SIMPLES DE PARAFUSOS CHAPELADOS CLASSE 8.8.

ENSAIO	DIÂMETRO NOMINAL mm	CARGA DE CORTE SIMPLES (PU) DaN	TORQUE APLICADO (T) N x m
1	8	2060	14,715
2	8	1991	14,715
3	8	1981	14,715
4	8	2187	14,715
5	8	2011	14,715
6	8	1824	14,715
7	8	2069	14,715
8	8	1971	14,715
9	8	1932	14,715

continua ...

Continuação Tabela XVIII

10	8	1785	14,715
11	8	2158	14,715
12	8	2148	14,715
13	8	2266	14,715
14	8	2187	14,715
15	8	2079	14,715
16	8	2011	14,715
17	8	2148	14,715
18	8	2099	14,715
19	8	1981	14,715
20	8	1962	14,715
21	10	3305	23,0
22	10	3256	23,0
23	10	3305	23,0
24	10	3561	23,0
25	10	3423	23,0
26	10	3099	23,0
27	10	3119	23,0
28	10	3119	23,0
29	10	3453	23,0
30	10	3178	23,0
31	10	3237	23,0
32	10	3776	23,0
33	10	3080	23,0
34	10	3492	23,0
35	10	3786	23,0
36	10	3119	23,0
37	10	3315	23,0
38	10	3119	23,0



Figura 20 - Montagem do Parafuso no Dispositivo de Ensaio de Corte

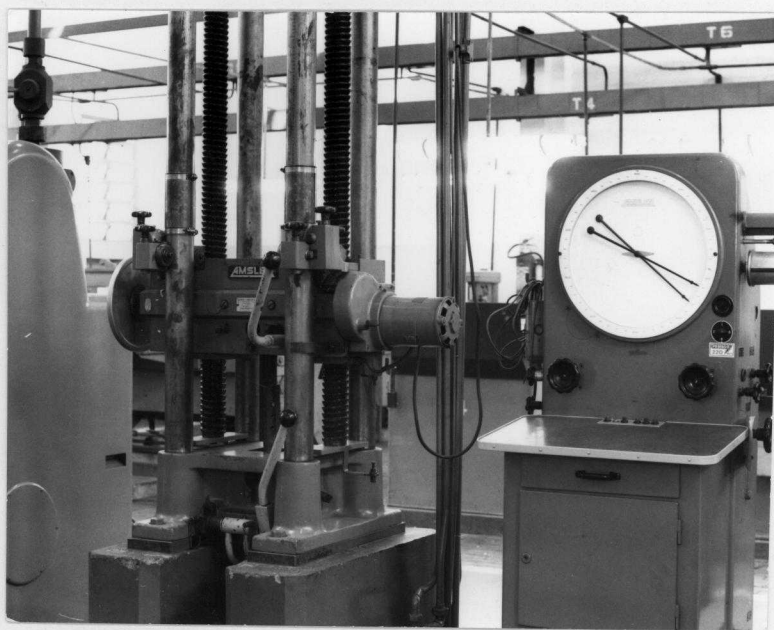


Figura 21 - Máquina utilizada para o ensaio de corte do Parafuso (amsler modelo WPZBDA-4011)

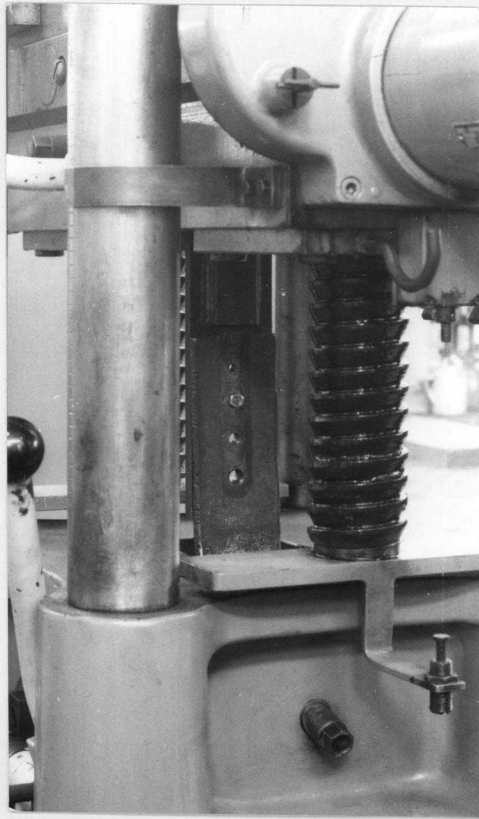


Figura 22 - Parafuso Sendo Ensaiado

Análise estatística dos resultados da Tabela XVIII conclui-se que a resistência média e desvio padrão, dos parafusos M8 e M10, são:

PARAFUSO	CARGA DE RUPTURA MÉDIA DaN	DESVIO PADRÃO DaN
M 8	2042	122
M 10	3304	220

O valor característico da resistência dos parafusos será:

$$Pf4k = Pf4 - 1.65 D \text{ Padrão}$$

$$Pf4k = 1840 \text{ DaN} \dots\dots\dots \text{Para Parafusos } \phi = 8\text{mm}$$

$$Pf4k = 2940 \text{ DaN} \dots\dots\dots \text{Para Parafusos } \phi = 10\text{mm}$$

4.2.2 - Ligações Parafusadas de Chapas Onduladas com Esforços Longitudinais

As paredes dos silos de aço, são em geral formadas por chapas onduladas em prensas onda por onda, em chapas previamente esquadrejadas e perfuradas. Alguns fabricantes de silos utilizam o processo contínuo de conformação à partir de bobinas de chapas zincadas, possibilitando maior flexibilidade na linha de produtos, maior produtividade e redução dos custos.

A geometria das chapas utilizadas na fabricação de silos e nos ensaios, está indicada na figura 23.

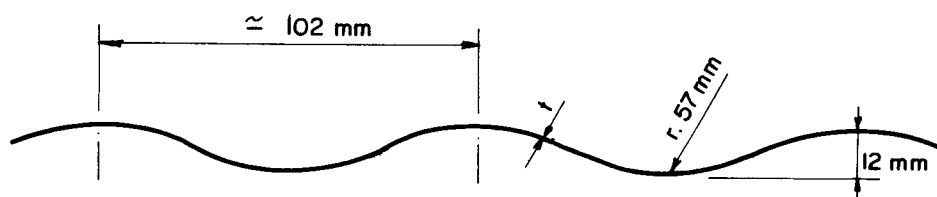


Figura 23 - Geometria das Chapas Onduladas

RESISTÊNCIA DAS LIGAÇÕES PARAFUSADAS DE CHAPAS ONDULADAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS LONGITUDINAIS

Para executar os ensaios, foram confeccionadas garras especiais para a transmissão uniforme dos esforços aos parafusos da conexão, conforme indicado na figura 24.

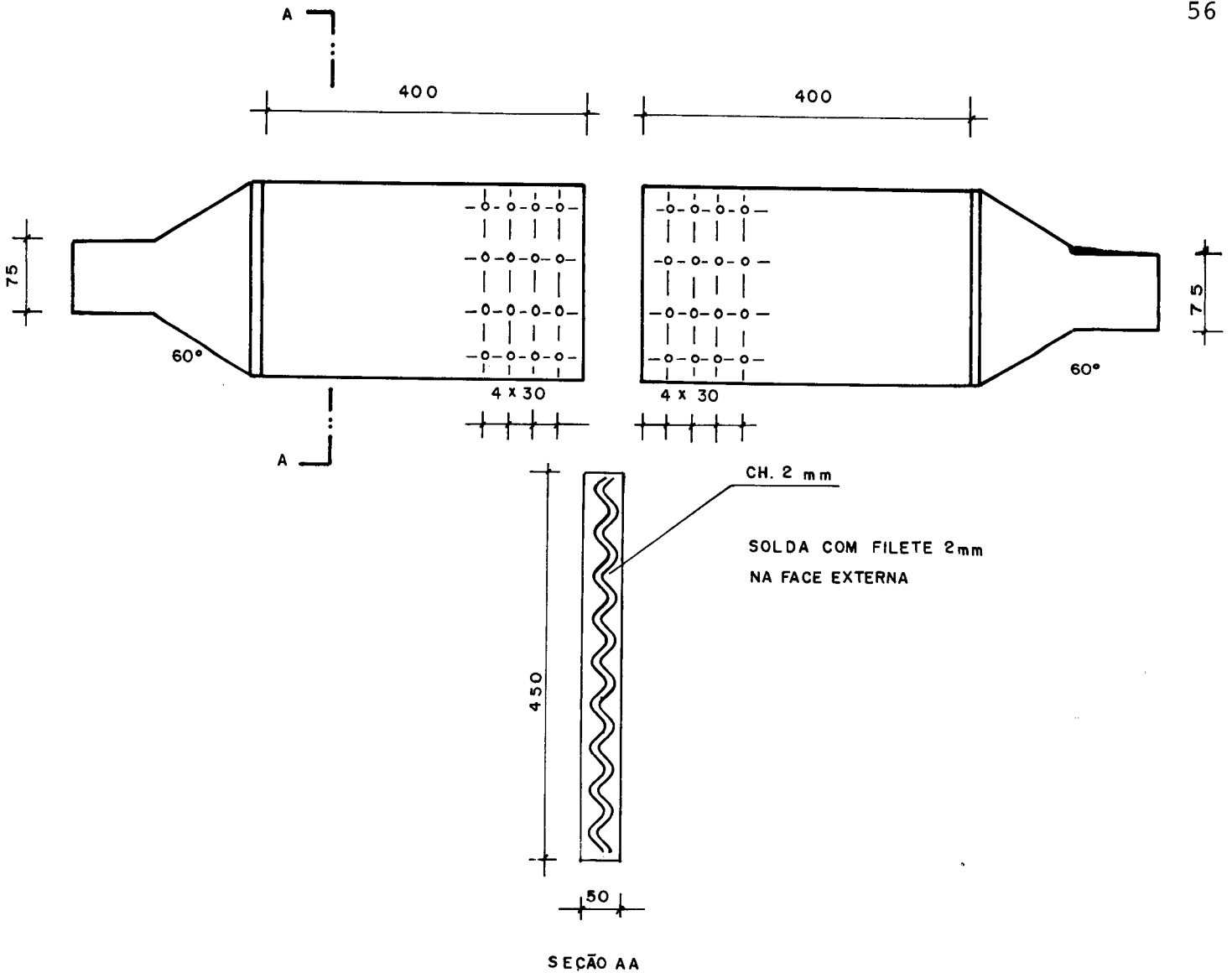


Figura 24 - Garra para Ensaio de Ligações Parafusadas Submetidas a Esforços Longitudinais

CORPOS DE PROVA PARA ENSAIO DE LIGAÇÕES

Trata-se de ensaio de ligação com corte simples do parafuso, cujo corpo de prova é fixado nas garras da figura 24, sendo tracionado até a ruptura. Nas figuras 25 a 30 estão representados os corpos de prova utilizados nos ensaios.

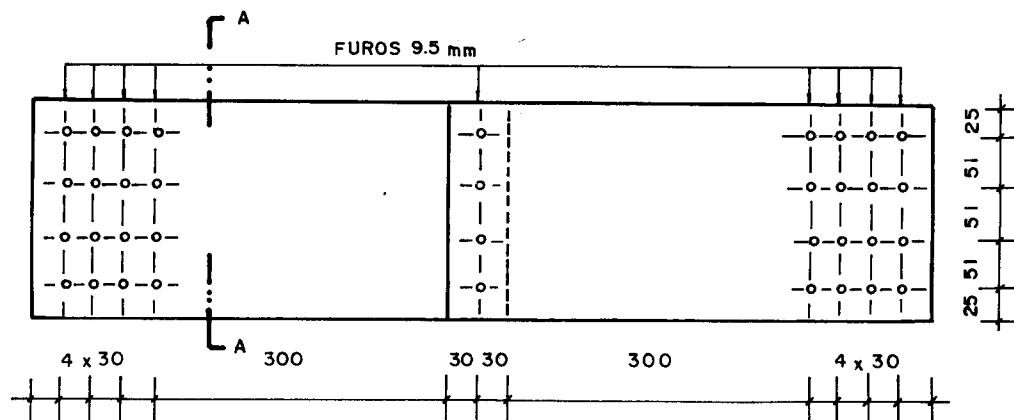


Figura 25 - Corpo de Prova para Ensaio de Conexão com uma Linha de Parafusos Chapeludos de 8mm

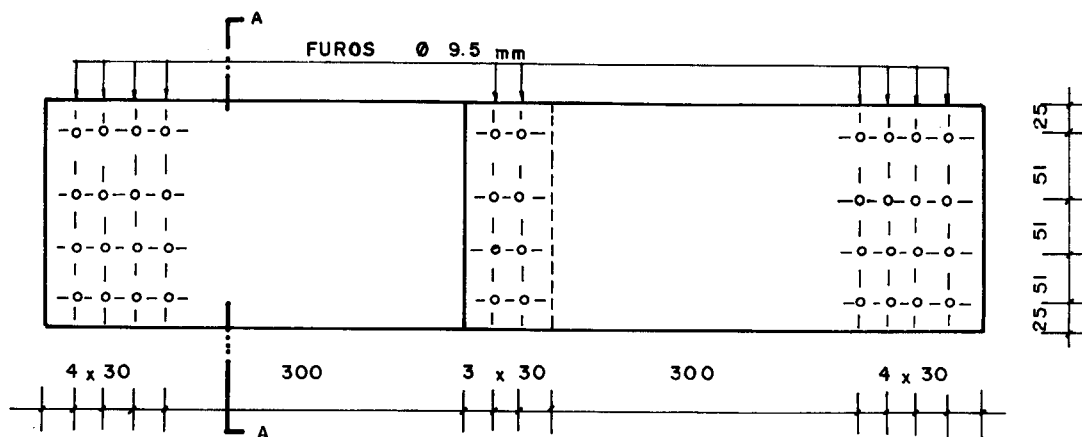


Figura 26 - Corpo de Prova para Ensaio de Conexão com Duas Linhas de Parafusos Chapeludos de 8mm

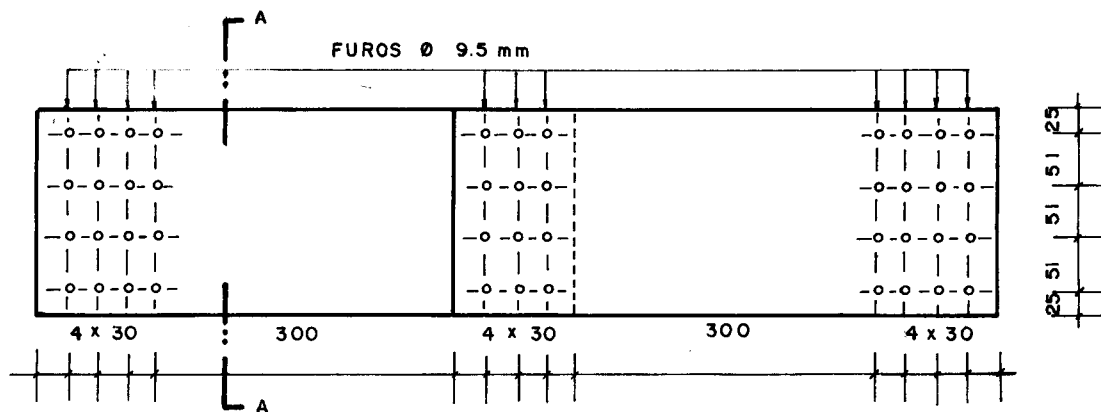


Figura 27 - Corpo de Prova para Ensaio de Conexão com Três Linhas de Parafusos Chapeludos de 8mm

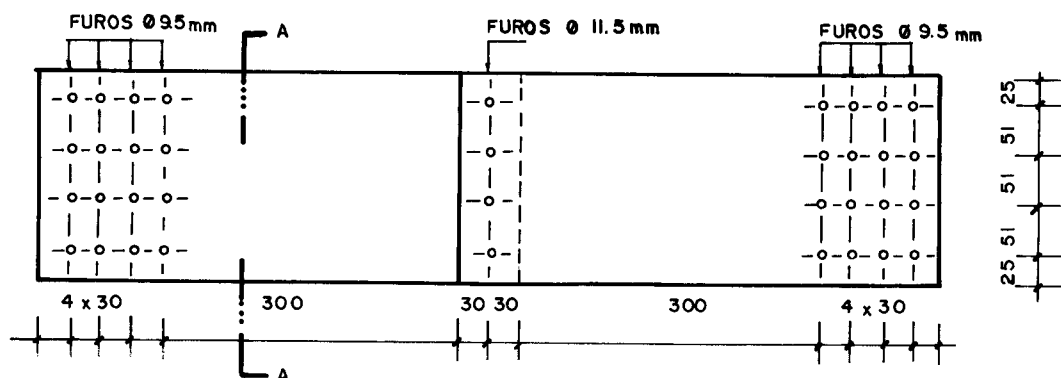


Figura 28 - Corpo de Prova para Ensaio de Conexão com Uma Linha de Parafusos Chapeludos de 10mm

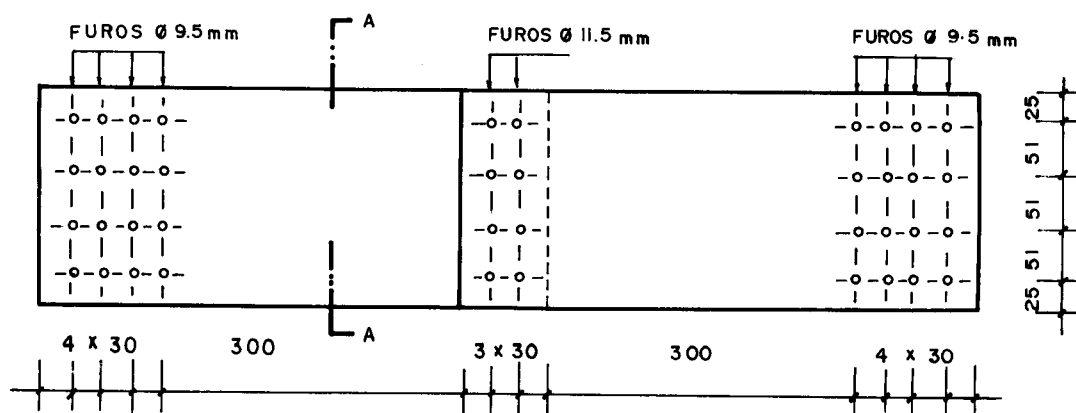


Figura 29 - Corpo de Prova para Ensaio de Conexão com Duas Linhas de Parafusos Chapeludos de 10mm

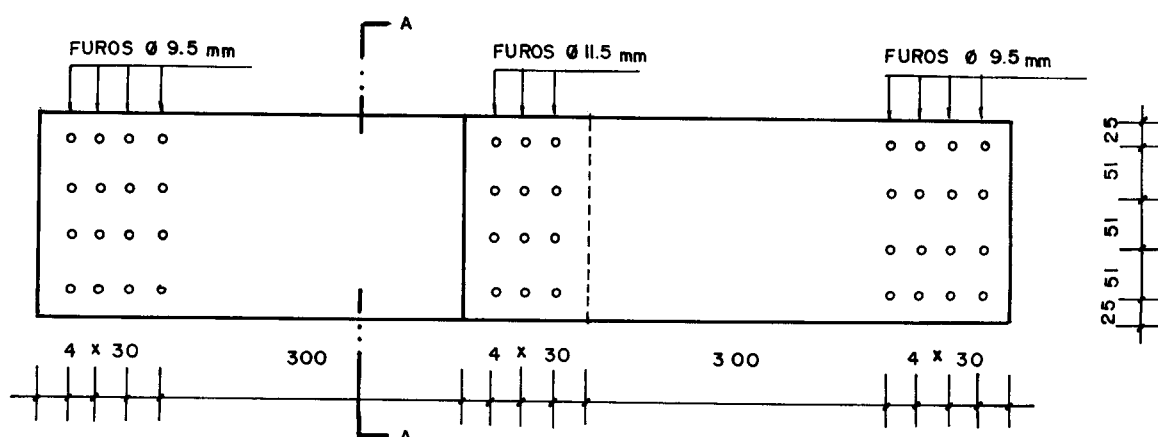


Figura 30 - Corpo de Prova para Ensaio de Conexão com Três Linhas de Parafusos Chapeludos de 10mm

MONTAGEM DO CORPO DE PROVA NAS GARRAS

A montagem do corpo de prova nas garras segue a seguinte sequência:

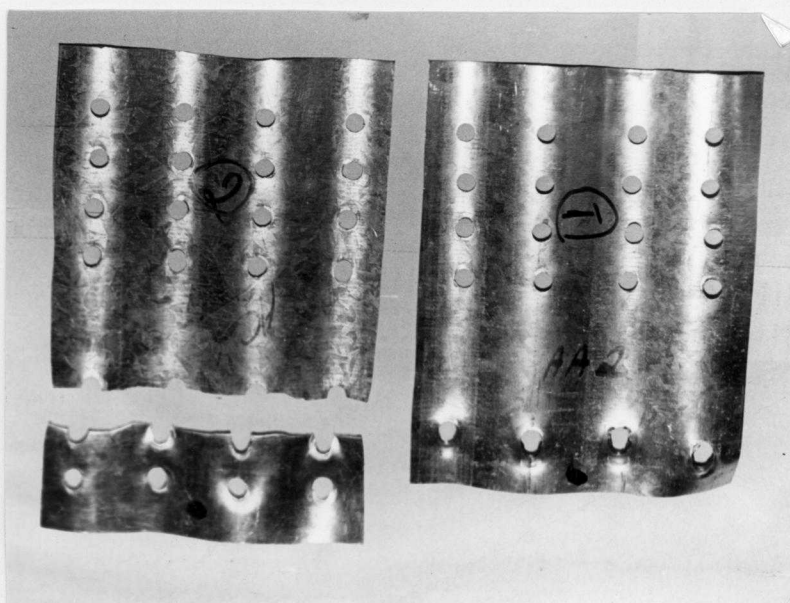
- a) Introduzir os parafusos na seção a ser ensaiada, não torqueando os parafusos;
- b) Com o corpo de prova já montado, deve ser introduzido entre as duas chapas das garras da figura 24, a colocação dos parafusos de ligação sem aperto.
- c) Alinhamento do conjunto e posterior torque dos parafusos com os seguintes valores:

Parafuso	8mm	14,715	N.m
Parafuso	10mm	23,00	N.m

ENSAIO DO CONJUNTO

Utilizando a máquina Amsler modelo WPZBDA-401 aplicou-se lentamente a carga no conjunto, até o limite de resistência da ligação.

Em sessenta (60) ensaios realizados, foram constatados dois tipos de ruptura de ligações mostradas na fig. 31, cujos resultados estão indicados nas tabelas XIX, XX e XXI.



2

1

Figura 31 - Rupturas Observadas nos Ensaios
 1) Ruptura por Esmagamento da Chapa
 2) Ruptura da seção transversal

Os índices adotados nas tabelas são:

N = número do ensaio

F_{yz} = tensão de escoamento média, da chapa ondulada

F_{uz} = tensão de ruptura média, da chapa ondulada

Al = Alongamento percentual em 50mm no ensaio de tração

t = espessura da chapa ondulada

Bt = largura total do corpo de prova desenvolvido

NP = número de parafusos usados na ligação

ϕ = diâmetro nominal do parafuso chapado

Pu = Carga máxima da ligação obtida.

TABELA XIX

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS EM CHAPAS ONDULADA
COM 1 LINHA DE PARAFUSOS

***** RUPTURA TIPO 2 *****

N	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	Al %	t mm	Bt mm	Np UN	φ mm	Fu DaN
1	323	375	33.1	.96	205	4	8	3777
2	323	375	33.1	.96	205	4	8	3581
3	295	366	35.8	1.26	200	4	8	3924
4	295	366	35.8	1.26	210	4	8	4709
5	274	360	35.9	1.56	201	4	8	5935
6	274	360	35.9	1.56	208	4	8	5886
7	297	375	34.6	1.9	207	4	8	8142
8	297	375	34.6	1.9	209	4	8	8044
9	363	447	30.2	1.9	206	4	8	8289
10	363	447	30.2	1.9	203	4	8	7799
11	323	375	33.1	.96	204	4	10	3777
12	323	375	33.1	.96	208	4	10	4071
13	295	366	35.8	1.26	207	4	10	5592
14	295	366	35.8	1.26	208	4	10	5494
15	274	360	35.9	1.56	205	4	10	6671
16	274	360	35.9	1.56	203	4	10	6769
17	297	375	34.6	1.9	211	4	10	9123
18	297	375	34.6	1.9	205	4	10	8486
19	363	447	30.2	1.9	210	4	10	10546
20	363	447	30.2	1.9	210	4	10	9957

TABELA XX

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS EM CHAPAS ONDULADAS
COM 2 LINHAS DE PARAFUSOS

***** RUPTURA TIPO 3 *****

N	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	Al %	t mm	Bt mm	N _p un	φ mm	Pu DaN
21	323	375	33.1	.96	205	8	8	5984
22	323	375	33.1	.96	200	8	8	5445
23	295	366	35.8	1.26	208	8	8	7652
24	295	366	35.8	1.26	205	8	8	7652
25	274	360	35.9	1.56	202	8	8	9270
26	274	360	35.9	1.56	208	8	8	9614
27	297	375	34.6	1.9	213	8	8	12321
28	297	375	34.6	1.9	221	8	8	12949
29	363	447	30.2	1.9	206	8	8	14323
30	363	447	30.2	1.9	205	8	8	14225
31	323	375	33.1	.96	203	8	10	5592
32	323	375	33.1	.96	215	8	10	5935
33	295	366	35.8	1.26	217	8	10	7799
34	295	366	35.8	1.26	208	8	10	7407
35	274	360	35.9	1.56	218	8	10	9712
36	274	360	35.9	1.56	214	8	10	9516
37	297	375	34.6	1.9	203	8	10	10202
38	297	375	34.6	1.9	209	8	10	11036
39	363	447	30.2	1.9	206	8	10	13636
40	363	447	30.2	1.9	205	8	10	13636

TABELA XXI

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS EM CHAPAS ONDULADAS
COM 3 LINHAS DE PARAFUSOS

***** RUPTURA TIPO 3 *****

N	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	A _l %	t mm	B _t mm	N _p un	φ mm	P _u DaN
41	323	375	33.1	.96	221	12	8	6475
42	323	375	33.1	.96	217	12	8	6327
43	295	366	35.8	1.26	217	12	8	8191
44	295	366	35.8	1.26	217	12	8	8191
45	274	360	35.9	1.56	217	12	8	10104
46	274	360	35.9	1.56	217	12	8	10104
47	297	375	34.6	1.9	216	12	8	12606
48	297	375	34.6	1.9	219	12	8	12802
49	363	447	30.2	1.9	214	12	8	15107
50	363	447	30.2	1.9	215	12	8	15107
51	323	375	33.1	.96	213	12	10	5984
52	323	375	33.1	.96	215	12	10	6033
53	295	366	35.8	1.26	215	12	10	7701
54	295	366	35.8	1.26	209	12	10	7456
55	274	360	35.9	1.56	212	12	10	9418
56	274	360	35.9	1.56	216	12	10	9414
57	297	375	34.6	1.9	205	12	10	11282
58	297	375	34.6	1.9	209	12	10	11576
59	363	447	30.2	1.9	206	12	10	13578
60	363	447	30.2	1.9	205	12	10	13930

ANÁLISE DOS RESULTADOS

WINTER (1956), realizando ensaios em 574 ligações parafusadas, estabeleceu modelos matemáticos para a análise da carga de ruptura das ligações.

Verificou-se que a resistência da ligação é influenciada pelo tipo de ruptura, sendo estabelecido um modelo matemático para cada tipo de ruptura adotado.

TIPOS DE RUPTURA:

Ruptura Tipo 1

A ruptura tipo 1 ocorre quando a distância (A) entre a borda da chapa e o centro do parafuso é pequena observando-se o cisalhamento da chapa conforme indicado na figura 32:

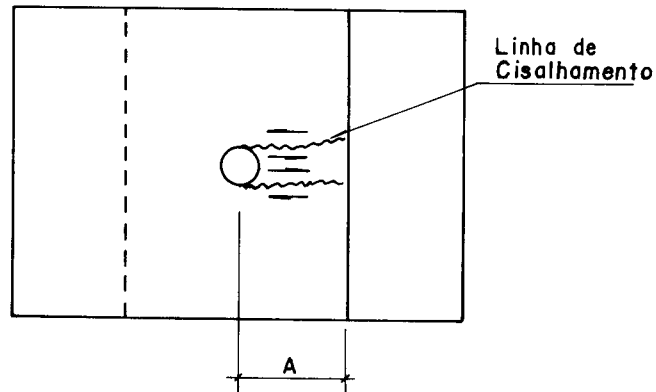


Figura 32 - Ruptura Tipo 1 - Cisalhamento da Chapa

Ruptura Tipo 2

Ocorre quando a distância (A) entre a borda da chapa e o centro do parafuso é grande, observando-se o esmagamento por compressão da chapa conforme indicado na figura 33.

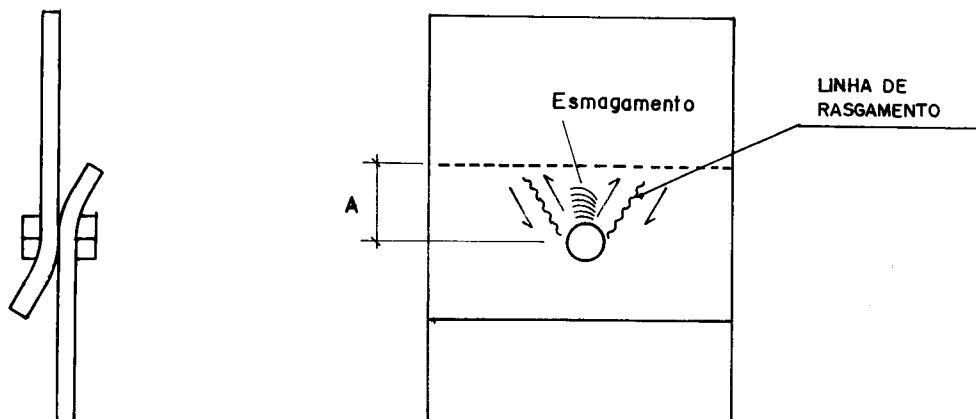


Figura 33 - Ruptura Tipo 2 - Esmagamento da Chapa

Ruptura 3

Ocorre quando a largura (B) do corpo de prova é insuficiente, observando-se a ruptura por tração da chapa, conforme indicado na figura 34.

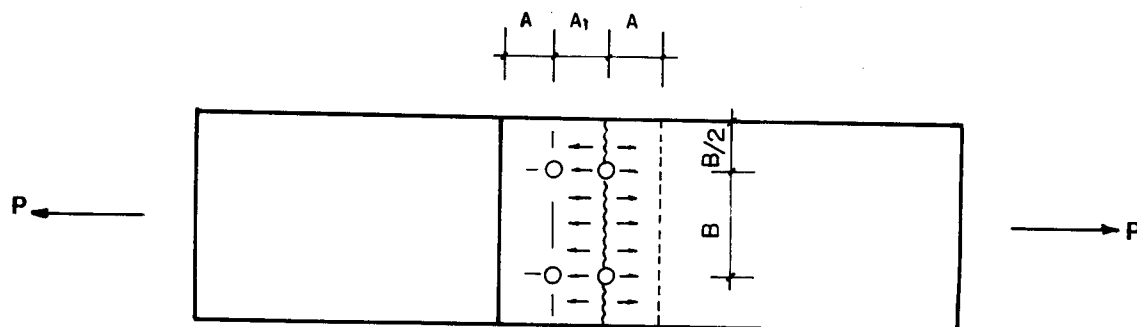


Figura 34 - Ruptura Tipo 3 - Ruptura da Chapa por Tração

Ruptura Tipo 4

Ocorre quando o parafuso apresenta resistência menor que a chapa, observando-se o corte do mesmo, conforme indicado na figura 35.

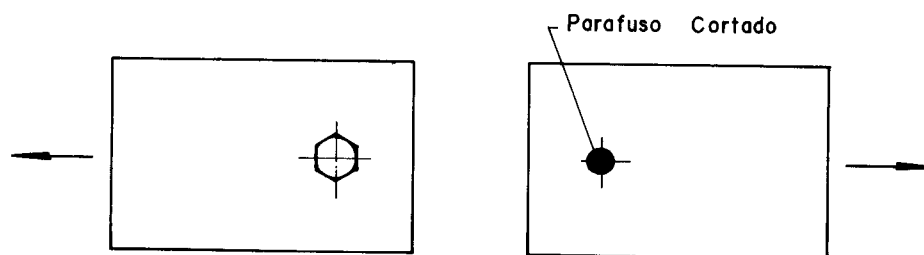


Figura 35 - Ruptura Tipo 4 - Ruptura do Parafuso

FÓRMULAS PARA CÁLCULO DA RUPTURA

WINTER (1956), estabeleceu as seguintes fórmulas para o cálculo das cargas de ruptura das ligações parafusadas.

Ruptura Tipo 1 - WINTER (1956)

$$Pf1 = 2 t A (0,7 Fyz) \dots\dots\dots (4.1)$$

sendo:

Pf1 = Carga de ruptura tipo 1 por parafuso

t = Espessura da chapa

A = Distância do centro do parafuso a borda da chapa

Fyz = Tensão de escoamento da chapa

Ruptura Tipo 2 - WINTER (1956)

$$Pf2 = 4.9 t \phi Fyz \dots\dots\dots (4.2)$$

sendo:

ϕ = Diâmetro do parafuso

Pf2 = Carga de ruptura tipo 2 por parafuso

Ruptura Tipo 3 - WINTER (1956)

$$Ff3 = \left(0.1 + 3.0 \frac{\phi}{B}\right) Ff3 \leq Fuz \dots\dots\dots (4.3)$$

$$Pf3 = B t Fuz \dots\dots\dots (4.4)$$

sendo:

t B = Distância entre os parafusos ou largura do corpo de prova

Fuz = Resistência a tração da chapa

Pf3 = Carga de ruptura tipo 3 por corpo de prova

Ruptura Tipo 4 - WINTER (1956)

$$Pf4 = Ap \times 0,60 Fup \dots\dots\dots (4.5)$$

sendo:

Pf3 = Carga de ruptura tipo 4 por parafuso

Ap = Área útil do parafuso

Fup = Tensão de resistência do parafuso

Observou-se durante os ensaios grandes deformações na região de ruptura, o que poderia provocar problemas estéticos e até a ruína da estrutura.

WINTER (1956) verificou que adotando o coeficiente de redução (CR), das cargas de rupturas obteve as seguintes deformações superiores a 1,59mm, em 574 ensaios:

VALOR DE CR	% DE DEFORMAÇÃO SUPERIOR A 1,59mm
2.0	17,4
2.2	8,7
2.5	2,4

A Norma AISI (1980) estabelece o coeficiente de segurança $CR = 2.2$.

Nos ensaios realizados foram observados somente rupturas dos tipos 2 e 3, devido as espessuras das chapas e das distâncias entre a linha de furos e a borda da chapa.

As rupturas tipo 2 nos corpos de prova com 1 linha de parafusos e a rupturas tipo 3 nos corpos de prova com 2 e 3 linhas de parafusos.

Ruptura Tipo 2 - AISI (1980)

Analizando-se os ensaios que apresentaram ruptura tipo 2, de acordo com o modelo estabelecido na Norma AISI (1980), descrito a seguir:

$$Pf2 = k2 \ t \ \phi \ Fuz \dots\dots\dots (4.6)$$

sendo:

$Pf2$ = Carga de ruptura tipo 2

t = Espessura da chapa

ϕ = Diâmetro do parafuso

Fuz = Tensão de ruptura da chapa

$k2$ = Coeficiente dependente do tipo de ligação, do material da chapa, do parafuso e da montagem da ligação

As tabelas XXII e XXIII, apresentam a análise dos resultados dos ensaios indicados na tabela XIX, estabelecendo a comparação entre os modelos de WINTER (1956) e da AISI (1980), através dos coeficientes Kw e Ka respectivamente:

TABELA XXII - Análise dos Resultados para 4 Parafusos $\phi = 8\text{mm}$

ENSAIO n	Fyz N/mm ²	Fuz N/mm ²	t mm	ϕ mm	Pu DaN	Kw	Ka
1	323	375	0,96	8	3777	3,806	3,270
2	323	375	0,96	8	3581	3,609	3,108
3	295	366	1,26	8	3924	3,299	2,659
4	295	366	1,26	8	4709	3,959	3,191
5	274	360	1,56	8	5935	4,339	3,302
6	274	360	1,56	8	5886	4,303	3,275
7	297	375	1,90	8	8142	4,508	3,571
8	297	375	1,90	8	8044	4,454	3,528
9	363	447	1,90	8	8289	3,755	3,050
10	363	447	1,90	8	7799	3,533	2,869

onde:	média	3,9565	3,1823
$Ka = Pu / (t \phi Fuz Np)$	D. Padrão	0,4243	0,2781
$Kw = Pu / (t \phi Fyz Np)$	D. Padrão		
$Np =$ quantidade de parafusos do corpo de prova = 4	----- média	0,10724	0,0874

TABELA XXIII - Análise dos Resultados para 4 Parafusos $\phi = 10\text{mm}$

ENSAIO n	Fyz N/mm ²	Fuz N/mm ²	t mm	ϕ mm	Pu DaN	Kw	Ka
11	323	375	0,96	10	3777	3,0451	2,6229
12	323	375	0,96	10	4071	3,2822	2,8270
13	295	366	1,26	10	5592	3,7610	3,0314
14	295	366	1,26	10	5494	4,3677	3,5204
15	274	360	1,56	10	6671	3,9017	2,9696
16	274	360	1,56	10	6769	3,9590	3,0132
17	297	375	1,90	10	9123	4,0417	3,2010
18	297	375	1,90	10	8486	3,7595	2,9775
19	363	447	1,90	10	10596	3,8408	3,1190
20	363	447	1,90	10	9957	3,6091	2,9309

onde:	média	3,7568	3,0213
$Ka = Pu / (t \phi Fuz Np)$	D. Padrão	0,3766	0,2357
$Kw = Pu / (t \phi Fyz Np)$	D. Padrão		
$Np =$ quantidade de parafusos do corpo de prova = 4	----- média	0,1002	0,0780

Das tabelas XXII e XXIII, verifica-se que os valores de Kw apresenta maior dispersão de valores que Ka.

O modelo adotado pela AISI (1980), onde se adota como parâmetro de resistência da chapa, o limite de resistência (Fuz), apresenta as seguintes vantagens sobre o modelo de WINTER (1956):

- 1) Menor dispersão dos valores de K_a ;
- 2) Possibilidade de se utilizar a dureza da chapa como parâmetro para o controle de qualidade da chapa, pois a dureza apresenta boa correlação com a resistência em aço, reduzindo os custos de ensaios.

Adotando-se o modelo da AISI (1980) tem-se:

Para parafusos chapelados 8mm o valor característico de K_{2k} será:

$$K_{2k} = 3.1823 - 1.65 \times 0,2781$$

$$K_{2k} = 2.7234$$

Para parafusos chapelados 10mm o valor característico de K_{2k} será:

$$K_{2k} = 3.0213 - 1.65 \times 0,2357$$

$$K_{2k} = 2.6323$$

assim:

$$Pf_{2k} = 2.7234 \cdot t \cdot \phi \cdot Fuz \dots \text{v\u00e1lido para parafuso } \phi = 8\text{mm} \dots (4.7)$$

$$Pf_{2k} = 2.6323 \cdot t \cdot \phi \cdot Fuz \dots \text{v\u00e1lido para parafuso } \phi = 10\text{mm} \dots (4.8)$$

Adotando-se o coeficiente de redu\u00e7\u00e3o 2,2 tem-se:

$$Pf_2 = 1.2379 \cdot t \cdot \phi \cdot Fuz \dots \text{v\u00e1lido para parafuso } \phi = 8\text{mm} \dots (4.9)$$

$$Pf_2 = 1.1965 \cdot t \cdot \phi \cdot Fuz \dots \text{v\u00e1lido para parafuso } \phi = 10\text{mm} \dots (4.10)$$

Ruptura Tipo 3

As tabelas XX e XXI apresentam os ensaios onde ocorreram rupturas tipo 3, nas liga\u00e7\u00f5es com 2 e 3 linhas de parafusos.

As liga\u00e7\u00f5es utilizadas nos silos de chapas corrugadas apresentam caracter\u00edsticas singulares de geometria e parafusos, ser\u00e1 adotado o modelo para determina\u00e7\u00e3o da carga de ruptura:

$$Pf_3 = K_3 \cdot Fuz \cdot Be \cdot t \dots \dots \dots (4.11)$$

$$Be = B_t - N_p \cdot \phi \dots \dots \dots (4.12)$$

sendo:

P = Carga de ruptura tipo 3, do ensaio (N)

Fuz = Limite de resist\u00eancia do a\u00e7o N/mm^2

t = Espessura nominal da chapa mm

B_t = Largura desenvolvida do CP mm

N_p = N\u00famero de parafusos na sec\u00e7\u00e3o analisada

A tabela XXIV e XXV estão calculados os valores de de K3 a partir dos ensaios indicados nas tabelas XXII e XXIII, dado por:

$$K3 = \frac{P}{Fuz \cdot Be \cdot t} \dots\dots\dots (4.13)$$

TABELA XXIV - Valores de K3 para a Ligação Padronizada com 2 Linhas de Parafusos

ENSAIO n	Fyz N/mm ²	Fuz N/mm ²	t mm	Be mm	Np -	φ mm	P DaN	K3 -
21	323	375	0,96	205	4	8	5984	0,9608
22	323	375	0,96	200	4	8	5445	0,9003
23	295	366	1,26	208	4	8	7652	0,9227
24	295	366	1,26	205	4	8	7652	0,9591
25	274	360	1,56	202	4	8	9270	0,9709
26	274	360	1,56	208	4	8	9614	0,9727
27	294	375	1,90	213	4	8	12321	0,9553
28	294	375	1,90	221	4	8	12949	0,9615
29	363	447	1,90	206	4	8	14323	0,9692
30	363	447	1,90	205	4	8	14225	0,9681
31	323	375	0,96	203	4	10	5592	0,9529
32	323	375	0,96	215	4	10	5935	0,9421
33	295	366	1,26	217	4	10	7799	0,9554
34	295	366	1,26	208	4	10	7407	0,9560
35	274	360	1,56	218	4	10	9712	0,9715
36	274	360	1,56	214	4	10	9516	0,9738
37	297	375	1,9	203	4	10	10202	0,8784
38	297	375	1,9	209	4	10	11036	0,9165
39	363	447	1,9	206	4	10	13636	0,9672
40	363	447	1,9	205	4	10	13636	0,9730

$$\text{Média } \overline{K3} = 0,9523$$

$$\text{D. Padrão (Dp)} = 0,0258$$

O valor característico de K3 para a ligação padronizada com 2 linhas de parafuso será:

$$K3k = \overline{K3} - 1,65 Dp$$

logo:

$$K3k = 0,90973$$

Valor admissível de K3 para coeficiente de redução igual a 2.2.

$$K3 = K3k/2.2$$

$$K3 = 0,4135$$

TABELA XXV - Valores de K₃ para a Ligação Padronizada com 3 linhas de Parafusos

ENSAIO n	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	t mm	B _e mm	N _p -	φ mm	P DaN	K ₃
41	323	375	0,96	221	4	8	6475	0,9516
42	323	375	0,96	217	4	8	6327	0,9500
43	295	366	1,26	217	4	8	8191	0,9600
44	295	366	1,26	217	4	8	8191	0,9600
45	274	360	1,56	217	4	8	10104	0,9725
46	274	360	1,56	217	4	8	10104	0,9725
47	297	375	1,90	216	4	8	12606	0,9615
48	297	375	1,90	219	4	8	12802	0,9608
49	363	447	1,90	214	4	8	15107	0,9773
50	363	447	1,90	215	4	8	15107	0,9720
51	323	375	0,96	213	4	10	5984	0,9608
52	323	375	0,96	215	4	10	7701	0,9542
53	295	366	1,26	215	4	10	7701	0,9542
54	295	366	1,26	209	4	10	7456	0,9567
55	274	360	1,56	212	4	10	9418	0,9749
56	274	360	1,56	216	4	10	9414	0,9524
57	297	375	1,90	205	4	10	11282	0,9596
58	297	375	1,90	209	4	10	11576	0,9613
59	363	447	1,90	206	4	10	13578	0,9630
60	363	447	1,90	205	4	10	13930	0,9940

Média $\bar{K}_3 = 0,9636$

D. Padrão DP = 0,0106

Valor característico K₃ para ligações padronizadas com 3 linhas de parafusos.

$$K_{3k} = 0,9636 - 1,65 D_p$$

$$K_{3k} = 0,9461$$

2.2. O valor admissível de K₃ para o coeficiente de redução

$$K_3 = K_{3k}/2.2$$

$$K_3 = 0,43$$

COMENTÁRIOS

1) O limite de utilização de conexões parafusadas é determinado pela deformação plástica local, e não deve ultrapassar 45% do valor do limite de resistência da ligação.

2) A ruptura tipo 1 não ocorrerá se mantida a padronização adotada nos corpos de prova.

3) A ruptura tipo 2 poderá ser estimada pela equação:

$$Pf2k = K2k t \phi Fuz Np \dots \dots \dots (4.14)$$

$$K2k = 2,7234 \text{ para parafusos de } \phi = 8\text{mm}$$

$$K2k = 2,6323 \text{ para parafusos de } \phi = 10\text{mm}$$

4) A ruptura tipo 3 poderá ser estimada pela equação:

$$Pf3k = K3k Fuz (Bt - Np \phi) t \dots \dots \dots (4.15)$$

$$K3k = 0,9053 \text{ para 2 linhas de parafusos}$$

$$K3k = 0,9461 \text{ para 3 linhas de parafusos}$$

5) A ruptura tipo 4 dos parafusos, chapelados ϕ 8 e 10mm classe 8.8 padronizados neste trabalho por:

$$Pf4k = 1840 \text{ DaN} \dots \text{ por parafusos de } \phi = 8\text{mm}$$

$$Pf4k = 2940 \text{ DaN} \dots \text{ por parafusos de } \phi = 10\text{mm}$$

6) A resistência da ligação Pf é o menor dos valores de Pf1, Pf2, Pf3 ou Pf4, e sua carga de utilização Padm deve ser calculada por:

$$Padm(i) = P(i)k/2.2$$

$$Padm(4) = Pf4k/1.7$$

$$Padm \leq \begin{cases} Padm1 \\ Padm2 \\ Padm3 \dots \dots \dots \\ Padm4 \end{cases} \dots \dots \dots (4.16)$$

4.2.3 - Ligações Parafusadas de Chapas Corrugadas com Esforços Transversais

Este ensaio objetivou estabelecer a resistência da ligações das colunas com as chapas corrugadas do silo.

Neste ensaio utilizou-se parafusos chapelados com diâmetros de 8 e 10mm, classe 8.8, especialmente fabricados para construção de silos, alojados em orifícios com folga de 1,5mm.

Para a realização deste ensaio foram projetada e confeccionadas garras especiais, para transmitir esforços de cisalhamento na chapa, conforme indicado na figura 36.

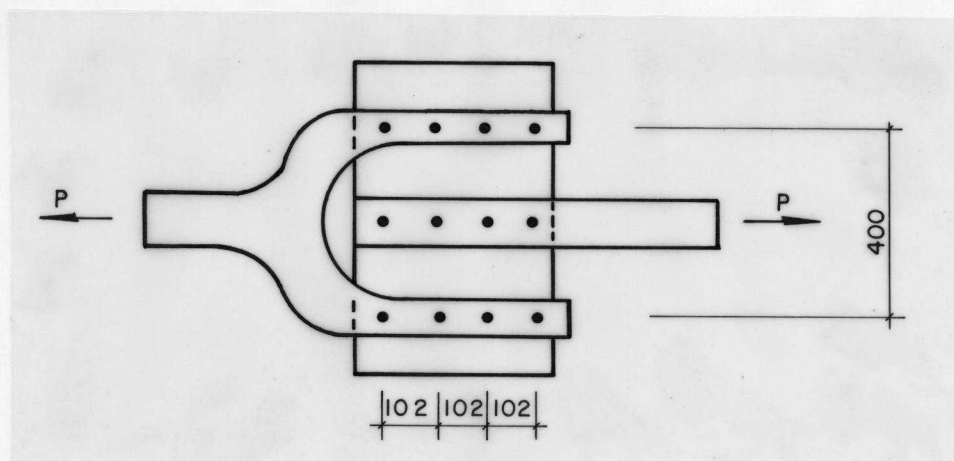


Figura 36 - Garras para Ensaio de Conexões Parafusadas de Chapas Corrugadas com Esforços Transversais

Na figura 37 ve-se o corpo de prova montado para a realização do ensaio.

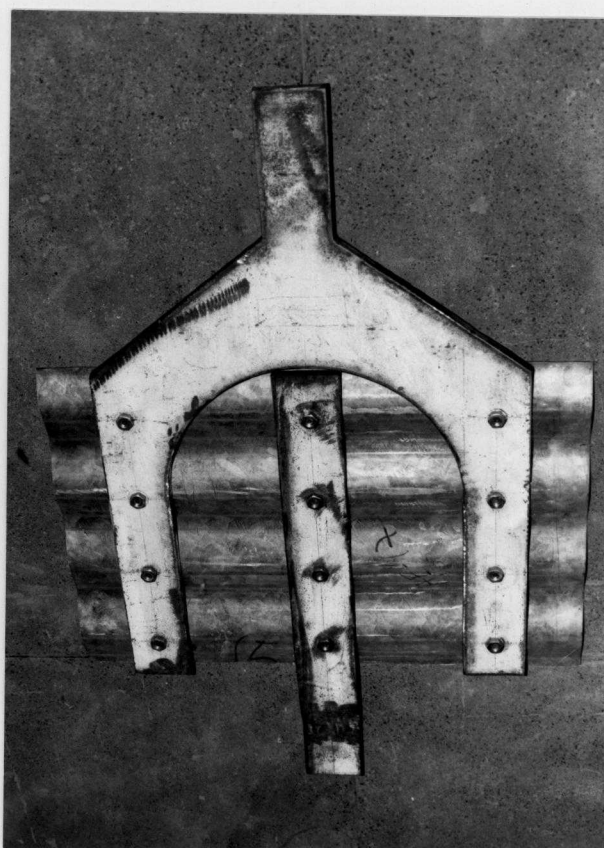


Figura 37 - Corpo de Prova Montado.

Foram realizados 25 ensaios em função do tipo de aço da espessura da chapa e do diâmetro dos parafusos, cujos resultados estão indicados na tabela XXVI e XXVII, etc.

TABELA XXVI - Ensaio de Ligações Parafusada de Chapa ondulada com Esforço Transversal Utilizando Parafuso Chapeludo de $\phi = 8\text{mm}$.

ENSAIO n	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	t mm	N _p	B _t mm	P DaN	F N/mm ²
1	323	375	0,96	4	827	3875	48,8
2	323	375	0,96	4	831	4120	51,6
3	295	366	1,26	4	822	5395	52,1
4	295	366	1,26	4	832	5346	51,0
5	274	360	1,56	4	827	6670	51,7
6	274	360	1,56	4	827	6965	54,0
7	297	375	1,90	4	817	8242	53,0
8	297	375	1,90	4	825	8535	54,4
9	363	447	1,90	4	818	8632	55,5
10	363	447	1,90	4	829	8632	54,8

sendo:

B = Comprimento desenvolvido da chapa ondulada

P = Carga de colapso da ligação

F = Tensão de cisalhamento na chapa

N = Quantidade de parafuso submetido ao esforço máximo

TABELA XXVII - Ensaio de Conexão Parafusada de Chapa Ondulada com Esforço Transversal Utilizando Parafuso Chapeludo de $\phi = 10\text{mm}$.

ENSAIO n	Fyz N/mm ²	Fuz N/mm ²	t mm	Np	Bt mm	P DaN	F N/mm
11	323	375	0,96	4	826	4120	51,9
12	323	375	0,96	4	823	3678	46,5
13	323	375	0,96	4	824	3727	47,1
14	295	366	1,26	4	824	4954	47,7
15	295	366	1,26	4	818	5101	49,4
16	295	366	1,26	4	827	5150	49,4
17	274	360	1,56	4	832	6572	50,6
18	274	360	1,56	4	832	6425	49,5
19	274	360	1,56	4	832	6572	50,6
20	274	360	1,56	4	820	6425	50,2
21	297	375	1,90	4	827	9270	58,9
22	297	375	1,90	4	824	8534	54,5
23	297	375	1,90	4	832	8681	54,9
24	363	447	1,90	4	831	10006	63,3
25	363	447	1,90	4	832	10545	66,7

ANÁLISE DOS ENSAIOS REALIZADOS

Nos ensaios realizados, foram observados somente ruptura da ligação pelo enrugamento da chapa ondulada.

Adotando-se o modelo estabelecido pela AISI (1980) para ruptura tipo 2 tem-se:

$$P_v = K_v T \phi F_{uz} \dots\dots\dots (4.17)$$

sendo:

P_v = Carga estimada de ruptura;

P = Carga de ruptura no ensaio de ligações da chapa corrugada com esforços transversais;

K_v = Coeficiente dependente do tipo de ligação.

A tabela XXVIII e XXIX apresenta os cálculos dos valores de K_v calculados pela fórmula:

$$K_v = \frac{P}{T \phi F_{uz} N_p} \dots\dots\dots (4.18)$$

TABELA XXVIII - Determinação do Coeficiente Kv com Parafuso de $\phi = 8\text{mm}$

ENSAIO n	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	t mm	N _p	P DaN	Kv
1	323	375	0,96	4	3875	3.3637
2	323	375	0,96	4	4120	3.5763
3	295	366	1,26	4	5395	3.6558
4	295	366	1,26	4	5346	3.6226
5	274	360	1,56	4	6670	3.7114
6	274	360	1,56	4	6965	3.8756
7	297	375	1,90	4	8242	3.6149
8	297	375	1,90	4	8535	3.7434
9	363	447	1,90	4	8632	3.1761
10	363	447	1,90	4	8632	3.1761

$$\text{Média } \overline{Kv} = 3.5516$$

$$\text{D. Padrão } D_p = 0,2369$$

$$\frac{D_p}{\overline{Kv}} = 0,0667$$

TABELA XXIX - Determinação do Coeficiente Kv , com Parafuso $\phi = 10\text{mm}$

ENSAIO n	F _{yz} N/mm ²	F _{uz} N/mm ²	t mm	N _p	P DaN	Kv
11	323	375	0,96	4	4120	2,8611
12	323	375	0,96	4	3678	2,5541
13	323	375	0,96	4	3727	2,5881
14	295	366	1,26	4	4954	2,6856
15	295	366	1,26	4	5101	2,7653
16	295	366	1,26	4	5150	2,7918
17	274	360	1,56	4	6572	2,9255
18	274	360	1,56	4	6425	2,8601
19	274	360	1,56	4	6572	2,9255
20	274	360	1,56	4	6425	2,8601
21	294	375	1,90	4	9270	3,2526
22	294	375	1,90	4	8534	2,9943
23	294	375	1,90	4	8681	3,0459
24	363	447	1,90	4	10006	2,9453
25	363	447	1,90	4	10545	3,1040

$$\text{Média } \overline{Kv} = 2.8773$$

$$\text{D. Padrão } D.P. = 0,1869$$

$$\frac{D.P.}{\overline{Kv}} = 0,0649$$

Os valores característicos de Kv para 95% de confiabilidade será:

$$Kvk = \overline{Kv} - 1,65 Dp$$

$$Kvk \text{ para parafusos } \phi = 8\text{mm}$$

$$Kvk = 3,1607$$

$$Kvk \text{ para parafusos } \phi = 10\text{mm}$$

$$Kvk = 2,5689$$

Verifica-se que o aumento do diâmetro do parafuso de 8mm para 10mm, não implicou no aumento da resistência proporcionalmente ao aumento do diâmetro do parafuso.

$$\text{Por Parafuso } \begin{array}{l} Pvk = 3,1607 T \phi \text{ Fuz} \dots\dots\dots (4.19) \\ 8\text{mm} \end{array}$$

$$Pvk = 25,2856 T \text{ Fuz} \dots\dots\dots (4.20)$$

$$\text{Por Parafuso } \begin{array}{l} Pvk = 2,5689 T \phi \text{ Fuz} \dots\dots\dots (4.21) \\ 10\text{mm} \end{array}$$

$$Pvk = 25,689 T \text{ Fuz} \dots\dots\dots (4.22)$$

$$\frac{Pvk(10\text{mm})}{Pvk(8\text{mm})} = \frac{25.689 T \text{ Fuz}}{25.2856 T \text{ Fuz}} = 1,0159$$

Logo pode-se estimar a resistência da ligação por parafuso dentro da padronização adotada por:

$$Pvk = 25,2856 T \text{ Fuz} \dots\dots\dots (4.23)$$

COMENTÁRIOS

- 1) A ruptura apresentada foi provocada pelo enrugamento da chapa.
- 2) Não foi observado nenhuma ruptura de parafusos.

3) O aumento do diâmetro do parafuso chapelado de 8mm para 10mm não implicou no aumento representativo da resistência da ligação.

4) Não foi observado flambagem por cisalhamento na chapa corrugada para tensões cisalhantes aplicadas.

5) A carga de colapso da ligação utilizando por parafusos de 8mm ou 10mm, pode ser estimada pela equação:

$$P_{vk} = 25,2856 T Fuz$$

4.2.4 - Flexão em Chapas Onduladas Conformadas a Frio

Os perfis dobrados à frio sofrem grandes deformações plásticas, que, dependendo de sua geometria e propriedades mecânicas, induzem recuperação elástica e tensões residuais, modificando as propriedades elásticas e plásticas determinadas através de modelos idealizados teoricamente.

Este ensaio tem por objetivo determinar a rigidez e resistência última das chapas onduladas utilizadas na fabricação de silos, cujas dimensões de projeto estão indicadas na figura 38.

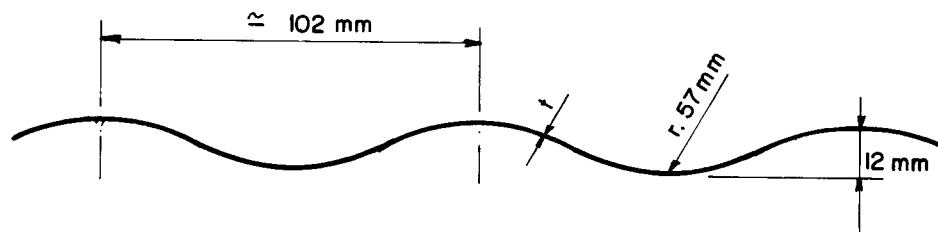


Figura 38 - Geometria das Chapas Onduladas Conformadas a Frio Utilizadas nos Silos

Para comprovação do modelo teórico, do estudo bibliográfico realizado, foram ensaiadas 5 chapas onduladas com diferentes propriedades mecânicas e espessuras.

METODOLOGIA DO ENSAIO

As chapas onduladas foram apoiadas sobre dois roletes metálicos, sendo carregada por uma viga de grande rigidez, convenientemente apoiada para evitar seu deslocamento horizontal (Fig. 39).

A viga foi carregada por dois cilindros hidráulicos, equipados com anéis dinamométricos de carga, sendo os deslocamentos verticais obtidos com relógios comparadores.

Os resultados ensaios estão indicados nas tabelas XXX, XXXI, XXXII, XXXIII e XXXIV.

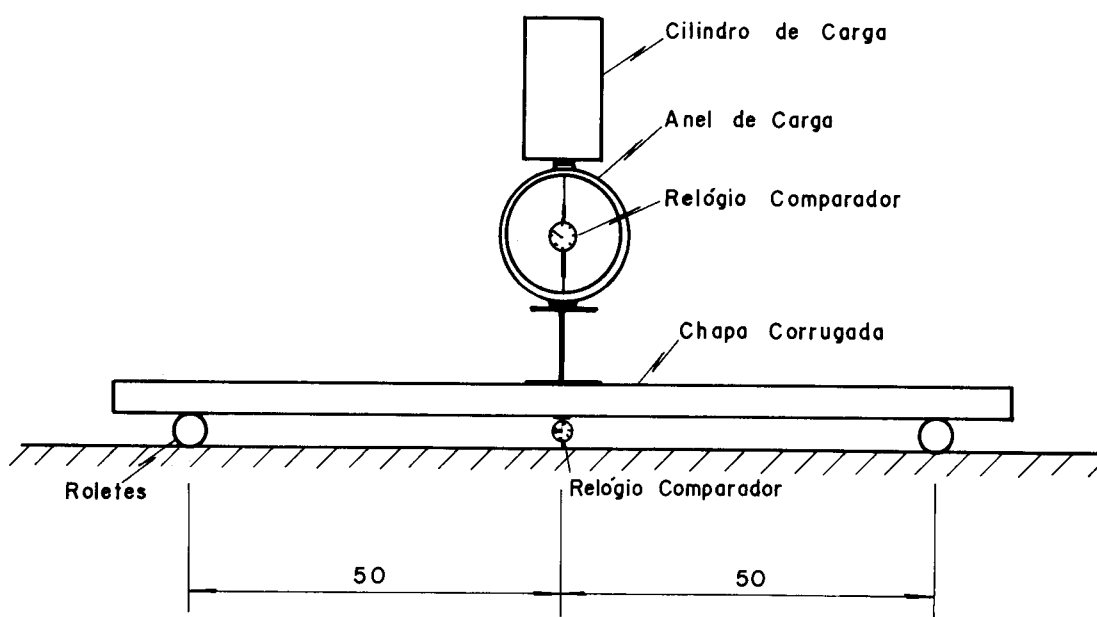


Figura 39 - Esquema de Montagem do Ensaio de Flexão

TABELA XXX - Ensaio de Flexão:

Características da Chapa Ondulada:

Espessura 0,96mm

Limite de Escoamento $F_{yz} = 323 \text{ N/mm}^2$

Limite de Resistência $F_{uz} = 375 \text{ N/mm}^2$

Alongamento em 50mm AL = 33,1%

MEDIDA Nº	CARGA	DESLOCAMENTO mm	RIGIDEZ (EI) (KN * cm ² /m)
1	267,81	2,485	22847
2	356,10	3,195	23693
3	445,13	4,065	23278
4	534,15	4,855	23388
5	623,18	5,740	23079
6	712,21	6,590	22974
7	801,23	7,440	22893
8	890,26	8,260	22912
9	979,28	9,195	22640
10	1068,31	9,980	22756
11	1157,33	10,870	22634
12	1246,36	11,690	22665
13	1335,39	12,545	22629
14	1424,41	13,355	22673
15	3222,73	COLAPSO DA SECÇÃO	

Momento Último = 80,568 KN x cm

TABELA XXXI - Ensaio de Flexão:

Características da Chapa Ondulada:

Espessura 1,26mm

Limite de escoamento $F_{yz} = 295 \text{ N/mm}^2$ Limite de Resistência $F_{uz} = 366 \text{ N/mm}^2$ Alongamento em 50mm $AL = 35,8\%$

MEDIDA Nº	CARGA	DESLOCAMENTO mm	RIGIDEZ (EI) (KN x cm ² /m)
1	267,1	1,760	32259
2	356,1	2,335	32420
3	445,1	2,895	32686
4	534,1	3,465	32771
5	623,2	4,090	32390
6	712,2	4,665	32455
7	801,2	5,335	31926
8	890,3	5,835	32434
9	979,3	6,435	32351
10	1157,3	7,600	32372
11	1424,4	9,335	32437
12	1958,6	14,140	29445
13	2314,7	16,865	29176
14	4397,9	Colapso da Secção	

Momento Último = 109,95 KN x cm

TABELA XXXII - Ensaio de Flexão

Características da Chapa Ondulada:
 Espessura 1,56mm
 Limite de Escoamento $F_{yz} = 274 \text{ N/mm}^2$
 Limite de Resistência $F_{uz} = 360 \text{ N/mm}^2$
 Alongamento em 50mm $A_1 = 35,9\%$

MEDIDA Nº	CARGA	DESLOCAMENTO mm	RIGIDEZ (EI) (KN x cm ² /m)
1	267,1	1,340	42370
2	356,1	1,795	42173
3	445,1	2,190	43209
4	534,2	2,625	43258
5	623,2	2,985	44381
6	712,2	3,525	42952
7	801,2	3,885	43843
8	890,3	4,430	42721
9	979,3	4,845	42968
10	1068,3	5,270	43094
11	1335,4	6,555	43308
12	1602,5	7,815	43590
13	1958,6	9,565	43530
14	2314,7	11,325	43449
15	5786,9	Colapso da Secção	

Momento Último = 144,67 KN x m

TABELA XXXIII - Ensaio de Flexão

Características da Chapa Ondulada:
 Espessura 1,90mm
 Limite de Escoamento $F_{yz} = 297 \text{ N/mm}^2$
 Limite de Resistência $F_{uz} = 375 \text{ N/mm}^2$
 Alongamento em 50mm $A_l = 34,6\%$

MEDIDA Nº	CARGA	DESLOCAMENTO mm	RIGIDEZ (EI) (KN x cm ² /m)
1	267,1	0,915	62050
2	356,1	1,225	61797
3	445,1	1,545	61248
4	534,2	1,860	61050
5	623,2	2,230	59407
6	712,2	2,535	59726
7	801,2	2,905	58633
8	890,3	3,225	58683
9	979,3	3,565	58307
10	1068,3	3,895	58307
11	1246,4	4,535	58425
12	1424,4	5,220	58009
13	1780,5	6,505	58187
14	2136,6	7,835	57972
15	8332,2	Colapso da Secção	

Momento Último = 208,30 KN x m

TABELA XXXIV - Ensaio de Flexão

Característica da Chapa Ondulada:
 Espessura 1,90mm
 Limite de Escoamento $F_{yz} = 363 \text{ N/mm}^2$
 Limite de Resistência $F_{uz} = 447 \text{ N/mm}^2$
 Alongamento em 50mm $A_l = 30,2\%$

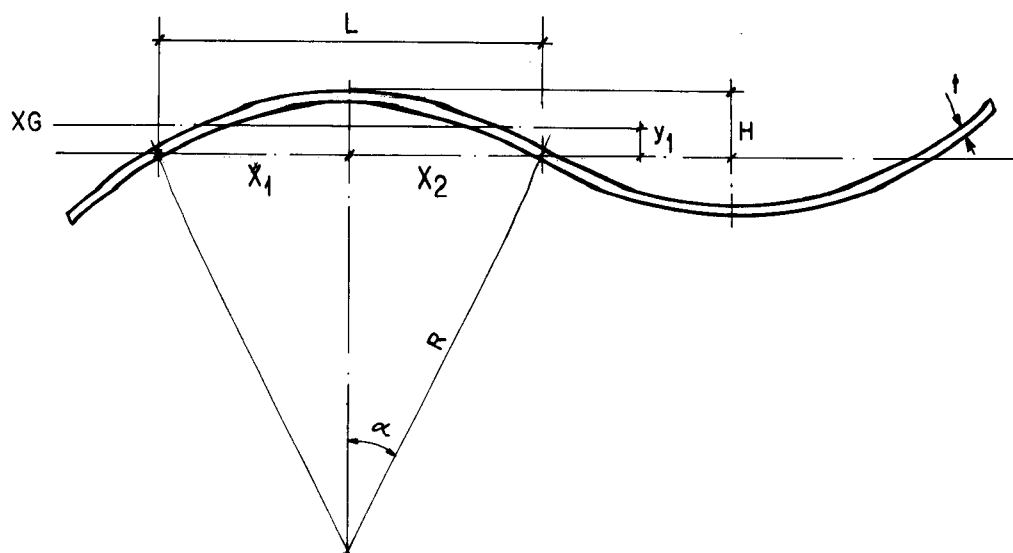
MEDIDA Nº	CARGA	DESLOCAMENTO mm	RIGIDEZ (EI) (KN x cm ² /m)
1	267,1	1,165	48735
2	356,1	1,525	49640
3	445,1	1,870	50603
4	534,2	2,240	50693
5	623,2	2,585	51249
6	712,2	2,930	51674
7	801,23	3,295	51693
8	890,3	3,630	52136
9	979,3	3,980	52307
10	1068,3	4,320	52571
11	1246,4	5,000	52992
12	1424,4	5,700	53124
13	1780,5	7,045	53728
14	2136,6	8,385	54170
15	9418,9	Colapso da Secção	

Momento Último = 235,47 KN x m

ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

CÁLCULO DO MOMENTO DE INÉRCIA DA CHAPA ONDULADA

À partir das equações indicadas por G. PISSARENKO et alii (1975) e dos dados abaixo, o momento de inércia calculado da chapa corrugada será:



Para o perfil em questão tem-se:

$$X1 = X2 = 2,55 \text{ cm}$$

$$R = 5,7 \text{ cm}$$

$$H = 0,6 + t/2 \text{ cm}$$

$$L = X1 + X2$$

$$\alpha = 0,46382 \text{ RAD}$$

$$J_{xg} = tR^3/2 (2\alpha + \sin(2\alpha) - 4\sin^2\alpha/\alpha) \dots\dots\dots (4.24)$$

$$A = 2\alpha Rt \dots\dots\dots (4.25)$$

$$Y1 = R(1 - (\sin \alpha)/\alpha) \dots\dots\dots (4.26)$$

$$J_{xx} = (A(H - Y1) + J_{xg})/L \text{ cm}^4/\text{cm} \dots\dots\dots (4.27)$$

Substituindo-se, temos:

$$J_{xx} = (5.28756 t (0,39781 - t/2)^2 + 0,17133 t)/5.1\dots (4.28)$$

A Tabela XXXV apresenta os valores calculados e medidos das rigidezes correspondentes às tabelas XXX a XXXIV.

TABELA XXXV - Valores médios, característicos calculados das rigidezes das chapas onduladas

t	F _{yz}	F _{uz}	RIGIDEZ MÉDIA	DESVIO PADRÃO	RIGIDEZ CARACTERÍSTICA	RIGIDEZ CALCULADA
mm	KN/cm ²	KN/cm ²	KNxcm ² /m	KNxcm ² /m	KNxcm ² /m	KNxcm ² /m
			\overline{EI}	DP	$EI_k^{(xx)}$	EI_c
0,96	32,3	37,5	22933	325,2	22396,4	31734,4
1,26	29,5	36,6	31932	1181,7	29982,2	38887,7
1,56	27,4	36,0	43203	571,5	42260,0	44875,0
1,90	29,7	37,5	59421	1486,0	56969,1	50360,0
1,90	36,3	44,7	51808	1532,2	49279,9	50360,0

$$(xx) EI_k = \overline{EI} - 1,65 DP$$

RIGIDEZ A FLEXÃO

As divergências entre os valores calculados e os obtidos nos ensaios de flexão, são decorrentes do processo de corrugação das chapas onduladas.

O processo de dobramento a frio, provoca o aparecimento de tensões residuais e recuperação elástica da chapa de aço após o dobramento.

O aumento do limite de escoamento do aço, permite maior recuperação elástica, provocando modificações na geometria da ondulação, conforme observado na redução da rigidez das chapas de 1,9mm, com o aumento do limite de escoamento.

A redução da espessura exige a construção de matrizes (macho e fêmea), com raios menores para contrabalançar o efeito da recuperação elástica, entretanto tal procedimento não é viável economicamente.

Utiliza-se então, uma mesma ferramenta para fabricação de chapas onduladas de espessuras e limites de escoamentos variados, isto provoca variações geométricas da seção, com a modificação da espessura ou do limite de escoamento do aço.

Para obter maior precisão na determinação da rigidez da chapa ondulada, estabeleceu a equação empírica para o cálculo da rigidez de chapas onduladas fabricadas sem alteração de ferramental, para espessuras e limites de escoamentos variáveis, entre 0,96 e 1,9mm de espessura e limites de escoamento entre 274 e 363 N/mm, e geometria indicada na figura 38.

$$EI_C = A (C t^3 + Dt) / F_{yz}^{(B)} \dots \dots \dots (4.29)$$

sendo:

A, B, C, D = coeficientes determinados experimentalmente

F_{yz} = tensão de escoamento do aço N/mm²

EI_C = rigidez calculada (KN x cm²/m)

t = espessura da chapa (mm)

valores dos coeficientes determinados experimentalmente:

$$A = 426.996,7$$

$$B = 0,53234$$

$$C = 0,1209885$$

$$D = 1,0082175$$

Na Tabela XXXVI estão indicados os valores característicos de rigidez, obtidos nos ensaios e os valores obtidos pela equação empírica indicada.

TABELA XXXVI

t mm	F_{yz} N/mm	F_{uz} N/mm	EI_k KN/cm ² /m	EI_C KN/cm ² /m	EI_k/EI_C
0,96	323	375	22396,4	21186,37	1,057
1,26	295	366	29982,2	31282,35	0,958
1,56	274	360	42260,0	43718,62	0,966
1,90	297	375	56969,1	56584,12	1,006
1,90	363	447	49279,9	50851,18	0,969

RESISTÊNCIA A FLEXÃO:

Como se sabe, as tensões residuais não influenciam no valor do momento de plastificação (M_p) da seção fletida.

Entretanto em casos onde a espessura da chapa corrugada é pequena, poderão ocorrer a instabilidade da seção, reduzindo o momento último, tornando-o menor que M_p .

O módulo plástico da seção indicada na figura 39, pode ser calculado pela equação teórica:

$$W_p^* = 41,24392 t - 51,8391 t^2$$

onde:

$$W_p^* = \text{módulo plástico da seção (cm}^3/\text{m)}$$

$$t = \text{espessura da chapa (cm)}$$

O momento de plastificação da seção será:

$$M_p^* = F_y z W_p$$

Verifica-se divergências entre o valor de M_p^* com o valor do momento último, obtido nos ensaios de flexão, conforme indicado na tabela XXXVII.

Estas divergências são consequência da variação geométrica da seção, decorrente da recuperação elástica, ou da instabilidade da seção comprimida.

Adotando-se a rigidez da chapa como parâmetro, para o cálculo do módulo de plastificação (W_p) tem-se:

$$W_p = K EI / (E H) \dots\dots\dots (4.30)$$

admitindo-se:

$$(E H) / K = K_p \text{ constante } \dots\dots\dots (4.31)$$

tem-se:

$$W_p = EI / K_p \dots\dots\dots (4.32)$$

sendo:

$$EI = \text{Rigidez a Flexão do Ensaio (KN x cm}^2/\text{m)}$$

$$K_p = \text{Constante de Plastificação}$$

$$H = \text{Altura da onda, conforme indicado na figura}$$

assim:

$$M_p = W_p F_y z \dots\dots\dots (4.33)$$

$$M_p = F_y z EI / K_p \dots\dots\dots (4.34)$$

Cálculo de K_p :

Unidades:

t cm
 F_{yz} KN/cm^2
 EI e EI_c $\text{KN cm}^2/\text{m}$
 MU $\text{KN m}/\text{m}$

Para:

 $t = 0,096$; $F_{yz} = 32,3$; $EI = 22396,4$; $MU = 80,568$

$$K_p = 8978,797$$

 $t = 0,126$; $F_{yz} = 29,5$; $EI = 29982,2$; $MU = 109,95$

$$K_p = 8044,33$$

 $t = 0,156$; $F_{yz} = 27,4$; $EI = 42260,0$; $MU = 144,67$

$$K_p = 8003,90$$

 $t = 0,190$; $F_{yz} = 29,7$; $EI = 56969,1$; $MU = 208,30$

$$K_p = 8122,81$$

 $t = 0,190$; $F_{yz} = 36,3$; $EI = 49279,9$; $MU = 235,47$

$$K_p = 7596,98$$

Como a variação de K_p , é pequena, adotar-se-á a equação abaixo para o cálculo de W_p , sendo EI_c calculado a partir da equação empírica para o cálculo da rigidez.

$$W_p = EI_c/K_p \text{ (4.35)}$$

Calculando-se K_p pela equação tem-se:

$$M_p = EI_c F_{yz}/K_p \text{ (4.36)}$$

$$K_p = EI_c F_{yz}/M_p \text{ (4.37)}$$

Fazendo:

$$M_p = MU$$

Para:

$$t = 0,096 ; F_{yz} = 32,3 ; E_{Ic} = 21186,37 ; MU = 80,568$$

$$K_p = 8493,7$$

$$t = 0,126 ; F_{yz} = 29,5 ; E_{Ic} = 31282,35 ; MU = 109,95$$

$$K_p = 8393,0$$

$$t = 0,156 ; F_{yz} = 27,4 ; E_{Ic} = 43718,62 ; MU = 144,67$$

$$K_p = 8280,2$$

$$t = 0,190 ; F_{yz} = 29,7 ; E_{Ic} = 56587,12 ; Mu = 208,3$$

$$K_p = 8067,9$$

$$t = 0,190 ; F_{yz} = 36,3 ; E_{Ic} = 50851,18 ; Mu = 235,47$$

$$K_p = 7839,2$$

O valor médio de K_p será:

$$K_p = 8214,6 \text{ KN/cm}$$

O cálculo do momento plástico poderá ser calculado, pela equação derivada da equação empírica para o cálculo da rigidez.

$$M_p = A (C t^3 + Dt) F_{yz} / (K_p F_{yz}^B) \dots\dots\dots (4.38)$$

sendo:

$$A = 42699,67$$

$$B = 0,53234$$

$$C = 0,1209885$$

$$D = 1,0082175$$

$$K_p = 8214,6 \text{ KN/cm}$$

M_p = momento último calculado pela equação empírica KN x cm/m

t = espessura da chapa em (mm)

F_{yz} = tensão de escoamento (N/mm²)

CAPITULO V

Tabela dos valores de momentos últimos obtidos nos ensaios e calculados pelas equações.

CHAPA t mm	F_{yz} N/mm ²	MU (Ensaio) KNxcm/m	M_p^* (Plástico Teórico) KNxcm/m	M_p (Proposto) KNxcm/m
0,96	323	80,568	112,46	83,30
1,26	295	109,95	129,02	112,34
1,56	279	144,67	141,73	145,82
1,90	297	208,3	177,16	204,58
1,90	363	235,47	216,53	224,71

COMENTÁRIOS

Para as chapas onduladas analisadas, os valores teóricos da rigidez e do momento último, apresentam divergências acentuadas, dos valores obtidos experimentalmente, devido aos efeitos de tensões residuais e da recuperação elástica da chapa de aço.

A utilização dos valores empíricos de EI_c e M_p , nos projetos de silos possibilitará maior precisão no dimensionamento da estrutura.

Fica evidenciada a necessidade da determinação experimental de EI e MU para as chapas onduladas e calandradas utilizadas nas paredes do silo.

5 - INSTABILIDADE ELÁSTICA DOS SILOS

As estruturas dos silos por serem esbeltas, poderão entrar em colapso antes de atingir tensões que provoquem a ruptura do material, devido a flambagem local ou global da estrutura.

A prática na construção destas estruturas e os problemas estruturais decorrentes desta prática, mostram que as ruínas são oriundas da flambagem local das colunas, do amassamento do cilindro e arrancamento do silo devida às ações do vento, bem como da instabilidade da cobertura.

A seguir são apresentados alguns critérios propostos por alguns autores para a verificação da estabilidade do silo, com a finalidade de uma primeira avaliação destes problemas. O assunto é bem complexo e deve ser objeto de outras pesquisas teóricas e experimentais.

5.1 - FLAMBAGEM LOCAL DAS COLUNAS

Definiu-se como flambagem local, aquela localizada no elemento estrutural, dependente da esbeltez da secção, da elasticidade do material, e das tensões aplicadas.

As colunas dos silos (Figura 40), geralmente fabricadas com chapas de aço dobradas à frio são solicitadas a esforços de compressão axial, proveniente do atrito do material armazenado com as paredes do silo.

As cargas de atrito são transmitidas das chapas corrugadas para as colunas por parafusos, e das colunas para as fundações dos silos, através das placas de base soldadas nas colunas, e fixadas no concreto por meio de chumbadores.

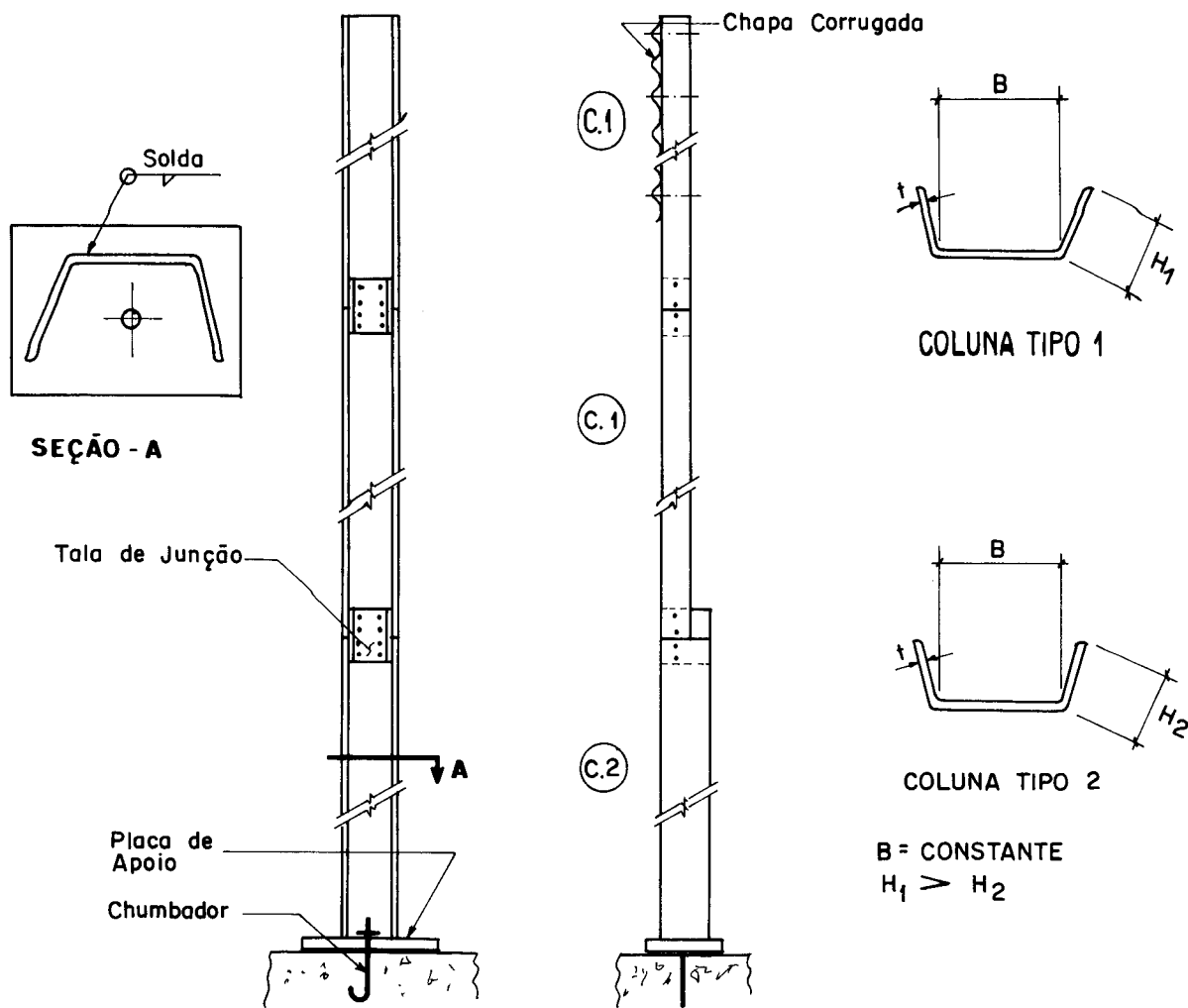


Figura 40 - Montagem Típica de colunas de Silos

A instabilidade local das colunas poderá ocorrer na aba ou na alma do perfil C.

De maneira geral a tensão crítica de flambagem de placas que compõe o perfil poderá ser determinada pela equação:

$$F_{cr} = K \pi^2 E / (12 (1 - \mu^2) (w/t)^2) \dots\dots\dots (5.1)$$

onde:

F_{cr} = tensão crítica de flambagem (KN/cm²)

E = módulo de elasticidade do aço (KN/cm²)

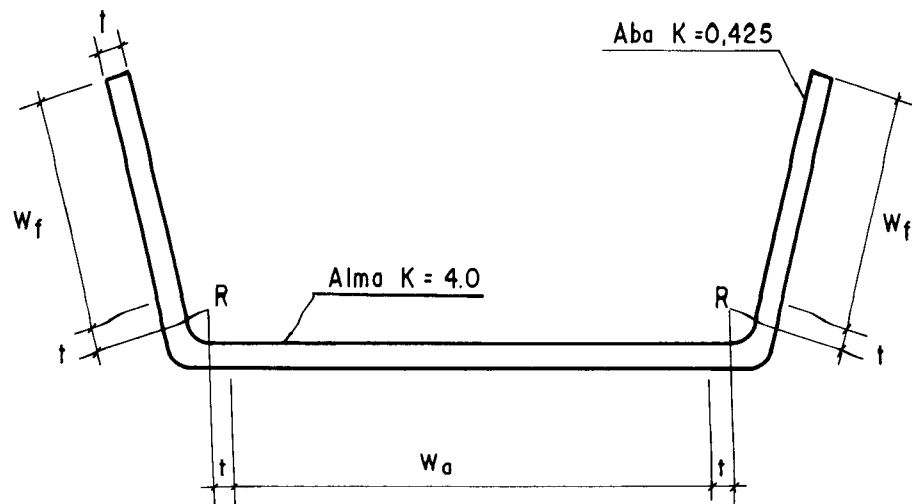
μ = coeficiente de poisson

w = largura da placa (cm)

t = espessura da placa (cm)

K = coeficiente para determinação da tensão de flambagem, em função das condições de contorno, tensões e dimensões da placa.

Para o perfil em questão, os valores de K estão indicados na figura para colunas de grande comprimento.



FLAMBAGEM DA ABA

A Norma AISI (1980) estabelece as seguintes tensões admissíveis para as abas de perfis não enrijecidos, tendo sido adotado o coeficiente de segurança de 1.67.

Para: $(w_f/t) \leq 52,57/(F_y)^{0,5} \dots \dots \dots (5.2)$

$$F_c = 0,6 F_y \dots \dots \dots (5.3)$$

Para: $52,57/(F_y)^{0,5} < (w_f/t) \leq 119,59/(F_y)^{0,5} \dots \dots \dots (5.4)$

$$F_c = F_y (0,767 - (3.18/10^3) (w_f/t) (F_y)^{0,5}) \dots \dots \dots (5.5)$$

Para: $119,59/(F_y)^{0,5} \leq (w_f/t) < 25 \dots \dots \dots (5.6)$

$$F_c = 5517/(w_f/t)^2 \dots \dots \dots (5.7)$$

Para: $25 < (w_f/t) < 60 \dots \dots \dots (5.8)$

$$\text{Cantoneiras: } F_c = 5517 / (w_f/t)^2 \dots\dots\dots (5.9)$$

$$\text{Outros Perfis: } F_c = 13,65 - 0,191(w_f/t) \dots\dots\dots (5.10)$$

Para aços com $F_y \leq 22,8 \text{ KN/cm}^2$ e $52.57 / (F_y)^{0,5} < (w_f/t) < 25$

$$F_c = 0,6 F_y - ((w_f/t - 52,57 / (F_y)^{0,5}) (0,6 F_y - 8,83)) / (17,24 (1 - 2,1 / (F_y)^{0,5})) \dots\dots\dots (5.11)$$

Sendo:

F_c = tensão admissível à compressão (KN/cm^2)

w_f = largura da aba (cm)

t = espessura da aba (cm)

F_y = tensão de escoamento do aço (KN/cm^2)

RESISTÊNCIA PÓS-FLAMBAGEM

A resistência pós-flambagem, baseada em ensaios, em perfil de chapa dobrada a frio, em abas não enrijecidas, pode ser avaliada pela equação desenvolvida por WINTER (1947), onde se determina a largura efetiva que juntamente com a tensão máxima e a espessura, pode ser calculada a resistência pós-flambagem da chapa.

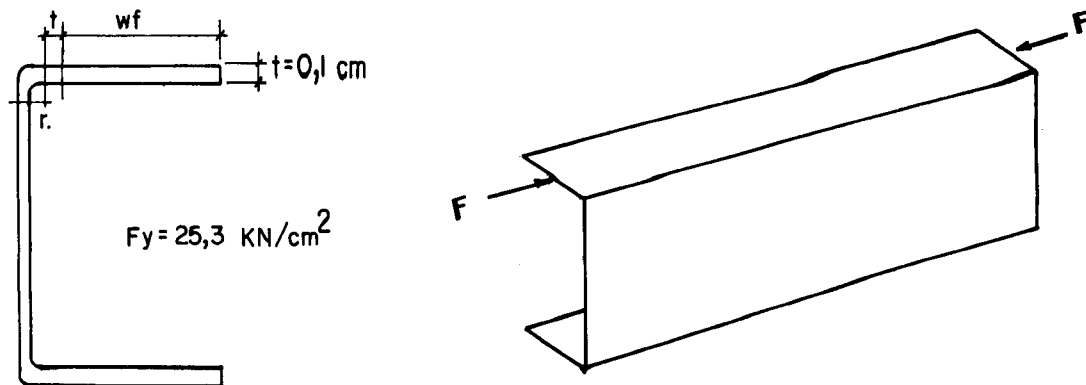
$$b_e = 0,8t (E/F_{max})^{0,5} (1 - 0,202(t/w_f) (E/F_{max})^{0,5}) \dots\dots\dots (5.12)$$

Sendo:

b_e = largura efetiva da aba (cm)

F_{max} = tensão máxima na aba $\leq F_y$ (KN/cm^2)

Calculando-se as cargas últimas na aba do perfil indicado na figura, segundo os critérios da AISI (1980), da equação teórica e da largura efetiva, tem-se:



Sendo:

$$F_{cr} = 0,425 \pi^2 \frac{E}{(12(1 - \mu^2)(wf/t)^2)} \dots\dots\dots (5.13)$$

$$F1 = 0,1 wf Fc 1.67 \quad \text{(AISI 1980)}$$

$$F2 = 0,1 wf F_{cr} \quad \text{(Eq. Teórica)}$$

$$F3 = 0,1 be Fy \quad \text{(Larg. Efetiva)}$$

Tabela dos valores calculados das cargas últimas.

wf cm	wf/t	F1 KN	F2 KN	F3 KN
1,0	10	2,530	-	2,446
1,5	15	3,340	-	3,556
2,0	20	3,778	3,956	4,110
2,5	25	3,685	3,165	4,444
3,0	30	3,936	2,637	4,666
3,5	35	4,028	2,2575	4,824
4,0	40	3,958	1,98	4,943
5,0	50	3,296	1,58	5,109
6,0	60	2,043	1,31	5,220

FLAMBAGEM DA ALMA

A Norma AISI (1980), adota o critério da largura efetiva para o cálculo de chapas enrijecidas, conforme indicado abaixo:

Para determinação da resistência:

$$\text{Para: } wa/t \leq 142/(F)^{0,5} \dots\dots\dots (5.14)$$

$$be = wa \dots\dots\dots (5.15)$$

$$\text{Para: } wa/t > 142/(F)^{0,5} \dots\dots\dots (5.16)$$

Com flange enrijecido de perfil aberto:

$$be = 210 t (1 - 45,93/((wa/t) (F)^{0,5})) / (F)^{0,5} \dots\dots\dots (5.17)$$

Com flange de perfil tubular retangular:

$$be = 210 t (1 - 41,78/((wa/t) (F)^{0,5})) / (F)^{0,5} \dots\dots\dots (5.18)$$

Sendo:

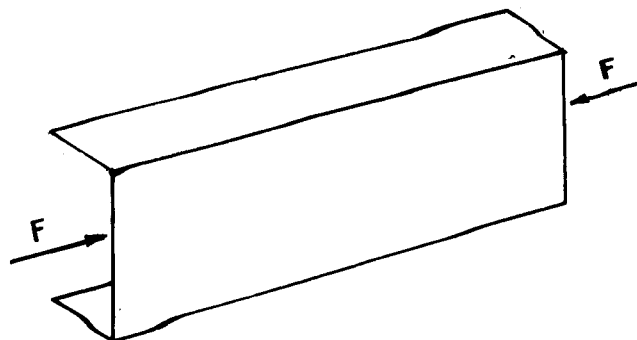
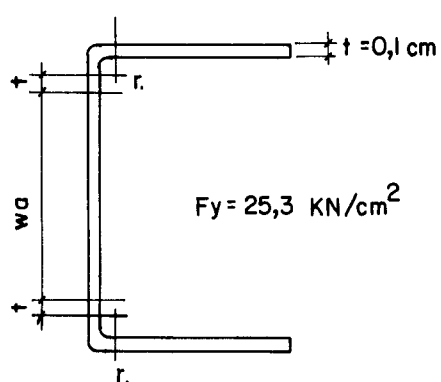
F = tensão atuante em todo o perfil
para $F \leq 0,6 F_y$ (KN/cm²)

Wa = largura da alma enrijecida (cm)

t = espessura da alma enrijecida (cm)

be = largura efetiva da alma enrijecida (cm)

Na tabela estão representados os valores das cargas última resistente da alma do perfil abaixo submetido a compressão.



sendo:

$$F_{cr} = 4 \pi^2 E / (12 (1 - \mu^2) (w_a/t)^2) \dots\dots\dots (5.19)$$

$$F_1 = 0,1 w_a F_{cr} \quad \text{com } F_{cr} \leq F_y \quad (\text{Eq. Teórica})$$

$$F_2 = 0,1 b_e F_y \quad \text{com } F = 0,6 F_y \quad (\text{AISI 1980})$$

wa cm	wa/t	F1 KN	F2 KN
1,0	10	2,53	2,53
1,5	15	3,759	3,759
2,0	20	5,060	5,060
2,5	25	6,325	6,325
3,0	30	7,590	7,590
3,5	35	8,856	8,856
4,0	40	10,120	9,530
5,0	50	12,650	10,351
6,0	60	12,413	10,899
10,0	100	7,447	11,993

5.2 - FLAMBAGEM GLOBAL DAS COLUNAS

As colunas quando ligadas a chapas corrugadas horizontais das paredes do silo, é contraventada pela chapa corrugada e pelo empuxo do material armazenado.

São raros na bibliografia e na prática casos de instabilidade global de colunas, fixadas na parede dos silos com chapas corrugadas horizontais, submetida a empuxo do material armazenado, sem imperfeições geométricas de fabricação e montagem, carregamento e descarregamento simétrico, para silos com relação altura/lado menor ou igual a 1,5.

TRAHAIR (1985) recomenda a redução de 30% das tensões admissíveis de compressão vertical dos silos isotrópicos, quando é calculada a tensão de flambagem da chapa, levando-se em conta a pressão interna dos grãos, devido a possibilidade do aparecimento de vazios internos no material armazenado ou imperfeições das paredes do silo.

A Norma Argentina IRAN 8015 (1977) estabelece a redução da carga útil das colunas, conforme indicado na tabela, em função da relação entre a distância do ponto da coluna até o topo do cilindro e o diâmetro do silo.

Coeficiente K_r para redução das cargas admissíveis das colunas.

z/d	K_r	z/d	K_r
1,0	0,857	1.8	0,686
1,1	0,835	1.9	0,664
1,2	0,814	2.0	0,643
1,3	0,793	2.1	0,621
1,4	0,771	2.2	0,600
1,5	0,750	2.3	0,579
1,6	0,729	2.4	0,559
1,7	0,707	2.5	0,536

Os coeficientes Kr devem ser aplicados de acordo com a equação abaixo:

$$P = K_r P_u \dots\dots\dots (5.20)$$

Sendo:

P = carga admissível da coluna

P_ℓ = carga última considerada a instabilidade local

K_r = coeficiente de redução indicado na tabela

5.3 - INSTABILIDADE DEVIDO AO VENTO

5.3.1 - Instabilidade das Paredes

As paredes do silo, submetidas à ação do vento, quando vazio, poderão entrar em colapso, devido a ação de pressões radiais não uniformes.

TRAHAIR et alii (1983) indica para o cálculo aproximado da pressão de flambagem de cilindros ortotrópicos para $E_\theta = E_z = 2G\theta_z$ ($\nu = 0$), submetidos a pressão radial uniforme compressiva externa a equação:

$$P_{cr} = E I_\theta (\pi r/\ell)^2 ((m \ell/(\pi r))^2 I_z/I_\theta + I_{\theta z}/(2 I_\theta) + (\pi r/(m \ell))^2) / r^3 + E t_\theta (\ell/(\pi r))^2 (\pi r/(m \ell))^4 / (r((m \ell/(\pi r))^2 t_\theta/t_z + 2t_\theta/t_{\theta z} + (\pi r/(m \ell))^2)) \dots\dots\dots (5.21)$$

Sendo:

P_{cr} = Pressão radial uniforme de flambagem (N/m²)

t_θ = espessura equivalente do cilindro no sentido longitudinal inclusive colunas (m)

t_z = espessura equivalente do cilindro no sentido circunferencial inclusive anéis (m)

$t_{\theta z}$ = espessura equivalente do cilindro para efeito de cisalhamento (m)

I_z = momento de inércia equivalente para flexão no sentido circunferencial, inclusive o momento de inércia dos anéis uniformemente distribuídos (m⁴/m)

I_{θ} = momento de inércia equivalente para flexão no sentido longitudinal, inclusive o momento de inércia das colunas uniformemente distribuído (m^4/m)

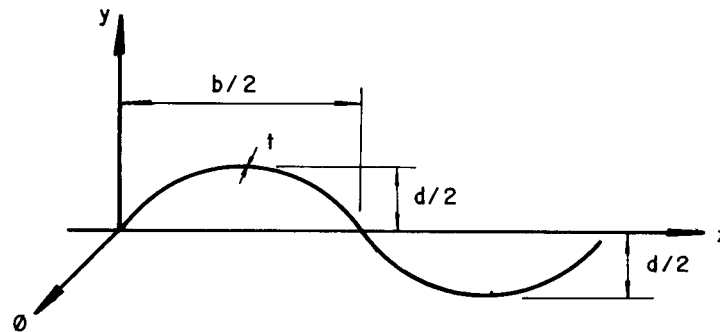
$I_{\theta z}$ = momento de inércia a torção da parede do silo, inclusive colunas e anéis (m^4/m)

r = raio do silo (m)

$\ell = H$ = altura da parede do silo (m)

m = número de meia onda na flambagem, para silos ortotrópicos submetidos a ação do vento TRAHAIR et alii (1983) recomenda $m = 8$

Para chapas corrugadas padronizadas, utilizadas na fabricação de silos, TRAHAIR et alii (1983), indica as seguintes equações para a estimativa destes parâmetros:



Propriedades de membrana por unidade de comprimento:

$$t_{\theta} = 2t^3 / (3 d^2) \dots\dots\dots (5.22)$$

$$t_z = t (1 + \pi^2 d^2 / (4b^2)) \dots\dots\dots (5.23)$$

$$t_{\theta z} = t / (1 + \pi^2 d^2 / (4b^2)) \dots\dots\dots (5.24)$$

Propriedades de flexão por unidade de comprimento:

$$I_z = (d^2 t / 8) (1 + \pi^2 d^2 / (8 b^2)) \dots\dots\dots (5.25)$$

$$I_{\theta} = (t^3 / 12) / (1 + \pi^2 d^2 / (4 b^2)) \dots\dots\dots (5.26)$$

$$I_{\theta z} = (t^3 / 3) (1 + \pi^2 d^2 / (4 b^2)) \dots\dots\dots (5.27)$$

Para o aço as propriedades elásticas aproximadamente serão:

$$E_{\theta} = E_z = 2G_{\theta z} = 206000 \text{ MPa}$$

TRAHAIR et alii baseado em ensaios de simulação da ação do vento sobre cilindros isotrópicos realizados em túnel de água sugere a pressão crítica de flambagem de silos ortotrópicos:

$$P_f = 0,65 P_{cr} \dots\dots\dots (5.28)$$

onde:

P_f = pressão de flambagem do vento (N/m²)

P_{cr} = pressão crítica definida em (5.21) de flambagem de cilindros (N/m²)

A pressão P_f é calculada considerando-se o coeficiente de pressão externa $C_{pe} = 0,75$, e coeficiente de pressão interna $C_{pi} = -0,35$ de acordo com a equação:

$$P_f = (C_{pe} - C_{pi}) \text{ Dens. } V^2/2 \dots\dots\dots (5.29)$$

Para:

Dens. = Densidade do ar (Dens. = 1,2 kg/m³)

V = Velocidade do vento em m/seg.

Logo:

$$P_f = 0,66 V_{cr}^2 \dots\dots\dots (5.30)$$

Substituindo as equações 5.30 e 5.28 em 5.21, tem-se a velocidade crítica do vento (V_{cr}).

$$V_{cr}^2 = \frac{E I_{\theta} (\pi r/l)^2 ((m l / (\pi r))^2 I_z / I_{\theta} + I_{\theta z} / (2 I_{\theta}) + (\pi r / (m l))^2) / (0,98 r^3) + E t_{\theta} / (0,98 r) (l / (\pi r))^2}{(\pi r / (m l))^4 / ((m l / (\pi r))^2 t_{\theta} / t_{\theta z} + 2 t_{\theta} / t_{\theta z}) + (\pi r / (m l))^2} \dots\dots\dots (5.31)$$

V_{cr}^2 = velocidade crítica do vento

Nos casos onde a rigidez da chapa corrugada da parede do silo é pequena, é necessária a verificação da estabilidade da chapa entre colunas muito rígidas.

Adotando-se a equação indicada por V. FEODOSIEV (1977) a pressão crítica da chapa corrugada entre as colunas será:

$$P_{cr} = (n^2 - 1) E I_z / r^3 \dots\dots\dots (5.32)$$

onde:

n = número de colunas do silo

A Norma IRAN (1977) adota as seguintes equações para a verificação da estabilidade das paredes do silo sob a ação do vento, adotando coeficiente de segurança 2,5.

Instabilidade global das paredes:

$$q_e \leq 0,807 E t_e^{2,5} (1/(1 - \mu^2))^{0,75} / (2,5 h_a (d/2)^{1,5}) \dots\dots\dots (5.33)$$

Instabilidade local das paredes:

$$q_e \leq 3,2 E I_{zc} ((360/a)^2 - 1) / d^3 \dots\dots\dots (5.34)$$

Sendo:

I_{zc} = momento de inércia da chapa corrugada para flexão no sentido circunferencial $\dots\dots\dots (m^4/m)$

h_a = altura do silo ou espaçamento entre os anéis de enrijecedores $\dots\dots\dots (m)$

μ = coeficiente de poisson $\dots\dots\dots$ (para o aço $\mu = 0,3$)

t_e = menor espessura equivalente da parede do silo segundo as equações:

$$q_e = q^{2/3}$$

q = pressão de obstrução do vento (Eq.: 2.52)

E = módulo de Elasticidade do Aço (N/m^2)

$$t_e \leq \begin{cases} 2,29 (I_z)^{1/3} \dots\dots\dots (5.35) \\ 2,29 (I_\theta)^{1/3} \dots\dots\dots (5.36) \end{cases}$$

Em alguns casos ocorre a necessidade da utilização de anéis intermediários para enrijecimento das paredes dos silos, devido a pequena rigidez da chapa corrugada.

Verifica-se que a adoção dos anéis enrijecedores intermediários dificultam a fabricação e montagem dos silos, provocando aumento dos custos dos mesmos.

Nestes casos seria aconselhável o aumento da rigidez das chapas corrugadas alterando-se sua geometria, utilizando os enrijecedores intermediários como última alternativa.

5.3.2 - Anel Enrijecedor do Topo

Os esforços de vento nas paredes e na cobertura do silo, provocarão esforços de compressão na borda superior.

Estes esforços poderão provocar a instabilidade da chapa corrugada neste ponto, portanto recomenda-se a instalação neste local de um anel enrijecedor.

O anel superior quando apoiado nas nervuras do telhado ou nas colunas da parede, próximo a ligação do telhado com a parede, é calculado considerando-se o anel comprimido radialmente por uma força F_c , apoiado em n pontos. (n = número de montantes).

O anel tubular simétrico, a carga radial crítica segundo V. FEODOSIEV (1977), pode ser calculada por:

$$F_{cr} = E I (n^2 - 1)/r^3 \leq A_a F_y/r \dots\dots\dots (5.37)$$

sendo:

F_{cr} = Força radial crítica aplicada no anel (KN/cm)

r = raio do anel (cm)

A_a = Área do anel (cm²)

F_y = tensão de escoamento do aço do anel (KN/cm²)

5.4 - Ancoragem do Silo

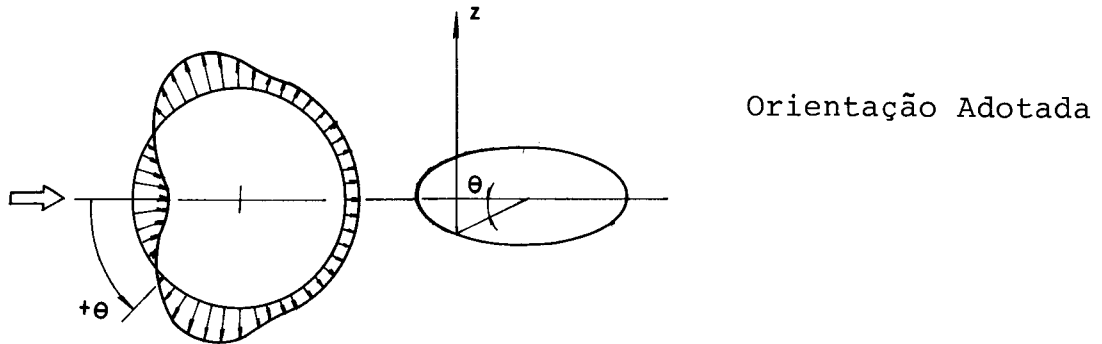
Da análise bibliográfica realizada, o estudo mais significativo encontrado foi a pesquisa dos autores BRIASSOULIS e PECKNOLD (1986). Esses autores analisaram as forças de ancoragem nas bases de 3 (três) silos metálicos, utilizando a técnica da análise de elementos finitos.

Concluem que as forças axiais de tração são predominantes para silos altos, enquanto que as forças de cisalhamento para silos baixos.

Mostram também que os esforços de ancoragem são adequadamente previstos, para as ações do vento, pela teoria de membrana, em casca cilíndrica livre no topo e rotulada na base, prevendo-se também os esforços axiais nas paredes, devido ao vento atuando no telhado.

Explica que, a consideração do silo como uma viga em balanço, conduz a forças de ancoragem não conservadoras.

Utilizando a teoria de membrana os autores estabeleceram as equações 5.38 e 5.39 para o cálculo das forças na ligação do silo com a base.



Força Vertical

$$N_z = \frac{H^2 P_0 / (2 r) \sum_{n=0}^7 A_n n^2 \cos(n \theta) + r q_r (C/2 + K/3 |\cos \theta|) \cos \phi}{1,5 + H/(3 r)} \quad (5.38)$$

Força Horizontal

$$N_{z\theta} = \frac{P_0 H \sum_{n=0}^7 A_n n \sin(n \theta)}{1 + H/(5 r)} \dots \dots \dots (5.39)$$

Para:

$$P_0 = q_3 G$$

G = fator dependente da resposta dinâmica da estrutura a turbulência do vento.

BILLINGTON (1982), SOLLENBERGER, SCANLAN E BILLINGTON (1980) indicam na presente situação G = 1

$$q_3 = 0,04733 k_z (IV)^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

V = velocidade do vento a 10m de altura (Km/h)

I = fator de risco (I = 1)

K_Z = fator dependente da distribuição vertical das pressões dinâmicas do vento

$$k_z = 2,58 (z/274)^{2/7}$$

H = altura do silo (m)

qr = pressão dinâmica do vento na cobertura
 $qr = 0,04733 V^2$ (N/m²)

ϕ = inclinação da cobertura (graus)

θ = ângulo interno do cilindro da região considerada (graus)

A = coeficiente de pressão do telhado a barlavento
 (A = -0,9 para $\phi = 30^\circ$)

B = coeficiente de pressão do telhado a sotavento
 (B = 0,4 para $\phi = 30^\circ$)

C = coeficiente de pressão do telhado no vértice do telhado (C = -1,3 para $\phi = 30^\circ$)

K = 0,4 para $270 < \theta \leq 90$ ou K = 1,7 para $270 > \theta > 90$

Coeficientes

HARMÔNICA n	COEFICIENTE DE FOURIER An
0	-0,2636
1	0,3419
2	0,5418
3	0,3872
4	0,0525
5	-0,0771
6	-0,0039
7	0,0341

Para o cálculo das ligações as forças verticais (Fv) e horizontais (Fh) nas bases das colunas serão:

$$F_v = 2 \pi r N_x/n \quad (N) \dots\dots\dots (5.40)$$

$$F_h = 2 \pi r N_x\theta/n \quad (N) \dots\dots\dots (5.41)$$

sendo:

n = número total de colunas no silo .

Nas figuras 43, 44 e 45 estão representados os resultados dos cálculos dos esforços nas bases dos silos indicados na figura 42, calculados como viga em balanço, pela teoria das membranas, por elementos finitos e também pelas equações 5.38 e 5.39.

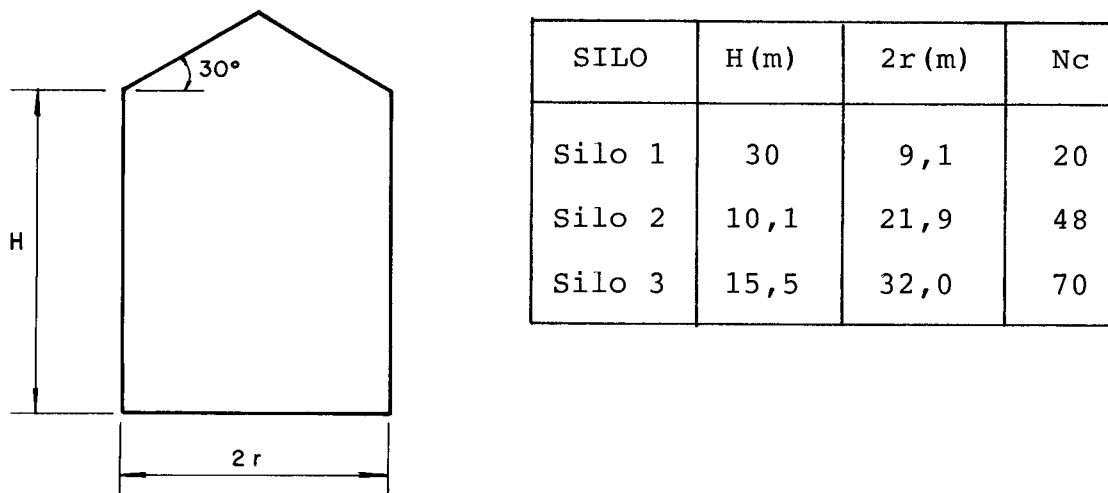


Figura 42 - Dimensões dos Silos Analisados por BRISSOULIS e PECKNOLD (1986)

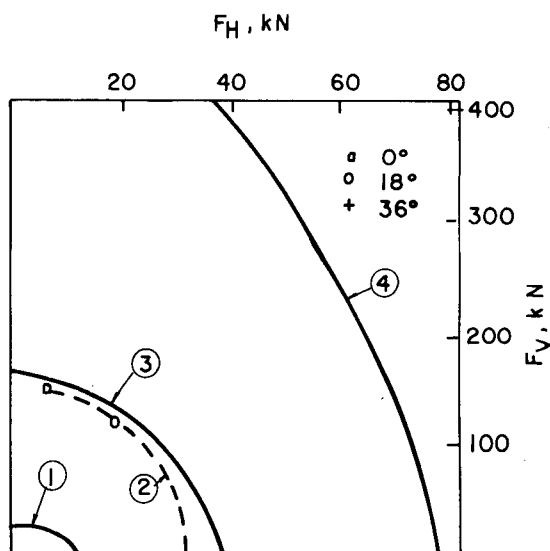
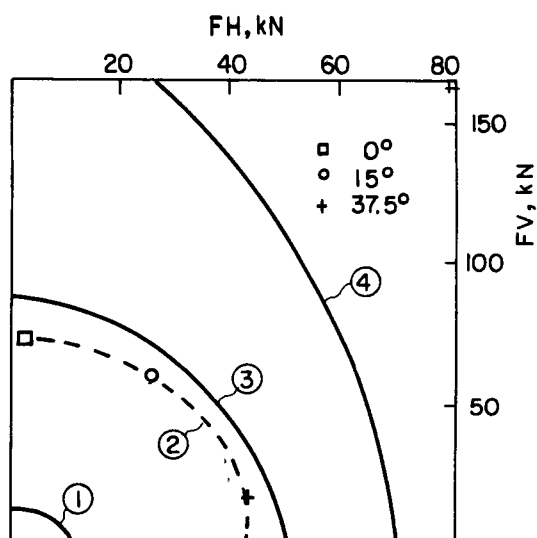


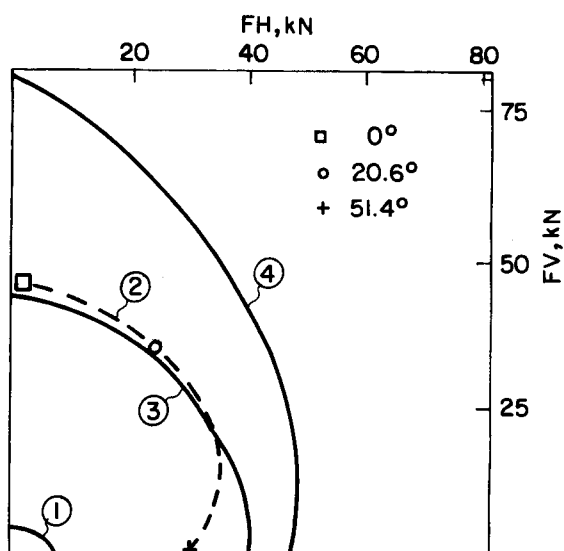
Figura 43 - Esforços nas Bases para o Silo 1
sendo:

1. cálculo do silo como viga em balanço
2. cálculo por elementos finitos
3. cálculo pelas equações 5.38 e 5.39
4. cálculo segundo a teoria da membrana com a borda superior livre.



sendo: Figura 44 - Esforços nas Bases para o Silo 2

1. cálculo do silo como viga em balanço
2. cálculo utilizando elementos finitos
3. cálculo pelas equações 5.38 e 5.39
4. cálculo segundo a teoria da membrana com a borda superior livre.



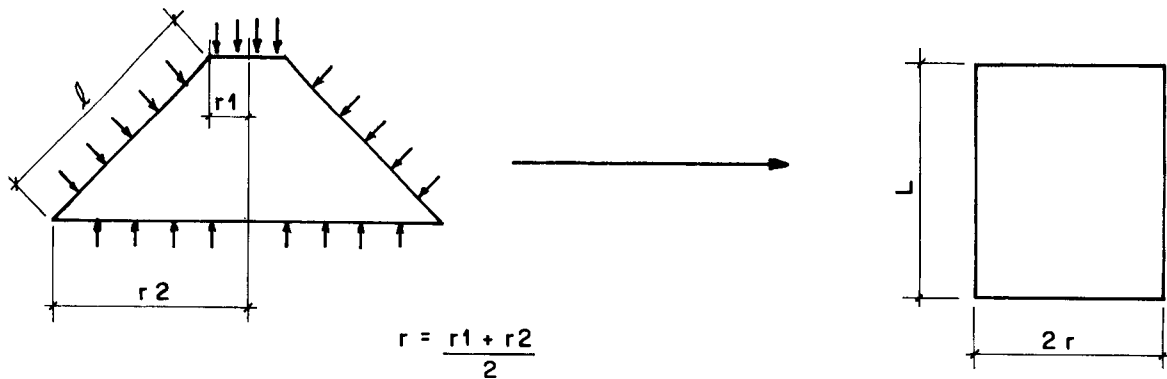
sendo: Figura 45 - Esforços nas Bases para o Silo 3

1. cálculo do silo como viga em balanço
2. cálculo utilizando elementos finitos
3. cálculo pelas equações 5.38 e 5.39
4. cálculo segundo a teoria da membrana com a borda superior livre.

5.4 - INSTABILIDADE DA COBERTURA

A cobertura dos silos, geralmente cônica, quando submetida ao peso próprio ou carga uniformemente distribuída, bem como cargas concentradas, poderão ocorrer problemas de instabilidade elástica.

KOLLÁR e DULÁCSKA (1984) citando vasta bibliografia, propõe a substituição do cone por um cilindro equivalente, para o cálculo da estabilidade elástica, conforme mostrado na figura para o caso de pressão hidrostática.



Cone submetido a pressão hidrostática

Cilindro equivalente ao cone submetido a pressão hidrostática

Para o caso de cilindros isotrópicos, a pressão hidrostática crítica segundo Batdorf (1947), citado por KOLLÁR e DULÁCSKA (1984), é dada por:

$$P_{cr} = 0,92 E t^{2,5} / (\ell r^{1,5}) \dots\dots\dots (5.42)$$

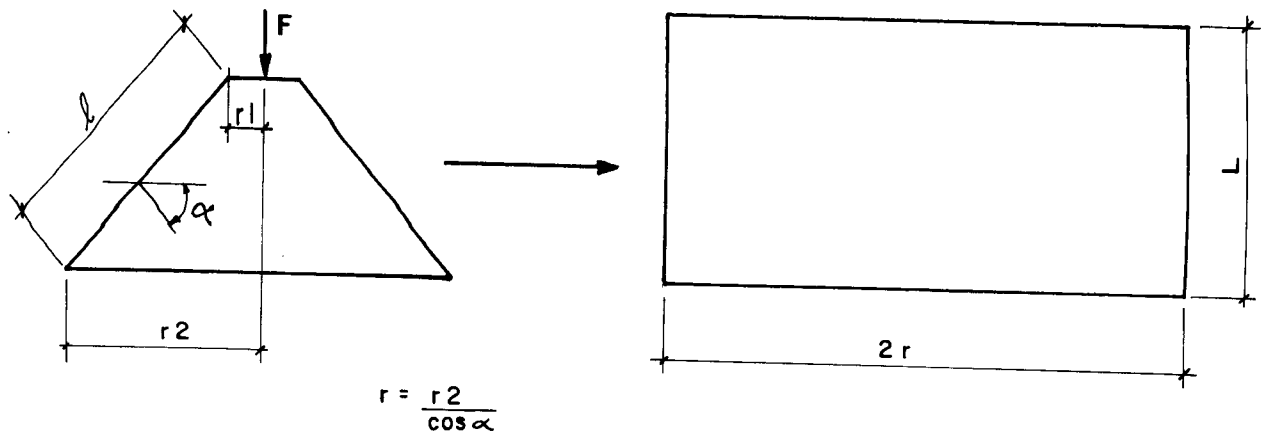
Para o caso de cilindros ortotrópicos, submetidos a pressões radiais, a tensão elástica circunferencial crítica, segundo BECKER e GERARD (1962), pode ser calculada por:

$$F_{crz} = K_z \pi^2 E I_\theta / (t_z \ell^2) \dots\dots\dots (5.43)$$

onde: $K_z = 1,039 (I_z / I_\theta)^{3/4} (t_\theta / t_z)^{1/4} (t_z \ell^4 / (12 I_\theta r^2))^{1/4}$

Segundo KOLLÁR e DULÁCSKA (1984), para cilindros isotrópicos com $Z = H^2(1 - u^2)^{0.45} / (r t) \geq 100$, o cálculo da pressão radial crítica aproxima-se da pressão hidrostática crítica, citando experiências realizadas por LUDGREN (1960).

No caso de força vertical aplicada no topo do cone, KOLLÁR e DULÁCSKA (1984), citando investigações desenvolvidas em cones ortotrópicos por SINGER et alii (1962, 1965 1969), recomenda a substituição do cone por um cilindro equivalente para a estimativa da tensão axial crítica no cone conforme mostra a figura abaixo:



Cone submetido a carga vertical

Cilindro equivalente ao cone submetido a carga vertical

A tensão crítica vertical no cilindro equivalente poderá ser calculada segundo BECKER e GERARD (1962), pela equação:

$$F_{cr\theta} = K_{\theta} \pi^2 E I_{\theta} / (t_{\theta} L^2)$$

sendo:

$$K_{\theta} = 0,707 Z ((\beta^2 I_z / I_{\theta} + I_{\theta z} / (4 I_{\theta})) / (\beta^2 t_z / t_{\theta} + t_z / t_{\theta z}))^{1/2}$$

$$\beta^2 = P + (P^2 + Q)^{1/2}$$

$$P = (t_{\theta z} / (2 t_z) (1 - t_{\theta} I_z / (t_z I_{\theta})) / (t_{\theta} I_z / (I_z I_{\theta}) - t_{\theta z} I_{\theta z} / (4 t_z I_{\theta})))$$

$$Q = (t_{\theta} / t_z) (1 - t_{\theta z} I_{\theta z} / (4 t_z I_{\theta})) / (t_{\theta} I_z / (t_z I_{\theta}) - t_{\theta z} I_{\theta z} / (4 t_z I_{\theta}))$$

$$Z = (t_z L^4 / (12 I_{\theta} r^2))^{1/2}$$

A interação entre a tensão vertical e circunferencial para cilindros isotrópicos, segundo SEIDE e WEINGARTEN (1961), poderá ser avaliada pela expressão:

$$F_z / F_{crz} + F_{\theta} / F_{cr\theta} \leq 1 \quad \text{onde} \quad F_{\theta} = F / (2\pi r t_{\theta} \cos \alpha)$$

5.5 - COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO 5

1) As colunas quando sujeitas a esforços devido ao material armazenado, dependendo da esbelteza da secção, poderá sofrer instabilidade elástica local.

Para silos ortotrópicos, com relação altura/lado menor que 1,5, com descarga centralizada e armazenagem de material não coesivo, não foi encontrado na bibliografia casos de flambagem por flexão das colunas.

A Norma Argentina IRAN (8015), recomenda a redução da carga admissível para colunas em função da relação z/d .

2) A instabilidade das paredes do silo pelo efeito do vento, pode ser estimada, considerando-se o silo como um cilindro ortotrópico, submetido a pressões radiais.

A Norma IRAN (8015), permite a substituição do silo por um cilindro isotrópico para o cálculo da estabilidade global do silo, quando submetido a ação do vento.

Quando as chapas corrugadas do silo apresentam pequena rigidez circunferencial, poderá ocorrer a flambagem local das mesmas, quando submetidas à ação do vento.

3) Deve-se verificar a resistência e estabilidade das bordas superiores do silo, junto a ligação paredes telhado, quando o mesmo estiver submetido a ação do vento, pois em alguns casos será necessário a colocação de anéis de enrijecimento neste local.

4) A equação que determina o momento de inércia (I_z) da chapa corrugada indicada por TRAHAIR ET ALLI (1983), quando utilizada para o cálculo da rigidez (EI_z) da mesma, apresenta valores divergentes aos encontrados nos ensaios de flexão de chapas corrugadas.

5) Os esforços do vento nas bases dos silos, quando estimados considerando-se os silos como viga engastada na base e livre no topo, são inferiores aos calculados segundo a teoria das membranas.

6) A cobertura dos silos, quando sujeita a esforços que provoquem compressão na mesma, poderá sofrer instabilidade elástica.

Para a estimativa das cargas críticas, as coberturas de silos poderão ser substituídas por cilindros equivalentes.

6. DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Grande importância deve ser atribuída aos silos metálicos, pela facilidade de montagem, desmontagem e fabricação, utilizados na armazenagem de cereais em fazendas, centros de armazenagens e indústrias.

Os silos metálicos dadas suas características estruturais proporcionam condições econômicas para a automatização da manipulação dos materiais armazenados, diminuindo a necessidade de mão-de-obra e equipamentos, reduzindo os custos de investimentos e operacionais.

Atualmente são poucas as empresas que tem investido no desenvolvimento da tecnologia de projeto de silos, sendo usual a importação de projetos, dada as dificuldades da determinação experimental dos parâmetros de projeto.

No capítulo das ações sobre os silos, levantou-se à partir de cálculos e projetos existentes as cargas devido ao peso próprio da estrutura, para o seu pré-dimensionamento.

Após uma rápida pesquisa bibliográfica, foi apresentada parte da Norma DIN 1055 parte 6 (1987) e da Norma Argentina IRAN 8015 (1977), relativa a cargas nos silos.

Da ação do vento sobre os silos adotou-se a metodologia indicada pela Norma NBR 6123 (1980) e por BRIASSOULIS e PELKNOLD (1986).

Pretendeu-se no capítulo relativo a instabilidade do silo, apenas introduzir algumas soluções adotadas a nível internacional para a verificação da estabilidade do mesmo.

Pelas poucas informações encontradas deve-se realizar pesquisas experimentais para a comprovação dos modelos matemáticos encontrados na bibliografia.

A contribuição deste trabalho é a apresentação de metodologias de ensaios, para avaliação de componentes estruturais utilizados na construção de silos, segundo a padronização usual das peças.

Pretende-se ainda que este trabalho contribua na elaboração da primeira Norma Brasileira para projetos de Silos Metálicos (inexistente).

Com base nos ensaios realizados foram obtidos os seguintes resultados:

Aços Carbonos Não Revestidos

Dos aços normalizados pela ABNT, após rigoroso trabalho de seleção, verificou-se que os aços da NBR 6655 (1984), atendem os requisitos para trabalhos a frio de corte, puncionamento, dobramento, resistência mecânica, soldabilidade e disponibilidade nas espessuras de 2 a 15mm.

Aço Zincado

As chapas de aço zincado à quente com garantia de propriedades mecânicas são fabricados no Brasil exclusivamente pela Companhia Siderúrgica Nacional, de acordo com a norma interna da empresa, atendendo a denominação ZAR (Aço Zincado de Alta Resistência) nas espessuras entre 0,30 e 2,65mm e escoamento entre 230 e 400 MPa.

Parafusos

Os parafusos utilizados nas ligações das paredes e coberturas dos silos, exigem propriedades de resistência estabelecida pela NBR 8855 (1985), de acordo com projeto indicado neste trabalho para estanqueidade dos orifícios das ligações.

Ensaio de Componentes

Procurou-se estabelecer metodologias de ensaios que mais se aproximassem dos esforços aplicados nos componentes quando em serviço.

Todo material exceto os parafusos, antes de ser submetido aos ensaios, foi caracterizado, realizando as seguintes análises:

Análise Química
Ensaio de Tração
Ensaio de Dureza

Ensaio de Corte de Parafusos

A principal propriedade mecânica exigida do parafuso neste caso, é sua resistência ao corte.

Estabeleceu-se então uma metodologia de ensaio para avaliação da resistência ao corte dos parafusos utilizados nos ensaios, cujos resultados foram:

Parafuso	Resistência Característica
8 classe 8.8	1840 DaN
10 classe 8.8	2940 DaN

CAPITULO VI

Ligação Parafusada Submetida a Tração Longitudinal no

Sentido da Ondulação

Metodologia de ensaio estabelecida, cujos resultados permitem avaliar a capacidade mecânica da ligação de acordo com a resistência do aço, simulando os esforços atuantes na ligação.

Estes ensaios, permitiram concluir que a resistência das ligações de acordo com a padronização adotada poderá ser avaliadas pelas equações:

$$P_{fk} \leq \begin{cases} P_{f2K} = N_p K_{2K} t \phi F_{uz} \\ P_{f3K} = K_{3K} F_{uz} (Bt - N_p \phi) t \\ P_{f4K} = N_p P_{f4k} \end{cases}$$

Sendo:

N_p = número de parafusos na secção

$K_{2K} = 2,7234$ para parafuso = 8mm.

$K_{2K} = 2,6323$ para parafusos = 10mm.

$K_{3K} = 0,9053$ para ligação com 2 linhas de parafusos.

$K_{3K} = 0,9461$ para ligação com 3 linhas de parafusos.

$P_{f4k} = 1840$ DaN para parafusos = 8mm.

$P_{f4k} = 2940$ DaN para parafusos = 10mm.

Bt = largura desenvolvida da secção

t = espessura da chapa

F_{uz} = tensão de resistência da chapa

ϕ = diâmetro do parafuso

Ligação Parafusada de Chapas Ondulada Submetidas a Corte

Transversal

A metodologia de ensaio estabelecida, cujos resultados permitem avaliar a resistência da ligação da chapa ondulada com as colunas dos silos, quando submetidas aos esforços de atrito com os grãos.

Estes ensaios permitiram concluir que para as chapas ensaiadas o aumento do diâmetro do parafuso não implicou no aumento da resistência da ligação, devido ao efeito da ondulação.

A capacidade de transmissão dos esforços dentro das limitações geométricas e mecânicas estabelecidas nos ensaios, pode ser avaliada pela equação:

$$P_{vk} = 25,2856 \text{ t Fuz}$$

Ensaio de Flexão de Chapas Corrugadas

Devido as diferenças encontradas entre os resultados do cálculo da rigidez entre o modelo teórico e o modelo empírico proposto por TRAHAIR et alii (1983), realizou-se ensaios de flexão, concluindo que ambos os modelos divergiam dos resultados dos ensaios.

Estabeleceu-se então um modelo empírico específico para este tipo de ondulação, considerando-se a tensão de escoamento do material.

Pode-se avaliar a rigidez das chapas onduladas pela equação empírica indicada em 4.29, desenvolvida à partir dos ensaios realizados.

A resistência última a flexão da chapa onduladas poderá ser calculada pela equação 4.38 desenvolvida a partir da equação 4.29.

Fica portanto, evidenciado a necessidade de novas pesquisas para estabelecer as propriedades de membrana e flexão, para as chapas onduladas utilizadas na construção dos silos.

 7. BIBLIOGRAFIA

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE - Specification for the design of
cold-formed steel structural members. Washington, D.C., AISI,
 Sept. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Determinação da
capacidade de dobramento de produtos metálicos - NBR 6153. Rio
 de Janeiro, ABNT, 1980

----- - Forças devidas ao vento em edificações - NBR 6123. Rio
 de Janeiro, ABNT, 1980.

----- - Chapas de aço - carbono zincadas por imersão a quente -
requisitos gerais - NBR 7013. Rio de Janeiro, ABNT, Dez. 1981
 (Padronização).

----- - Parafusos e peças roscadas similares: características
mecânicas - NBR 8855. Rio de Janeiro, ABNT, 1985.

----- - Classificação por composição química de aços para
construção mecânica - NBR 6006. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

----- - Chapas de aço carbono zincada pelo processo contínuo de
imersão à quente - NBR 7008. Rio de Janeiro, ABNT, 1981.

----- - Determinação da capacidade ao dobramento de produtos
metálicos - NBR 6153. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

----- - Chapas de aço com características melhoradas de
propriedades mecânicas conformabilidade e soldabilidade -
NBR 6655. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

- BECKER, H. & GERARD, G. - Elastic stability of orthotropic shells.
Journal of the aerospace sciences, 29 (5): 505 - 512, May 1962.

- BELLINGTON, D.P. - Thin shell concrete structures, 2nd ed., Mcraw

Hill, New York, NY, 1982.
- BRIASSOULIS, D. & PECKNOLD, D.A. - Anchorage requirements for
wind-loaded empty silos. Journal of Structural Engineering, 112

(2): 308-325, Feb. 1986.
- CALIL JR., Carlito - Sobrepressões en las paredes de los silos

para almacenamiento de productos pulverulentos cohesivos. São

Carlos, EESC-USP, 1982. Tese (Doutor-Engenheiro). 184p.
- - Recomendações de fluxo e de cargas para o projeto de

silos verticais. São Carlos, EESC-USP, 1989. 198p. Tese
(Livre-Docência).
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG - Lastannahmen für bauten: lasten in

silozellen - DIN 1055. Berlin, Verlag, 1987. 6p. (Teil 6).
- FÉODOSIEV, V. - Resistência dos materiais. Trad. do russo por K.

Asryantz. Porto Alegre, Lopes da Silva, 1977.
- FREITAS et alii - Desenvolvimento de materiais zincados com elevada
resistência mecânica na CSN. Anais da ABM, v.1, 1986. P. 305 a

312.
- INSTITUTO ARGENTINO DE RACIONALIZACION DE MATERIALES - Silos aéreos

metálicos para almacenamiento de granos cilíndricos y

desarmables. Buenos Aires, Dic. 1977.

- JAKY, J. - Pressure in silos. In: PROCEEDING - 2nd Inter. Conf.
Soil. Mechs. and Fund. Eng., 1948.

- JANSSEN, H.A. - Experiments on grain pressure in silos. Verein
 Dentscher, 1895. p.1045-1049.

- JENIKE, A.W. et alii - Bin loads - parts 2,3 e 4. Journal of

 Engineering for Industry, ASME transactions Séries B. Vol 95,
 n 1, 1980.
- KOLLÁR, L. & dulácska, e. - Buckling of shells for engineers. John

 Wiley & Sons, 1984. (A Wiley - Interscience Publication).
- NATIONAL COMMITTEE ON STRUCTURAL ENGINEERING - Guidelines for the

 assessment of loads on bulk solids containers. Austrália, NCSE,

 1987. 59p.
- RAVENET, Juan - Silos: deformaciones, fallas, explosiones,

 prevencion de accidentes. Barcelona, Ed. Técnicos Asociados,
 1978. 364.
- - Silos: teoria, investigación, construcción. Barcelona,

 Ed. Técnicos Asociados, 1977. 381p.
- ROBERTS, I. - Pressure of stored grain. Engineering, 34: 339,

 1882.
- - Determination of the vertical and lateral pressures of
 granular substances. In: PROCEEDING - Royal Society London, 36:

 225-240, 1884. --
- SEIDE, P. & WEINGARTEN, V.I. - On the buckling of circular
 cylindrical shells under pure bending. Journal Appl. Mech., 28:

 112-116, 1961. --
- SOLLENBERGER, N.J.; SCANLAN, R.H; BILLINGTON, D.P. - Wind loading
 and response of cooling towers. Journal of the structural

 division, 106 (3): 601-621, March 1980.

THAHAIR, N.S. et alii - Stability problems in axisymmetric steel silos, 2nd International Conference on Design of Silos for Strength and Flow - Stratford - England, 434 a 445 - 1983.

----- - Structural design of steel bins for bulk solids.

Australian Institute of Steel Construction, 1985.

WINTER, G. - Strength of thin steel compression flanges

transactions, ASCE, Vol. 112, 1947, p.527.

----- - Tests on bolted connections in light gage steel. Journal

of the structural division, 82 (2): 920-1/920-25, March 1956.

ZEHBOUR, P.K. et alii - Avaliação do desempenho de chapas de aço galvanizadas nacionais em ambientes exteriores. In: Anais do EBRATS, v.2, 1987. P. 315 a 330.

ANEXO I

EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

1º EXEMPLO

Estimativa do peso próprio das telhas, reforços, anéis tensores, tampa vedante, fechamento, bocal superior e espalhador de grãos, para um telhado de silo com 10 metros de diâmetro, e inclinação de 30°.

a) Telhas e Reforços

Como indicado em 2.1 tem-se:

$$P_1 = \frac{\pi \times d^2}{4} \times 153$$

$$P_1 = \frac{\pi \times 10^2}{4} \times 153 = 12016 \text{ N}$$

b) Anéis Tensores

Como indicado em 2.2 tem-se:

$$P_2 = \frac{\pi \times d^2}{4} \left\{ 77/d \left(\text{INT} \left(\frac{d}{8} \right) \right) + 153/d \right\}$$

$$P_2 = \frac{\pi \times 10^2}{4} \left\{ \frac{77}{10} \left(\text{INT} \left(\frac{10}{8} \right) \right) + \frac{153}{10} \right\}$$

$$P_2 = 1805 \text{ N}$$

c) Tampa vedante, fechamento, bocal superior e espalhador de grãos:

Como indicado em 2.3 tem-se:

$$P_3 = \frac{\pi \times d^2}{4} \times 4,2$$

$$P_3 = \frac{\pi \times 10^2}{4} \times 4,2 = 329 \text{ N}$$

O esforço do peso próprio estimado da cobertura será:

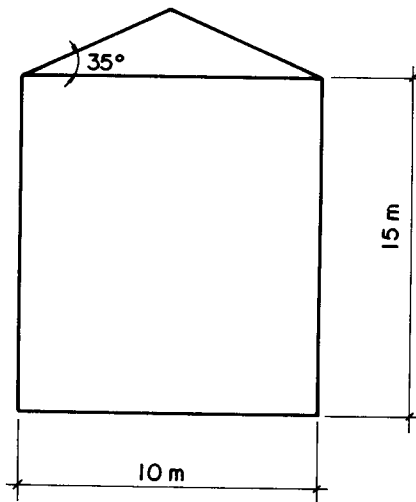
$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P = 12016 + 1805 + 329$$

$$P = 14150 \text{ N}$$

2º EXEMPLO

Estimativa do esforço do peso próprio da parede de silo com diâmetro de 10 metros e altura da parede de 15 metros.



Solução

$$\frac{h}{d} = \frac{15}{10} = 1,5$$

Como indicado em 2.1.2 e no gráfico da página 6 tem-se que o peso das paredes será:

$$P_4 = \frac{\pi \times d^2}{4} \times h \times P_5$$

do gráfico $P_u = 58 \text{ N/m}^3$

$$P_4 = \frac{\pi \times 10^2}{4} \times 15 \times 58 = 68329 \text{ N}$$

3º EXEMPLO

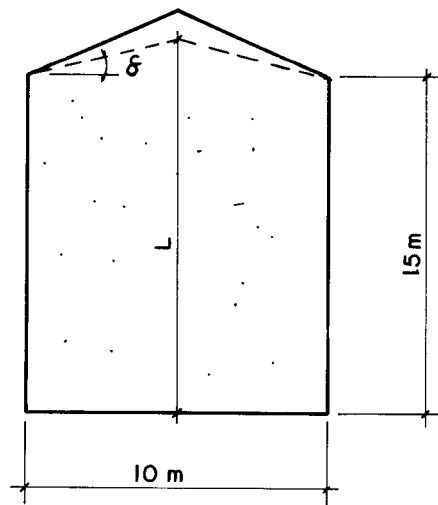
Determinação do esforço no cabo de termometria fixado no centro do telhado do silo indicado no 2º exemplo, adotando-se a metodologia indicada em 2.2.1.

DADOS:

Peso específico do material armazenado $\delta = 8 \text{ KN/m}^3$

Diâmetro do cabo da termometria $d_i = 0,01 \text{ m}$.

Talude natural do material armazenado $\alpha = 23,6^\circ$



CÁLCULOS:

$$L = 15 + \left(-\frac{10}{2}\right) \operatorname{tg} 23,6^\circ$$

$$L = 17,18 \text{ m}$$

da equação 2.7

$$L_I = 3,621 d$$

$$L_I = 3,621 \times 10 = 36,21 \text{ m}$$

Como $L < L_I$ tem-se:

$$T = 0,272 d_i \gamma (0,28 L^2 + 0,65 d L)$$

$$T = 0,272 \times 0,01 \times 8000 (0,28 \times 17,18^2 + 0,65 \times 10 \times 17,18)$$

$$T = 4228,24 \text{ N}$$

4º EXEMPLO

Cálculo das pressões nas paredes do silo indicado no 2º exemplo, exercidas pela armazenagem de milho, adotando-se as recomendações da DIN 1055 parte 6 (1987).

Características do material armazenado indicadas na tabela I.

$$\gamma = 8000 \text{ N/M}^3$$

$$\lambda = 0,60$$

$$\mu = \mu' = 0,60 \text{ (chapa ondulada horizontal)}$$

$$eh = 1,60$$

$$\beta_G = 0,90$$

$$\delta = 23,6^\circ$$

Cálculo de h:

$$h = 15 + \left(\frac{10}{2} \times \frac{\text{tg } 23,6^\circ}{3} \right) = 15,728 \text{ m}$$

$$\underline{h = 15,728 \text{ m}}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{15,728}{10} = 1,5728$$

A norma pode ser aplicada quando $\frac{h}{d} > 0,8$

Cálculo de z_0

$$z_0 = \frac{A}{\lambda U \mu}$$

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 10^2}{4} = 78,54 \text{ m}^2$$

$$U = \pi d = \pi \times 10 = 31,41 \text{ m}$$

$$z_0 = \frac{78,54}{0,6 \times 31,41,6} = 6,946 \text{ m}$$

$$\underline{z_0 = 6,946 \text{ m}}$$

Cálculo das pressões de enchimento.

Pressões verticais no material armazenado na cota z.

$$P_{vf}(z) = \frac{\gamma A}{\lambda \mu U} \phi(z) \text{ N/m}^2$$

Força de atrito nas paredes na cota z.

$$P_{wf}(z) = \frac{\gamma A}{U} (z - z_0) \phi(z)$$

Pressão horizontal nas paredes da cota z.

$$P_{hf}(z) = \frac{\gamma A}{\mu U} \phi(z)$$

Onde ϕ será dado por:

$$\phi_z = 1 - e^{-(z/z_0)}$$

Verificação da relação (P_{vf}) e o peso específico do material armazenado.

$$\frac{P_{vf}}{\gamma} = \frac{49783}{8000} = 6,22 < 25$$

A norma é aplicável para $\frac{P_{ve}}{\gamma} < 25$

Cálculo das pressões de descarregamento

Determinação do tipo de fluxo

Do gráfico da figura 8, verifica-se que o fluxo de descarga será do tipo fluxo de funil.

Verificação da esbeltez

$$\frac{h}{\gamma} = 1,5728$$

$$5\mu > \frac{h}{\gamma} > 2,5\mu$$

Neste caso as pressões de descarga poderão ser calculadas pelas equações:

Pressão horizontal nas paredes na cota z.

$$P_{he(z)} = \left[\frac{h/d - 2,5\mu}{2,5\mu} (eh - 1) + 1 \right] P_{hf(z)}$$

Força de atrito nas paredes na cota z.

$$P_{we(z)} = \left[\frac{h/d - 2,5\mu}{25\mu} + 1 \right] P_{wf(z)}$$

Pressão vertical média no material na cota z.

$$P_{ve(z)} = \gamma_z - \frac{P_{we(z)} \times U}{A}$$

$$P_{ve(z)} = \gamma_z - \frac{P_{we(z)} \times 4}{d}$$

logo:

$$P_{he(z)} = \left[\frac{15,728/10 - 2,5 \times 0,6}{2,5 \times 0,6} (1,6 - 1) + 1 \right] P_{hf(z)}$$

$$P_{he(z)} = 1,02912 P_{hf(z)}$$

$$P_{we(z)} = \left[\frac{15,728/10 - 2,5 \times 0,6}{25 \times 0,6} + 1 \right] P_{wf(z)}$$

$$P_{we(z)} = 1,00485 P_{wf(z)}$$

Cálculo das pressões localizadas durante o processo de esvaziamento.

Cálculo da carga localizada P

$$P = S^2 \beta P_{he}$$

$$S = 0,8 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\pi d}$$

$$S = 0,8 \times \frac{d}{4}$$

$$S = 0,8 \times \frac{10}{4}$$

$$S = 2 \text{ m}$$

$$\beta = \beta_h \times \beta_a \times \beta_r \times \beta_g$$

Coeficiente de esbeltez

$$1 > \frac{h}{d} = 1,5728 < 4$$

$$\beta_h = 0,2 \times \frac{h}{d} + 0,8$$

$$\beta_h = 0,2 \times 1,5728 + 0,8$$

$$\underline{\beta_h = 1,11456}$$

Coeficiente de excentricidade β_a

$$\frac{a}{r} = 0 \text{ (descarga central)}$$

$$\beta_a = 1$$

Coeficiente de rigidez β_r

Adotando-se $r/t > 100$ tem-se:

$$\beta_r = 0,05$$

Coeficiente do material armazenado β_g

Para o milho, na tabela I $\beta_g = 0,9$

Logo o valor de β será:

$$\beta = 1,11456 \times 1 \times 0,05 \times 0,9$$

$$\beta = 0,050$$

Assim:

$$P = S^2 \beta P_{he}$$

$$P = S^2 \times 0,05 \times P_{he}$$

$$P = 0,2 P_{he}$$

A carga P será aplicada na metade da altura do silo conforme indicado na figura 2, assim P_{he} será:

$$z = \frac{-15,728}{2} = 7,864 \text{ m}$$

$$P_{he}(z) = 1,02912 \frac{\gamma A}{\mu U} (1 - e^{-(z/z_0)})$$

$$P_{he}(z) = 1,02912 \times \frac{8000 \times 10}{4 \times 0,6} \times (1 - e^{-(7,864/6,946)})$$

$$P_{hf}(z) = 23246 \text{ N/m}^2$$

logo:

$$P = 0,2 \times P_{he}(z)$$

$$P = 0,2 \times 23246$$

$$\underline{P = 4649 \text{ N}}$$

A DIN 1056 parte 6 (1987) permite a substituição da carga concentrada P, pelo produto do coeficiente K pela pressão horizontal de esvaziamento (P_{he}).

Para silos circulares com $\frac{r}{t} > 100$ tem-se:

$$K = 1 + 3\beta \sqrt{\frac{h}{d}}$$

$$K = 1 + 3 \times 0,050 \sqrt{1,5728} \quad K = 1,188$$

Assim a pressão horizontal de esvaziamento será:

$$P_{hf} = K \times 1,02912 \times P_{hf} \quad P_{he} = 1,2226 P_{hf}$$

TABELA A - ESFORÇOS NAS PAREDES DO SILO (ENCHIMENTO)

ANEL	COTA z m	P _{hf} N/m ²	P _{vf} N/m ²	P _{wf} * N/m
1	1,728	7340	12234	3966
2	2,728	10825	18042	9442
3	3,728	13843	23072	16866
4	4,728	16456	27427	25976
5	5,728	18719	31198	36546
6	6,728	20678	34464	48380
7	7,728	22375	37291	61309
8	8,728	23844	39740	75186
9	9,728	25116	41860	89884
10	10,728	26218	43696	105293
11	11,728	27172	45286	121317
12	12,728	27998	46663	137874
13	13,728	28713	47855	154893
14	14,728	29332	48888	172312
15	15,728	29869	49781	190077

* Força vertical nas paredes do silo devido ao atrito das paredes com os grãos.

OBS.: As cotas são medidas do topo do material nivelado no sentido da base.

TABELA B - ESFORÇOS NAS PAREDES DO SILO (ESVAZIAMENTO)

ANEL	COTA z m	P _{he} N/m ²	P _{ve} N/m ²	P _{we} * N/m
1	1,728	8974	12229	3985
2	2,728	13235	18028	9488
3	3,728	16924	23044	16948
4	4,728	20119	27383	26102
5	5,728	22885	31134	36723
6	6,728	25281	34377	48615
7	7,728	27355	37181	61606
8	8,728	29152	39603	75551
9	9,728	30707	41695	90320
10	10,728	32054	43502	105803
11	11,728	33220	45061	121906
12	12,728	34230	46406	138543
13	13,728	35105	47565	155645
14	14,728	35862	48564	173148
15	15,728	36518	49424	190999

* Força vertical nas paredes do silo devido ao atrito da parede com os grãos.

5º EXEMPLO

Determinação da rigidez mínima da parede do silo indicado no 2º exemplo, para resistir ao vento com velocidade característica = 35 m/seg, adotando-se $I_z = I_\theta$.

De acordo com a norma IRAN 8015 (1977)

Pressão de obscuridade do vento

$$q = \frac{VK^2}{1,6} \quad \Sigma q.: 2,52$$

$$q = \frac{35^2}{1,6} = 765,63 \text{ N/m}^2$$

$$q_e = \frac{2}{3} q$$

$$q_e = \frac{2}{3} 765,63$$

$$q_e = 510,41$$

Instabilidade global das paredes conforme equação 5,33:

$$q_e = 0,807 E t e^{2,5} \left(\frac{1}{(1-\mu)^{0,75}} \right) / (2,5 h_a (d/2)^{1,5})$$

sendo:

$$\mu = 0,3$$

$$h_a = h = 15\text{m}$$

$$q_e = 510,41 \text{ N/m}^2$$

$$d = 10 \text{ m}$$

$$E = 2,1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$$

logo

$$t_e = \sqrt[2,5]{\frac{q_e}{0,807 E \left(\frac{1}{(1-\mu)^{0,75}} \right) / (2,5 h_a (d/2)^{1,5})}}$$

$$t_e = \sqrt[2,5]{\frac{510,41}{0,807 \times 2,1 \times 10^{11} \times (1/(1-0,3^2))^{0,75} / (2,5 \times 15 \times (10/2)^{1,5})}}$$

$$t_e = \sqrt[2,5]{\frac{510,41}{0,807 \times 2,1 \times 10^{11} \times 1,0733/419,2627}}$$

$$t_e = 0,004248 \text{ m}$$

Cálculo de I_z e I_θ

$$I_z = I_\theta = \frac{t_e^3}{12}$$

$$I_z = I_\theta = 6,39 \times 10^{-9} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$I_z = I_\theta = 0,639 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Adotando-se a equação 5,25, para o cálculo do momento de inércia, da chapa corrugada com espessura de 0,9mm tem-se:

$$t = 0,09\text{cm} \quad d = 1,2\text{cm} \quad b = 10,2\text{cm}$$

$$I_z = (d^2 t/8) \{1 + \pi^2 d^2 / (8b^2)\}$$

$$I_z = (1,2^2 \times 0,09/8) \{1 + \pi^2 1,2^2 / (8 \times 10,2^2)\}$$

$$I_z = 1,648 \text{ cm}^4/\text{m}$$

COLUNAS

Considerando-se o silo com 22 colunas, o espaçamento entre as mesmas será:

$$x = \frac{\pi d}{n}$$

Sendo

n = número de colunas

$$x = \frac{\pi \times 10}{22} = 1,428 \text{ m}$$

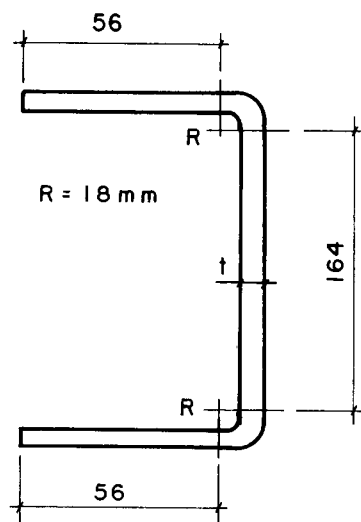
Momento de inércia da coluna. ($I_{\theta C}$)

$$I_{\theta C} = X \times I_{\theta}$$

$$I_{\theta C} = 1,428 \times \theta,639$$

$$I_{\theta C} = 0,9125 \text{ cm}^4$$

Adotando-se a coluna com a geometria abaixo tem-se:



Desenvolvimento $C = 333$

O momento de inércia do perfil será:

$$I_{\theta p} \cong 1,666 t^3 + 184,147 t$$

$$A_p = 33,3 \times t \text{ (área do perfil)}$$

Para $t_p = 0,2 \text{ cm}$ tem-se:

$$I_{\theta p} \cong 36,84 \text{ cm}^4$$

Área do perfil

$$A_p = 33,3 \times 0,2$$

$$A_p = 6,66 \text{ cm}^2$$

Verificação da velocidade crítica do vento segundo TRAHAIR et alii (1983).

Propriedade da membrana da chapa ondulada.

Para $d = 1,2 \text{ cm}$ $b = 10,2 \text{ cm}$ $t = 0,09 \text{ cm}$ tem-se:

Da equação 5.22

$$t_{\theta} = 2 \times 0,09^3 / (3 \times 1,2^2)$$

$$t_{\theta} = 0,0003375 \text{ cm} = 3,373 \times 10^{-6} \text{ m}$$

Da equação 5.23

$$t_z = 0,09 (1 + \pi^2 \cdot 1,2^2 / (4 + 10,2^2))$$

$$t_z = 0,093 \text{ cm} = 930 \times 10^{-6} \text{ m}$$

Da equação 5.24

$$t_{\theta z} = 0,09 / (1 + \pi^2 \cdot 1,1^2 / (4 \times 10,2^2))$$

$$T_{\theta z} = 0,087 \text{ cm} = 870 \times 10^{-6} \text{ m}$$

Da equação 5.25

$$I_z = (1,2^2 \times 0,09/8) (1 + \pi^2 \times 1,2^2 / (8 \times 10,2^2)) \times 100$$

$$I_z = 1,647 \text{ cm}^4/\text{m} = 16,476 \times 10^{-9} \text{ m}^4/\text{m}$$

Da equação 5.26

$$I_{\theta} = \{ (0,09^3/12) / (1 + \pi^2 \times 1,2^2 / (4 \times 10,2^2)) \} \times 100$$

$$I_{\theta} = 0,00587 \text{ cm}^4/\text{m} = 58,7 \times 10^{-12} \text{ m}^4/\text{m}$$

Da equação 5.27

$$I_{\theta z} = \{ (0,09^3/3) (1 + \pi^2 \cdot 1,2^2 / (4 \times 10,2^2)) \} \times 100$$

$$i_{\theta z} = 0,025129 \text{ cm}^4/\text{m} = 251,29 \times 10^{-12} \text{ m}^4/\text{m}$$

Propriedade da coluna

$$t_{\theta} = \frac{A_p}{\ell}$$

$$t_{\theta} = \frac{6,66}{142,8} = 0,0466 \text{ cm}$$

$$t_{\theta} = 466 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{\theta} = \frac{I_{\theta p}}{x}$$

$$I_{\theta} = \frac{36,84}{142,8} = 0,258 \text{ cm}^4/\mu\text{n}$$

$$I_{\theta} = 25,80 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$I_{\theta} = 258 \times 10^{-9} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$I_{\theta} = 0$$

$$t_{\theta} = 0$$

$$I_z = 0$$

Para

$$E = 206 \times 10^9 \text{ N/m}^2$$

$$t_{\theta} = 3,375 \times 10^{-6} + 46,6 \times 10^{-3} = 46,60 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$t_z = 930 \times 10^{-6} + 0 = 930 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$t_{\theta z} = 870 \times 10^{-6} + 0 = 870 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$I_{\theta} = 58,7 \times 10^{-12} + 258 \times 10^{-9} = 258 \times 10^{-9} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$I_z = 9,93 \times 10^{-9} + 0 = 16,476 \times 10^{-9} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$I_{\theta z} = 251,29 \times 10^{-12} + 0 = 251,29 \times 10^{-12} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$m = 8; \quad \ell = 15\text{m}; \quad r = 5\text{m}$$

Substituindo os valores na equação 5.31 tem-se:

$$V_{cr}^2 = E I_{\theta} (\pi r / l)^2 \left\{ \left(\frac{m l}{\pi r} \right)^2 I_z / I_{\theta} + I_{\theta z} / 2 I_{\theta} \right\} +$$

$$+ (\pi r / (m l))^2 \} / (0,98 r^3) + E t_{\theta} (l / \pi r)^2 \times$$

$$\times (\pi r / (m l))^4 / \{ \left(\frac{m l}{\pi r} \right)^2 t_{\theta} / t_{\theta z} + 2 t_{\theta} / t_{\theta z} + (\pi r / (m l))^2 0,98 r \}$$

$$V_{cr}^2 = 1875,6$$

$$V_{cr} = 43,30 \text{ m/seg} > 35 \text{ m/seg}$$

6º EXEMPLO

Dimensionamento das ligações parafusadas de chapa ondulada carregada longitudinalmente, conforme padronização indicada em 4.2.2 e 4.2.3, com os dados:

<u>CHAPA ONDULADA</u>	<u>PARAFUSOS</u>
Aço ZAR 345	Parafusos chapelado
Fuz = 430 MPa	Ø = 8 mm
Fyz = 345 MPa	classe 8.8
	2 linhas de parafusos

Cálculo da força na ligação. (F) nos anéis

Cargas admissíveis nas ligações (Ø = 8 mm) como indicado em 4.2.2 tem-se:

$$Padm_2 = \frac{2,7234}{2,200} t \text{ Ø Fuz } N_t \quad (\text{KN})$$

$$Padm_3 = \frac{0,9053}{2,200} \text{ Fuz } (Bt. - N_{\theta}) t \quad (\text{KN})$$

$$Padm_4 = \frac{18400}{1,700} \times N_t \quad (\text{KN})$$

$$P_{adm} < \begin{matrix} P_{adm_2} \\ P_{adm_3} \\ P_{adm_4} \end{matrix}$$

Neste exemplo

$$N_t = 42 \quad (\text{número total de parafusos do anel})$$

$$N_p = 21 \quad (\text{número de parafusos numa seção})$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm} \quad (\text{diâmetro do parafuso})$$

$$B_t = 1100 \text{ mm} \quad (\text{desenvolvimento da chapa ondulada})$$

$$F_{uz} = 430 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensão da ruptura da chapa})$$

As cargas admissíveis, em função da espessura da chapa, para o tipo de ligação analisada estão indicadas na tabela C.

TABELA C - CARGAS ADMISSÍVEIS NAS LIGAÇÕES VERTICAIS ENTRE AS CHAPAS ONDULADAS COM PARAFUSOS \emptyset 8 mm

ESPESSURA t (mm)	$P_{adm 2}$ (KN)	$P_{adm 3}$ (KN)	$P_{adm 4}$ (KN)	P_{adm} (KN)
0,90	160,97	148,42	454,59	148,42
1,06	189,58	174,81	454,59	174,81
1,20	214,62	197,89	454,59	197,89
1,50	268,28	247,37	454,59	247,37
1,70	304,05	280,35	454,59	280,35
1,90	339,82	313,33	454,59	313,33
2,28	407,78	376,00	454,59	376,00
2,65	473,96	473,01	454,59	473,01

OBS: Largura útil das chapas 1000 mm.