



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**DIMENSIONAMENTO DE SILOS EM CONCRETO ARMADO PARA  
ARMAZENAGEM DE GRÃOS**

**MARCOS ANTÔNIO SILVA REIS**

João Pessoa-PB

2016

**MARCOS ANTÔNIO SILVA REIS**

**DIMENSIONAMENTO DE SILOS EM CONCRETO ARMADO PARA  
ARMAZENAGEM DE GRÃOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao conselho do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba – UFPB, como requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof<sup>ª</sup>. Dra. Andrea  
Brasiliano Silva

João Pessoa-PB

2016

R375d Reis, Marcos Antônio Silva

Dimensionamento de silos em concreto armado para armazenagem de grãos./ Marcos Antônio Silva Reis./UFPB, João Pessoa, 2016.

76f. il

Orientadora: Prof. Dr. Andrea Brasiliano Silva

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil)  
CGEC./ Centro de Tecnologia / Campus I / Universidade Federal da Paraíba.

1. Silo. 2. Estrutura de Concreto Armado. 3. Dimensionamento  
I. Título.

BS/CT/UFPB  
(043)

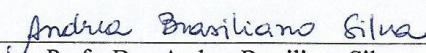
CDU:2.ed:624.92

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

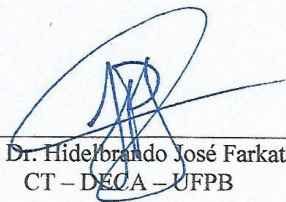
**MARCOS ANTÔNIO SILVA REIS**

**DIMENSIONAMENTO DE SILOS EM CONCRETO ARMADO PARA  
ARMAZENAGEM DE GRÃOS DE SOJA**

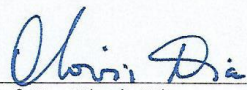
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado em 30/11/2016 perante a seguinte  
Comissão Julgadora:

  
\_\_\_\_\_  
Profª. Dra. Andrea Brasiliano Silva  
CT - DECA - UFPB

APROVADO.

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes  
CT - DECA - UFPB

APROVADO

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Clovis Dias  
CT - DECA - UFPB

APROVADO

\_\_\_\_\_  
Profª. Dra. Ana Cláudia F. M. Braga  
Coord. do Curso de Graduação em Engenharia Civil

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente, eu gostaria de agradecer a Deus por me permitir a realização de um sonho de vida, me formar em engenheiro civil.

À minha família, que me apoiou em todos os momentos para a conquista dessa gloriosa formação acadêmica. Em especial a minha esposa Mônica Reis e aos meus filhos Marcelo Sousa Reis e Mateus Sousa Reis.

Aos professores da UFPB, que de forma paciente e competente me transmitiram os conhecimentos necessários para que eu possa dá início a uma nova vida profissional. Em especial à professora Andrea Brasiliano Silva e Hidelbrando José Farkat Diógenes, que se disponibilizaram a me orientar durante a realização desse trabalho.

A todos meus amigos e amigas, que de forma direta ou indireta me ajudaram a alcançar o mérito de engenheiro civil brasileiro. Em especial a Coelho Mendes, Caio, Francis, Severino, Jessé, Bruno, Hugo, Davi, Vinícius, Rayan, Alex, Saniel, Fabiano, Cássio, Guilherme, Kildenberg, Larissa e Rayane.

## RESUMO

Apresenta-se neste trabalho um estudo sobre silo cilíndrico constituído de parede de concreto armado e metálica. Nessa oportunidade, realizou-se apenas o dimensionamento da parede de concreto armado, utilizando-se como referência um estudo de parte da estrutura em concreto protendido usando cordoalhas engraxadas. Este trabalho teve como principal objetivo a análise comparativa de custo entre as duas técnicas construtivas citadas. Para isso, inicialmente, foi realizada uma pesquisa sobre o cenário nacional a respeito da capacidade armazenadora dos produtos agrícolas, que apresenta um déficit significativo perante a alta produtividade agrícola do país, em especial a produção de grãos de soja. Consequentemente, com a aplicação de normas internacionais e nacionais, desenvolveu-se todo um processo de conhecimento dos diversos fatores técnicos relacionados às particularidades da construção da parede do silo em concreto armado e protendido. Após calcular as bitolas das ferragens de cada camada e distribuí-las nas duas faces transversais da seção, analisou-se a abertura máxima das fissuras características em todas elas, onde se constatou o atendimento da segurança quanto ao limite normativo para esse caso de estudo ( $\leq 3\text{mm}$ ). Finalmente de posse de todos esses dados e dos quantitativos dos demais materiais empregados na obra como peso de cordoalhas engraxadas, volume de concreto e área de forma, com emprego de equações e do software MathCAD, levantou-se os preços unitários e totais de cada item e, a partir disso, foi realizada a análise comparativa entre as duas técnicas construtivas, onde a de concreto armado apresentou maior custo.

**Palavras-chave:** Silo; Estrutura de Concreto Armado; Dimensionamento.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação por esbeltez de silos.....	18
Figura 2 - Tipos básicos de fluxo .....	19
Figura 3 - Exemplos de silos quanto ao trajeto do fluxo.....	20
Figura 4 - Silos de fundo plano .....	21
Figura 5 - Silos com fundo tremonhado .....	22
Figura 6 - Diagrama esquemático dos arcos de força dentro de um silo. As setas apontam na direção das forças de atrito estático entre os grãos e a parede do silo.....	23
Figura 7 - Transmissão desigual e não linear de forças devido à formação de arcos.....	23
Figura 8 - Comportamento das tensões em uma célula de armazenamento.....	24
Figura 9 - Picos de pressões nas paredes do silo para um ciclo de operação de carga, armazenamento e descarga. ....	25
Figura 10 - Pressões simétricas de enchimento no segmento de parede vertical. ....	27
Figura 11 - Esforços atuantes no silo. ....	29
Figura 12 - Mapa de isopletras da velocidade básica do vento (m/s). ....	30
Figura 13 - Planta de corte AA.....	41
Figura 14 - Detalhe da seção da parede do silo (cm).....	41
Figura 15 - Força tração x Altura parede.....	46
Figura 16 - Modelo matemático adotado.....	46
Figura 17 - Seção transversal seccionada da parede do silo.....	48
Figura 18 - Solicitações sobre um elemento infinitesimal de uma parede cilíndrica.....	49
Figura 19 - Forças e deformações que se desenvolvem em uma seção submetida à flexotração com pequena excentricidade.....	49
Figura 20 - Aumento do diâmetro do tanque sob a ação da pressão interna. ....	50
Figura 21 - Equilíbrio de forças na seção. ....	50
Figura 22 - Vista de topo da parede de um silo mostrando a posição da armadura vertical para paredes com espessura acima de 20cm.....	52
Figura 23 - Quadro de fissuração em silo de concreto armado. ....	53
Figura 24 - Planta da seção transversal do silo.....	66

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	37
Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	38
Tabela 3 - Classificação dos silos conforme normas ACI-313/97 e EN 1991-4/2006.....	40
Tabela 4 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_f^1 \cdot \gamma_f^3$ .....	42
Tabela 5 - Valores do coeficiente $\gamma_f^2$ .....	43
Tabela 6 - Combinações últimas .....	43
Tabela 7 - Combinações de serviço .....	44
Tabela 8 - Esforços da Combinação 16 obtidos por meio do SAP2000.....	45
Tabela 9 - Força tração x Altura parede .....	45
Tabela 10 - Dados adotados para dimensionamento da estrutura .....	54
Tabela 11 - Estimativas de quantitativos e custos para o silo em concreto protendido (SEM DESONERAÇÃO E BDI=0 – SEINFRA).....	60
Tabela 12 - Estimativas dos quantitativos e custos para o silo em concreto armado (SEM DESONERAÇÃO E BDI=0 – SEINFRA).....	61



## LISTA DE SIGLAS E ABREVIACOES

$W_k$  = Tamanho da abertura de fissuras, em mm;

$A_{sv,m}$  = Armadura vertical mínima por unidade de perímetro;

$\mu$  = coeficiente de atrito com a parede (máximo para garantir força máxima).

$\phi_i$  = ângulo de atrito interno;

$\gamma$  = peso específico do produto armazenado;

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto a compressão aos 28 dias

$E_c$  = módulo de elasticidade do concreto.

$f_{tk}$  = resistência característica à traço aos 28 dias;

$f_{ptk}$  = resistência à traço do aço da armadura ativa;

$f_{ptd}$  = resistência de cáculo à traço do aço da armadura ativa;

$f_{ctm}$  = resistência característica média à traço;

$h_c$  = altura do silo;

$d_c$  = diâmetro do silo;

$p_{hf}$  = pressão horizontal na parede;

$p_{wf}$  = pressão de frico da parede;

$p_{vf}$  = pressão vertical nos sólidos;

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA .....	13
1.2	OBJETIVOS .....	14
1.2.1	Geral.....	14
1.2.2	Específicos .....	14
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	15
2	ESTUDOS EM SILOS.....	16
2.1	SILOS .....	16
2.1.1	Classificação dos silos .....	17
2.2	CARREGAMENTOS EM SILOS.....	22
2.2.1	Acondicionamento dos grãos.....	22
2.2.2	Pressões em silos ocasionadas por grãos .....	24
2.3	CONCRETO ESTRUTURAL.....	31
2.3.1	Alguns aspectos sobre as diferenças tecnológicas entre concreto armado e protendido .....	31
2.3.2	Concreto protendido .....	32
2.3.3	Concreto armado.....	33
3	CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....	40
3.1	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E DA GEOMETRIA ESTRUTURAL.....	40
3.2	CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES APLICADAS.....	42
3.2.1	Modelo matemático .....	46
3.3	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO COM CORDOALHAS ENGRAXADAS (PÓS-TRAÇÃO NÃO ADERENTE).....	47
3.3.1	Cálculo da força de protensão e da armadura ativa .....	47
3.4	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO .....	48
3.4.1	Esforços nas paredes cilíndricas de concreto armado.....	48
3.4.2	Ponto de aplicação do esforço normal à seção transversal .....	49
3.4.3	Armadura vertical .....	51
3.4.4	Distribuição das armaduras.....	51

3.4.5	Verificação de fissuras .....	52
3.4.6	Cálculo da armadura e do valor característico da abertura de fissuras	53
3.5	QUANTITATIVOS E CUSTOS DOS MATERIAIS .....	59
4	CONCLUSÃO.....	62
5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	63
6	ANEXOS.....	66
6.1	ANEXO A.....	66
6.2	ANEXO B.....	67
6.3	ANEXO C.....	68
6.4	ANEXO D.....	69
6.5	ANEXO E.....	71
6.6	ANEXO F.....	74
6.7	ANEXO G.....	78

## 1 INTRODUÇÃO

O Brasil enfrenta dificuldades de armazenamento de grãos alimentícios, tendo em vista ser um país com grande capacidade produtiva agrícola.

Cada vez mais tem se tornado necessário a ampliação da capacidade armazenadora dos produtos agrícolas. Isso está relacionado ao crescimento da produção de grãos no país, onde as estimativas desse ano são de 196,5 milhões de toneladas e para 2016/2017 apontam para uma safra entre 208,1 e 226,5 milhões de toneladas. Para os próximos dez anos há projeções animadoras, chegando numa safra de grão no valor aproximado de 255,3 milhões de toneladas, correspondendo a um acréscimo de 29,9% sobre a atual safra. Esse resultado indica uma taxa anual de crescimento de 2,5% ao ano. Podendo-se alcançar uma produção de até 301,3 milhões de toneladas em 2025/2026. Entre os grãos de maiores ganhos de produtividade no país está a soja, com valor estimado para 2015/2016 em torno de 95,6 milhões de toneladas. E o estado com a maior contribuição para esse montante é o Mato Grosso, com 27,2% da produção nacional (CONAB, 2016).

Embora esse cenário seja satisfatório para a produção agrícola do país, o investimento em estruturas de estocagem de grãos não é suficiente para atender a demanda produtiva, em alguns estados do país. Segundo a EBC – Agência Brasil (2016), o IBGE divulgou que houve um crescimento de 0,8%, entre o primeiro e segundo semestre de 2015, do número de armazéns ativos no País, correspondendo a um aumento na capacidade de estocagem em 3,3%. No entanto, o país conta apenas com uma capacidade de armazenagem de 157,439 milhões de toneladas, correspondendo a um déficit de armazenamento de grãos num valor aproximado de 50,661 milhões de toneladas. Segundo a CONAB (2016), o maior celeiro do país é o estado Mato Grosso, mas com maior deficiência real de silos, alcançando um déficit de aproximadamente de 37%.

Por causa dos problemas enfrentados pelos produtores agrícolas para estocarem sua produção, nas regiões que apresentam um maior crescimento nas colheitas, o governo federal abriu uma linha de crédito, para investimento em armazenamento de grãos, aos produtores rurais, associações e cooperativas, através do Plano Safra 2012/2013, no valor de R\$ 25 bilhões, com vigência até a safra 2017/2018 (CONAB, 2016).

Deste modo se faz necessário o desenvolvimento de projetos estruturais para silos utilizando técnicas e materiais que atendam a todas as normas de segurança aplicáveis e que possam garantir o armazenamento adequado dos grãos.

## 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

Com base nas informações dadas pela CONAB e o IBGE, constata-se a importância da ampliação da capacidade estática de rede de armazenagem do país – construção de silos verticais, seguindo técnicas fundamentadas em normas construtivas, bem como o uso de materiais adequados para tal finalidade.

Conforme Safarian e Harris (1985<sup>1</sup>, *apud* KEHL, 2015), os recipientes verticais são utilizados para armazenamento de grãos há alguns séculos. Com o aumento da produção e da comercialização de grãos, a partir da metade do século XIX, é que se teve o início as construções dos silos de grande porte. A partir de então, a estocagem dos grãos, bem como dos diversos tipos de materiais granulares, passou a ser realizada de forma abrangente em silos. O emprego de tecnologia na produção e manejo automatizado foi fundamental para o início de fabricação de grandes complexos de armazenamento, com manejo sofisticado, carregamento e descarregamento.

Para esse tipo de construção escolhemos o concreto em virtude de sua versatilidade, pois permite ser moldado in loco, pré-moldado, armado convencionalmente ou protendido.

Segundo Safarian e Harris, (1985<sup>2</sup>, *apud* KEHL, 2015), as vantagens do concreto são diversas:

- a) As paredes de concreto são consideradas menos suscetíveis à flambagem ou amassamento, tendo em vista apresentarem maior espessura;
- b) Geralmente, em comparação com outros materiais, o concreto demanda menos manutenção;
- c) É um tipo de material que pode assumir diversas formas necessárias, pois é flexível quanto à moldagem.
- d) Ele não exige uma proteção entre a parede e o grão armazenado, porque é um produto relativamente inerte;

Dentre as tecnologias construtivas do concreto iremos trabalhar com o concreto armado e o protendido.

---

<sup>1</sup> SAFARIAN, S. S.; HARRIS, E. C. **Design and construction of silos and bunkers**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1985.

<sup>2</sup> Idem 1.

Com este trabalho pretende-se elaborar uma comparação de quantitativos e de custos de materiais aplicados na construção das paredes de um silo cilíndrico com as duas tecnologias supracitadas, a partir dos dados extraídos de um silo modelo, será concebido o dimensionamento das paredes em concreto armado. O objeto de comparação será o silo de concreto protendido utilizando cordoalhas engraxadas, dimensionado e analisado por Costa (2015), apresentado no seu trabalho de conclusão de curso.

No Brasil não existem normas que fundamentem cálculos dos esforços atuantes na estrutura de um silo provocados por grãos. E sendo esse tipo de estrutura considerada especial, teve-se que utilizar a norma europeia, EN 1991 - 4/2006<sup>3</sup> (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION) e a americana, ACI - 313/1997<sup>4</sup> (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), Costa (2015).

No entanto, para cálculo do dimensionamento de ferragem do concreto armado foram usadas as normas brasileiras: a NBR 6118 (ABNT, 2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) e a NBR 6123 (ABNT, 1988 - Forças devido ao vento em edificações).

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Geral

Calcular e dimensionar a parede de um silo cilíndrico baixo em concreto armado para armazenamento de soja em grãos.

### 1.2.2 Específicos

Estabelecer relações ou diferenças entre o consumo e custo da estrutura em concreto armado e concreto protendido, através da variação do quantitativo de concreto, forma, ferragem e cordoalhas engraxadas.

Verificar o estado de fissuração da estrutura em concreto armado.

---

<sup>3</sup> EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. **EN 1991-4**: Eurocode 1 – actions on structures – part 4: silos and tanks. Brussels, 2006.

<sup>4</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 313**: standard practice for design and construction of concrete silos and stacking tubes for storing granular materials. Detroit, 1991.

### **1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

No primeiro capítulo, faz-se um comentário sobre o tema, abordando-se a escassez de silos no Brasil em relação à alta produtividade agrícola do país e, conseqüentemente, verifica-se a importância do tema onde se apresenta uma alternativa construtiva para suprir a necessidade de ampliação da capacidade de armazenamento de grãos no país.

No segundo capítulo, apresenta-se um estudo bibliográfico do tema onde são abordados os diversos fatores importantes e necessários para o estudo de caso em pauta como classificação de silos, comportamento dos grãos no interior do silo, variação das pressões nas paredes da estrutura etc.

No terceiro capítulo, apresenta-se o estudo de caso no qual são abordados as propriedades dos materiais, o modelo da seção estrutural de estudo, são realizados os dimensionamentos das cinco camadas circulares do silo, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), o levantamento de quantitativo e de custo dos materiais empregados, bem como uma análise comparativa baseada nos resultados obtidos através dos valores numéricos resultantes das duas técnicas construtivas utilizadas na construção do silo em estudo, concreto protendido e concreto armado.

No quarto capítulo são apresentadas as conclusões finais conforme os objetivos do trabalho.

## 2 ESTUDOS EM SILOS

Conforme Jenike e Johansson (1968<sup>5</sup>, *apud* TEÓDULO, 2013), desde o século XIX são desenvolvidos estudos em silos. Em 1860, os primeiros grandes silos, para armazenamento de grãos, foram construídos. A partir desta data foram construídos silos com variações de tamanho para a estocagem da produção agrícola como grãos, fibras etc. Pode-se citar ainda a teoria de pressão de Janssen (1895), que se baseia no equilíbrio estático de uma fatia infinitesimal do produto armazenado considerando a contribuição do atrito lateral desenvolvido nas paredes.

Sobre uma camada infinitesimal do grão armazenado no silo atuam além do seu peso próprio, a força devida ao atrito entre o produto e a parede, e as forças nas faces superior e inferior devidas ao produto armazenado, Haaker (1999<sup>6</sup>, *apud* TEIXEIRA, 2006).

### 2.1 SILOS

Na definição de Freitas (2001), silos são todos os tipos de construção para armazenagem de produtos pulverulentos ou granulares, que normalmente é constituído de aparelhamentos de descarga, e que permite o esvaziamento do produto por três maneiras: se possível, em primeiro lugar por gravidade, depois por meios mecânicos ou pneumáticos. Já Rotter (2001<sup>7</sup>, *apud* Lopes, 2009), define silos de forma mais genérica considerando-os como toda construção destinada ao armazenamento de produtos sólidos.

Adotou-se como referências, neste trabalho, para definição de silos, as duas normas estrangeiras supracitadas e algumas bibliografias de autores que desenvolveram pesquisa nessa área.

---

<sup>5</sup> JENIKE, A. W.; JOHANSON, J. R. Bin Loads. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.95, nº ST4, 1968.

<sup>6</sup> HAAKER, G. **An introduction to the storage of bulk solids in silos**. Twente: University of Twente, The Netherlands, 1999, 45p.

<sup>7</sup> ROTTER, J. M. **Guide for the economic design of circular metal silos**. London: Spon Press, 28p. 2001.



“[...] silos são estruturas verticais utilizadas para armazenamento de material granular”, (ACI-31, 1997<sup>8</sup>, *apud* COSTA, 2015).

“[...] silos são estruturas utilizadas para o armazenamento de partículas discretas e independentes”. (EN 1991- 4, 2006<sup>9</sup>, *apud* COSTA, 2015).

### 2.1.1 Classificação dos silos

Existem dois importantes fatores que estão relacionados à divisão da classificação dos silos: o nível em relação ao solo e geometria, e o material utilizado em sua construção. Diversos materiais podem ser empregados na sua construção como chapas metálicas, alvenarias, concreto armado ou protendido, compósitos com fibras e matrizes alternativas, bem como madeira (LOPES, 2009).

Segundo Calil Junior & Cheung (2007<sup>10</sup>, *apud* LOPES, 2009), os silos podem ser divididos em três grupos quanto à construção em relação ao solo:

- Silos subterrâneos: possuem os compartimentos para estocagem abaixo do nível do solo.
- Silos aéreos ou elevados: são aqueles construídos acima do nível do solo;
- Silos semi-subterrâneos: são do tipo intermediário entre os dois anteriores.

Lopes (2009) destaca que normalmente os autores apresentam os grupos de divisão dos silos, em relação à sua geometria, conforme suas próprias teorias de classificação, não havendo, portanto, uma conformidade teórica.

Quatro características estão relacionadas à classificação dos silos, de acordo com as normas estrangeiras, Freitas (2001):

- Geometria do silo
- Tipo de fluxo durante o descarregamento
- Geometria do fluxo
- Tipo de fundo

---

<sup>8</sup> Idem 4.

<sup>9</sup> Idem 3.

<sup>10</sup> CALIL JUNIOR, C. et al. **Silos: pressões, fluxo, recomendações para o projeto e exemplos de cálculo**. São Carlos, EESC. 232p. 2007.

### ➤ Geometria do silo

Quanto à geometria, segundo a EN 1991-4<sup>11</sup> (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006, *apud* KEHL, 2015), os silos possuem a seguinte classificação:

- Silos esbeltos:  $2,0 \leq hc/dc$ ;
- Silos de esbeltez intermediária:  $1,0 < hc/dc < 2,0$ ;
- Silos entroncados:  $0,4 < hc/dc \leq 1,0$ ;
- Silos de retenção:  $hc/dc \leq 0,4$  e com fundo plano;

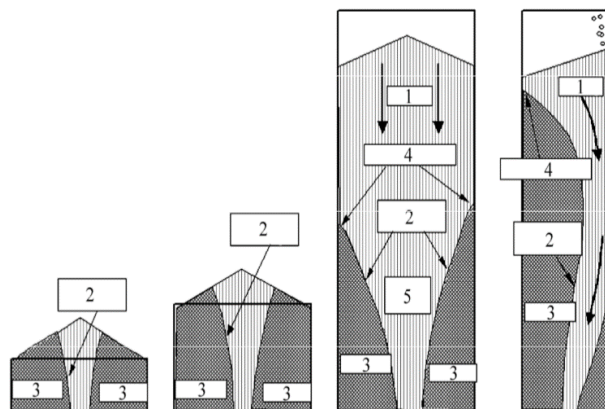
Sendo:

$hc$  = Altura do silo;

$dc$  = Diâmetro do silo.

A Figura 1 apresenta a classificação por esbeltez conforme a norma europeia, em que da esquerda para direita tem-se silo de retenção, silos entroncados, silos de esbeltez intermediária, silos esbeltos. E a legenda é a seguinte: 1 – Fluxo corrente; 2 – Limites do fluxo; 3 – Estacionário; 4 – Transição; e 5 – Funil.

**Figura 1 - Classificação por esbeltez de silos**



(Fonte: EN 1991-4, 2006)

A classificação da forma dos silos é feita, em relação à seção transversal, em dois tipos de paredes, conforme as duas normas estrangeiras, (COSTA, 2015):

- Silos com paredes retangulares;
- Silos com paredes cilíndricas.

<sup>11</sup> Idem 3.

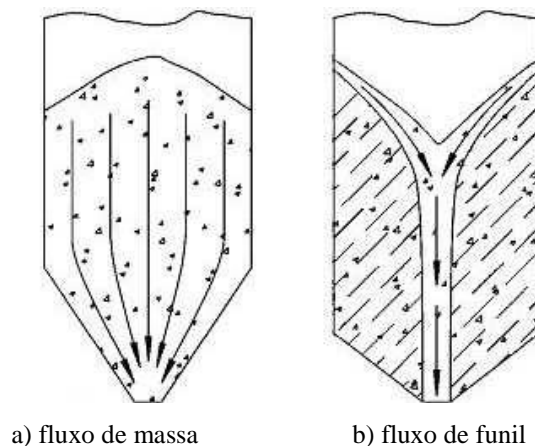
➤ **Tipo de fluxo durante o descarregamento**

Existem dois tipos básicos de fluxo durante o esvaziamento de um silo, conforme o Eurocode 1 (*EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006<sup>12</sup>, apud KEHL, 2015*): fluxo de massa e fluxo de funil.

As descrições desses dois tipos de fluxos são feitas por Jenike (1964<sup>13</sup>, apud LOPES, 2009) e são ilustradas na figura 3.

- Fluxo de funil: é aquele em que apenas parte do produto entra em movimento formando um canal vertical no interior do silo, alinhado com a boca de descarga, cercado por uma zona na qual o produto permanece estático, (Figura 2a). O fluxo de funil tende a ocorrer quando as paredes da tremonha são rugosas e seu ângulo de inclinação da tremonha é tal que gera uma transição abrupta entre o corpo do silo e a tremonha;
- Fluxo de massa: é aquele onde o produto armazenado entra significativamente em movimento em todas as partes do silo, no momento do processo de descarregamento, (Figura 2b) Este tipo de fluxo ocorre quando as paredes da tremonha são suficientemente inclinadas e lisas e não existem abruptas transições.

**Figura 2 - Tipos básicos de fluxo**



(Fonte: LOPES, 2009)

<sup>12</sup> Idem 3.

<sup>13</sup> JENIKE, A.W. **Storage and flow of silos**. Salt Lake City. University of Utah. Bulletin 123. Engineering Experiment Station (1964).

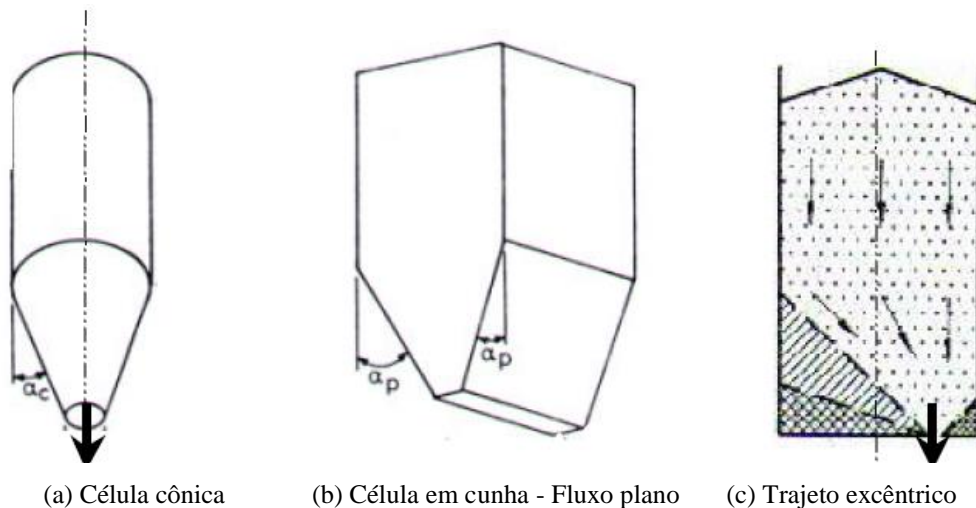
### ➤ Geometria de fluxo

A geometria de fluxo pode ser classificada como assimétrica e concêntrica. Ela é assimétrica quando existir excentricidades e concêntrica quando não existir excentricidades (COSTA, 2015).

Considerando esse tipo de geometria, Freitas (2001), apresenta a seguinte classificação para o fluxo:

- Trajeto axissimétrico: é o tipo de fluxo que apresenta o centro de gravidade do produto fluindo coincidindo aproximadamente com o eixo vertical do silo, por exemplo, silo circular com abertura de descarga concêntrica (Figura 3a).
- Trajeto planar: é o tipo de fluxo que acontece em silos de seção transversal quadrada ou retangular, de forma uniforme, com tremonhas em forma de cunha, onde uma das dimensões da boca de saída é paralela e de igual comprimento às paredes do silo. Sendo, então, o canal do fluxo simétrico em relação ao plano que passa pelo eixo longitudinal da abertura de saída (figura 3b).
- Trajeto excêntrico: é o tipo de fluxo onde o canal do fluxo não é simétrico em relação ao plano vertical que passa pelo eixo longitudinal do silo ou em relação ao eixo vertical do silo (figura 3c).

**Figura 3 - Exemplos de silos quanto ao trajeto do fluxo**



(Fonte: FREITAS, 2001)

### ➤ Geometria de fundo

A classificação desse tipo de geometria, conforme as normas estrangeiras adotadas são, (COSTA, 2015):

- Fundo inclinado (com tremonha): tipo de geometria que não exige o emprego de máquinas para o descarregamento completo dos produtos, lançando mão apenas da força de gravidade;
- Fundo plano: tipo de geometria conhecida como fundo horizontal e que exige o emprego de máquinas para o descarregamento completo dos produtos

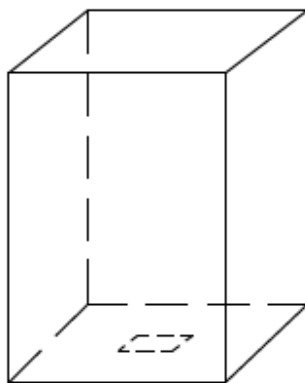
Quando a inclinação do fundo com a horizontal apresentar um ângulo  $\alpha$  for inferior a  $5^\circ$ , a classificação do fundo é considerada horizontal. Quanto às tremonhas, elas são classificadas em rasas (*shallow*) ou íngremes (*steep*), considerando-se o tipo de declividade, EN 1991-4 (2006<sup>14</sup>, *apud* COSTA, 2015).

A norma ACI-313 (1997<sup>15</sup>, *apud* COSTA, 2015) classifica as tremonhas em piramidal e cônica e não apresenta para os fundos horizontais um tipo de inclinação definida.

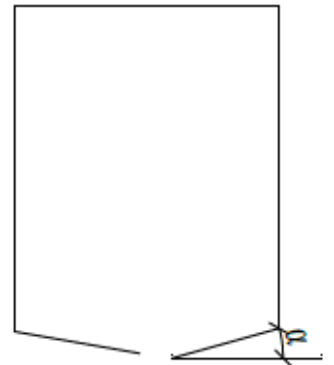
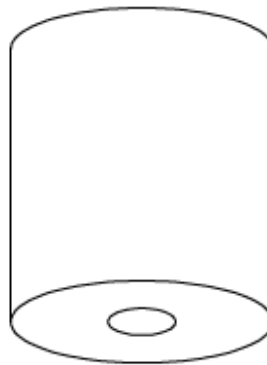
Freitas (2001) define os tipos de geometria de fundo da seguinte maneira:

- Fundo plano: é aquele onde o silo possui fundo horizontal (Figura 4a) ou fundo com paredes inclinadas apresentando o ângulo  $\alpha$  inferior a  $20^\circ$  em relação à horizontal (Figura 4b).
- Fundo com tremonha: é aquele onde o silo possui fundo em forma de funil, apresentando, comumente o formato em tronco-piramidais (Figura 5a) e em tronco-cônicas (Figura 5b).

**Figura 4 - Silos de fundo plano**



(a) Fundo plano

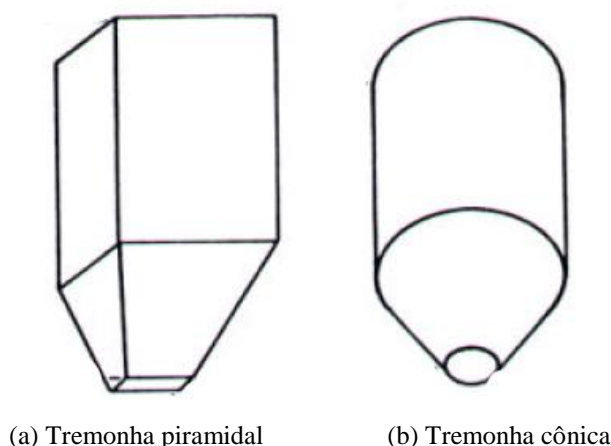


(b) Fundo plano:  $\alpha \leq 20^\circ$

(Fonte: FREITAS, 2001)

<sup>14</sup> Idem 3.

<sup>15</sup> Idem 4

**Figura 5 - Silos com fundo tremonhado**

(Fonte: FREITAS, 2001)

## 2.2 CARREGAMENTOS EM SILOS

Para o projeto de silos, consideram-se os carregamentos provenientes das ações causadas pelos materiais granulares armazenados como os mais importantes para o estudo desse tipo de estrutura. Entretanto, deve-se, ainda considerar como importantes para a segurança da estrutura outros carregamentos como peso próprio da estrutura, peso dos equipamentos (esteiras, elevadores, etc.), cargas de vento, cargas do fundo e da cobertura e cargas térmicas, (KEHL 2015).

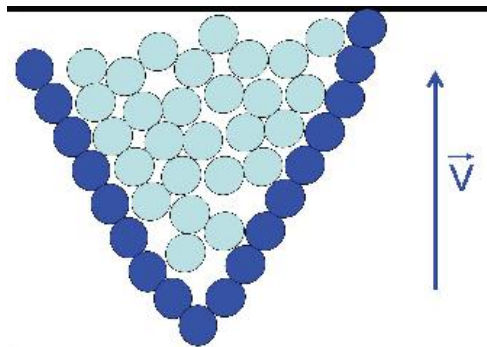
### 2.2.1 Acondicionamento dos grãos

Os arranjos granulares no interior de um silo acontecem de forma especial, pois a possibilidade dos grãos se apoiarem em cima uns dos outros é mínima. Durante o processo de acondicionamento dos grãos, e por estes possuírem o formato tridimensional e tamanho diferente, são formados arcos de força que permite infinita possibilidade de arranjos entre os grãos. Esse evento ocorre porque normalmente um grão se apoia em outros três ou dois, em direções diferentes, e conseqüentemente outros grãos se apoiam nele dessa mesma forma, produzindo uma sequência de forças de contato com diferentes magnitudes e lineares. Essas forças são transmitidas de maneira desuniforme e em direções não verticais em curso de linhas constituídas de fortes tensões compressivas, partir do topo da estrutura até a sua base, devido os grãos exercerem mais força uns aos outros formando os arcos de sustentação, (SIGAUD, 2009).

O processo de arqueamento pode produzir dois tipos de arcos, os mecânicos e os coesivos. Os arcos mecânicos são, normalmente, os responsáveis pelo impedimento dos movimentos axiais e de rotação entre si das partículas grossas, ao iniciar o fluxo. Os arcos coesivos são os responsáveis pelo prejuízo no processo de descarregamento, pois são constituídos por partículas finas que se agrupam e adquirem resistência, sob a ação de forças de coesão. Esses dois tipos de arcos apresentam perigo à estrutura do silo, pois a partir do instante que são formados tendem a gerar efeito de sucção do ar na parte superior do silo, aumentando significativamente a pressão nos elementos logo abaixo, (RAVANET, 1983<sup>16</sup>, *apud* MEDEIROS, 2012).

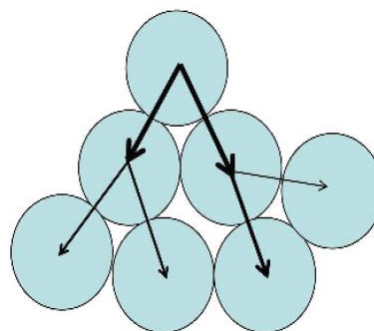
As figuras 6 e 7 mostram o efeito arqueamento, onde ocorre a distribuição de forças não homogêneas e a formação dos arcos dentro de um silo, desenvolvendo-se forças de atrito verticais e de sustentação de grande parte do peso dos grãos.

**Figura 6 - Diagrama esquemático dos arcos de força dentro de um silo. As setas apontam na direção das forças de atrito estático entre os grãos e a parede do silo.**



(Fonte: SIGAUD, 2009)

**Figura 7 - Transmissão desigual e não linear de forças devido à formação de arcos.**



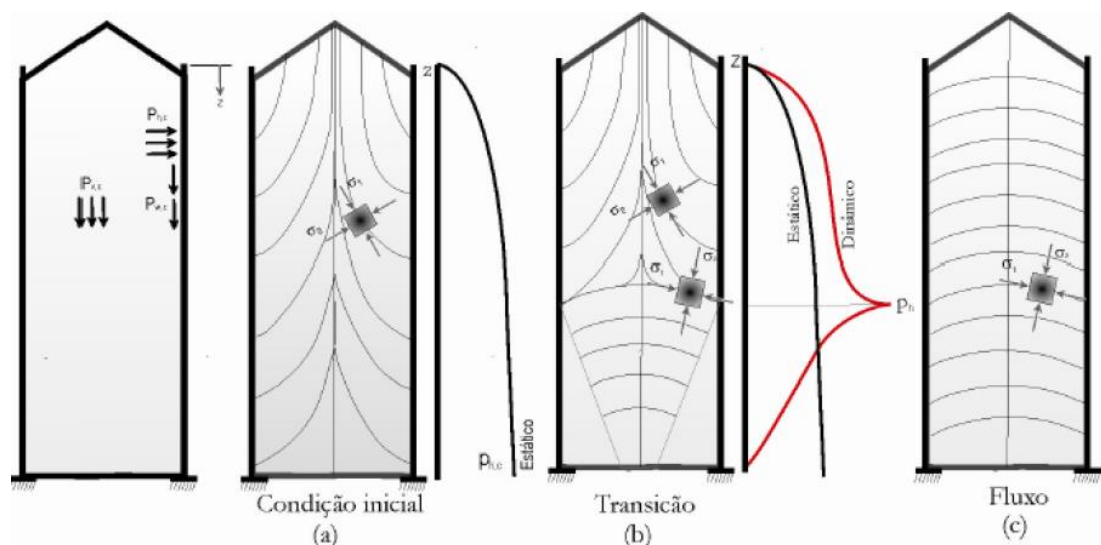
(Fonte: SIGAUD, 2009)

<sup>16</sup> RAVENET, J. **Silos. Flujo de vaciado de solidos. Formacion de bovedas. Efectos.** Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 335 p., 1983

### 2.2.2 Pressões em silos ocasionadas por grãos

Baseando-se em algumas pesquisas realizadas, os grãos armazenados em silo apresentam alguns comportamentos diferentes quanto ao estado de tensões durante as fases de operação de enchimento e esvaziamento do silo. Os movimentos dos grãos geram um estado de tensões além do estado de tensões vertical e horizontal. Esse tipo de acontecimento está diretamente associado ao atrito que ocorre entre os grãos e destes com as paredes do silo. Na figura (8a) é mostrado o processo inicial de enchimento do silo, onde se pode observar a existência do estado de tensões estáticas. Na figura (8b), pode-se verificar o processo de fluxo a partir da abertura do orifício de saída dos grãos até iniciar um definido fluxo por gravidade onde são produzidos efeitos dinâmicos que se iniciam no orifício de saída e se propagam ao longo do produto, causando mudança no estado de tensões e gerando um estado de transição. Neste processo os grãos são atingidos pelos efeitos dinâmicos gerados a partir da abertura da boca de descarga do silo, onde se inicia o estado de mudança de comportamento dos grãos, que não pertence nem ao estado ativo (enchimento) e nem ao estado passivo (descarga). A figura (8c) apresenta a mudança do estado de tensões no interior da célula para o estado de fluxo após ser estabelecido um fluxo estável, (JENIKE<sup>17</sup>, 1973, *apud* TEÓDULO, 2013).

Figura 8 - Comportamento das tensões em uma célula de armazenamento.



(Fonte: CHEUNG, 2007)

<sup>17</sup> JENIKE, A. W; JOHANSON, J. R.; CARSON, J. W. **Bin loads in 3 parts**. Journal of engineering for Industry, ASCE, v.95. p. 1-5, 6-12, 13-20, 1973.



### 2.2.2.1 Pressões nas paredes de acordo com normas internacionais

Para este trabalho foram utilizadas as normas EN 1991- 4/2006<sup>18</sup> e a ACI-313/97<sup>19</sup> que abordam a análise das pressões estáticas e dinâmicas provenientes dos materiais armazenados. Existem três estágios de operação que produzem pressões estáticas e dinâmicas: carregamento, armazenamento e descarga, conforme figura 9, (COSTA, 2015).

**Figura 9 - Picos de pressões nas paredes do silo para um ciclo de operação de carga, armazenamento e descarga.**



(Fonte: PHAM, 1983)

### 2.2.2.2 Pressões de projeto

Na determinação das ações ocasionadas pelos sólidos armazenados, segundo a EN 1991-4/2006<sup>20</sup>, algumas considerações devem ser levadas em conta (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006<sup>21</sup>, tradução KEHL, 2015):

- As pressões causadas pelos sólidos devem ser consideradas quando o silo está na condição cheia;
- As cargas relativas ao enchimento e ao esvaziamento devem considerar as principais combinações que levam a estrutura aos seguintes estados limites últimos:
  - Máxima pressão normal na parede vertical;

<sup>18</sup> Idem 3.

<sup>19</sup> Idem 4.

<sup>20</sup> Idem 3.

<sup>21</sup> Idem 3.

- Máxima força de atrito vertical na parede vertical;
- Máxima pressão vertical no fundo do silo;
- Máxima carga na tremonha.
- O peso específico ( $\gamma$ ) dos sólidos deve ser usado em todos os carregamentos relevantes;
- A avaliação de cada carregamento deve ser feita com um único conjunto de valores para as propriedades coeficiente de atrito ( $\mu$ ), razão de pressão lateral (K) e ângulo de atrito interno ( $\varphi$ ), de forma que cada estado limite corresponda a uma condição definida dos sólidos;
- O projeto deve considerar as consequências dos diferentes tipos de fluxo durante o esvaziamento:
  - Fluxo de massa;
  - Fluxo de funil;
  - Fluxo misto.

### 2.2.2.3 Propriedades dos sólidos armazenados

As propriedades dos sólidos armazenados devem ser determinadas em laboratórios a partir de ensaio ou através de outra confiável (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARIZATION, 2006<sup>22</sup>, *apud* KEHL, 2015).

Abaixo estão relacionadas algumas propriedades físicas dos sólidos armazenados que são usualmente produzidas e empregadas na análise das pressões destes produtos nos silos (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2006<sup>23</sup>, *apud* COSTA, 2015):

- Ângulo de repouso ( $\varphi_r$ ): ângulo máximo do talude formado pela massa dos grãos, em relação à horizontal;
- Ângulo de atrito interno ( $\varphi_i$ );
- Razão de pressão lateral (K);
- Coeficiente de atrito da parede ( $\mu$ ): é função do material que faz contato com os grãos armazenados;

---

<sup>22</sup> Idem 3.

<sup>23</sup> Idem 3.

- Peso específico ( $\gamma$ ): quantidade de massa de partículas sólidas divididas pelo seu volume total e multiplicado pela aceleração da gravidade;
- Granulometria ( $D_p$ ): realizada para determinar o tipo de escoamento, tendo limite de  $D_p > 0,42$  para materiais granulares;

#### 2.2.2.4 Cargas nas paredes verticais

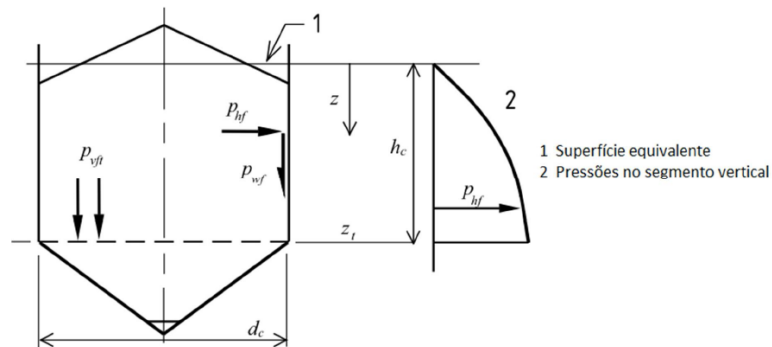
Dois ações constituem atuação das cargas nas paredes verticais dos silos: a ação fixa (carga simétrica) e a ação livre (carga local), que de início são consideradas atuando de forma simultânea. A exceção é quando ocorrer grandes excentricidades de enchimento e esvaziamento, onde são definidos diferentes casos de cargas, (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARIZATION, 2006<sup>24</sup>, *apud* KEHL, 2015).

Nesse trabalho, conforme já foi mencionado, serão dimensionadas as cargas atuantes nas paredes de um silo entroncado.

##### 2.2.2.4.1 Cargas de enchimento em silos entroncados

Na Figura 10 estão as cargas de enchimento simétrico, as quais foram objeto de estudo no trabalho de conclusão de curso de (COSTA, 2015).

**Figura 10 - Pressões simétricas de enchimento no segmento de parede vertical.**



(Fonte: EN 1991-4, 2006)

Onde,

- $P_{hf}$ : pressão horizontal na parede;
- $P_{wf}$ : tração de fricção da parede;
- $P_{vf}$ : pressão vertical nos sólidos;

<sup>24</sup> Idem 3.

-  $P_{h0}$ : pressão horizontal assintótica após enchimento.

Os carregamentos considerados para efeito de estudo neste trabalho foram analisados através do *software* de análise estrutural por elementos finitos, SAP 2000, versão de teste. Conforme já citado, os resultados dos esforços finais atuando na estrutura (silo em concreto protendido) foram apresentados por (COSTA, 2015). Sendo assim, decidiu-se apresentar apenas os resultados dessas solicitações, não entrando em detalhes nas fórmulas e cálculos que foram empregados no dimensionamento da parede do silo em concreto protendido.

#### 2.2.2.4.2 Cargas de esvaziamento em silos entroncados

Segundo a EN 1991-4 (2006<sup>25</sup>, *apud* COSTA, 2015) assumem-se essas cargas, ocorrendo simetria no esvaziamento, análogas às cargas de enchimento. Nesse caso, os coeficientes dinâmicos não são aplicados às cargas estáticas.

#### 2.2.2.5 Pressões de acordo com o a Norma ACI-313/97

Conforme mostrado na Figura 11, as pressões provenientes dos materiais armazenados são divididas em estáticas e dinâmicas ou de descarregamento, (COSTA, 2015).

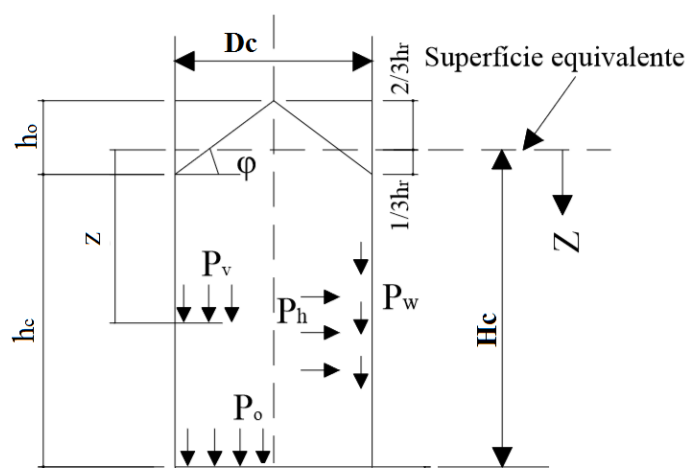
##### 2.2.2.5.1 Pressões estáticas

As pressões estáticas são aquelas exercidas pelo produto em repouso, no interior da parede e da tremonha. A Figura 11 mostra as atuações das pressões estáticas nas paredes verticais e no fundo do silo. Nas paredes ( $P_h$ ) atuam as pressões estáticas horizontais (perpendiculares às paredes) e pressões de atrito do produto com a parede (paralelas às paredes) ( $P_w$ ), enquanto que sobre o fundo atuam as pressões estáticas verticais ( $P_v$ ), sendo ( $P_0$ ) a pressão no fundo.

---

<sup>25</sup> Idem 3.

Figura 11 - Esforços atuantes no silo.



(Fonte: ACI-313, 1997)

#### 2.2.2.6 Cargas permanentes, de equipamentos e de vento

A consideração de equipamentos para este estudo de caso não faz parte dos objetivos deste trabalho, desta forma, este trabalho limita-se na citação destas cargas.

Para a obtenção das cargas permanentes que atuarão nas paredes do silo, é necessário considerar todas as combinações de ações, pois vale destacar que essas cargas irão agir durante toda vida útil da estrutura. Podem-se citar alguns dos elementos da construção que causam essas cargas como paredes, cobertura, tremonha, vigas e pilares. Conhecendo estes elementos estruturais e os pesos específicos de todos os materiais usados, o projetista terá condições de realizar um dimensionamento e, assim, estimar o peso próprio de cada um deles, (SAFARIAN e HARRIS, 1985<sup>26</sup>, *apud* KEHL, 2015):

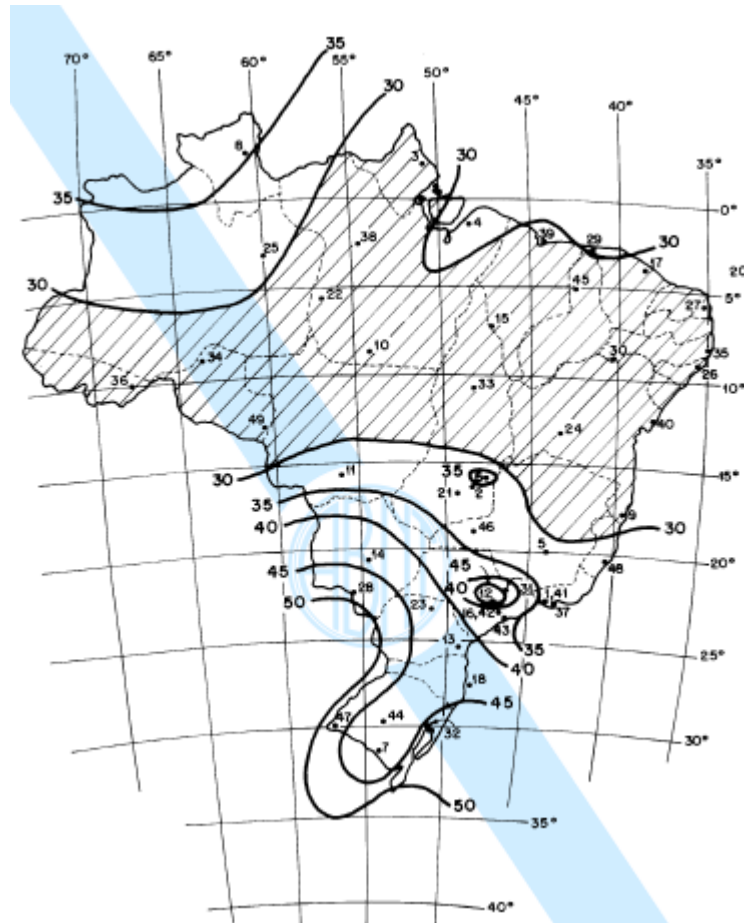
A norma usada com referência para se estimar as cargas de vento no Brasil é a NBR 6123/1988 - forças devidas ao vento em edificações. De acordo com essa norma, a determinação das forças atuantes depende de diversos fatores como:

- Velocidade básica do vento através de mapa de isopletras, figura 12;
- Fator topográfico S1, que considera as variações do relevo do terreno;
- Fator S2, que combina a rugosidade do terreno, a variação de velocidade dos ventos em função da altura e as dimensões básicas da estrutura ou parte da edificação considerada;

<sup>26</sup> Idem 1.

- Fator estatístico S3, que usa como referência conceitos estatístico e considera a vida útil da estrutura e o grau de segurança necessária;
- Velocidade característica;

**Figura 12 - Mapa de isopletas da velocidade básica do vento (m/s).**



(Fonte: ABNT NBR 6123/1988)

### 2.2.2.7 Cargas térmicas

Dois tipos de efeitos térmicos atuam na estrutura dos silos, o gradiente de temperatura e a variação de temperatura diária devida à radiação solar intensa. O gradiente de temperatura que atravessa a parede da estrutura é provocado pelo armazenamento de materiais mais quentes que a temperatura ambiente. Já a variação de temperatura provoca contrações e expansões problemáticas. Este efeito pode gerar tensões que fissurem as paredes de concreto dos silos, permitindo umidade no interior da estrutura e, conseqüentemente reduzindo o tempo de armazenamento dos produtos. Ainda, esses dois efeitos causados por essa variação podem

destruir a estrutura, principalmente a dos silos metálicos, pela compactação dos grãos armazenados a cada interação, (SAFARIAN e HARRIS, 1985<sup>27</sup>, *apud* KEHL, 2015).

#### 2.2.2.7.1 Cargas térmicas segundo a EN 1991-4/2006

Para o dimensionamento da estrutura do silo, devem-se considerar alguns fatores importantes como, (EN 1991-4, 2006<sup>28</sup>, *apud* COSTA, 2015):

- Os efeitos da variação de temperaturas entre a parede do silo com o ambiente externo.
- Os efeitos da variação de temperaturas entre os grãos armazenados e as paredes do silo;
- As diferenças de temperatura. No caso de reduções consideráveis de temperatura a norma prevê uma pressão horizontal para silos circulares.

#### 2.2.2.7.2 Cargas térmicas segundo o ACI-313/97

“[...] as cargas térmicas devido às diferenças de temperatura entre o ar estocado e o produto estocado, para silos circulares, é dada em função da altura”, (ACI-31, 1997<sup>29</sup>, *apud* COSTA, 2015).

### 2.3 CONCRETO ESTRUTURAL

Para a realização dos cálculos e do dimensionamento da estrutura, já mencionados, foram empregadas as normas brasileiras NBR 6118/2014 (Projeto de estruturas de concreto - Procedimento) e a NBR 6123/1988 (Forças devido ao vento em edificações). Vale ressaltar que outras referências bibliográficas foram utilizadas, tendo em vista que essas normas não abordam de forma específica os estudos de silos em concreto armado.

#### 2.3.1 Alguns aspectos sobre as diferenças tecnológicas entre concreto armado e protendido

---

<sup>27</sup> Idem 1.

<sup>28</sup> Idem 3.

<sup>29</sup> Idem 4.

Hanai (2005) apresenta algumas argumentações importantes inerentes ao emprego do concreto protendido em relação ao concreto armado, materiais com características mecânicas semelhantes e de uma mesma família:

- Qual o motivo de ainda persistir em algumas escolas de engenharia o ensino de concreto armado e protendido em disciplinas separadas?
- Quais as diferenças que poderiam ser relacionadas?

Reconhecido como uma técnica revolucionária na arte de construir em concreto, o concreto protendido como elemento estrutural exige conhecimentos adicionais de pessoas especializadas, disponibilidade de tecnologias e equipamentos em geral de maior custo, tendo em vista a existência de força de protensão produzida pela armadura ativa. Com isso, concreto protendido em relação ao armado apresentaria apenas vantagens e se garantiria como melhor escolha para a construção, mas alguns aspectos devem ser levados em conta antes da escolha da técnica construtiva:

- A não garantia da disponibilidade tecnológica (conhecimentos, recursos humanos e materiais) para se projetar e executar obras de concreto protendido;
- As situações desfavoráveis ao uso da protensão em estruturas; por exemplo, a execução de fundações e de pilares sujeitos à compressão com pequena excentricidade.

Sendo assim, antes de se estabelecer a técnica construtiva a ser empregada, deve-se fazer uma análise de alternativa construtiva de cada caso separadamente para melhor se adequar uma das técnicas para solucionar determinado problema.

### 2.3.2 Concreto protendido

Na escolha da tecnologia do concreto protendido como alternativa construtiva, vários aspectos positivos podem ser considerados, Hanai (2005):

- Possibilidade de melhor controle das deformações das estruturas, com melhor aproveitamento da seção transversal de concreto não fissurado.
- Possibilidade de utilização de concretos de resistência mais elevada, permitindo, assim, a redução do peso próprio das estruturas;
- Possibilidade de controle mais eficiente da fissuração, podendo-se até eliminá-la;



- Possibilidade de emprego de aços de alta resistência, sem originar com isso uma fissuração inaceitável;
- Possibilidade de desenvolvimento de novos processos construtivos, nos quais a protensão entra como fator determinante no peso próprio de elementos pré-moldados e na solidarização de componentes;

### 2.3.3 Concreto armado

#### 2.3.3.1 Alguns conceitos apresentados pelo Professor Libânio (2007).

Tanto o concreto simples como a armadura de aço devem resistir mutuamente aos esforços a partir da aderência formada entre eles.

- Algumas vantagens do concreto armado
  - É considerado resistente a incêndio se projetado conforme norma que rege esse tipo de situação;
  - Apresenta baixa permeabilidade à água quando processado e executado conforme as técnicas normativas;
  - É adequado para resistir consideravelmente a efeitos térmicos, atmosféricos, a desgastes mecânicos, a choques e vibrações;
  - A estrutura trabalha em conjunto quando é solicitada (monolítica);
  - Os materiais empregados são considerados de baixo custo como agregados graúdos e miúdos, e água;
  - Pode ser moldado conforme a necessidade do projeto arquitetônico;
  - A partir do dimensionamento da armadura e de seu correto detalhamento, apresenta boa resistência à maioria dos carregamentos aplicados na estrutura;
  - Em geral, não exige profissionais especializados para a produção, permitindo então a diminuição do custo da mão de obra;
  - Dependendo do projeto estrutural e da execução construtiva, apresenta baixos custos com manutenção;
  - Fácil manejo construtivo, pois é bastante conhecido e divulgado no país;
  - Tem como uma das finalidades proteger as ferragens contra a corrosão e apresenta boa durabilidade.

➤ Algumas restrições do concreto

Podem-se citar algumas restrições do concreto consideradas importantes tais como retração e fluência, baixa resistência à tração, pequena ductilidade, fissuração, peso próprio elevado, custo de formas para moldagem e corrosão das armaduras.

➤ Providências

Como solução para suprir as restrições do concreto, podem-se listar algumas providências:

- Na fase de projeto é possível contornar a fissuração, desde que sejam feitos adequadamente a escolha da bitola e o posicionamento da armadura e respeitando a sua limitação de tensão. Como alternativa para esse tipo de problema, pode-se lançar mão do concreto protendido, no qual é usada uma associação de concreto e parte de armadura com tensões prévias (armadura ativa), aumentando, assim, a resistência da estrutura;
- Pode-se utilizar armadura de aço em conjunto com o concreto para obter o concreto armado, e assim contornar a baixa resistência à tração; Além disso, o emprego da armadura de aço aumenta a resistência à compressão, em relação ao concreto simples, bem como garante a ductilidade.

### 2.3.3.2 Alguns conceitos apresentados pela NBR 6118-2014

➤ Resistência à tração do concreto

Tendo em vista que o concreto é um material que não resiste bem à tração, então essa resistência pode ser desconsiderada. Mas conforme Chust (2014) é preciso conhecê-la, pois ela pode estar associada à capacidade de resistência do elemento, como àquelas submetidas a esforço cortante, ou diretamente à fissuração. A resistência à tração pode ser determinada através de três tipos de ensaios: Flexotração, Compressão Diametral (conhecida como tração indireta) e Tração Direta.

A NBR 7222 (ABNT, 1994) e NBR 12142 (ABNT, 1991) recomendam que a resistência à tração indireta  $f_{ct,sp}$  e a resistência à tração na flexão  $f_{ct,f}$ , respectivamente, devem ser obtidas através de ensaios realizados. As referidas recomendações se encontram na norma NBR 6118, item 8.2.5 (ABNT, 2014). Segundo a NBR 6118, a resistência à tração

direta pode ser considerada igual a  $0,9 \cdot f_{ct,sp}$  ou  $0,7 \cdot f_{ct,f}$  ou seus valores, na falta de ensaios para obtenção de  $f_{ct,sp}$  e  $f_{ct,f}$ , podem ser avaliados por meio do valor médio calculado conforme as seguintes equações:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Sendo,

- $f_{ct,m}$  para concretos de classes até C50;
- $f_{ct,m}$  e  $f_{ck}$  expressos em megapascal (MPa).

➤ Estados limites associados ao concreto armado

✓ Estado-limite último (ELU)

É definido como estado-limite último, de acordo com a NBR 6118, item 3.2.1 (ABNT, 2014), aquele que está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

Segundo a NBR 6118, item 10.3 (ABNT, 2014), a verificação da segurança das estruturas de concreto deve estar sempre relacionadas aos seguintes estados-limite últimos:

- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Provocado por solicitações dinâmicas;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- De colapso progressivo;
- Da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200.

✓ Estados-limites de serviço (ELS)

É definido como estados-limites de serviço, de acordo com a NBR 6118, item 10.4 (ABNT, 2014), aqueles que estão relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

Para a garantia da segurança das estruturas de concreto pode ser exigida a verificação de alguns estados-limites de serviço:

- De descompressão (ELS-D): estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção;
- De vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção;
- De descompressão parcial (ELS-DP): estado no qual garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância  $a_p$  da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão;
- De formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que esse estado é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a  $f_{ct,f}$ ;
- De abertura de fissura (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados;
- De compressão excessiva (ELS-CE): estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão;
- De deformações excessivas (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal.

➤ Qualidade do concreto de cobrimento

Conforme a NBR 6118, item 7.4 (ABNT, 2014), a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura, desde que as demais condições estabelecidas neste item da norma sejam atendidas. São necessários ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da

estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto para estabelecerem os parâmetros mínimos a serem atendidos.

Não existindo estes parâmetros devido à presença de uma forte correlação entre o fator água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos expressos na Tabela 1.

**Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto**

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

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

(Fonte: ABNT NBR 6118/ 2014)

➤ Controle da fissuração e proteção das armaduras

Os elementos estruturais de concreto armado são suscetíveis à fissuração por possuírem baixa resistência à tração e grande variabilidade; ainda que sofram ações de serviço ou de utilização, valores críticos de tensões de tração são atingidos. O controle da abertura de fissuras é necessário para se conseguir um bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários. A probabilidade de aparecimento de fissura nas estruturas de concreto protendido (com armaduras ativas) é pequena. Caso ocorram, as fissuras se tornam mais danosas à estrutura, pois a corrosão pode está sob tensão das armaduras. Além da corrosão, as fissuras podem ocorrer devido a outras causas, como retração plástica térmica ou devido a reações químicas internas do concreto nas primeiras idades, devendo ser evitadas ou limitadas por cuidados tecnológicos, especialmente na definição do traço e na cura do concreto, NBR 6118, item 13.4.1 (ABNT, 2014).

➤ Limites para fissuração e proteção das armaduras quanto à durabilidade

A abertura máxima característica WK das fissuras apresenta um limite de tolerância, onde não apresenta nenhum risco à estrutura quando não excede valores da ordem de 0,2 mm

a 0,4 mm, apresentados na tabela 2, sob a ação das combinações frequentes. Os valores-limite da abertura característica  $W_k$  das fissuras, assim como outras providências, visando garantir proteção adequada das armaduras quanto à corrosão estão expostos nessa tabela 2. Entretanto, esses limites devem ser vistos apenas como critérios para um projeto adequado de estruturas, devido ao estágio atual dos conhecimentos e da alta variabilidade das grandezas envolvidas. NBR 6118, item 13.4.2 (ABNT, 2014).

**Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.**

<b>Tipo de concreto estrutural</b>	<b>Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão</b>	<b>Exigências relativas à fissuração</b>	<b>Combinação de ações em serviço a utilizar</b>
Concreto Simples	CAA a CAA IV	Não há	
<b>Concreto Armado</b>	CAA I	ELS-W $W_k \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação Frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $W_k \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAA IV	ELS-W $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	
Concreto protendido Nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $W_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação Frequente
Concreto protendido Nível 2 (protensão ilimitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III ou IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ou ELS-DP com $a_p = 25 \text{ mm}$	Combinação quase permanente
Concreto protendido Nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ou ELS-DP com $a_p = 25 \text{ mm}$	Combinação frequente

(Fonte: ABNT NBR 6118/ 2014)

➤ Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

Dois fatores podem influenciar no valor da abertura das fissuras, as restrições às variações volumétricas da estrutura, difíceis de serem consideradas nessa avaliação de forma suficientemente precisa, assim como as condições de execução da estrutura. Por isso, os critérios apresentados a seguir devem ser considerados como avaliações aceitáveis do comportamento geral do elemento, mas não garantem avaliação precisa da abertura de uma fissura específica. O valor característico da abertura de fissuras,  $W_k$ , determinado para cada parte da região de envolvimento, é o menor dentre os obtidos pelas equações (1.4) e (1.5), NBR 6118, no item 17.3.3.2 (ABNT, 2014):

$$W_K = \frac{(\phi_i \cdot \sigma_{si} \cdot 3 \cdot \sigma_{si})}{(12,5 \cdot n_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctm})} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

$$W_K = \frac{(\phi_i \cdot \sigma_{si}) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_{ri}} \right) + 45 \right]}{(12,5 \cdot n_i \cdot E_{si})} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde

- $\sigma_{si}$ ,  $\phi_i$ ,  $E_{si}$ ,  $\rho_{ri}$  são definidos para cada área de envolvimento em exame;
- $A_{cri}$  é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\phi_i$ ;
- $E_{si}$  é o módulo de elasticidade do aço da barra  $\phi_i$  considerada;
- $\phi_i$  é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;
- $\rho_{ri}$  é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação a área de região de envolvimento ( $A_{cri}$ );
- $\sigma_{si}$  é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II.
- $\eta_1$  é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada, para a passiva (2,25 para barras nervuradas/de alta aderência-CA50) e substituído por  $\eta_{p1}$  para a ativa.

### 3 CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O estudo de caso adotado para este trabalho representa um silo formado de uma estrutura mista de concreto e aço, localizado no estado do Mato Grosso. De acordo com o projeto estrutural fornecido, o silo possui as seguintes características geométricas, (COSTA, 2015):

- Diâmetro (D) = 33m;
- Altura (H) = 25m;
- Altura da parede de concreto (Hc) = 5m;
- Altura da parede de aço (Ha) = 20m;
- Espessura da parede = 45cm;
- Espessura da parede na transição = 80cm.

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E DA GEOMETRIA ESTRUTURAL

A tabela 3 mostra a classificação do silo que se baseia nas diretrizes para classificação do tipo de silo pelas normas ACI-313/97 e EN 1991-4/2006 e na concepção do projeto estrutural, (COSTA, 2015).

**Tabela 3 - Classificação dos silos conforme normas ACI-313/97 e EN 1991-4/2006.**

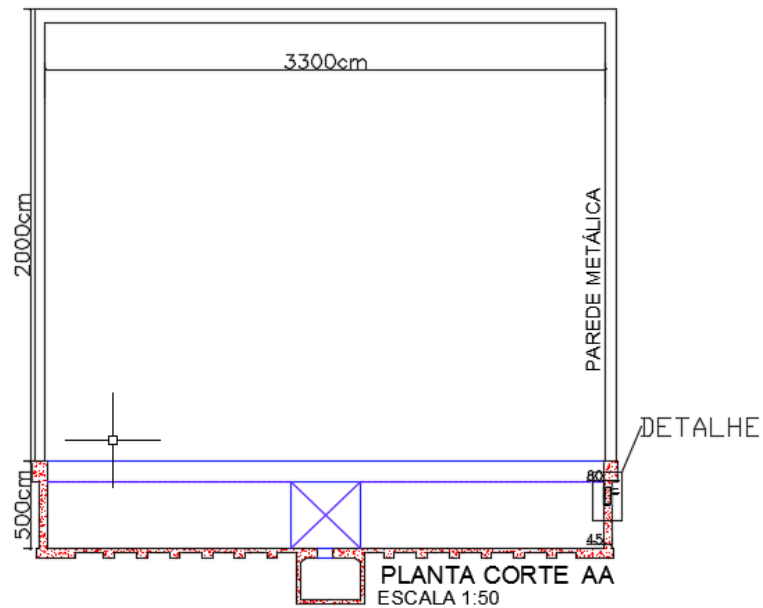
Classificação		Estudo de caso	ACI-313/97	EN 1991-4/2006:2006
Geometria	Tipos de paredes	Silo Circular	Circular	Circular
	Esbeltez	$\frac{H_c}{D_c} = \frac{25.00\ m}{33.00\ m} = 0.76$	Baixo	Entroncado
Tipo de fundo		Fundo em 90° com parede	Plano	Plano
Tipo de fluxo		Adotado	Fluxo de massa	Fluxo de massa
Geometria do fluxo		Adotado	Concêntrica	Concêntrica
Classe do Silo		Capacidade de armazenamento (Ca) $Ca = 19230\ tonf$	-	Classe III

(Fonte: COSTA, 2015)



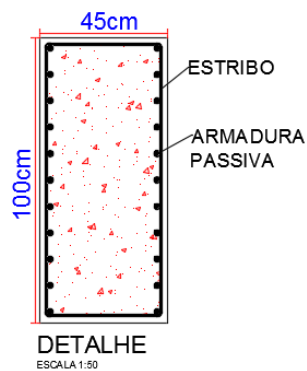
Para este trabalho foi adotado o concreto C35, aço para armadura passiva CA-50 e aço para armadura ativa CP-190. Na NBR 6118, nos itens 8.2, 8.3 e 8.4 (ABNT, 2014), encontram-se as propriedades mecânicas dos materiais, concreto e aço. A figura 13 e 14 mostram a parede seccionada em seções retangulares de 45 cm x 100 cm, metro a metro, (COSTA, 2015).

**Figura 13 - Planta de corte AA.**



(Fonte: PRÓPRIO AUTOR, 2016)

**Figura 14 - Detalhe da seção da parede do silo (cm).**



(Fonte: PRÓPRIO AUTOR, 2016)

### 3.2 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES APLICADAS

Para análise dos carregamentos foi utilizado o software de análise estrutural via elementos finitos SAP 2000, versão gratuita. As combinações dos carregamentos foram estabelecidas de acordo com os critérios da ABNT-NBR 6118/2014 para as considerações de cálculo no ELU e no ELS. As Tabelas 8, 9, 10 e 11 apresentam estas considerações. As cargas aplicadas no modelo estrutural foram as seguintes, (COSTA, 2015):

- Permanente;
- Pressão-soja;
- Vento;
- Temperatura.

Para análise de dimensionamento da estrutura foi adotada a EN 1991-4/2006, tendo em vista que os resultados apresentados em relação à temperatura para a norma americana ACI-313/97 não são condizentes com a magnitude de esforços considerados, uma vez que os esforços que dominam as seções das paredes são esforços de tração e compressão, Costa (2015).

Tabela 4 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_f 1,1f3$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

(Fonte: ABNT NBR 6118/2014)

Tabela 5 - Valores do coeficiente  $\gamma_f$ 

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

(Fonte: ABNT NBR 6118/2014)

Tabela 6 - Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado <sup>a</sup>	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{kmax}$ e $P_{kmin}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$ , onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção <sup>b</sup>		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais <sup>b</sup>		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
onde		
$F_d$	é o valor de cálculo das ações para combinação última;	
$F_{gk}$	representa as ações permanentes diretas;	
$F_{ek}$	representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{egk}$ e variáveis como a temperatura $F_{eqk}$ ;	
$F_{qk}$	representa as ações variáveis diretas das quais $F_{q1k}$ é escolhida principal;	

Tabela 6 (continuação)

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$	ver Tabela 11.1;
$\psi_{0j}, \psi_{0e}$	ver Tabela 11.2;
$F_{sd}$	representa as ações estabilizantes;
$F_{nd}$	representa as ações não estabilizantes;
$G_{sk}$	é o valor característico da ação permanente estabilizante;
$R_d$	é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;
$G_{nk}$	é o valor característico da ação permanente instabilizante;
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}$	
$Q_{nk}$	é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;
$Q_{1k}$	é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;
$\psi_{0j}$ e $Q_{jk}$	são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;
$Q_{s,min}$	é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.
<sup>a</sup>	No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$ . No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram $\gamma_g$ reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.
<sup>b</sup>	Quando $F_{q1k}$ ou $F_{q1exc}$ atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, $\psi_{0j}$ pode ser substituído por $\psi_{2j}$ . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

(Fonte: ABNT NBR 6118/2014)

Tabela 7 - Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal $F_{q1}$ é tomada com seu valor característico $F_{q1k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
onde		
$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;		
$F_{q1k}$ é o valor característico das ações variáveis principais diretas;		
$\psi_1$ é o fator de redução de combinação frequente para ELS;		
$\psi_2$ é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

(Fonte: ABNT NBR 6118/ 2014)

A combinação que apresentou os maiores esforços de tração dentre as combinações para dimensionamento no ELU foi a COMB16. Vale lembrar que todas as combinações foram

geradas no modelo matemático SAP 2000 para o dimensionamento dos elementos protendidos com cordoalhas engraxadas (protensão parcial) da estrutura usada como referência para este trabalho, conforme Costa (2015). A tabela 8 e a Figura 15 apresentam a variação destes esforços de acordo com a altura da parede. Já a tabela 9 representa essas variações após realização de uma análise de regressão, também conhecida como linha de tendência estatística, com objetivo de fazer uma estimativa da relação entre as variáveis de entrada e saída; e que os valores das forças de tração foram determinados a partir da equação 2.1.

Dimensionamento da armadura transversal para ELU da COMB16:

$$\text{COMB16} = 1,4 * \text{Permanente} + 1,4 * \text{Pressão/Soja} + 1,2 * \text{Temperatura} + 1,4 * 0,6 \text{ Vento}$$

(Fonte: COSTA, 2015)

**Tabela 8 - Esforços da Combinação 16 obtidos por meio do SAP2000.**

Combinação 16	
Alturas (m)	Forças Tração (kN)
5	2123
4	1803
3	2174
2	1836
1	653

(Fonte: COSTA, 2015)

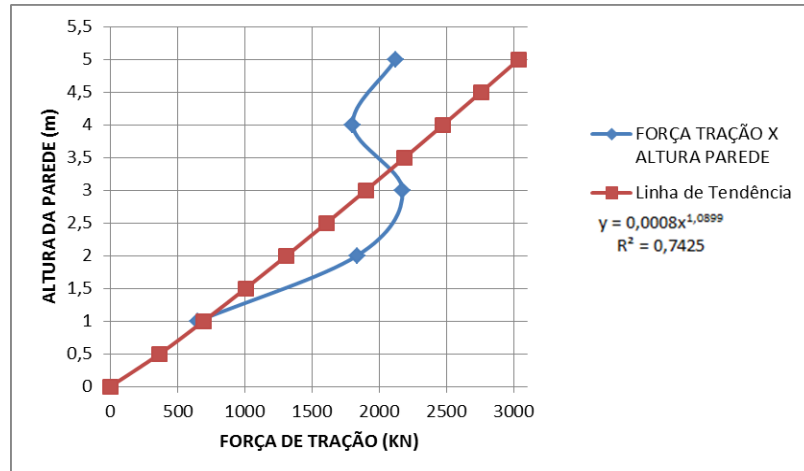
$$y = 0.0008 * x^{1.0899} \rightarrow x = \left( \frac{y}{0.0008} \right)^{\frac{1}{1.0899}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

**Tabela 9 - Força tração x Altura parede**

ALTURA (m)	TRAÇÃO (KN)
5	3039,33
4,5	<b>2759,28</b>
4	2476,63
3,5	<b>2191,06</b>
3	1902,08
2,5	<b>1609,08</b>
2	1311,18
1,5	<b>1007,00</b>
1	694,16
0,5	<b>367,50</b>
0	0,00

(Fonte: PRÓPRIO AUTOR, 2016)

**Figura 15 - Força tração x Altura parede**

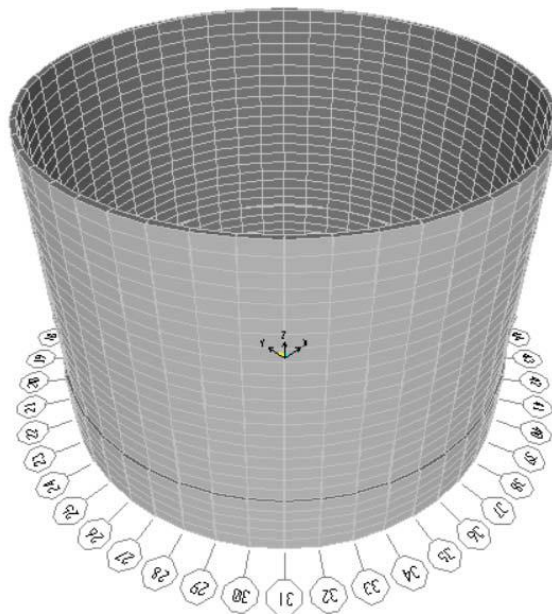


(Fonte: PRÓPRIO AUTOR, 2016)

### 3.2.1 Modelo matemático

Para a realização deste projeto foi utilizado um pórtico tridimensional de formato cilíndrico, cuja modulação foi feita de metro a metro, verticalmente, no SAP 2000, que tem como base o método dos elementos finitos, conforme figura 16. Esse modelo matemático é o que apresenta os comportamentos da estrutura mais próximos da realidade. O seccionamento das paredes da estrutura teve como finalidade a melhor análise dos carregamentos para profundidades com variação de 1m, (COSTA, 2015).

**Figura 16 - Modelo matemático adotado.**



(Fonte: COSTA, 2015)

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO COM CORDOALHAS ENGRAXADAS (PÓS-TRAÇÃO NÃO ADERENTE)

Como o foco deste trabalho é o dimensionamento da estrutura em concreto armado para posterior comparação com a estrutura protendida no tocante a custo e quantitativo de materiais empregados na construção do silo, destaca-se de forma resumida apenas a determinação da força de protensão.

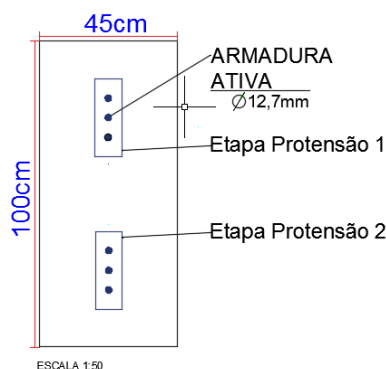
Para análise dos carregamentos provenientes dos materiais, das cargas térmicas e das cargas de vento, segundo Costa (2015), rotinas de cálculo foram elaboradas a partir de equações e do software MathCAD, versão de avaliação. Para os dois primeiros tipos de cargas foram utilizadas as normas estrangeiras, a EN 1991-4/2006 e a ACI-313/97, e para as cargas de vento, foi usada a norma brasileira, a ABNT-NBR 6123/1988. No anexo A está exposta a planta baixa da seção transversal do silo onde se podem verificar as quatro seções de trechos retos que foram adotadas, com 8 metros de comprimento cada uma, apresentando uma folga de 20 cm nas extremidades do cabo. Para essa estrutura foi considerado que a protensão teria em cada um dos trechos uma extremidade tensionando o cabo (ativa), e outra sem tensionar o cabo (passiva). Foi decidido que o posicionamento dos cabos ficaria na parte central da seção, conforme figura 17.

#### 3.3.1 Cálculo da força de protensão e da armadura ativa

Para o cálculo da armadura ativa foi utilizada uma força de protensão parcial estabelecida em função da classe de agressividade ambiental, CAA II, com sua estimativa para pós-tração bem como atender os critérios estabelecidos para o elemento estrutural durante toda a vida útil. Neste processo, segundo Costa (2015), considerou-se o estado último de serviço, que para protensão parcial deve ser verificada sob a combinação frequente de serviço (C.F) para o limite de abertura de fissuras (ELS-W), limitada em 0,2mm. O estágio de tensão do concreto utilizado na estrutura foi o estágio 1, tendo em vista que a força foi dimensionada para o mesmo atingisse esse estágio de deformação. Para a área de cordoalhas foram verificadas as cordoalhas CP-190 RB 12,7 e CP-190 RB 9,5, cujas áreas efetivas são, respectivamente, 0,987 cm<sup>2</sup> e 0,0548 cm<sup>2</sup>. Como consideração de projeto, foi adotado o CP-190 RB 12,7, em virtude de sua melhor disposição na seção. Estes valores resultaram em:

6 cordoalhas para o CP – 190 RB 12,7 mm
---

**Figura 17 - Seção transversal seccionada da parede do silo.**



(Fonte: PRÓPRIO AUTOR, 2016)

### 3.4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

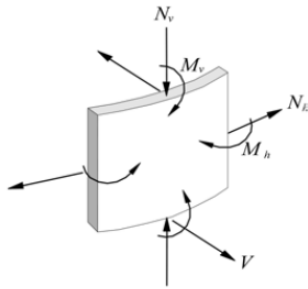
Para obter um dimensionamento de determinada estrutura de concreto armado que venha a ser lançada para atender às solicitações de maneira econômica e sem atingir o estado de colapso e, ainda, sem a necessidade de se preocupar com as situações de serviços, embora sejam consideradas importantes, pode-se utilizar o Estado Limite Último (ELU) - Estádio III no cálculo. Isto porque em muitas situações o próprio cálculo neste estágio e o adequado detalhamento da armadura conduzem às verificações das situações de serviços quando necessárias, Chust (2014).

#### 3.4.1 Esforços nas paredes cilíndricas de concreto armado

As paredes de um silo abastecido são submetidas a cinco solicitações, mostradas na Figura 18, sendo que uma delas merece maior atenção, o esforço normal circunferencial. Segundo CARMONA (2005), lançando-se mão da teoria de casca e ao considerar uma sucessão de anéis de bordos livres da estrutura, apenas esforços de tração simples são desenvolvidos nas paredes. Para isso, é necessário considerar na prática construtiva o detalhe “pé deslizante” que permite a desvinculação da fundação.



**Figura 18 - Solicitações sobre um elemento infinitesimal de uma parede cilíndrica.**



V – Força cortante

$N_v$  – Esforço normal no sentido longitudinal

$M_v$  – Momento fletor no sentido longitudinal

$N_h$  – Esforço normal circunferencial

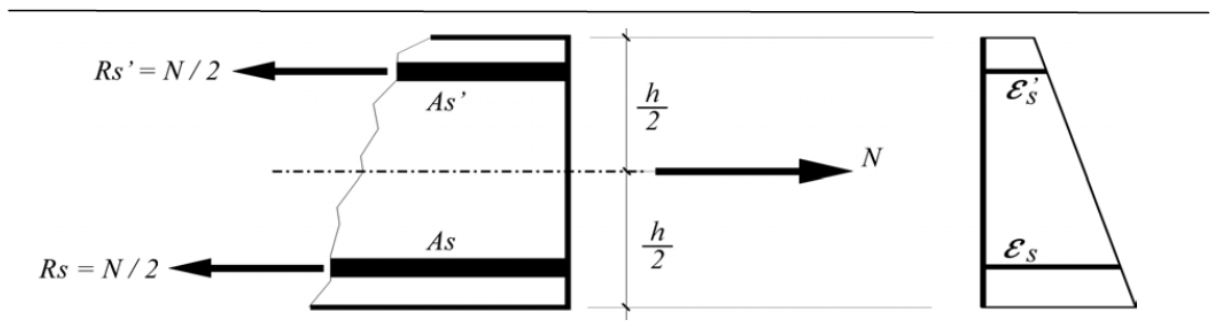
$M_h$  – Momento fletor circunferencial

(Fonte: CARMONA, 2005)

### 3.4.2 Ponto de aplicação do esforço normal à seção transversal

Quanto a esse ponto, CARMONA (2005) estabelece uma diferenciação entre os processos de análise de seções de concreto armado submetidas à flexotração com pequena excentricidade e a esforços de tração simples. Na flexotração o esforço normal produzido na seção transversal tem ponto definido de aplicação. Ele não varia de posição, independentemente da quantidade de armaduras. São as tensões nas armaduras que variam em função dessa quantidade para equilibrar o sistema. Já nos esforços de tração simples, onde se considera a não flexão da parede cilíndrica e sim o aumento de diâmetro do silo, as resultantes de tração não variam, independentemente da quantidade de armaduras. É o esforço normal que varia de posição em função dessa quantidade para equilibrar o sistema. Nas figuras 19, 20 e 21 é possível verificar o comportamento da estrutura nas duas situações supracitadas.

**Figura 19 - Forças e deformações que se desenvolvem em uma seção submetida à flexotração com pequena excentricidade.**



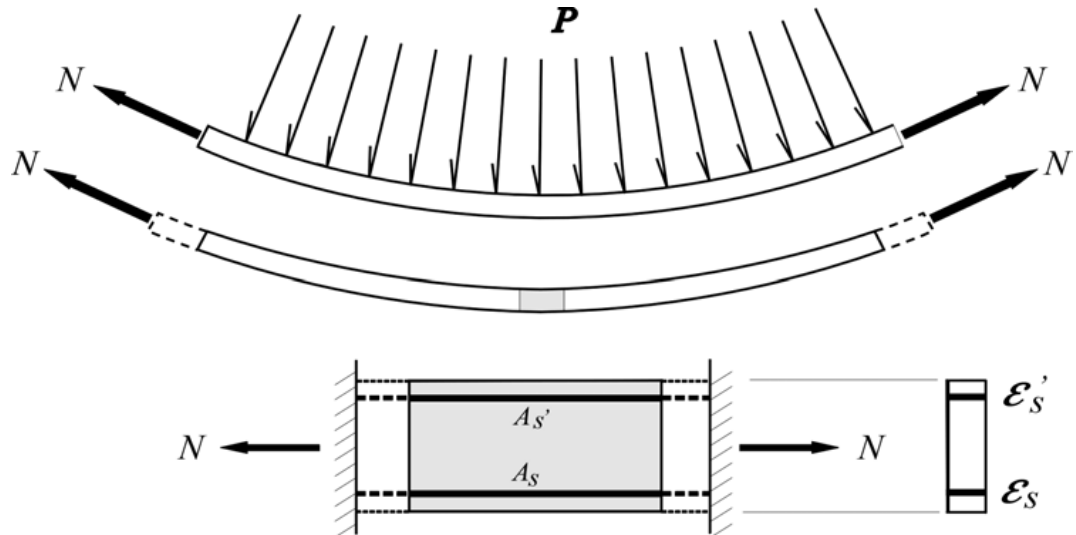
(Fonte: CARMONA, 2005)

Onde:

$$R'_s = R_s = \frac{N}{2} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$\sigma'_S = \frac{N}{2 \cdot A_S} \neq \sigma_S = \frac{N}{2 \cdot A'_S} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Figura 20 - Aumento do diâmetro do tanque sob a ação da pressão interna.



(Fonte: CARMONA, 2005)

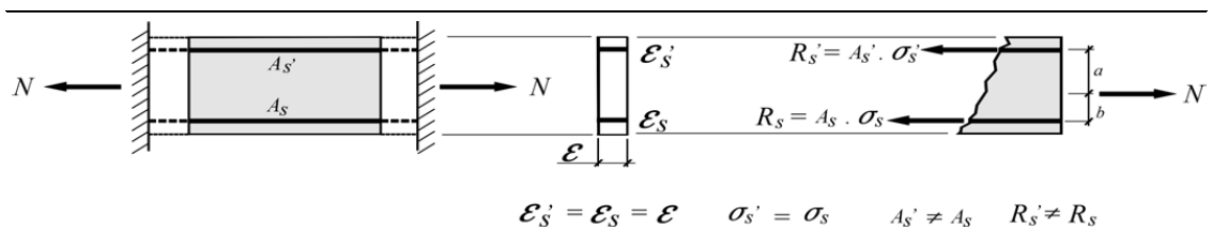
Onde:

$$\sigma'_S = \sigma_S = \varepsilon \cdot E_S \quad (\text{Eq. 3.4})$$

$$R'_S = A'_S \cdot \sigma'_S \quad (\text{Eq. 3.5})$$

$$R_S = A_S \cdot \sigma_S \quad (\text{Eq. 3.6})$$

Figura 21 - Equilíbrio de forças na seção.



(Fonte: CARMONA, 2005)

Onde:

$$A'_S \cdot \sigma'_S + A_S \cdot \sigma_S = N \quad (\text{Eq. 3.7})$$

### 3.4.3 Armadura vertical

A norma americana ACI 313 (1997) estabelece uma taxa mínima da armadura vertical, a qual não deve ser menor que a armadura vertical mínima por unidade de perímetro, pois geralmente esse tipo de armadura solicitada para a parede do silo não é calculada a partir dos valores de pressão e de força que atuam na célula. (SAFARIAN & HARRIS, 1985, *apud* ALVES, 2001)

$$A_{sv,m} = 0,0020 \cdot b \cdot t \left( \frac{cm^2}{m} \right) \quad (\text{Eq. 3.8})$$

Onde:

$A_{sv,m}$  – Armadura vertical mínima por unidade de perímetro;

$b$  – Largura unitária da parede da célula, igual a 100 cm, medida ao longo do perímetro da seção;

$t$  – Espessura da parede do silo (em cm).

0,0020 - Índice mínimo de armadura vertical para a área de concreto bruto.

Conforme a norma americana, o espaçamento entre barras verticais não pode exceder a  $4t$ , não devendo ainda ser maior que 45 cm.

### 3.4.4 Distribuição das armaduras

As armaduras podem ser distribuídas de duas formas, conforme ACI 313 (1997<sup>30</sup>, *apud* ALVES, 2001):

- Para silos com espessura de parede até 20 cm, tanto a armadura horizontal quanto a armadura vertical deve ser distribuída em uma só camada, posicionada no centro da parede.
- Para silos com espessura de parede maiores que 20 cm, as armaduras deverão ser distribuídas em duas camadas, próximas às faces interna e externa da parede, respectivamente.

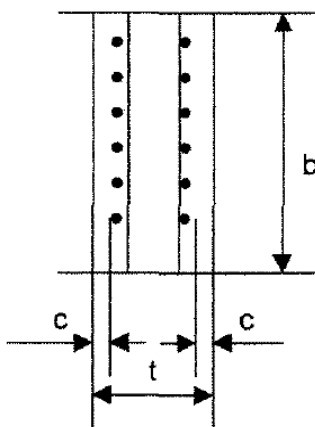
No posicionamento das armaduras verticais, deve-se observar se elas estão em cada face da parede do silo, pois dois fatores importantes dependem desse processo: garantia da resistência satisfatória da estrutura aos efeitos de flexão vertical e facilidade de amarração das

---

<sup>30</sup> Idem 4.

barras que compõem a armadura horizontal circular. A distribuição das armaduras para o caso de paredes com espessuras maiores que 20 cm pode ser observada na figura 22.

**Figura 22 - Vista de topo da parede de um silo mostrando a posição da armadura vertical para paredes com espessura acima de 20cm.**



(Fonte: ALVES, 2001)

Onde,

$t$  = espessura da parede;

$b$  = dimensão horizontal considerada;

$c$  = cobrimento

### 3.4.5 Verificação de fissuras

Segundo Fusco (1981<sup>31</sup>, *apud* CARMONA, 2005), as peças de concreto armado, no que se refere à fissuração, devem ser admitidas com suas seções transversais completamente fissuradas, sendo a seção resistente formada apenas pelas duas seções metálicas  $A_s$  e  $A_s'$ .

---

<sup>31</sup> FUSCO, P. B. *Estruturas de concreto armado – solicitações normais*. Rio de Janeiro. Guanabara II, 1981.

**Figura 23 - Quadro de fissuração em silo de concreto armado.**



(Fonte: CARMONA, 2005)

Para Carmona (2005), a verificação dos limites de abertura de fissuras é essencial para se garantir a vida útil das estruturas projetadas.

O número de silos com necessidade de reparos e reforço é cada vez mais frequente no Brasil, muitas vezes em obras novas, o que demanda maior recurso para solucionar os problemas de fissuração.

Segundo CALIL (1989<sup>32</sup>, *apud* Carmona, p. 1, 2005), estas são as estruturas que tem um dos mais altos índices de ruína. A ocorrência de sinistros em estruturas de armazenagem é tão presente na engenharia civil, que em 1978, RAVENET dedicou toda uma publicação a casos interessantes ocorridos com silos. Apesar do desenvolvimento tecnológico das últimas décadas, seja quanto aos materiais, métodos construtivos ou sistemas de controle de qualidade, cotidianamente são diagnosticadas manifestações patológicas em obras novas.

#### 3.4.6 Cálculo da armadura e do valor característico da abertura de fissuras

Com a aplicação do software MathCAD, versão de avaliação, onde foram elaboradas diversas fórmulas, foram desenvolvidas rotinas de cálculo para o dimensionamento das armaduras e para a verificação de fissuras na estrutura, as quais estão apresentadas nos anexos B, C, D, E, F e G.

Para esse processo, é importante a apresentação de alguns parâmetros que foram definidos nos anexos supracitados e algumas características do concreto e do aço, segundo a ABNT-NBR 6118/2014, bem como outras considerações a respeito da estrutura em estudo.

---

<sup>32</sup> CALIL, C. J. *Orientações no projeto estrutural de silos*. In: Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires. 1989.

Tabela 10 - Dados adotados para dimensionamento da estrutura

Tipo de estrutura:	Parede cilíndrica em Concreto Armado
Geometria	Conforme figura (anexo A)
Classe de agressividade ambiental	<i>CAA III</i> → $W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
Seção do concreto	Parede seccionada metro a metro, em seções retangulares: esp = 45cm; bw = 100cm (ver Figura 16)
Coefficiente de majoração das cargas	$\gamma_c = 1,4$
Seção da armadura, em $\text{cm}^2$	$(A_s + A'_s) = \gamma_c \cdot \frac{N_d}{\sigma_s}$
Perímetro	$P_m = 103,673 \text{ m} = 10367,3 \text{ cm}$
Nº camadas, em unidade	NC = 5
Concreto	fck = 35 Mpa
Tipo de aço utilizado	<i>CA - 50</i> → $f_{yk} = \frac{50 \text{ KN}}{\text{cm}^2}$
Tensão do aço	$\sigma_s = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,478 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$
Resistência à tração média do concreto, em $\frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$	$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$
Resistência característica à tração inferior do concreto em $\frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$	$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$
Tamanho da abertura de fissuras, em mm ( <b>ver item 4.4.1.1</b> )	$W_k := \frac{(\phi_i \cdot \sigma_{si} \cdot 3 \cdot \sigma_{si})}{(12,5 \cdot \eta_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctm})}$ $W_k := \frac{(\phi_i \cdot \sigma_{si}) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_i} \right) + 45 \right]}{(12,5 \cdot \eta_i \cdot E_{si})}$
Módulo de elasticidade do aço	$E_s = 210 \text{ GPa} = 210000 \text{ MPa}$
Módulo de deformação tangencial do concreto	$E_c = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 3,313 \cdot 10^4 \text{ MPa}$
Cobrimento das armaduras	<i>CAA III</i> → $c_{ob} = 4 \text{ cm}$
Estribo (ferragem vertical)	$\phi_{est} = 0,8 \text{ cm}$
Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade	$\alpha_e = 1$

Coeficiente de conformação superficial para barra de alta aderência – CA 50	$\eta_1 = 2.25$
Coeficiente de conformação superficial para situações de boa aderência	$\eta_2 = 1.0$
Coeficiente de conformação superficial para situação com $\phi < 32$ mm	$\eta_3 = 1.0$
Comprimento de ancoragem (cm)	$l_{bi} = \phi_i \cdot K$
Valor de cálculo da resistência à tração do concreto, em MPa	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$
Resistência de aderência de cálculo (tensão última de aderência) entre a armadura passiva e o concreto, em MPa	$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$
Constante de ancoragem	$K = 30,0995$
Combinação	COMB16

(Fonte: PRÓPRIO AUTOR, conforme ABNT NBR 6118, 2014)

A constante de ancoragem foi determinada a partir da equação 2.9:

$$K = \frac{f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{f_{yk} / 1,15}{[4 \cdot (\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3) \cdot f_{ctd}]} = \frac{500 / 1,15}{[4 \cdot (2,25 \cdot 1 \cdot 1) \cdot \left(\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}\right)]} = \frac{48,3092}{(0,7 \cdot f_{ctm}) / 1,4} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K = \frac{96,6184}{0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}} = \frac{322,0613}{(35)^{2/3}} = 30,0995 \quad (\text{Eq. 3.9})$$

➤ Cálculo da armadura vertical (estribos)

Para a armadura vertical foi adotado Aço CA 50,  $\phi 8.0$  C10. No anexo B, pode-se acompanhar todo o processo de cálculo, chegando-se aos seguintes resultados:

- Peso de Aço  $\phi 8.0$  (PA $\phi 8.0$ ) na estrutura (duas faces):

$$\text{PA}\phi 8.0 = 4,074 \cdot 10^3 \text{ KG}$$

- Área de Aço na Seção circular (AAS) em  $\text{cm}^2/\text{m}$ :

$\text{AAS} = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ . OK! (valor menor que armadura vertical mínima por unidade de perímetro, conforme item 2.4.3).

- Cálculo da armadura da primeira camada circular ( $H1 = 0,5 \text{ m} \rightarrow F1=367,50 \text{ KN}$ )

Para a armadura circular da primeira camada foi adotado Aço CA 50,  $\phi 10.0$  C11,5. No anexo C, pode-se acompanhar todo o processo de cálculo, chegando-se aos seguintes resultados:

- Seção da armadura ( $As1$ ):

$$As1 = 11,834 \text{ cm}^2$$

- Tensão nas armaduras ( $\sigma_{s1}$ ):

$$\sigma_{s1} = 31,056 \frac{KN}{cm^2}$$

- Tamanho da abertura de abertura ( $Wk_1$ ):

$$Wk_1 = 0,153 \text{ mm}$$

$$Wk'_1 = 0,412 \text{ mm}$$

Com pelo menos um desses valores menor ou igual a 0,3 mm, a fissura não é nociva à estrutura, conforme tabela 6.

- Comprimento de ancoragem ( $lb_1$ ):

$$lb_1 = 40 \text{ cm}$$

- Número de barras de 12 m na camada circular ( $Nb_1$ ):

$$Nb_1 = 148 \text{ barras}$$

- Peso em Kg na camada circular ( $Pe_1$ ):

$$Pe_1 = 1,109 \cdot 10^3 \text{ KG}$$

- Cálculo da armadura da segunda camada circular ( $H2 = 1,5 \text{ m} \rightarrow F2=1007,00 \text{ KN}$ )

Para a armadura circular da segunda camada foi adotado Aço CA 50,  $\phi 12.5$  C6,0. No anexo D, pode-se acompanhar todo o processo de cálculo, chegando-se aos seguintes resultados:

- Seção da armadura ( $As2$ ):

$$As2 = 32,425 \text{ cm}^2$$

- Número de barras em cada face ( $N2$ ):

$$N2 = 13 \text{ barras, c } 6,0$$



- Tensão nas armaduras ( $\sigma_{s2}$ ):

$$\sigma_{s2} = 31,056 \frac{KN}{cm^2}$$

- Tamanho da abertura de abertura (Wk2):

$$Wk_2 = 0,191 \text{ mm}$$

$$Wk'_2 = 0,171 \text{ mm}$$

Com pelo menos um desses valores menor ou igual a 0,3 mm, a fissura não é nociva à estrutura, conforme tabela 6 e 14.

- Comprimento de ancoragem ( $l_{b2}$ ):

$$L_{b2} = 50 \text{ cm}$$

- Número de barras de 12 m na camada circular (Nb2):

$$N_{b2} = 245 \text{ barras}$$

- Peso em Kg na camada circular (Pe2):

$$P_{e2} = 2,905 \cdot 10^3 \text{ KG}$$

➤ **Cálculo da armadura da terceira camada circular (H3 = 2,5 m → F3=1609,08 KN)**

Para a armadura circular da terceira camada foi adotado Aço CA 50,  $\phi 16.0$  C5,5. No anexo E, pode-se acompanhar todo o processo de cálculo, chegando-se aos seguintes resultados:

- Seção da armadura (As3):

$$A_{s3} = 51,812 \text{ cm}^2$$

- Tensão nas armaduras ( $\sigma_{s3}$ ):

$$\sigma_{s3} = 31,056 \frac{KN}{cm^2}$$

- Tamanho da abertura de abertura (Wk3):

$$Wk_3 = 0,244 \text{ mm}$$

$$Wk'_3 = 0,248 \text{ mm}$$

Com pelo menos um desses valores menor ou igual a 0,3 mm, a fissura não é nociva à estrutura, conforme tabela 6 e 14.

- Comprimento de ancoragem ( $l_{b3}$ ):

$$L_{b3} = 50 \text{ cm}$$

- Número de barras de 12 m na camada circular (Nb3):

$$Nb3 = 245 \text{ barras}$$

- Peso em Kg na camada circular (Pe3):

$$Pe3 = 4,617 \cdot 10^3 \text{ KG}$$

➤ **Cálculo da armadura da quarta camada circular (H4 = 3,5 m → F4=2191,06 KN)**

Para a armadura circular da quarta camada foi adotado Aço CA 50,  $\phi 16.0$  C3,5 cm. No anexo F, pode-se acompanhar todo o processo de cálculos, chegando-se aos seguintes resultados:

- Seção da armadura (As4):

$$As4 = 70,552 \text{ cm}^2$$

- Tensão nas armaduras ( $\sigma_{s4}$ ):

$$\sigma_{s4} = 31,056 \frac{KN}{cm^2}$$

- Tamanho da abertura de abertura (Wk4):

$$Wk4 = 0,244 \text{ mm}$$

$$Wk'4 = 0,189 \text{ mm}$$

Com pelo menos um desses valores menor ou igual a 0,3 mm, a fissura não é nociva à estrutura, conforme tabela 6 e 14.

- Comprimento de ancoragem (lb4):

$$lb4 = 60 \text{ cm}$$

- Número de barras de 12 m na camada circular (Nb4):

$$Nb4 = 345 \text{ barras}$$

- Peso em Kg na camada circular (Pe4):

$$Pe4 = 6.511 \cdot 10^3 \text{ KG}$$

➤ **Cálculo da armadura da quinta camada circular (H5 = 4,5 m → F5=2759,00 KN)**

Para a armadura circular da quarta camada foi adotado Aço CA 50,  $\phi 20.0$  C4,5 cm. No anexo E, pode-se acompanhar todo o processo de cálculo, chegando-se aos seguintes resultados:

- Seção da armadura (As5):  
**As5 = 88,84 cm<sup>2</sup>**
- Número de barras em cada face (N5):  
**N5 = 14 barras, c 4,5**
- Tensão nas armaduras ( $\sigma_{s5}$ ):  
$$\sigma_{s5} = 31,056 \frac{KN}{cm^2}$$
- Tamanho da abertura de abertura (Wk5):  
**Wk5 = 0,305 mm**  
**Wk'5 = 0,228 mm**

Com pelo menos um desses valores menor ou igual a 0,3 mm, a fissura não é nociva à estrutura, conforme tabela 6 e 14.

- Comprimento de ancoragem (lb5):  
**Lb5 = 70 cm**
- Número de barras de 12 m na camada circular (Nb5):  
**Nb5 = 274 barras**
- Peso em Kg na camada circular (Pe5):  
**Pe5 = 5,159\*10<sup>3</sup> KG**

Nas cinco verificações de fissuração, verifica-se que as aberturas de fissuras não são prejudiciais à vida útil da estrutura, tendo em vista que pelo menos um tamanho de fissura calculado em todas as camadas circulares é menor que o limite recomendado para esse caso de estudo ( $Wk \leq 0,3 \text{ mm}$ , conforme tabela 6 e 14).

### 3.5 QUANTITATIVOS E CUSTOS DOS MATERIAIS

Segundo MATTOS (2006), independentemente de localização, recursos, prazo, cliente e tipo de projeto, uma obra é eminentemente uma atividade econômica e, como tal, o aspecto custo reveste-se de especial importância. A preocupação com custos começa cedo, ainda antes do início da obra, na fase de orçamentação, quando é feita a determinação dos custos prováveis de execução da obra. O primeiro passo de quem se dispõe a realizar um projeto é estimar quanto ele irá custar. Ainda, o início da orçamentação de uma obra requer o conhecimento dos diversos serviços que a compõe. Não basta saber quais os serviços, é preciso saber também quanto de cada um deve ser feito.

A etapa de levantamento de quantidades (ou quantitativos) é uma das que intelectualmente mais exigem do orçamentista porque demanda leitura de projeto, cálculos de áreas e volumes, consulta a tabelas de engenharia, tabulação de números, etc.

Com a finalidade de se evitar uma diferenciação dos custos dos materiais e serviços da obra, decidiu-se fazer a composição dos custos a partir de uma única fonte, que foi a SEINFRA CE - Secretaria da Infraestrutura do Estado do Ceará, consultada pela internet em 12/10/2016.

### 3.5.1 Resultados

As tabelas 11 e 12 mostram a estimativa dos quantitativos e custos totais dos materiais e serviços a serem empregados na estrutura, utilizando-se as duas técnicas de construção de silos cilíndricos. A especificação das composições e preços dos materiais, serviços e equipamentos foi retirada do site da Secretaria da Infraestrutura do Estado do Ceará - SEINFRA CE, acesso em 12/10/2016.

**Tabela 11 - Estimativas de quantitativos e custos para o silo em concreto protendido (SEM DESONERAÇÃO E BDI=0 – SEINFRA)**

Descrição	Unidade	Qtde	Preço unitário (R\$)	Preço total (R\$)
Ancoragem ativa para cabo com 7 cordoalhas de 12,7mm	UN	120	334,42	40.130,40
Ancoragem passiva para cabo com 7 cordoalhas de 12,7mm	UN	120	169,41	20.329,20
Armadura de cordoalha cp-190RB D=12,7 mm	kg	2.463,12	14,85	36.577,33
Concreto por vibração, fck 35 Mpa com agregado produzido (sem transporte)	m <sup>3</sup>	234,263	369,32	86.148,01
Forma curva chapa compensada plastificada, esp.= 18mm	m <sup>2</sup>	1.037	171,70	178.052,90
			<b>CUSTO TOTAL</b>	<b>361.237,84</b>

**Tabela 12 - Estimativas dos quantitativos e custos para o silo em concreto armado (SEM DESONERAÇÃO E BDI=0 – SEINFRA)**

Descrição	Unidade	Qtde	Preço unitário(R\$)	Preço total(R\$)
Armadura CA-50; Média D= 6,3 a 10 mm; ( $\Phi_{8,0}$ ) e $\Phi_{10,0}$	kg	5.183	6,97	36.125,51
Armadura CA-50; Grossa D= 12,5 a 25,0mm; ( $\Phi_{12,5}$ ), $\Phi_{16,0}$ e $\Phi_{20,0}$	kg	19.192	7,62	146.243,04
Concreto por vibração, fck 35 Mpa com agregado produzido (sem transporte)	m <sup>3</sup>	234,263	369,32	86.518,01
Forma curva chapa compensada plastificada, esp.= 18mm	m <sup>2</sup>	1.037	171,70	178.052,90
			<b>CUSTO TOTAL</b>	<b>446.939,46</b>

Analisando-se os dados gerados, observa-se que para a construção das paredes de um silo, em termos gerais, o sistema estrutural em concreto armado, quando comparado com o sistema estrutural em concreto protendido apresentou um custo de 23,72% maior.

Acredita-se que essa considerável diferença de custo esteja relacionada às grandezas das cargas atuantes na estrutura, que certamente solicitará maior quantidade de armadura para suportá-las. De fato, pois a partir dos valores apresentados nas tabelas de estimativas de quantitativos e custos é possível se verificar esse quantitativo. Ao comparar os custos das armaduras CA-50 com as armaduras de cordoalha cp-190, verifica-se uma diferença de aproximadamente 400%.

Conforme Hanai (2005), o sistema construtivo em protensão exige maior emprego de tecnologias em relação ao sistema construtivo em concreto armado. Sendo, então necessários materiais e equipamentos sofisticados que certamente poderá aumentar os custos de determinada obra protendida.

Baseando-se nisso, esperava-se que a estrutura em concreto protendido apresentasse, em geral, um maior custo em relação à estrutura em concreto armado.

É evidente que outros fatores podem ter contribuído para esse resultado, por exemplo, os preços unitários de cada elemento, tendo em vista que foram retirados de uma única fonte, conforme já mencionado.

#### 4 CONCLUSÃO

Sabe-se que o déficit de silos no Brasil gera uma necessidade importante de desenvolvimento de projetos construtivos desse tipo de estrutura para suprir a alta demanda produtiva agrícola do país. Nesse sentido, sabe-se que diversos projetos voltados para a construção de silos no país são desenvolvidos no meio acadêmico, mesmo que seja de forma tímida, pois, no decorrer desse trabalho, pôde-se constatar uma dificuldade para se encontrar referências bibliográficas sobre silos em concreto armado. Além disso, vale ressaltar a falta de norma brasileira para a análise e construção de silos para armazenamento de grãos.

Independente disso, teve-se uma importante oportunidade de se conhecer melhor duas técnicas construtivas, a protensão e o concreto armado, que apresentam bons resultados na construção civil nacional e internacional. Mas se sabe que a protensão ainda está se firmando no cenário nacional de maneira reservada, pois exige o emprego de novas tecnologias e mão de obra especializada que em grande parte das cidades do país não estão disponíveis para a execução de determinada obra, o que de certa forma contribui para esta não ser escolhida como alternativa construtiva. Além disto, existe a questão cultural de muitos anos que é a divulgação e o uso dominante do concreto armado, que tem como característica básica a praticidade durante a execução da obra. Mesmo assim, é importante enfatizar que a divulgação desse trabalho representa uma oportunidade de apresentar ao meio acadêmico e profissional de engenharia civil algumas características das duas técnicas citadas e assim permitir que os profissionais formulem um pensamento crítico e busquem conhece-las e aplicá-las a partir de uma análise econômica e técnica de cada uma delas.

Por fim, reconhece-se que os objetivos traçados inicialmente foram alcançados satisfatoriamente, pois com os resultados dos cálculos e dimensionamento da parede do silo e, conseqüentemente com a verificação do estado de fissuração da estrutura em concreto armado, foi possível estimar os quantitativos e custos dos materiais e suas composições e fazer um comparativo entre os dois métodos construtivos se baseando nestes resultados.

## 5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, V. **Análise e dimensionamento de silos de concreto armado: desenvolvimento de um programa computacional**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

CARMONA, T. G. **Esforços circunferenciais em tanques de concreto armado com seção circular**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2001.

CHUST C., Roberto. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4 ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CONAB - Companhia Nacional de Abastecimento. **Boletim de grãos de 2016**. Brasília, 2016. Disponível em: <[http://www.conab.gov.br/OlalaCMS/uploads/arquivos/16\\_01\\_12\\_09\\_00\\_46\\_boletim\\_graos\\_janeiro\\_2016.pdf](http://www.conab.gov.br/OlalaCMS/uploads/arquivos/16_01_12_09_00_46_boletim_graos_janeiro_2016.pdf)>. Acesso em: 12 out 2016.

COSTA, TIAGO C. P. **Silos de concreto protendido utilizando cordoalhas engraxadas: cálculo e dimensionamento**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2015.

EBC – Agência Brasil. **Crescimento da capacidade de armazenagem agrícola no Brasil**. Disponível em: < <http://agenciabrasil.ebc.com.br/economia/noticia/2016-06/capacidade-de-armazenagem-agricola-cresce-33>>. Acesso em: 12 out 2016.

FREITAS, E. das G. A. **Estudo teórico e experimental das pressões em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro e fundo plano**. 2001. Tese (Doutorado em

Engenharia de Estruturas) – Escolha de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do concreto protendido**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

KEHL, G. A. **Projeto de silo cilíndrico de concreto armado para armazenamento de arroz**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Agrícola) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

LIBÂNIO, M. P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

LOPES, J. P. N. **Análise teórico experimental das forças verticais e de atrito em silos cilíndricos**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, 2009.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras**. São Paulo: Ed. Pini, 2006.

MEDEIROS, I. F. **Características de fluxo e vazão de descarga em silos verticais**. 2012. Dissertação (Mestrado em Construções Rurais e Ambiente) – Universidade Federal de Campina Grande, 2012.

SEINFRA CE - Secretaria da Infraestrutura do Estado do Ceará. **Tabela de Custos – Versão 024**. Disponível em: <<https://www.seinfra.ce.gov.br/index.php/tabela-de-custos>>. Acesso em: 12 out 2016.

SIGAUD, L. M. **Estudos da Dinâmica de Materiais Granulares Densos**. 2009. Tese (Doutorado em Física) – PUC, Rio de Janeiro, 2009.

SILVA, E. L., MENEZES, E. M. **Metodologia da pesquisa e elaboração de dissertação**. 4ª edição. Rev. Atual, Florianópolis, Laboratório de Ensino a Distância da UFSC, 2005.

TEIXEIRA, L. G. dos R. **Determinação das propriedades físicas e de fluxo do café para projeto estrutural de silos e equipamentos**. 2006. Dissertação (Mestrado em



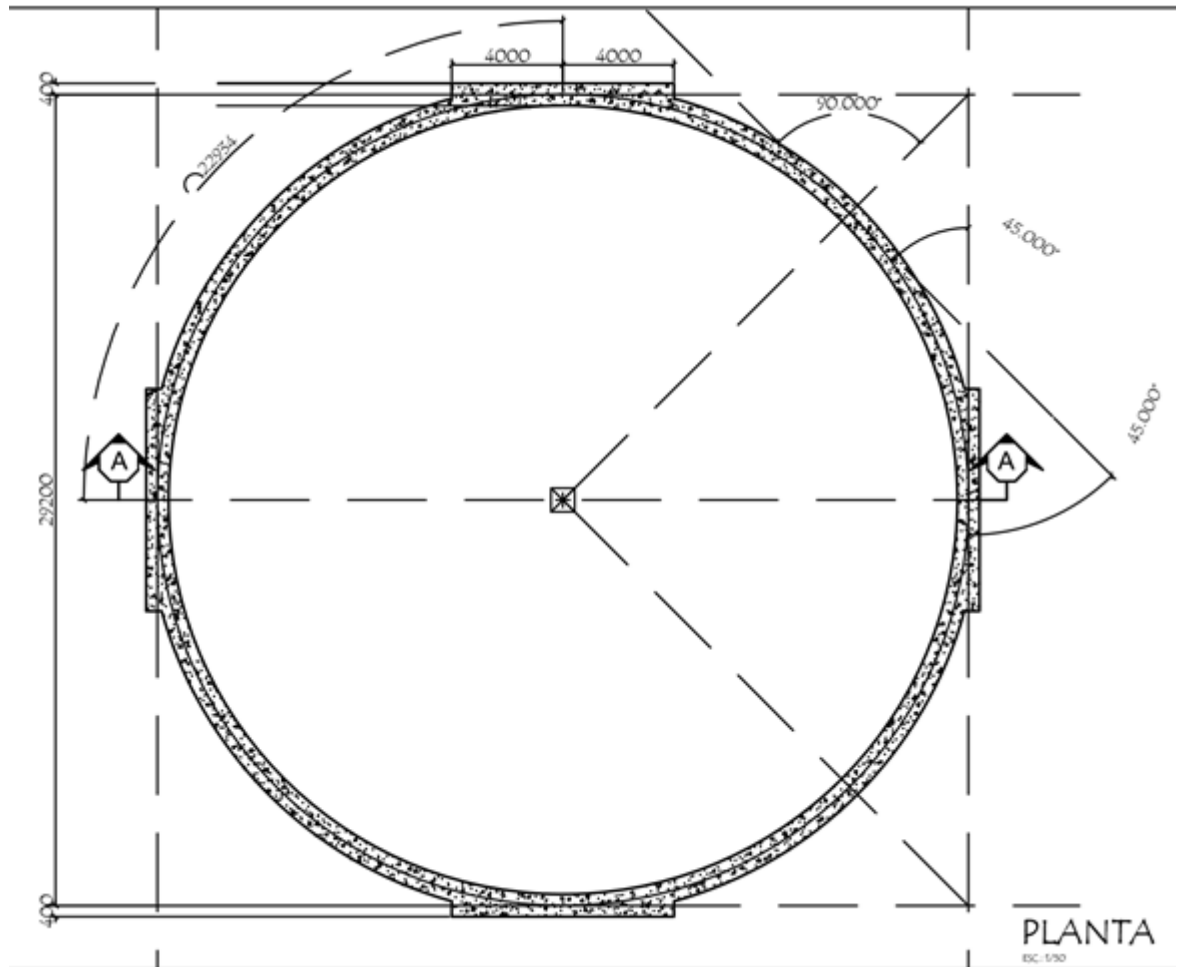
Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Lavras, 2006.

TEÓDULO, I. da S. N. **Estado da arte de silos verticais de madeira.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Edificações e Ambiental) – Faculdade de Arquitetura e Engenharia, Universidade Federal do Mato Grosso, 2013.

## 6 ANEXOS

### 6.1 ANEXO A

Figura 24 - Planta da seção transversal do silo.



(Fonte: COSTA, 2015)

## 6.2 ANEXO B

### ROTINA DE CÁLCULO DOS MATERIAIS

A) Número de Ancoragem Ativa (NAA) para cabo com 7 cordoalhas de 12,7 mm:

Para o silo em estudo de caso foram adotados quatro trechos, considerando-se protensão com apenas uma extremidade ativa, e a outra passiva. Para cada uma das cinco camadas de um metro do silo foram dimensionadas seis cordoalhas.

$$NAA := 4 \cdot 6 \cdot 5 = 120 \quad \text{Ancoragens}$$

B) Número de Ancoragem Passiva (APa) para cabo com 7 cordoalhas de 12,7 mm:

$$NAP := 4 \cdot 6 \cdot 5 = 120 \quad \text{Ancoragens}$$

**Peso da unidade em metro de Cordoalha CP-190 RB, D = 12,7:**

$$PC := 0.792 \quad \frac{\text{KG}}{\text{m}}$$

C) Número de Armadura de cordoalha (NAC) CP-190 RB, D = 12,7 mm:  
(em metro)

$$\text{O Perímetro (P) do silo é igual a: } \pi = 3.142 \quad \phi := 33$$

$$P_m := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi}{2} = 103.673 \quad \text{metros}$$

$$NAC := P_m \cdot 6 \cdot 5 = 3.11 \times 10^3 \quad \text{metros}$$

D) Peso de Cordoalha (PAC) CP-190 RB, D = 12,7 mm:

(em KG)

$$PAC := NAC \cdot PC = 2.463 \times 10^3 \quad \text{KG}$$

E) Volume de Concreto (VC) fck 35 MPa:

$$\text{A Área (A) da parede do silo é igual a: } H := 5 \quad \text{esp} := 0.45$$

$$A := P_m \cdot H = 518.363 \quad \text{m}^2$$

$$VC := \text{esp} \cdot A = 233.263 \quad \text{m}^3$$

F) Área de Forma (AF) espessura de 18 mm:

$$AF := 2 \cdot A = 1.037 \times 10^3 \quad \text{m}^2$$

### 6.3 ANEXO C

#### ROTINA DE CÁLCULO DOS ESTRIBOS

A) Peso de Aço CA 50,  $\phi$  8.0 C10:

Um metro de aço de  $\phi$  8.0 corresponde a 0.393 KG.

Em cada camada anelar ou circular possui altura de 1m, seção transversal de 0.45m e Perímetro de 103.673m.

Em cada face da seção transversal passa o estribo com  $\phi$  8.0, a cada 10 cm).

$$c\phi_0 := 10 \quad \text{cm} \qquad \text{Peso de } \underline{1\phi 8.0}: P\phi_0 := 0.393 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Cada camada anelar é dividida, aproximadamente em 104 seções anelares em metros.

$$\text{Número de Camadas : } NC := 5 \quad \text{camadas}$$

Cada camada tem uma seção com 2 m de estribos. Perímetro da estrutura:

$$Pm := 10367.3 \quad \text{cm}$$

Número de Estribos (NEE) na estrutura:

$$NEE := \frac{Pm}{c\phi_0} = 1.037 \times 10^3 \quad \text{Estribos}$$

Peso de Aço  $\phi$  8.0 (PA $\phi$  8.0) na estrutura (duas faces):

$$bw := 100 \quad \text{cm}$$

$$h := 45 \quad \text{cm}$$

$$PA\phi_0 := 2 \cdot P\phi_0 \cdot NC \cdot NEE = 4.074 \times 10^3 \quad \text{KG}$$

Área de Aço na Seção anelar (AAS) em  $\text{cm}^2$  (em cada metro anelar):

$$As\phi_0 := 0.5 \quad \text{cm}^2$$

Número de Estribos na Seção anelar (NES):

$$NES := \frac{bw}{c\phi_0} = 10 \quad \text{estribos}$$

$$AAS := 2 \cdot As\phi_0 \cdot NES = 10 \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

OK! Conforme norma ACI 313:

$$AAS_{\phi_i} \geq 0.0020 \cdot bw \cdot t$$

$$AAS_{\phi_i} \geq 9 \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

## 6.4 ANEXO D

### ROTINA DE CÁLCULO DA ARMADURA PARA $H1 = 0,5 \text{ M}$

– Algumas considerações devem ser feitas:

$$\text{CA - 50} \quad f_{yk} := 50 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 43.478 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

– Tensão do Aço:

$$\sigma_s := f_{yd} = 43.478$$

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

– Resistência do concreto:

$$\text{Classe de agressividade III} \rightarrow \text{Cobrimento (cob): } c_{ob} := 4 \text{ cm}$$

– Estribo(est):

$$est := 0.8 \text{ cm}$$

– Módulo de elasticidade do aço:

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

– Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade( $\alpha_e$ ):

$$\alpha_e := 1$$

Material granítico,  $\alpha_e := 1$

– Módulo de deformação tangencial do concreto:

$$E_c := \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 3.313 \times 10^4 \text{ MPa}$$

– Seção:

$$\text{base} \rightarrow bw := 100 \text{ cm}$$

$$\text{altura} \rightarrow esp := 45 \text{ cm}$$

**PARA ALTURA  $H1=0.5\text{m}$ ;**

$$F1 := 367.5 \text{ KN}$$

Seção da armadura:

$$As1 := 1.4 \frac{F1}{\sigma_s} = 11.834 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Área de aço total (As e As')}$$

$$\text{Adotando-se } \phi 10.0 \text{ mm} \rightarrow A_{\phi 10} := 0.8 \text{ cm}^2$$

Número de barras em cada face (N1i):

$$\phi 1 := 10$$

$$\phi l := 1$$

$$Nl := \frac{As1}{A\phi10_0} = 14.792 \approx Nli := 8 \quad \text{barras}$$

Espaçamento entre as barras (eh):

$$ehl := \frac{[bw - (2 \cdot cob + 2 \cdot est + Nli \cdot \phi1)]}{(Nli - 1)} = 11.771 \approx ehli := 11.5 \quad \text{cm}$$

Assim, serão distribuídas 13 barras para cada face da seção transversal a cada 11.5 cm.

### Controle da fissura pela limitação da abertura estimada das fissuras:

– Tensão nas armaduras:

$$\sigma_{sn1} := \frac{F1}{As1} = 31.056 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 3.21 \approx f_{ctmi} := 0.321 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$- \quad E_{si} := 21000 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

– Para a Classe de Agressividade III, abertura máxima da fissura:

$$W_k \leq 0.3 \text{mm}$$

Coeficiente da conformação superficial:  $\eta_i := 2.25$  Para CA - 50-CHUST-183

$$\text{Altura útil: } d1 := esp - \left( cob + est + \frac{\phi1}{2} \right) = 39.7 \quad \text{cm}$$

$$\text{Acri1} := (\phi1 + ehli) \cdot (cob + est + 8 \cdot \phi1) = 160 \quad \text{cm}^2$$

Tamanho da abertura de abertura:

$$W_{k1} := \frac{(\phi1 \cdot \sigma_{sn1} \cdot 3 \cdot \sigma_{sn1})}{(12.5 \cdot \eta_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctmi})} = 0.153 \quad \text{mm} \quad W_k \leq 0.3 \text{mm}$$

$$W_{k1} := \frac{(\phi1 \cdot \sigma_{sn1}) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_{cr1}} \right) + 45 \right]}{(12.5 \cdot \eta_i \cdot E_{si})} = 0.412 \quad \text{mm}$$

Se pelo menos um desses resultados for menor que 0.3 mm, a fissura não é nociva à estrutura. Nesse caso, um dos resultados é menor que o limite permitido, então a fissura não é nociva à estrutura.

**COMPRIENTO DE ANCORAGEM:**

Constante K:

$$K = \frac{fyd}{4 * fbd} = \frac{fyk / 1,15}{[4 * (\eta1 * \eta2 * \eta3) * fctd]} = \frac{500 / 1,15}{\left[ 4 * (2,25 * 1 * 1) * \left( \frac{fctk, inf}{\gamma_c} \right) \right]} = \frac{48,3092}{(0,7 * fctm) / 1,4} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K = \frac{96,6184}{0,3 * (fck)^{2/3}} = \frac{322,0613}{(35)^{2/3}} = 30,0995$$

$$lbi = \phi_i * K \quad K := 30,0995 \quad \text{constante}$$

$$lb1 := \phi1 \cdot K = 30,099 \quad \text{cm}$$

Para segurança, aproximando lb1 para 40 cm:

$$lbi := 0,40 \quad \text{m}$$

**NÚMERO DE BARRAS:**

$$\text{Perímetro } Pm := 103,673$$

$$\text{Comprimento de cada barra: } Cb := 12 \quad \text{m}$$

$$Nb1 := \left[ \frac{Pm}{Cb - (2 \cdot lbi)} \right] \cdot 2 \cdot Ni = 148,104 \quad \text{barras}$$

– **Peso (Pe) em Kg, na camada circular:**

$$P\phi 10,0 \text{ por metro: } pe1 := 0,624 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$Pe1 := Nb1 \cdot Cb \cdot pe1 = 1,109 \times 10^3 \quad \text{Kg}$$

**6.5 ANEXO E****ROTINA DE CÁLCULO DA ARMADURA PARA H2 = 1,5 M**

– Devem-se adotar as considerações feitas no anexo D.

**PARA ALTURA H2=1.5m:**

$$F2 := 1007,0 \quad \text{KN}$$

Seção da armadura:

$$As2 := 1.4 \cdot \frac{F2}{\sigma_s} = 32.425 \quad \text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Área de aço total (As e As')}$$

Adotando-se  $\phi$  12.5 mm

$$A\phi_{12.5} := 1.25 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi_{12} := 12.5$$

$$\phi_2 := 1.25$$

Número de barras:

$$N2 := \frac{As2}{A\phi_{12.5}} = 25.94 \quad \approx \quad N2i := 13 \quad \text{barras}$$

Espaçamento entre as barras (eh):

$$eh2 := \frac{[bw - (2 \cdot cob + 2 \cdot est + N2i \cdot \phi_2)]}{(N2i - 1)} = 6.179 \quad \approx \quad eh2i := 6.0 \quad \text{cm}$$

Assim, serão distribuídas 15 barras para cada face da seção transversal a cada 6.0 cm.

**Controle da fissura pela limitação da abertura estimada das fissuras:**

$$\sigma_{sn2} := \frac{F2}{As2} = 31.056 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 3.21 \quad \approx \quad f_{ctmi} := 0.321 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$- \quad E_{si} := 21000 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Para a Classe de Agressividade III:

$$W_k \leq 0.3\text{mm}$$

$$n_i := 2.25 \quad \text{Para CA - 50-CHUST-183}$$

$$d2 := esp - \left( cob + est + \frac{\phi_2}{2} \right) = 39.575 \quad \text{cm}$$

$$A_{cri2} := (\phi_2 + eh2i) \cdot (cob + est + 8 \cdot \phi_2) = 107.3 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{cre2} := \left( cob + est + \phi_2 + \frac{eh2i}{2} \right) \cdot (cob + est + 8 \cdot \phi_2) = 133.94 \quad \text{cm}^2$$

Adota-se o menor valor de Acr.



$$\rho_{cr2} := \frac{A_{\phi 16} \cdot 0}{A_{cr2}} = 0.019$$

Tamanho da abertura de abertura:

$$W_{k2} := \frac{(\phi_{i2} \cdot \cos n_2 \cdot 3 \cdot \cos n_2)}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctmi})} = 0.191 \quad \text{mm}$$

$$W_{k'2} := \frac{(\phi_{i2} \cdot \cos n_2) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_{cr2}} \right) + 45 \right]}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si})} = 0.171 \quad \text{mm}$$

Tem-se os valores de  $W_k \leq 0.3 \text{mm}$

Se pelo menos um desses resultados for menor que 0.3 mm, a fissura não é nociva à estrutura. Nesse caso, os dois resultados são menores que o limite permitido, então a fissura não é nociva à estrutura.

### COMPRIMENTO DE ANCORAGEM:

A constante foi calculada no anexo D.

$$l_{bi} = \phi_i \cdot K \quad K := 30.0995 \quad \text{constante}$$

$$l_{b2} := \phi_2 \cdot K = 37.624 \quad \text{cm}$$

Para segurança, aproximando  $l_{b1}$  para 50 cm:

$$l_{b2i} := 0.50 \quad \text{m}$$

### NÚMERO DE BARRAS:

$$\text{Perímetro } \underline{P_m} := 103.673$$

$$\text{Comprimento de cada barra: } C_b := 12 \text{ barras}$$

$$N_{b2} := \left[ \frac{P_m}{C_b - (2 \cdot l_{b2i})} \right] \cdot 2 \cdot N_{2i} = 245.045$$

**Peso (Pe) em Kg, na camada anelar:**

$$P_{\phi 12.5 \text{ por metro}}: pe_2 := 0.988 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$Pe2 := Nb2 \cdot Cb \cdot pe2 = 2.905 \times 10^3 \quad \text{Kg}$$

## 6.6 ANEXO F

### ROTINA DE CÁLCULO DA ARMADURA PARA H3 = 2,5 M

– Devem-se adotar as considerações feitas no anexo D.

**PARA ALTURA H3=2.5m:**

$$F3 := 1609.08 \quad \text{KN}$$

Seção da armadura:

$$As3 := 1.4 \cdot \frac{F3}{\sigma_s} = 51.812 \quad \text{cm}^2 \rightarrow \text{Área de aço total (As e As')}$$

Adotando-se  $\phi$  16.0 mm:

$$A\phi16_0 := 2.0 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi3 := 16$$

$$\phi3 := 1.6$$

Número de barras:

$$N3 := \frac{As3}{A\phi16_0} = 25.906 \quad \approx N3i := 13 \quad \text{barras}$$

Espaçamento entre as barras (eh):

$$eh3 := \frac{[bw - (2 \cdot cob + 2 \cdot est + N3i \cdot \phi3)]}{N3i - 1} = 5.8 \quad \approx eh3i := 5.5$$

Assim, serão distribuídas 11 barras para cada face da seção transversal a cada 5.5 cm.

### Controle da fissura pela limitação da abertura estimada das fissuras:

– Tensão nas armaduras:

$$\sigma_{sn3} := \frac{F3}{As3} = 31.056 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 3.21 \quad \approx f_{ctmi} := 0.321 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$- \quad E_{si} := 21000 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Para a Classe de Agressividade III:

$$W_k \leq 0.3\text{mm}$$

$$n_i := 2.25 \quad \text{Para CA - 50-CHUST-183}$$

$$d_3 := \text{esp} - \left( \text{cob} + \text{est} + \frac{\phi_3}{2} \right) = 39.4 \quad \text{cm}$$

$$A_{cr3} := (\phi_3 + e_{h3i}) \cdot (\text{cob} + \text{est} + 8 \cdot \phi_3) = 124.96 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{cr3} := \left( \text{cob} + \text{est} + \phi_3 + \frac{e_{h3i}}{2} \right) \cdot (\text{cob} + \text{est} + 8 \cdot \phi_3) = 161.04 \quad \text{cm}^2$$

Adota-se o menor valor de Acr.

$$\rho_{cr3i} := \frac{A_{\phi 16 \ 0}}{A_{cr3}} = 0.016$$

Tamanho da abertura de abertura:

$$W_{k3} := \frac{(\phi_3 \cdot \sigma_{sn3} \cdot 3 \cdot \sigma_{sn3})}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctmi})} = 0.244 \quad \text{mm}$$

$$W_k \leq 0.3\text{mm}$$

$$W_{k'3} := \frac{(\phi_3 \cdot \sigma_{sn3}) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_{cr3i}} \right) + 45 \right]}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si})} = 0.248 \quad \text{mm}$$

Se pelo menos um desses resultados for menor que 0.3 mm, a fissura não é nociva à estrutura. Nesse caso, os dois resultados são menores que o limite permitido. Então a fissura não é nociva à estrutura.

### COMPRIMENTO DE ANCORAGEM:

$$l_{bi} = \phi_i \cdot K \quad K_{\text{AAAA}} := 30.0995 \quad \text{constante}$$

$$l_{b3} := \phi_3 \cdot K = 48.159 \quad \text{cm}$$

Para segurança, aproximando  $l_{b1}$  para 50 cm:

$$l_{b3i} := 0.50 \quad \text{m}$$

### NÚMERO DE BARRAS:

$$\text{Perímetro } P_m := 103.673 \quad \text{barras}$$

$$\text{Comprimento de cada barra: } C_b := 12$$

$$E_{si} := 21000$$

$$N_{b3} := \left[ \frac{P_m}{C_b - (2 \cdot l_{b3i})} \right] \cdot 2 \cdot N_{3i} = 245.045$$

**Peso (Pe) em Kg, na camada anelar:**

$$P_{\phi 16.0 \text{ por metro}} \quad pe_3 := 1.57 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$Pe_3 := N_{b3} \cdot C_b \cdot pe_3 = 4.617 \times 10^3 \quad \text{Kg}$$

## ANEXO G

### ROTINA DE CÁLCULO DA ARMADURA PARA H4 = 3,5 M

– Deve-se adotar as considerações feitas no anexo D.

**PARA ALTURA H4=3.5m:**

$$F_4 := 2191.06 \quad \text{KN}$$

Seção da armadura:

$$A_{s4} := 1.4 \cdot \frac{F_4}{\sigma_s} = 70.552 \quad \text{cm}^2 \rightarrow \text{Área de aço total (As e As')}$$

Adotando-se  $\phi 16.0$  mm:

$$A_{\phi 16_0} := 2.0 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi_{i4} := 16.0$$

$$\phi_4 := 1.60$$

Número de barras:

$$N_4 := \frac{A_{s4}}{A_{\phi 16_0}} = 35.276 \quad \approx \quad N_{4i} := 18 \quad \text{barras}$$

Espaçamento entre as barras (eh):

$$eh_4 := \frac{[bw - (2 \cdot cob + 2 \cdot est + N_{4i} \cdot \phi_4)]}{N_{4i} - 1} = 3.624 \quad \approx \quad eh_{4i} := 3.5 \quad \text{cm}$$

Assim, serão distribuídas 23 barras para cada face da seção transversal a cada 3,5 cm.

**Controle da fissura pela limitação da abertura estimada das fissuras:**

– Tensão nas armaduras:

$$\sigma_{sn4} := \frac{F_4}{A_{s4}} = 31.056 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 3.21 \quad \approx \quad f_{ctmi} := 0.321 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Para a Classe de Agressividade III:

$$W_k \leq 0.3 \text{ mm} \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$n_i := 2.25 \quad \text{Para CA - 50-CHUST-183}$$

$$d_4 := \text{esp} - \left( \text{cob} + \text{est} + \frac{\phi_4}{2} \right) = 39.4 \quad \text{cm}$$

$$A_{cr4} := (\phi_4 + e_{h4i}) \cdot (\text{cob} + \text{est} + 8 \cdot \phi_4) = 89.76 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{cre4} := \left( \text{cob} + \text{est} + \phi_4 + \frac{e_{h4i}}{2} \right) \cdot (\text{cob} + \text{est} + 8 \cdot \phi_4) = 143.44$$

$\text{cm}^2$

Adota-se o menor valor de Acr.

$$\rho_{cr4} := \frac{A_{cr4}}{A_{cre4}} = 0.022$$

Tamanho da abertura de abertura:

$$W_{k4} := \frac{(\phi_4 \cdot \sigma_{sn4} \cdot 3 \cdot \sigma_{sn4})}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctmi})} = 0.244 \quad \text{mm}$$

$$W_{k'4} := \frac{(\phi_4 \cdot \sigma_{sn4}) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_{cr4}} \right) + 45 \right]}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si})} = 0.189 \quad \text{mm}$$

Se pelo menos um desses resultados for menor que 0.3 mm, a fissura não é nociva à estrutura. Nesse caso, os dois resultados são menores que o limite permitido. Então a fissura não é nociva à estrutura.

### COMPRIMENTO DE ANCORAGEM:

$$l_{bi} = \phi_i \cdot K \quad K := 30.0995 \quad \text{constante}$$

$$l_{b4} := \phi_4 \cdot K = 48.159 \quad \text{cm}$$

Para segurança, aproximando  $l_{b1}$  para 60 cm:

$$l_{b4i} := 0.60 \quad \text{m}$$

**NÚMERO DE BARRAS:**

$$\text{Perímetro } P_m := 103.673$$

$$\text{Comprimento de cada barra: } C_b := 12$$

$$N_{b4} := \left[ \frac{P_m}{C_b - (2 \cdot l_{b4i})} \right] \cdot 2 \cdot N_{4i} = 345.577 \quad \text{barras}$$

**Peso (Pe) em Kg, na camada anelar:**

$$P_{\phi 16.0 \text{ por metro:}} \quad pe_4 := 1.57 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$Pe_4 := N_{b4} \cdot C_b \cdot pe_4 = 6.511 \times 10^3 \quad \text{Kg}$$

**6.7 ANEXO G****ROTINA DE CÁLCULO DA ARMADURA PARA H5 = 4,5 M**

– Deve-se adotar as considerações feitas no anexo D.

**PARA ALTURA H5=4,5m:**

$$F_5 := 2759.0 \quad \text{KN}$$

Seção da armadura:

$$A_{s5} := 1.4 \cdot \frac{F_5}{\sigma_s} = 88.84 \quad \text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Área de aço total (As e As')}$$

Adotando-se  $\phi 20.0$  mm:

$$A_{\phi 20_0} := 3.15 \quad \text{cm}^2$$

$$\phi_{i5} := 20$$

$$\phi_5 := 2.0$$

Número de barras:

$$N_5 := \frac{A_{s5}}{A_{\phi 20_0}} = 28.203 \quad \approx \quad N_{5i} := 14 \quad \text{barras}$$

Espaçamento entre as barras (eh):

$$eh_5 := \frac{[bw - (2 \cdot cob + 2 \cdot est + N_{5i} \cdot \phi_5)]}{N_{5i} - 1} = 4.8 \quad \approx \quad eh_{5i} := 4.5 \quad \text{cm}$$

Assim, serão distribuídas 11 barras para cada face da seção transversal a cada 4.5 cm.

### Controle da fissura pela limitação da abertura estimada das fissuras:

– Tensão nas armaduras:

$$\sigma_{s5} := \frac{F5}{A_{s5}} = 31.056 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 3.21 \quad \approx \quad f_{ctmi} := 0.321 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{si} := 21000 \quad \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Para a Classe de Agressividade III:

$$W_k \leq 0.3\text{mm}$$

$$n_i := 2.25 \quad \text{Para CA - 50-CHUST-183}$$

$$d_5 := \text{esp} - \left( \text{cob} + \text{est} + \frac{\phi_5}{2} \right) = 39.2 \quad \text{cm}$$

$$A_{cr5} := (\phi_5 + e_{h5i}) \cdot (\text{cob} + \text{est} + 8 \cdot \phi_5) = 135.2 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{cre5} := \left( \text{cob} + \text{est} + \phi_5 + \frac{e_{h5i}}{2} \right) \cdot (\text{cob} + \text{est} + 8 \cdot \phi_5) = 188.24$$

Adota-se o menor valor de Acr.

$$\rho_{cr5} := \frac{A_{\phi 20} \cdot 0}{A_{cr5}} = 0.023$$

$$W_{k5} := \frac{(\phi_5 \cdot \sigma_{s5} \cdot 3 \cdot \sigma_{s5})}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si} \cdot f_{ctmi})} = 0.305 \quad \text{mm}$$

$$W_{k'5} := \frac{(\phi_5 \cdot \sigma_{s5}) \cdot \left[ \left( \frac{4}{\rho_{cr5}} \right) + 45 \right]}{(12.5 \cdot n_i \cdot E_{si})} = 0.228 \quad \text{mm} \quad W_k \leq 0.3\text{mm}$$

Se pelo menos um desses resultados for menor que 0.3 mm, a fissura não é nociva à estrutura. Nesse caso, um dos resultados é maior que o limite permitido. Então a fissura não é nociva à estrutura.

### COMPIMENTO DE ANCORAGEM:

$$l_{bi} = \phi_i \cdot K \quad K := 30.0995 \quad \text{constante}$$

$$l_{b5} := \phi_5 \cdot K = 60.199 \quad \text{cm}$$

Para segurança, aproximando lb1 para 70 cm:

$$lb5i := 0.70 \quad m$$

**NÚMERO DE BARRAS:**

$$\text{Perímetro } Pm := 103.673$$

$$\text{Comprimento de cada barra: } Cb := 12 \quad \text{barras}$$

$$Nb5 := \left[ \frac{Pm}{Cb - (2 \cdot lb5i)} \right] \cdot 2 \cdot Nb5i = 273.853$$

**Peso (Pe) em Kg, na camada**

**anelar:**

**Peso (Pe) em Kg, na camada anelar:**

$$P\phi \text{ 20.0 por metro:} \quad pe5 := 1.57 \quad \frac{Kg}{m}$$

$$Pe5 := Nb5 \cdot Cb \cdot pe5 = 5.159 \times 10^3 \quad Kg$$