

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Aline Oliveira Trojahn

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES EM CONCRETO ARMADO

Santa Cruz do Sul

2017

Aline Oliveira Trojahn

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz Do Sul, para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

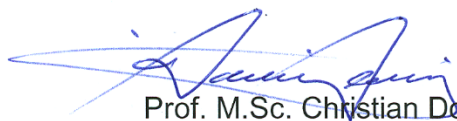
Orientador: Prof. M. Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

Aline Oliveira Trojahn

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TUBULÕES EM CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul - UNISC, para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.



Prof. M.Sc. Christian Donin

Professor Orientador - UNISC



Prof. Dr. Eduardo Rizzatti

Professor Examinador - UFSM



Prof. M. Sc. Henrique Luiz Rupp

Professor Examinador – UNISC

Santa Cruz do Sul

2017

RESUMO

O presente trabalho tem por finalidade apresentar um estudo e análise de cálculos experimentais de dimensionamento de armaduras para tubulões a céu aberto em concreto armado. Além disso, aprofundar o conhecimento neste assunto ainda pouco difundido. O estudo envolveu referencial bibliográfico em livros e normas como a NBR 6118:2014 e NBR 6122:2010, buscando-se respeitar todos os coeficientes e índices para cálculos estabelecidos pelas mesmas.

Em síntese, o objetivo principal do estudo, é dimensionar a armadura de fretagem para que sustente a carga de compressão vertical vinda diretamente do pilar, a fim de não utilizar bloco sobre a fundação. Portanto a armadura de fretagem deve suportar tais esforços e manter a função estrutural do tubulão com segurança, e impedir que o concreto fendilhe.

Primeiramente foi estabelecido um caso prático para dimensionamento e análise dos cálculos da fretagem no tubulão, com o propósito de cintar a armadura na parte inicial do tubulão.

No segundo caso, além da força de compressão, foi dimensionado e analisado um modelo que recebe uma força de tensão de flexocompressão, e assim dada ênfase a armadura do fuste.

Portanto verificou-se que nos dois casos as armaduras atendam à norma NBR 6118:2014.

Através dos resultados obtidos, concluiu-se que tubulões a céu aberto, dimensionado sem a utilização de bloco entre o pilar e a fundação, elimina etapas do processo usual, além da economia com mão de obra e material.

Palavras chaves: Armadura de fretagem; Fendilhamento; Tubulão a céu aberto;

*Aos meus pais, Adolfo e Luce, pelo
amor, dedicação, e apoio, em todos os
momentos da minha vida.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que iluminou o meu caminho durante esta caminhada.

Especialmente aos meus pais Adolfo César e Luce Marilei, que não apenas com amor e dedicação, mas também através do seu esforço, possibilitaram a mim uma boa educação e oportunidade de acesso ao curso superior de Engenharia civil.

Às minhas amigas, pelo companheirismo, amizade e por compreenderem as minhas ausências para realizar as atividades acadêmicas.

Agradeço a todos os professores que durante todo o período acadêmico ensinaram e mostraram o quanto estudar é bom. Em especial, ao meu professor orientador Christian Donin, pela incansável disposição para ensinar e ajudar, através dos seus ensinamentos este trabalho tornou-se possível.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Tubulão, cabeçote, fuste e base	14
Figura 2 - Fases de execução do tubulão a céu aberto: a) escavação, b) concretagem a seco, c) tubulão pronto	15
Figura 3 - Ligação pilar - fuste.....	17
Figura 4 - Desenvolvimento de tensões no pilar e no tubulão.....	18
Figura 5 - Seção do pilar inferior à seção do fuste do tubulão	19
Figura 6 - Valor do esforço de fendilhamento.....	21
Figura 7 - Detalhe da fretagem no tubulão	22
Figura 8 - Fretagem no pilar e no tubulão	23
Figura 9 - Armadura e fretagem do tubulão e do pilar	24
Figura 10 - Detalhamento em planta da base do tubulão.....	25
Figura 11 - Vistas em planta das áreas da base	26
Figura 12 - Pilar e carga.....	37
Figura 13 - Detalhes da armadura de fretagem no caso 1 de tubulão	42
Figura 14 – Vista em corte da armadura de fretagem nos dois casos analisados	43
Figura 15 - Áreas da base do tubulão	44
Figura 16 – Detalhamento da base do caso 1 de tubulão	44
Figura 17 - Cargas sendo aplicadas no topo do caso 2 de tubulão.....	45
Figura 18 - Valores de αi devido a H	52
Figura 19 – Valores de αi devido a M.....	53
Figura 20 - Momento fletor ao longo do fuste.....	55
Figura 21 - Dimensionamento final da fretagem e do fuste do caso 2 de tubulão	Error! Bookmark not defined.
Figura 22 - Áreas da base do caso 2 de tubulão.....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de segurança globais mínimos	13
Tabela 2 – Fatores de segurança globais mínimos para elementos de fundação sob compressão	13
Tabela 3 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	28
Tabela 4 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão, considerando o granito como agregado graúdo	50
Tabela 5 - Valores do momento ao longo do fuste devido H e M obtidos	54

LISTA DE SÍMBOLOS

θ	Teta
\emptyset	Diâmetro
\cong	Aproximadamente igual a
α	Alfa
γ	Gama
β	Beta
δ	Delta
μ	Mi
ν	Ni
ρ	Rô
σ	Sigma / tensão de trabalho
ω	Ômega
\geq	Maior ou igual a
\leq	Menor ou igual a

LISTA DE ABREVIATURAS

α - Parâmetro de instabilidade

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

df - Diâmetro do tubulão

Ec - Módulo de elasticidade do concreto

Fcd - Resistência de cálculo do concreto à compressão

Eci - Módulo de deformação tangente inicial

Fck - Resistência característica do concreto à compressão

F_{vd} - Resistência de cálculo ao cisalhamento

h - Altura total

H- Esforço horizontal

kN - Quilonewton

m - Metros

m² - Metros quadrados

M - Momento fletor

N – Carga vertical

Md - Momento fletor solicitante de cálculo

MPa - Mega Pascal

Nk - Cargas verticais atuantes

UNISC - Universidade de Santa Cruz do Sul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	7
1.1	Área e limitação do tema	7
1.2	Justificativa	8
1.3	Objetivos	8
1.3.1	Objetivo Geral	8
1.3.2	Objetivos Específicos	8
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	10
2.1	Elementos necessários ao projeto de fundações	10
2.1.1	Topografia da área	10
2.1.2	Dados geológico-geotécnicos	10
2.1.3	Dados sobre construções vizinhas	10
2.1.4	Dados da estrutura a construir	10
2.2	Investigação Geológica	11
2.2.1	Requisitos básicos de um projeto de fundações	11
2.2.2	Verificação da segurança ao colapso	11
2.2.3	Coeficientes de segurança	11
2.2.4	Uso do Fator de segurança global ou Método dos Valores Admissíveis	12
2.3	Tubulões a Céu Aberto	14
2.3.1	Ações e Solicitações	15
2.3.2	Método Construtivo	15
2.3.3	Dimensionamento estrutural e Detalhamento dos elementos que compõem o Tubulão	16
2.3.4	Dimensionamento estrutural e detalhamento do cabeçote	17
2.3.5	Armadura de fretagem	20
2.3.6	Dimensionamento e detalhamento da base	24
2.3.7	Dimensionamento e detalhamento do fuste	27

3	METODOLOGIA.....	37
3.1	Caso de aplicação 1	37
3.1.1.	Armadura de Fretagem	38
3.1.2	Dimensionamento e detalhamento da base do tubulão.....	43
3.2	Caso de aplicação 2	45
3.2.1.1	Solução com estribos retangulares.....	46
3.2.2	Dimensionamento e detalhamento da base do tubulão.....	59
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	60
	REFERENCIAS.....	61

1 INTRODUÇÃO

Para transmitir cargas de edificações para o terreno, usa-se fundações, que são um dos principais elementos estruturais de uma obra.

O estudo de tubulões é de extrema importância para a engenharia, pois trata-se de um tipo de elemento estrutural de fundação muito utilizado no Brasil. Velloso e Lopes (2010) definem tubulão como uma fundação profunda e de forma cilíndrica, e conforme normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da Norma Brasileira (NBR) 6122:2010, exige a descida de um operário ou técnico pelo menos na fase final de execução.

Para o seu projeto e execução são necessários conhecimentos em Cálculo Estrutural e Geotecnia, essa que abrange Mecânica das Rochas, Mecânica dos Solos e Geologia de Engenharia. Já o Cálculo Estrutural, trata-se de conhecimento em análise estrutural e dimensionamento de estruturas em concreto armado, chegando-se assim a uma interação solo-estrutura.

O cálculo estrutural é de extrema importância para que seja possível dimensionar estruturalmente os elementos da fundação, e avaliar o comportamento da estrutura diante dos deslocamentos das fundações.

Os tubulões a céu aberto se destacam por ser uma alternativa simples, econômica e ter poucas vibrações. Quando em solos porosos, acima do lençol freático, possibilita a escavação manual. De acordo com Brito (1987), os tubulões transmitem a carga ao solo resistente por compressão, através da escavação de um fuste cilíndrico e uma base alargada tronco-cônica a uma profundidade igual ou maior do que três vezes o seu diâmetro.

Já os tubulões a ar comprimido é a alternativa adotada quando o lençol freático se encontra muito raso ou quando a obra se encontra dentro de rio, lagoa ou mar. Visto que, a injeção de ar comprimido nos tubulões impede a entrada da água, até a pressão de 3 atm., limitando a profundidade de 30,0 metros do nível d'água.

1.1 Área e limitação do tema

O presente trabalho de curso aborda conhecimentos de engenharia geotécnica na área de fundações, juntamente com a engenharia estrutural, na área de concreto armado. Tratando especificamente de tubulões a céu aberto em concreto armado.

Será feito um estudo de caso, com as devidas análises, dimensionamento e conclusões.

1.2. Justificativa

O estudo de tubulões a céu aberto é de suma importância para a elaboração de projetos de fundações, e apesar de muito utilizados, ainda há uma certa carência de estudos específicos e técnicos em concreto armado.

Estudantes de engenharia aprendem a dimensionar muito rapidamente e até sem conhecimentos específicos durante o curso na universidade, se deparando assim, quando formados e em sua realidade de trabalho, há carência de maiores informações e dados técnicos sobre fundações.

Assim sendo, esta pesquisa contempla um estudo sobre tubulões a céu aberto dimensionados em concreto armado, quando é possível o seu emprego, cálculos de dimensionamento, especificações normativas e dados atualizados no cenário atual da engenharia.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar os métodos mais utilizados para projeto e execução de tubulões a céu aberto em concreto armado, e verificar os procedimentos normativos estabelecidos pela ABNT, normatizados pela NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento e pela NBR 6122:2010 - Projeto e execução de fundações, para então desenvolver um estudo teórico e técnico que contribua para a evolução e estudos de tubulões.

1.3.2 Objetivos Específicos

São objetivos específicos da pesquisa:

- Buscar através de uma fundamentação teórica em livros, artigos, e normas, os processos de cálculos adotados para a estrutura de tubulões em concreto armado;

- Definição de casos práticos de tubulões a céu aberto, para então com a aplicação da teoria, explorar e aplicar os métodos de cálculos estudados;
- Realização de análises nas metodologias estudadas e desenvolvimento de um processo de cálculo para dimensionamento de tubulões à céu aberto em concreto armado;
- Apresentar resultados que estejam de acordo com as exigências normativas;
- Observar como se comporta a distribuição de tensões pelo tubulão, quando submetido a uma força de compressão vertical, e simultaneamente, a verificação do uso da armadura de fretagem, sendo simples ou helicoidal, para que a estaca cumpra sua função estrutural.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Elementos necessários ao projeto de fundações

2.1.1 Topografia da área

É necessário fazer o levantamento topográfico e planialtimétrico do terreno, e se houver, recolher dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam atingir o terreno).

2.1.2 Dados geológico-geotécnicos

Deve-se fazer a investigação do subsolo, às vezes sendo necessário realizar esta em duas etapas: preliminar e complementar.

Outros dados geológicos e geotécnicos, como mapas, fotos aéreas e de satélite, levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área, etc.

2.1.3 Dados sobre construções vizinhas

Necessita-se saber o número de pavimentos, carga média por pavimento, tipo de estrutura e fundações, desempenho das fundações, existência de subsolo, e possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

2.1.4 Dados da estrutura a construir

Deve-se analisar o tipo e uso que terá a nova obra, seu sistema estrutural (hiperestaticidade, flexibilidade etc.); seu sistema construtivo, (se vai ser usado o método convencional, ou pré-moldado etc.); e suas cargas, que são as ações nas fundações.

2.2 Investigação Geológica

2.2.1 Requisitos básicos de um projeto de fundações

Um projeto de fundação deve assegurar deformações aceitáveis sob sua condição de trabalho, ou seja, atender à verificação de Estados de Limites de Utilização ou de Serviço (ELS), que se trata de fissuras, deformações etc., que comprometem o uso da obra;

E atender a segurança de Estados Limites Últimos (ELU), que se tratam de segurança adequada ao colapso do solo de fundação e segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.2.2 Verificação da segurança ao colapso

Conforme descrito anteriormente, a verificação dos possíveis colapsos é conhecida como a verificação dos estados limites últimos (ELU).

A fixação dos coeficientes de segurança para os problemas geotécnicos é bem complexa, por se tratar de um material na maioria das vezes heterogêneo, em que seu conhecimento é restrito apenas às investigações realizadas em determinados pontos do terreno e que não impedem surpresas, durante ou depois da execução da fundação.

Deve-se então prever uma margem de segurança, que leve em conta eventuais presenças de materiais menos resistentes, e que não foram detectados nas sondagens. Ou seja, são várias influências que geram incertezas e que devem ser consideradas nos coeficientes de segurança, como: nas investigações do subsolo, nos parâmetros dos materiais, nos métodos de cálculo utilizados, nas cargas para as quais se projetam a fundação e na execução.

2.2.3 Coeficientes de segurança

Para levar em conta essas incertezas anteriormente descritas, são introduzidos coeficientes de segurança, que também podem ser chamados de fatores de segurança.

Se essas incertezas forem incluídas num único coeficiente de segurança, ele será chamado de *coeficiente ou fator de segurança global*, também chamado de Método dos Valores Admissíveis. Mas se forem tratadas nos cálculos com coeficientes de ponderação para cada aspecto do cálculo, serão chamados de *coeficientes de segurança parciais*, também chamados de Método de Valores de Projeto.

2.2.4 Uso do Fator de segurança global ou Método dos Valores Admissíveis

Velloso e Lopes (2010), dizem que quando se utiliza esse método, as tensões decorrentes das ações características σ_k , não devem ultrapassar as tensões admissíveis dos materiais, σ_{adm} , que são obtidas dividindo-se as tensões de ruptura ou escoamento σ_{rup} , por um coeficiente ou fator de segurança global FS:

$$\sigma_k \leq \sigma_{adm} ; \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{FS} \quad (1)$$

No caso de fundações, esses princípios devem ser aplicados às cargas:

$$Q_{trab} = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad \text{ou} \quad FS = \frac{Q_{ult}}{Q_{trab}} \quad (2)$$

sendo Q_{trab} a carga de trabalho, ou solicitação característica admissível, e Q_{ult} , é a carga de ruptura, ou resistência característica.

Nas fundações superficiais, o princípio pode ser aplicado às tensões na base:

$$q_{trb} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad \text{ou} \quad FS = \frac{q_{ult}}{q_{trab}} \quad (3)$$

em que q_{trab} , é a tensão de trabalho ou solicitação característica admissível, e q_{ult} é a tensão de ruptura ou resistência característica.

A partir da tabela 1, recomendada por Terzaghi e Peck (1967), e conforme os fatores de segurança segundo Meyerhof (1977), para alguns tipos de obras, pode-se observar na tabela os valores superiores que são usados em análises de estabilidade de estruturas sob condições normais de serviço, e os valores inferiores que são

utilizados em análises baseadas em condições de carregamento máximo e obras provisórias (VELLOSO E LOPES 2010).

Tabela 1 – Coeficientes de segurança globais mínimos

Tipo de Ruptura	Obra	Coef. de segurança
Cisalhamento	Obras de terra	1,3 a 1,5
	Estruturas de arrimo	1,5 a 2,0
	Fundações	2,0 a 3,0
Ação da água	Subpressão, levantamento de fundo	1,5 a 2,5
	Erosão interna	3,0 a 5,0

Fonte: Velloso e Lopes (2015), adaptado pela autora.

A NBR 6122:2010 estabelece que as fundações devem ser verificadas pela análise dos limites últimos, e também pelos estados limites de utilização. Os estados limites últimos podem ser: perda de capacidade de carga, tombamento, ruptura por tração, flambagem, etc.

Segundo a norma brasileira NBR 6122:2010 os valores de fatores globais de segurança para fundações superficiais estão descritos na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2 – Fatores de segurança globais mínimos para elementos de fundação sob compressão

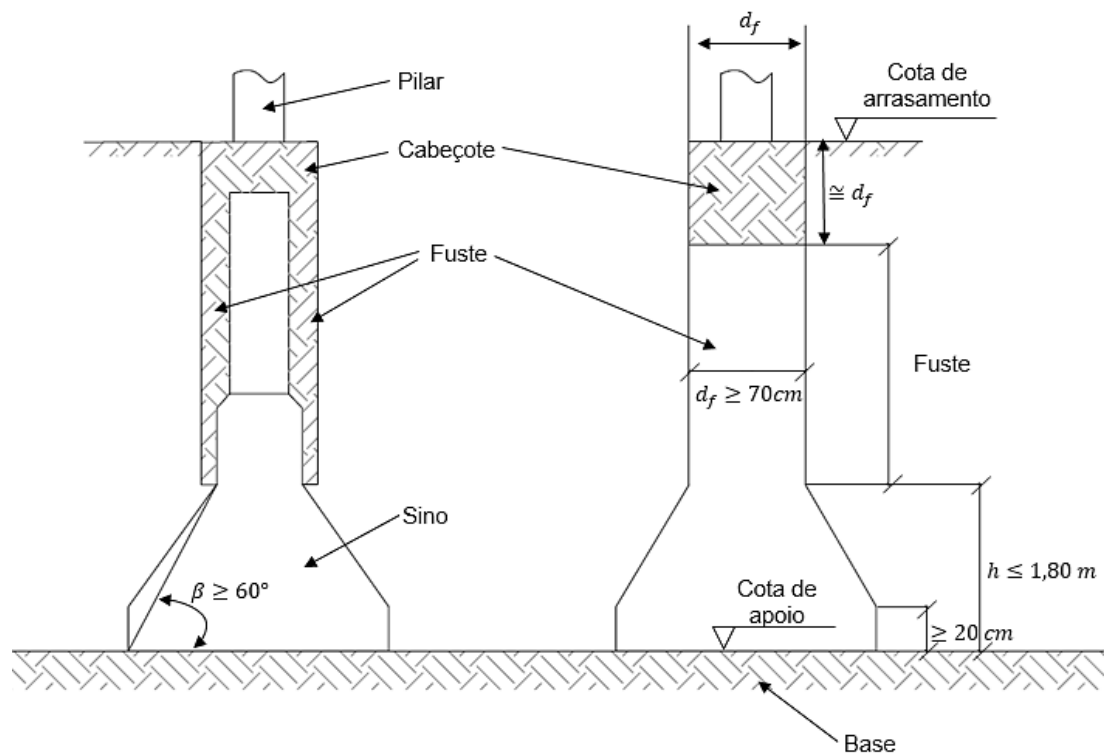
Tipo	Método de obtenção da resistência	FS
Superficial	Método analítico	3,0
	Método semiempírico	3,0
	Método analítico ou semiempírico com duas ou mais	2,0
Profunda	Método analítico	2,0
	Método semiempírico	2,0
	Provas de carga	1,6

Fonte: Velloso e Lopes (2015), adaptado pela autora.

2.3 Tubulões a Céu Aberto

De acordo com a Norma Brasileira para Projeto e Execução de Fundações NBR 6122:2010, tubulão é um elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que pelo menos na sua etapa final há descida de um operário. Suas cargas são transmitidas ao solo na maioria das vezes pela ponta, e pode ser executado com ou sem revestimento, podendo ser de aço ou de concreto. Com a finalidade de diminuir as tensões no solo, no final do fuste é comum fazer o alargamento da base, sendo igual ou maior do que três vezes o fuste.

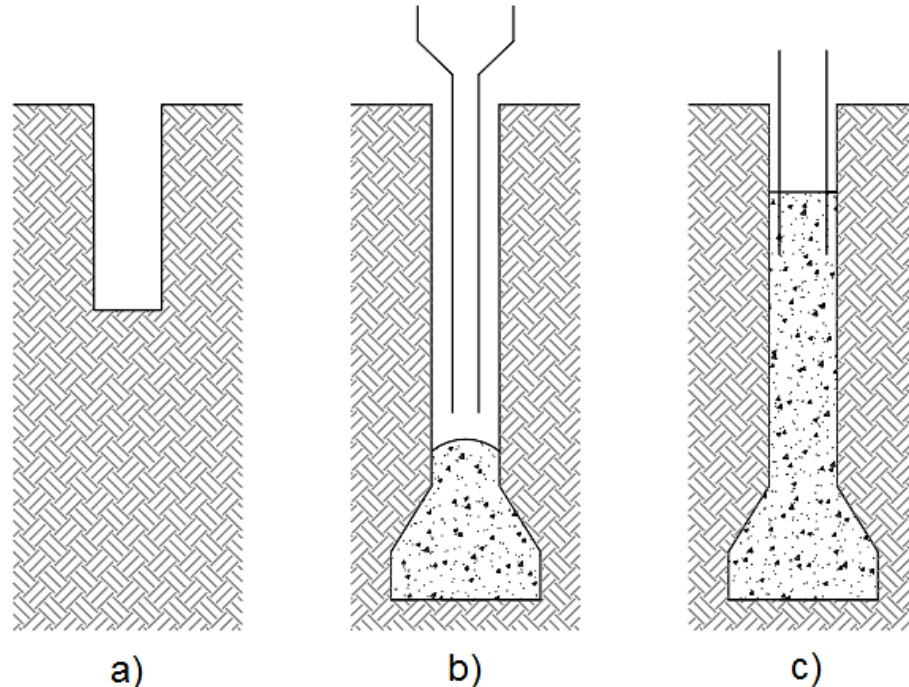
Figura 1 - Tubulão, cabeçote, fuste e base



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

Velloso e Lopes (2010), entretanto, definem tubulão a céu aberto quando este é executado acima do lençol freático. E há três fases de execução desse tipo de tubulão, como mostra a Figura 2.

Figura 2 - Fases de execução do tubulão a céu aberto: a) escavação, b) concretagem a seco, c) tubulão pronto



Fonte: Velloso e Lopes (2010), adaptado pela autora.

2.3.1 Ações e Solicitações

Os tubulões são projetados para transmitir a ação dos pilares diretamente ao solo, por meio do atrito do fuste com o solo e da superfície da base.

2.3.2 Método Construtivo

Dependendo do maciço do solo, o tubulão pode ou não ter base alargada, no caso de tubulões sem base alargada, o processo executivo consiste em três etapas básicas: escavação, colocação da armadura e concretagem.

Existem vários métodos praticáveis, como escavação, que pode ser realizada através de trados, perfuração por circulação rotativa ou técnicas vibratórias. O poço ou furo da escavação pode ser protegido com contenção lateral ou não. A concretagem pode ser realizada por bombeamento ou lançamento do concreto.

Já a execução do tubulão com base alargada, segundo Campos (2015), constitui-se da abertura de um poço, tecnicamente chamado de fuste, com diâmetro maior ou igual a setenta centímetros ($df \geq 70 \text{ cm}$) para que possa possibilitar o trabalho e descida do operário. Na parte inferior é escavada uma base (B) com diâmetro aproximadamente maior ou igual a três vezes o diâmetro do fuste ($B \geq 3df$).

A NBR 6122:2010, recomenda que a base deve ser dimensionada de modo que evite alturas maiores que dois metros. Somente em casos excepcionais admite-se alturas superiores. Além disso quando se percebe que o solo é problemático, deve-se utilizar escoramento, ou o uso de injeções ou cimento na parede da superfície da escavação para evitar o desmoronamento da base. Em seguida, coloca-se as armaduras e posteriormente é feita a concretagem.

Segundo Hartikainen e Gambin (1994), é necessário dar atenção também para a qualidade da mão de obra e máquinas equipamentos para assegurar uma boa instalação e desempenho do tubulão.

Além disso, Campos (2015), indica os seguintes requisitos que devem ser atendidos pelo concreto a ser utilizado no tubulão:

- O consumo de concreto não deve ser inferior a $300 \text{ km}^3/\text{m}^3$;
- O abatimento (*slump*) deve estar entre 8cm e 12cm;
- O concreto deve ter $f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$ aos 28 dias.

Contudo a NBR 6122:2010, afirma a necessidade de se utilizar Classe C20 para o concreto.

2.3.3 Dimensionamento estrutural e Detalhamento dos elementos que compõem o Tubulão

Segundo Campos (2015), ao se dimensionar um tubulão, procura-se coincidir o centro de aplicação da carga com o centro de gravidade do fuste e do tubulão. É comum a transferência de carga ser direta pilar-tubulão, sem a utilização de blocos quando as cargas são baixas.

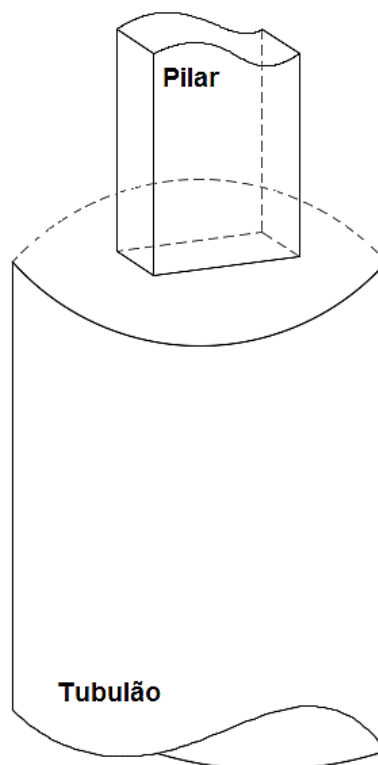
2.3.4 Dimensionamento estrutural e detalhamento do cabeçote

O cabeçote é a transição entre pilar e o fuste. Seu objetivo é de diminuir a tensão na biela de compressão e melhor distribuir a carga de contato entre o tubulão e o bloco, ou entre o tubulão e o pilar.

Campos (2015), define três tipos de transição:

- I. Pilar retangular chegando diretamente no tubulão maciço (transição direta entre pilar e tubulão, conforme ilustrado na Figura 3;
- II. Pilar chegando ao tubulão por meio de um bloco de transição (transição indireta entre pilar, bloco e tubulão);
- III. Pilar chegando ao tubulão vazado, com cabeçote maciço.

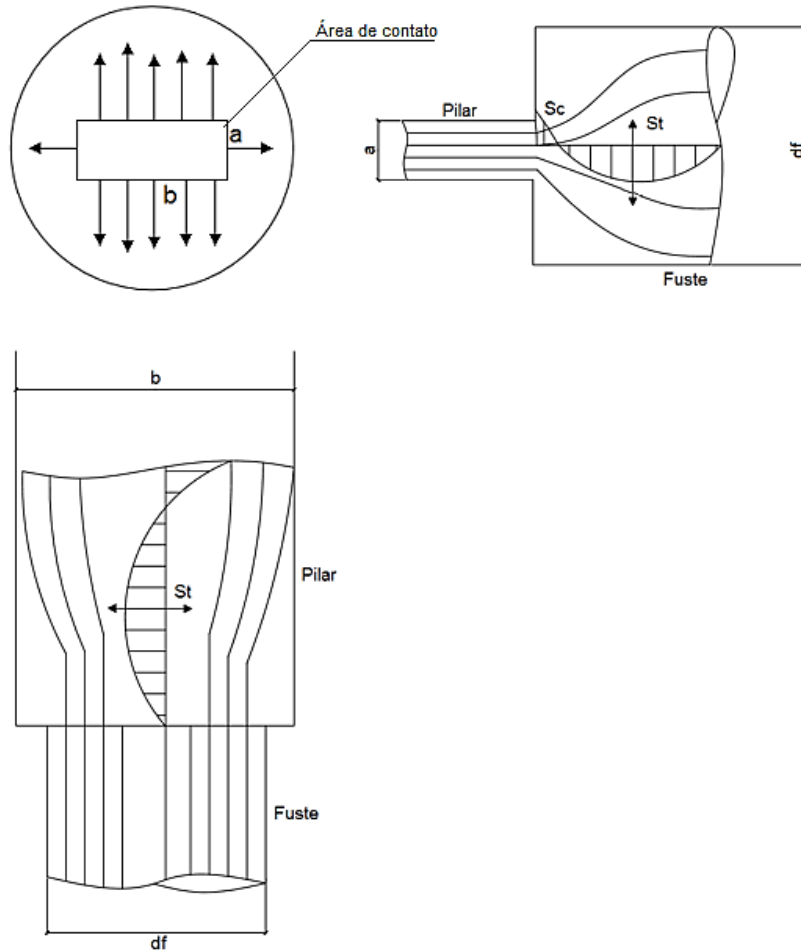
Figura 3 - Ligação pilar - fuste



Fonte: Autora, 2017.

Este trabalho irá aprofundar o estudo do tipo I, com o pilar retangular chegando diretamente no tubulão. Neste caso, é necessário fazer uma fretagem tanto no tubulão quanto no pilar, devido à abertura de carga, conforme exemplificado na Figura 4.

Figura 4 - Desenvolvimento de tensões no pilar e no tubulão

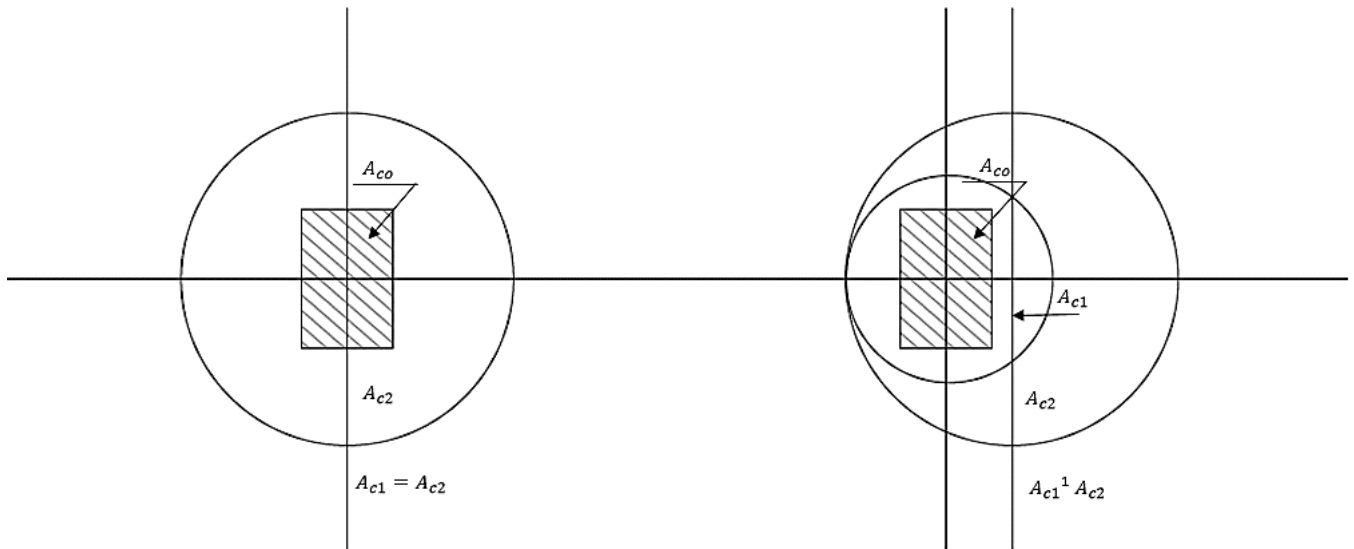


Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

Além disso, precisa-se fazer a verificação da tensão no concreto entre o tubulão e o pilar, já que o pilar geralmente tem a seção reduzida em relação ao tubulão, conforme pode-se analisar na Figura 5.

Sendo assim, a tensão solicitante de compressão aumenta. Entretanto, a NBR 6118:2014, permite um aumento de capacidade resistente.

Figura 5 - Seção do pilar inferior à seção do fuste do tubulão



Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

Dessa forma, a tensão solicitante de cálculo deve ser menor que a capacidade resistente de cálculo:

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} \quad (4)$$

Sendo:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_{co}} \quad (5)$$

$$\sigma_{Rd} = f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} \leq 3,3 f_{cd} \quad (6)$$

Em que:

A_{co} é a área reduzida carregada uniformemente;

A_{c1} é a área máxima total, de mesma forma e mesmo centro de gravidade que A_{co} , inscrita em A_{c2} ;

A_{c2} é a área total, situada no mesmo plano de A_{co} .

A maior tensão de tração ou tensão de fendilhamento, segundo (CAMPOS, 2015) será:

$$\sigma_{t, pilar} = 0,4 \left(1 - \frac{df}{a} \right) \frac{N_s}{A_{pilar}} \quad (7)$$

$$\sigma_{t, fuste} = 0,4 \left(1 - \frac{b}{df} \right) \frac{N_s}{A_{fuste}} \quad (8)$$

Conforme Campos (2015), é dispensado o uso de armadura de fretagem quando:

$$\sigma_{ct} \leq \frac{f_{ctk}}{2} \quad (9)$$

$f_{ctk} = 0,27f_{ck}^{\frac{2}{3}}$, segundo o item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT,2014).

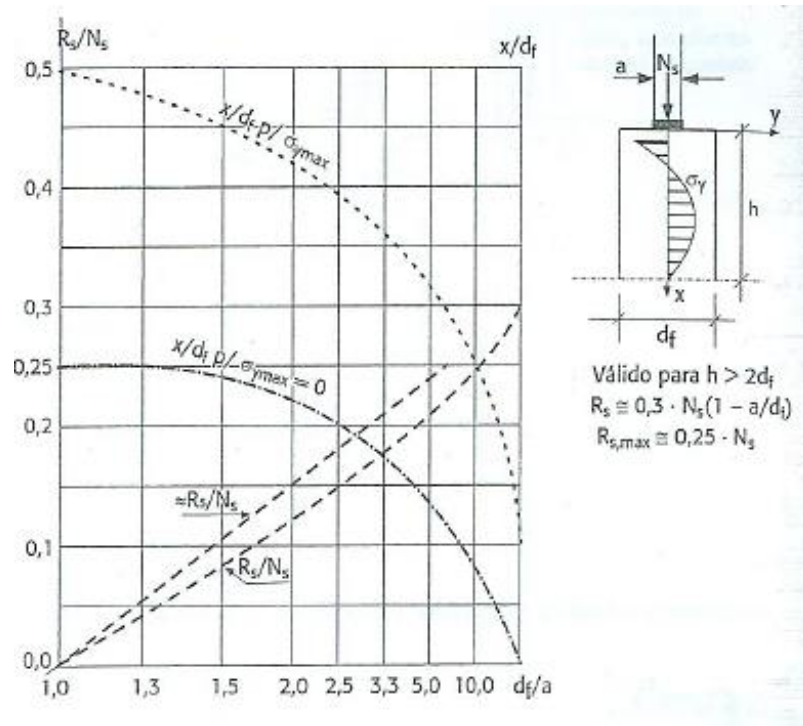
Caso contrário, necessita-se calcular armadura de fretagem.

2.3.5 Armadura de fretagem

Quando existe uma abertura de cargas nas duas direções no topo do tubulão, deve-se calcular a armadura de fretagem, a fim de evitar o colapso do concreto, também chamado de fendilhamento.

A distribuição da armadura para combater o fendilhamento é obtida com o desenvolvimento das tensões σ_y , conforme a Figura 6.

Figura 6 - Valor do esforço de fendilhamento



Fonte: Campos (2015).

Campos (2015), indica que para o cálculo de armadura, a tensão no aço deve ficar entre 180 e 200 MPa.

- Fretagem no pilar:

$$R_s = \left[\left(\frac{N_s}{a} \right) \cdot \frac{(a-d_f)}{2} \right] \left(\frac{1}{\text{tg}\theta} \right) \quad (10)$$

$$\text{tg}\theta = 1,5 \quad (\theta \cong 56,3^\circ) \quad (11)$$

$$R_s = \frac{N_s}{3} \left(1 - \frac{a}{d_f} \right) \quad (12)$$

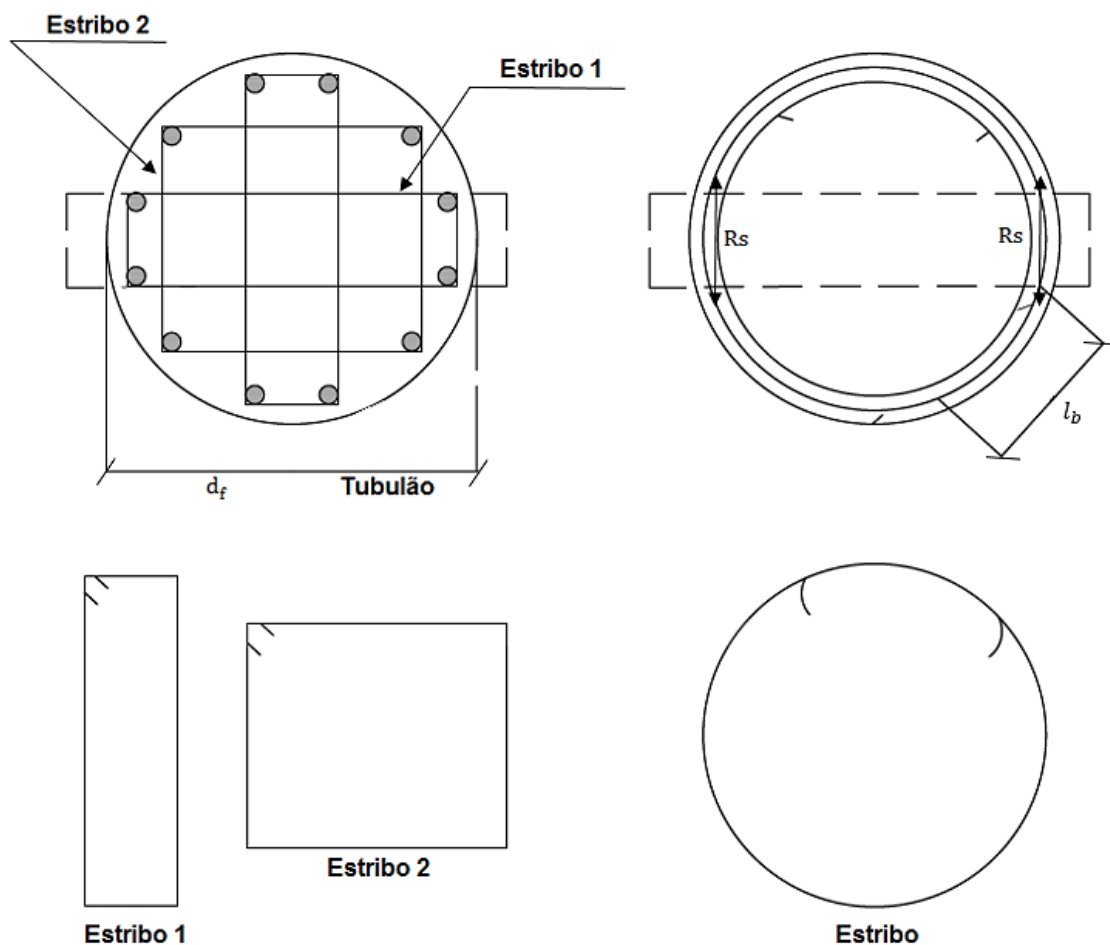
- Fretagem no tubo:

$$R_s = \frac{N_s}{3} \left(1 - \frac{b}{d_f} \right) \quad (13)$$

2.3.5.1 Detalhamento das armaduras de fretagem

A Figura 7, mostra o detalhamento de diferentes fretagens no tubulão. No caso representado da Figura 5, com o pilar tendo as duas dimensões inferiores ao diâmetro do tubulão, existe uma abertura de cargas nas duas direções na cabeça do tubulão, e devem ser calculadas as armaduras de fretagem conforme os cálculos mostrados anteriormente.

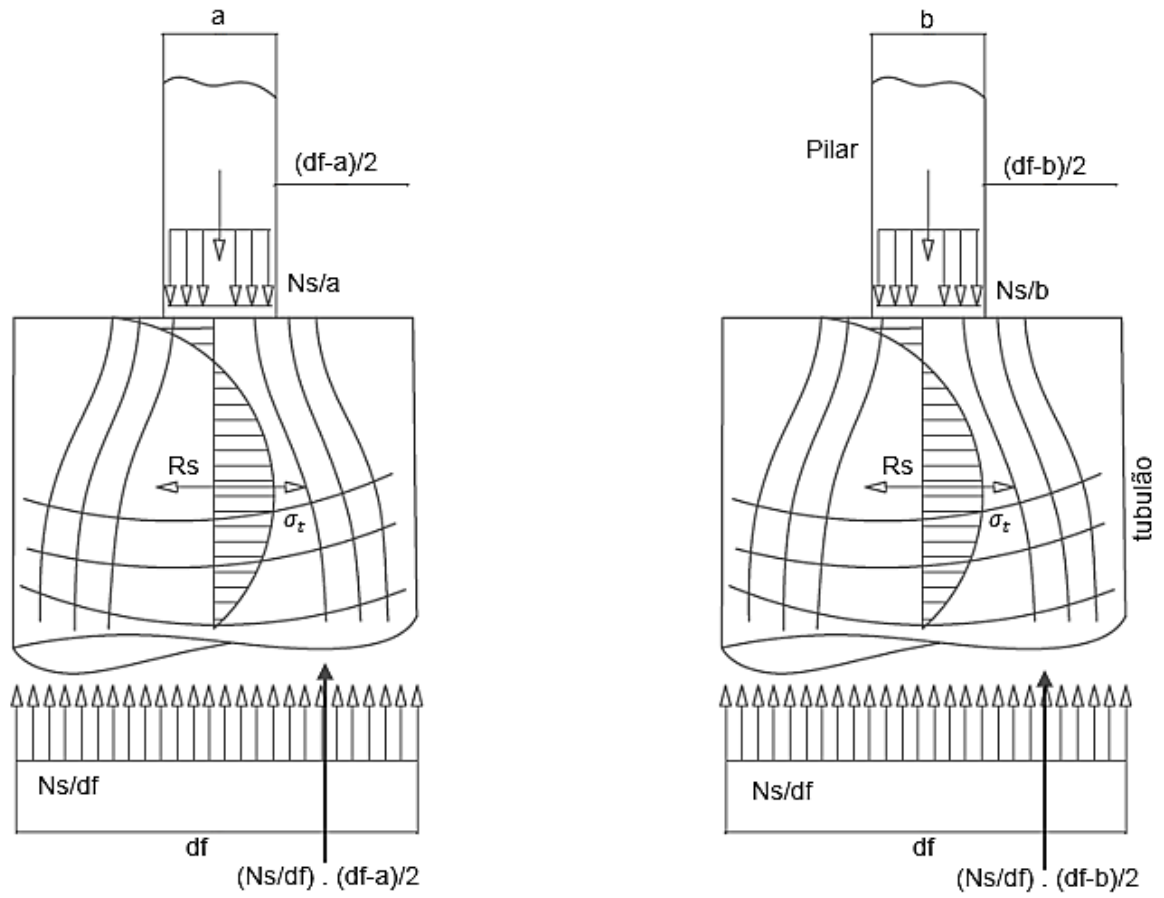
Figura 7 - Detalhe da fretagem no tubulão



Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

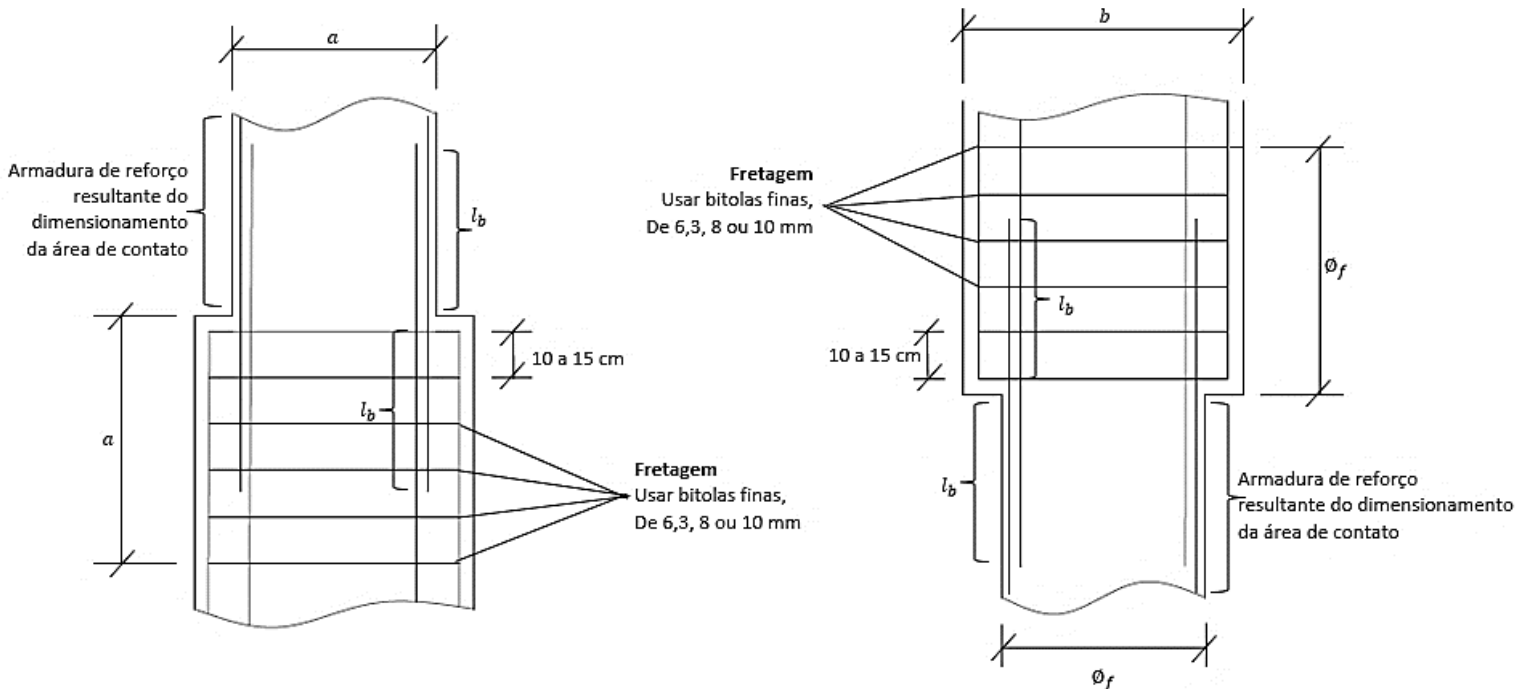
Conforme Campos (2015), deve-se majorar em 25% armadura de fretagem, ou seja, $1,25 A_s$, e distribuir a armadura na altura a ou d_f . Esse fator 1,25 leva em conta que a armadura deveria ser distribuída, na realidade na altura $0,8 a(d_f)$, e na altura $a(d_f)$, como pode ser observado nas Figuras 8 e Figura 9.

Figura 8 - Fretagem no pilar e no tubulão



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

Figura 9 - Armadura e fretagem do tubulão e do pilar



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

2.3.6 Dimensionamento e detalhamento da base

Normalmente a base do tubulão é dimensionada como um bloco de concreto simples sem armadura, e o seu diâmetro é obtido dividindo-se a carga atuante pela tensão admissível do solo.

Já quando o atrito lateral no tubulão for considerado, deve ser desprezado um comprimento igual ao diâmetro da base imediatamente acima dela, conforme o (item 8.2.1.2 da NBR 6122, ABNT, 2010).

De acordo com o item 24.6.2 da NBR 6122 (ABNT, 2010), a área da fundação deve ser dimensionada a partir da tensão admissível do solo, não considerando as cargas majoradas.

Além disso, o item 8.2.2.6.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010) recomenda que os tubulões quando necessitam de base alargada (sino), não devem ter altura superior a 1,80 metros, e de acordo com a bibliografia de Velloso e Lopes (2010), a base não deve ter altura maior que 2,00 metros. Os alargamentos de base são feitos de maneira que a forma final da base dispense armadura, e deve ter forma de tronco de cone,

podendo ter base circular ou falsa elipse. A falsa elipse (fig. 11) é utilizada para evitar a área de divisa do terreno.

Assim, na base é adotado um ângulo de 60° com a horizontal. Salienta-se ainda que a base do rodapé deve ter altura de no mínimo 20 centímetros, conforme descrito na NBR 6122: 2010 e que também pode ser observado na Figura 10.

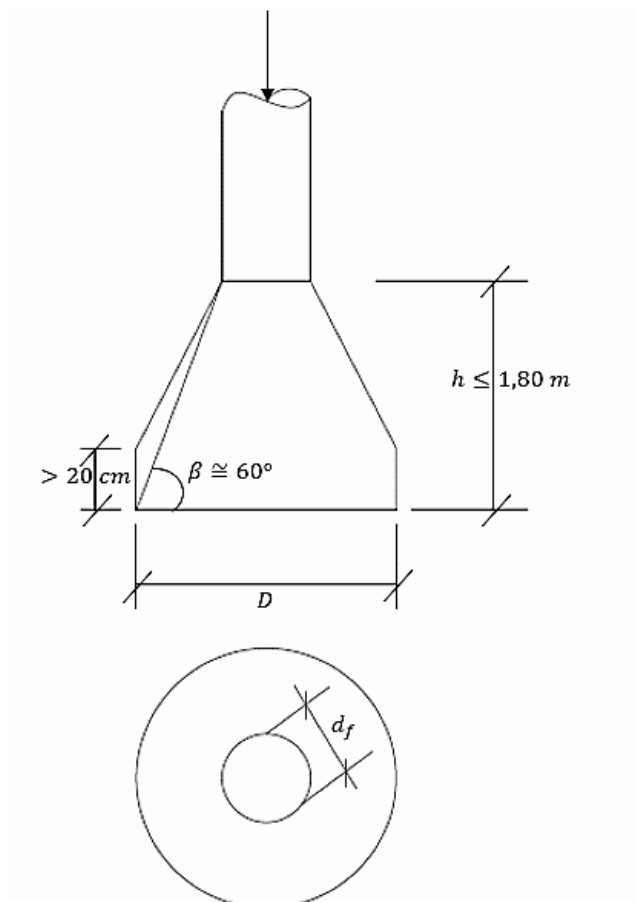
$$A_{\text{base}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm},s}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (14)$$

$$D = \sqrt{\frac{4N_s}{\pi \cdot \sigma_{\text{adm},s}}} \quad (15)$$

Cálculo da altura da base:

$$h = \text{tg } \beta \frac{(D-d_f)}{2} \quad (16)$$

Figura 10 - Detalhamento em planta da base do tubulão

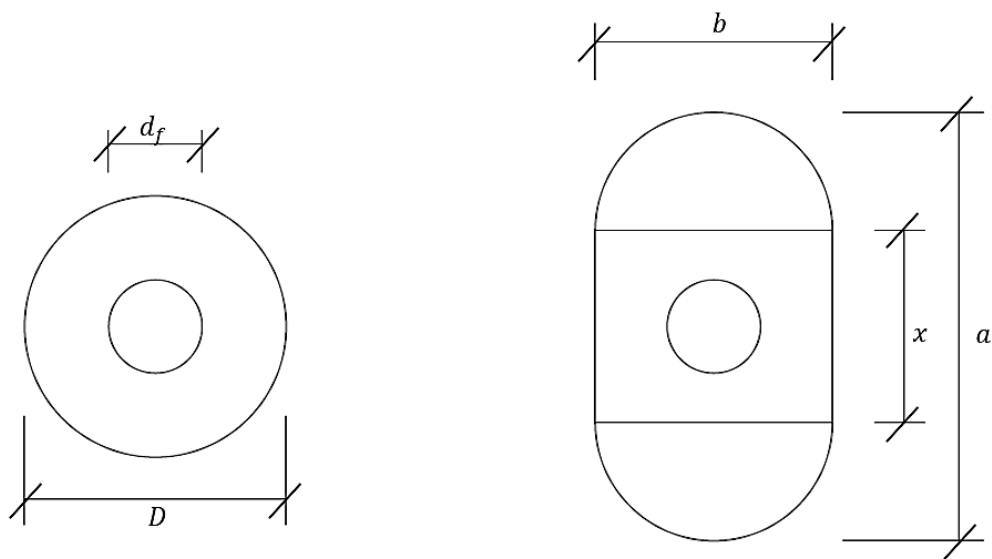


Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

A transição do fuste para a base é feita por meio de uma superfície troncocônica denominada sino. A altura h é determinada pelo ângulo β . No caso de a base necessitar ser uma falsa elipse, a área é dada por:

$$A_{\text{base}} = \frac{\pi \cdot b^2}{4} + b \cdot x = \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}} \cdot \text{solo}} \quad (17)$$

Figura 11 - Vistas em planta das áreas da base



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

Alonso (1998) recomenda para esses casos a relação $a/b \leq 2,5$.

Os critérios empregados pelos projetistas de concreto para determinação do ângulo β preconiza que as tensões de tração desenvolvidas na base não devem ultrapassar a resistência do concreto à tração, $\frac{f_{ct}}{2}$.

$$f_{ct} = 0,97c_{t,sp} \quad (f_{ct}, sp = \text{resistência à tração indireta}) \quad (18)$$

2.3.7 Dimensionamento e detalhamento do fuste

Segundo Campos (2015), quando o tubulão não é executado com base alargada, admite-se que ele seja contido em um meio elástico, no caso o solo.

Sendo assim, a determinação dos esforços solicitantes pode ser feita utilizando-se as fórmulas para vigas sobre apoios elásticos

. Os tubulões submetidos a esse caso, possuem momentos e esforços horizontais mais complexos do que tubulões submetidos a cargas axiais. Esses elementos submetidos a cargas axiais, segundo alguns autores, possuem propriedades que pouco influenciam no comportamento do conjunto solo - tubulão, visto que, na maioria dos casos já observados, a ruptura do conjunto se dá pela ruptura do solo na região de contato.

Já os tubulões submetidos à flexão comporta e esforços horizontais, têm suas propriedades estruturais influenciando no comportamento do conjunto tal como as propriedades do solo na região de contato, e as rupturas mais frequentes ocorrem no elemento estrutural.

No caso de tubulões executados com alargamento de base com tubos pré-moldados, não é recomendável admitir-se o confinamento do solo. O preenchimento dos espaços vazios entre a camisa do tubulão e o solo é feito durante a execução à medida que ocorrem quedas e desmoronamento do solo das paredes laterais.

Para os tubulões executados com camisa pré-moldada é importante verificar se existe folga entre o fuste e o poço. Caso exista esse vazio, deve ser injetado argamassa, para garantir o confinamento do solo, e o fuste deve estar em contato com o solo.

A existência dessa folga, deve ser verificada pelo engenheiro da obra, ou pela fiscalização.

2.3.7.1 Cálculo das armaduras e detalhamento do fuste

I. Elemento estrutural solicitado somente à compressão:

Verificação da tensão no concreto para se trabalhar como concreto simples (sem armadura longitudinal)

Os tubulões não encamisados segundo o item 8.6.3 da NBR 6122 (ABNT, 2010), podem ser executados em concreto simples, ou seja, não armado (exceto ligação com o bloco), quando solicitados por cargas de compressão e observadas as condições.

Deve-se obedecer aos coeficientes de minoração, quando aplicado ao concreto recebe o nome de γ_c e quando em relação ao aço recebe o nome de γ_s .

A norma NBR 6118:2014 fornece uma tabela para uso com estes dois coeficientes.

Tabela 3 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Especiais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118:2014 adaptado pela autora.

Assim:

- Coeficientes: $\gamma_f = 1,4$; $\gamma_c = 1,8$ e $\gamma_s = 1,15$;
- Tensão máxima atuante: 5,0 MPa;

Deste modo, a solicitação de cálculo de acordo com o item 24.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), não deve ultrapassar N_{Rd} . Logo:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = 0,63f_{cd} \cdot A_c \left[1 - \left(\frac{\alpha l}{32d_f} \right)^2 \right] \leq 5,0 \text{ MPa} \cdot A_c \quad (19)$$

Em que:

α é o fator que define as condições de vínculo nas extremidades;

$\alpha = 1,0$ quando não existirem restrições à rotação tanto no apoio quanto na base;

$\alpha = 0,8$ quando existir alguma contra rotação tanto no topo quanto na base;

d_f é o diâmetro do fuste;

l é o comprimento do fuste (distância vertical entre os apoios).

II. Elemento estruturais solicitados à flexão composta:

A tensão máxima nas fibras de concreto simples, segundo o item 24.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), não deve exceder os valores das tensões resistentes de cálculo. Nesses casos de concreto simples, o coeficiente de majoração será:

$$\gamma_f = 1,2 \cdot 1,4 = 1,68 \quad (20)$$

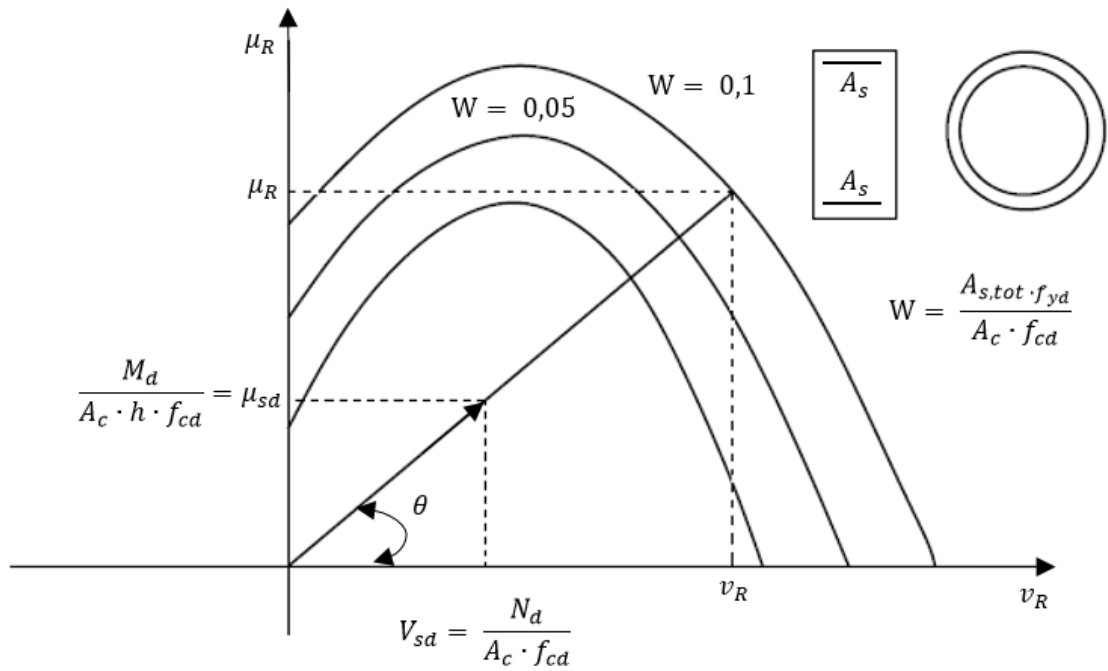
sendo para:

$$\text{Fibra externa comprimida: } \sigma_{cRd} = 0,85f_{cd} = \left(\frac{0,85}{1,68}\right) \cdot f_{ck} = 0,5f_{ck} \quad (21)$$

$$\text{Fibra externa tracionada: } \sigma_{cRd} = 0,85f_{ctd} \quad (22)$$

Nos cálculos das armaduras para os elementos solicitados à flexão composta, serão utilizados ábacos, que são curvas de interação mais práticas e podem ser elaboradas considerando os pares resistentes adimensionais (μ_d, v_d) , normalmente para distribuição de armaduras simétricas, como mostra a Figura 12 - caso típico de elementos estruturais circulares, como estacas e tubulões.

Figura 12 - Curvas de interação adimensionais



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

Onde:

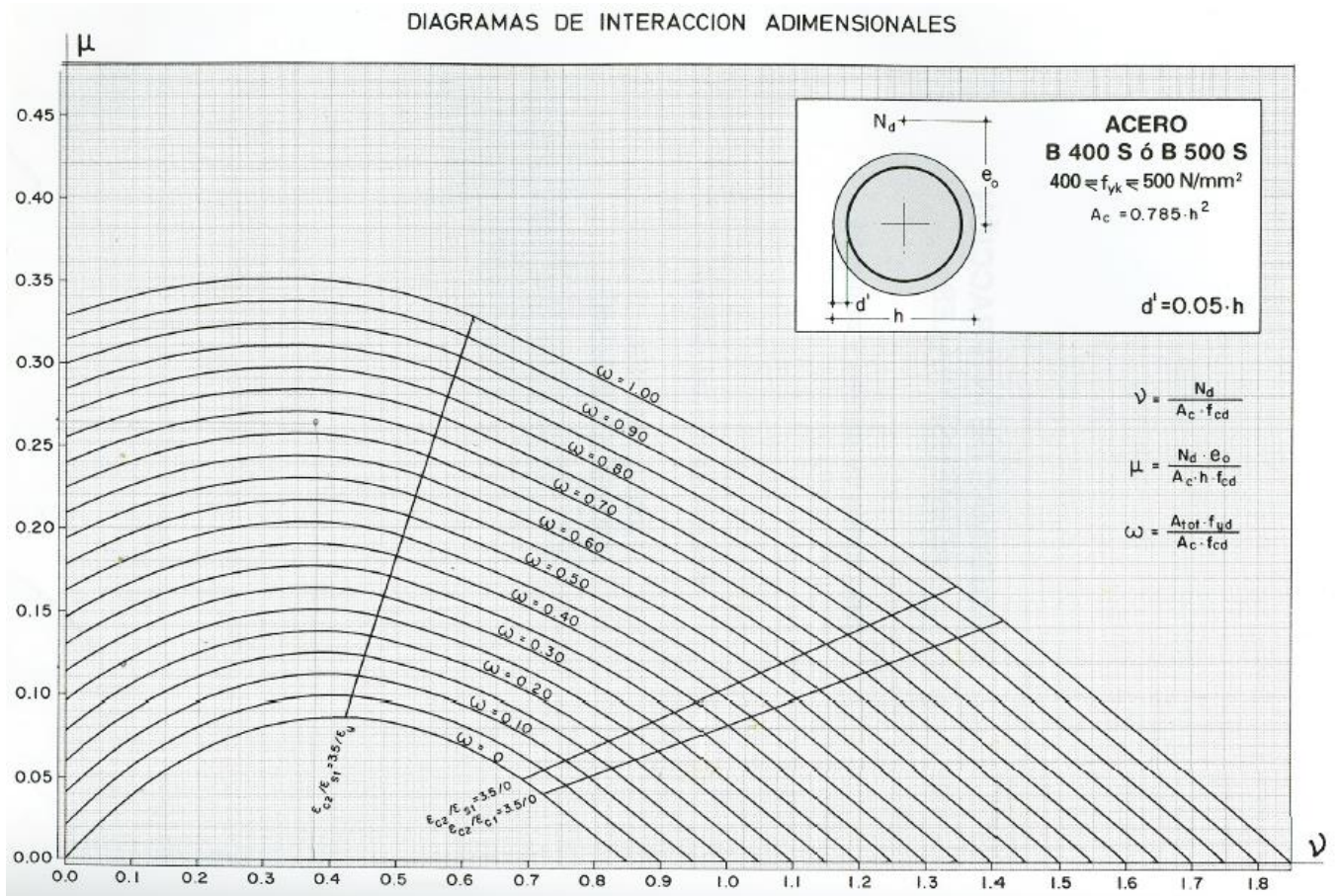
$$V_{sd} = \frac{N_{Rd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (23)$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h} \quad (24)$$

$$\omega = \frac{A_{s,tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (25)$$

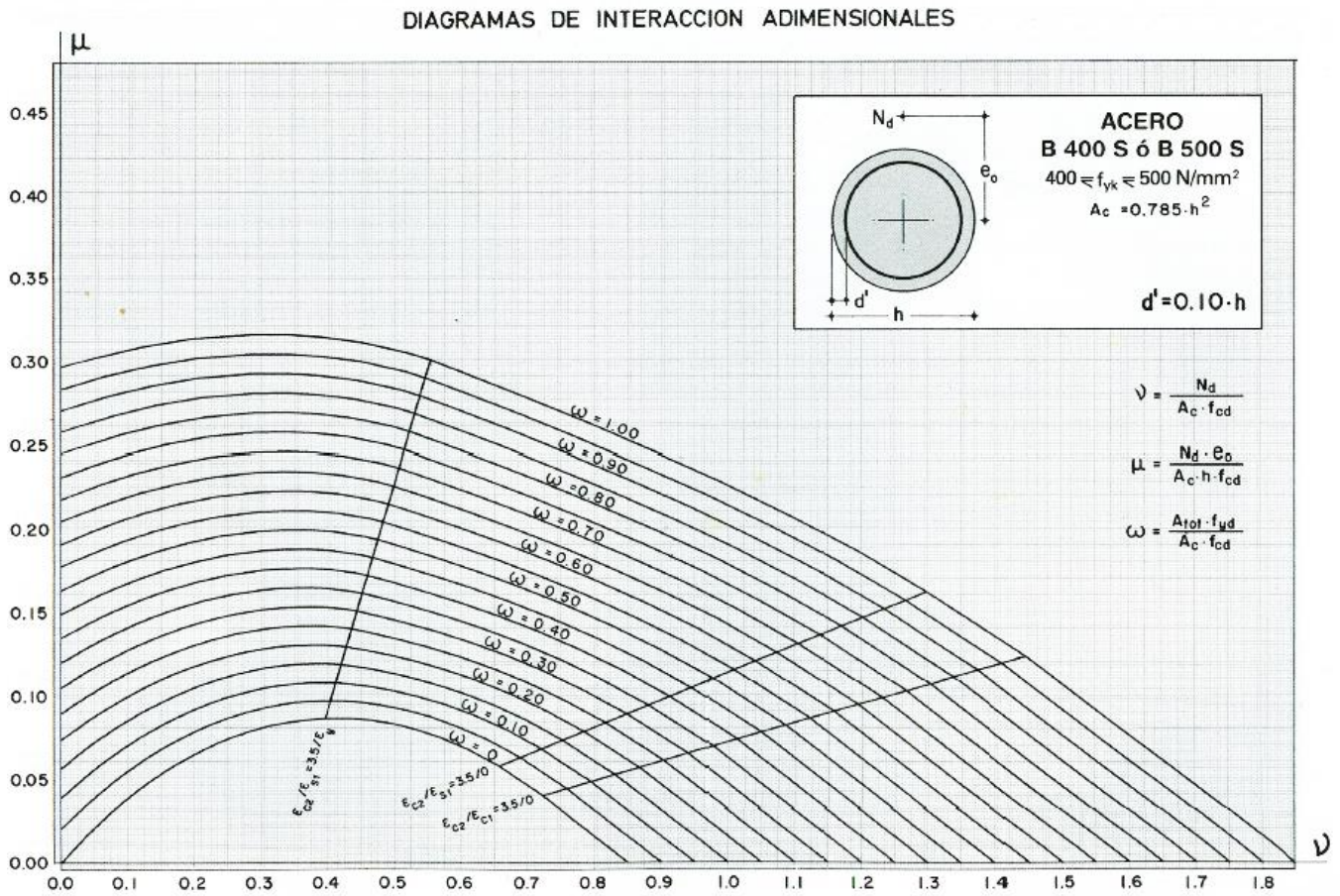
Os ábacos encontrados para seção circular, pode ser verificado nas Fig.13, Fig.14 e Fig15 .

Figura 13 - Curva de interação para elementos circulares. Gráfico adimensional para dimensionamento de peças submetidas à flexão composta (seção circular: $d' = 0,05d_f$)



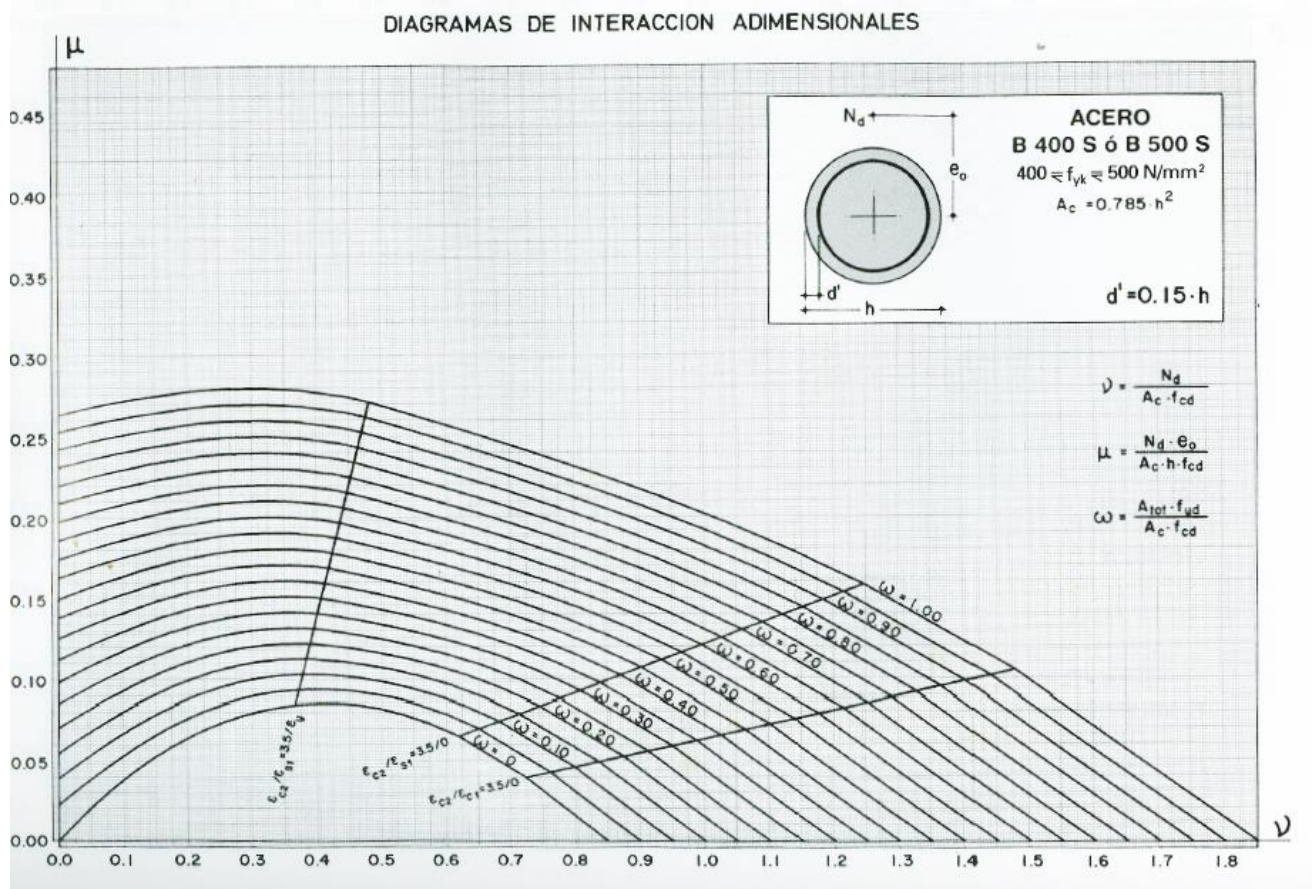
Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2001), 14ª ed., pag. 676.

Figura 14 – Curva de interação para elementos circulares. Gráfico adimensional para dimensionamento de peças submetidas à flexão composta (seção circular: $d' = 0,10d_f$)



Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2001), 14ª ed., pag. 677.

Figura 15 - Curva de interação para elementos circulares. Gráfico adimensional para dimensionamento de peças submetidas à flexão composta (seção circular: $d' = 0,15d_f$)



Fonte: Montoya, Meseguer e Cabré (2001), 14ª ed., pag. 678.

III. Dimensionamento e detalhamento à força cortante:

A verificação por causa da compressão na biela se dá pelo seguinte cálculo:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (26)$$

Em que α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, em que pode se tomar valores entre 45° e 90° , e o θ é o ângulo que as bielas formam com o eixo horizontal, e pode variar de 30° a 45° .

$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ é um fator redutor da resistência à compressão do concreto quando existir tração transversal por efeito de armadura e existir fissuras transversais às tensões de compressão, com f_{ck} em megapascal.

Fazendo $\alpha = 90^\circ$ $\theta = 45^\circ$:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (27)$$

Cálculo da armadura, caso necessário:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_C \cdot V_{sw} \quad (28)$$

Em que:

$$V_C = V_{CO} = 0,6f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (29)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (30)$$

Sendo assim, V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal (item 17.4.2.2 da NBR 6118, ABNT, 2014).

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9d \cdot f_{ywd}(\sen \alpha + \cos \alpha) \quad (31)$$

Resultando:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s \cdot \sen \alpha}\right) \geq \left(\frac{\frac{V_{sd}}{(b_w \cdot d)} - 0,6f_{ctd}}{0,9f_{ywd} \cdot \sen \alpha (\sen \alpha + \cos \alpha)}\right) b_w = \rho_w \cdot b_w \quad (32)$$

Em que ρ_w é a taxa de armadura transversal.

$$\rho_w = \left(\frac{\frac{V_{sd}}{(b_w \cdot d)} - 0,6f_{ctd}}{0,9f_{ywd} \cdot \sen \alpha (\sen \alpha + \cos \alpha)}\right) \geq \rho_{w,mín.} \quad (33)$$

2.3.7.2 Detalhamento estrutural do fuste

- Armaduras longitudinais de tração e de compressão:

Valores mínimos (item 17.3.5.3.1 da NBR 6118, ABNT, 2014):

$$A_{s,mín.} = 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,4\% A_c \quad (34)$$

Sendo:

N_d = Força normal de cálculo

f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva

A_c = Área da seção transversal de concreto

Valores máximos (item 17.3.5.3.2 da NBR 6118, ABNT, 2014):

$$A_{s,máx.} = 8\% A_c \quad (35)$$

Diâmetro mínimo da armadura (item 18.4.2.1 da NBR 6118, ABNT, 2014):

$$10\text{mm} \leq \phi_l \leq 1/8 \text{ da menor dimensão transversal} \quad (36)$$

Espaçamento mínimo entre as barras longitudinais (item 18.4.2.2 da NBR 6118, ABNT, 2014):

$$s \text{ ou } e \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \text{diâmetro da barra} \\ 1,2 \text{ vez a dimensão máxima do agregado} \end{cases} \quad (37)$$

- Armadura mínima pela cortante (armaduras transversais)

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \rho_{sw} \cdot b_w \geq \rho_{sw,mín.} \cdot b_w \quad (38)$$

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,mín.} = 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} = \frac{0,6 f_{ck}^{2/3}}{f_{ywk}} \quad (39)$$

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (40)$$

- Armaduras transversais (estribos)

Diâmetro mínimo (item 18.4.3 da NBR 6118, ABNT, 2014):

$$\varnothing_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \text{ do diâmetro da barra longitudinal isolada} \end{cases} \quad (41)$$

Espaçamento longitudinal entre os estribos (item 18.4.3 da NBR 6118, ABNT, 2014):

$$e \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 24\varnothing \text{ para CA} - 25, 12\varnothing \text{ para CA} - 50 \end{cases} \quad (42)$$

Campos (2015), recomenda utilizar armaduras longitudinais simétricas e uniformemente distribuídas porque pode haver possibilidade de inversão do sentido da solitação e por ser uma simplificação construtiva, que visa impedir risco no posicionamento das armaduras.

3 METODOLOGIA

Serão aplicados e analisados os modelos de cálculo estrutural de tubulões, conforme a revisão bibliográfica realizada, visando aprofundar o conhecimento da estrutura e dimensionamento do tubulão a céu aberto sem bloco entre o pilar e a fundação.

Sendo assim, serão apresentados dois casos de aplicação dos modelos de cálculo estudados, para os quais serão realizados todos os cálculos, detalhamento e seus resultados.

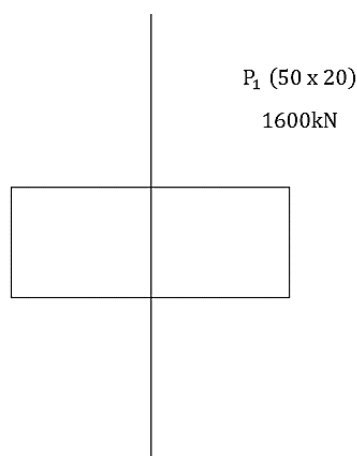
O caso 1 consiste em um pilar com uma carga de compressão sendo aplicada diretamente na fundação, sendo esta, o tubulão armado para a fretagem, que se trata da armadura de cintamento, que suporta os esforços causados pela carga, impede que o concreto fendilhe.

No caso 2 além da armadura de fretagem, será analisado um modelo prático que além da armadura de fretagem, também será analisado uma carga de flexocompressão, levando-se em conta a armadura do fuste também.

3.1 Caso de aplicação 1

O primeiro caso a analisado, consiste em um tubulão que recebe um pilar de 50cm x 20cm e oito barras de diâmetro $\varnothing 20.0$ mm;

Figura 12 - Pilar e carga



Fonte: Autora, 2017.

Descarrega então, a força de $N_k = 1600$ kN na cabeça do tubulão.

3.1.1. Armadura de Fretagem

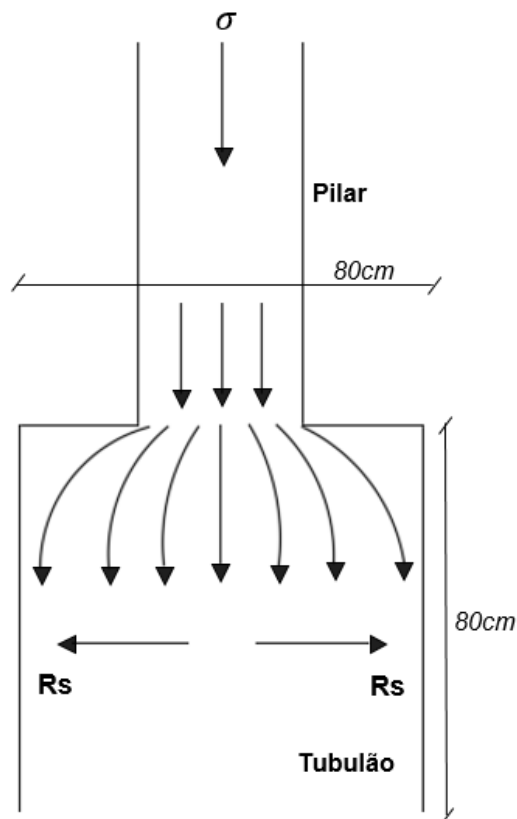
Majora-se N_k com o coeficiente $\gamma_f = 1,4$, tem-se então:

$$N_{sd} = 1600 \text{ kN} \cdot 1,4 = 2240 \text{ kN}$$

Adotou-se para fins de cálculo $N_{sd} \cong 2300 \text{ kN}$.

No modelo analisado, não foi usado bloco de ligação entre pilar e tubulão, considerou-se o pilar exercendo uma força de compressão vertical diretamente no topo do tubulão. Esta força vertical resulta em uma força transversal de tração R_s , diretamente no topo do tubulão, resultando em uma força transversal de tração (R_s), conforme Fig. 17.

Figura 17 - Tensão de compressão e força de tração no cabeçote do tubulão



Fonte: Autora, 2017.

R_s é a força de tração, que mostra onde o tubulão tende a fendilhar.

Através desta força, calcula-se a armadura de cintamento, que serve para impedir que o concreto fendilhe na parte inicial do tubulão, também chamada de cabeçote.

Sendo assim, calculou-se a armadura transversal ou de cintamento do tubulão, a qual deverá suportar a referida força de tração R_s como segue o cálculo da equação 12:

$$R_s = \frac{N_{sd}}{3} \left(1 - \frac{a}{d_f}\right) = \frac{2300}{3} \left(1 - \frac{0,20}{0,80}\right) = 575,00 \text{ kN}$$

Assim, e a partir de N_{sd} , pode-se definir a área de aço da fretagem por:

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \tag{43}$$

Em que:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

Então, encontra-se a área de aço necessária para a fretagem do tubulão:

$$A_s = \frac{575,00 \text{ KN}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 13,25 \text{ cm}^2$$

Mediante o exposto, tem-se $A_s = 13,25 \text{ cm}^2$, que é a área de aço necessária para o cintamento do topo do tubulão.

3.1.1.1 Solução com estribos retangulares

Se ao longo dos 80 cm iniciais do fuste do tubulão, espaçarmos a armadura em 8 camadas de 8 cm, 10 cm ou 12 cm de espaçamento entre elas tem-se:

A área de aço dividida pelo espaçamento entre as camadas e depois pelo número de barras:

$$\text{a) } \frac{13,25}{8} = 1,65625 \text{ cm}^2 ; \frac{1,65625}{6} = 0,27604 \text{ cm}^2.$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 6 barras Ø6.3mm, como são dois ramos, tem-se 12 barras Ø6.3mm

$$\text{b) } \frac{13,25}{10} = 1,325 \text{ cm}^2 ; \frac{1,325}{6} = 0,2208 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 6 barras Ø6.3mm, como são dois ramos, tem-se 12 barras Ø6.3mm

$$\text{c) } \frac{13,25}{12} = 1,1041 \text{ cm}^2 ; \frac{1,1041}{6} = 0,1577 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 6 barras Ø5.0mm, como são dois ramos, tem-se 12 barras Ø5.0mm

3.1.1.2 Solução com estribos helicoidais

Caso espaçar 8 cm ao longo dos 80 cm iniciais do fuste, tem-se 10 barras em espiral, como são dois ramos, tem-se 20 barras ao longo dos 80 cm iniciais.

Utiliza-se cobrimento nominal de 5 cm, logo:

$$S = \frac{75}{10} = 7,5 \cong 8 \text{ cm}$$

$$\text{a) } \frac{13,25}{16} = 0,828 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 16 barras Ø6.3mm

Caso espaçar 10 cm ao longo dos 80 cm iniciais do fuste, tem-se 8 barras em espiral, logo, 16 barras ao longo dos 80 cm iniciais.

Utiliza-se cobertura nominal de 5 cm, logo:

$$S = \frac{75}{8} = 9,38 \cong 10\text{cm}$$

$$\mathbf{b)} \quad \frac{13,25}{16} = 0,83 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 14 barras Ø6.3mm

Caso espaçar 12 cm ao longo dos 80 cm iniciais do fuste, tem-se 7 barras em espiral, logo, 14 barras ao longo dos 80 cm.

Utiliza-se cobertura nominal de 5 cm, logo:

$$S = \frac{75}{10} = 10,7 \cong 11 \text{ cm}$$

$$\mathbf{c)} \quad \frac{13,25}{14} = 0,946 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 20 barras Ø10.mm

Conforme verificado na equação 41, a armadura transversal atende ao estabelecido em norma.

$$\varnothing_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \text{ do diâmetro da barra longitudinal isolada} \end{cases}$$

3.1.1.3 Armadura Longitudinal

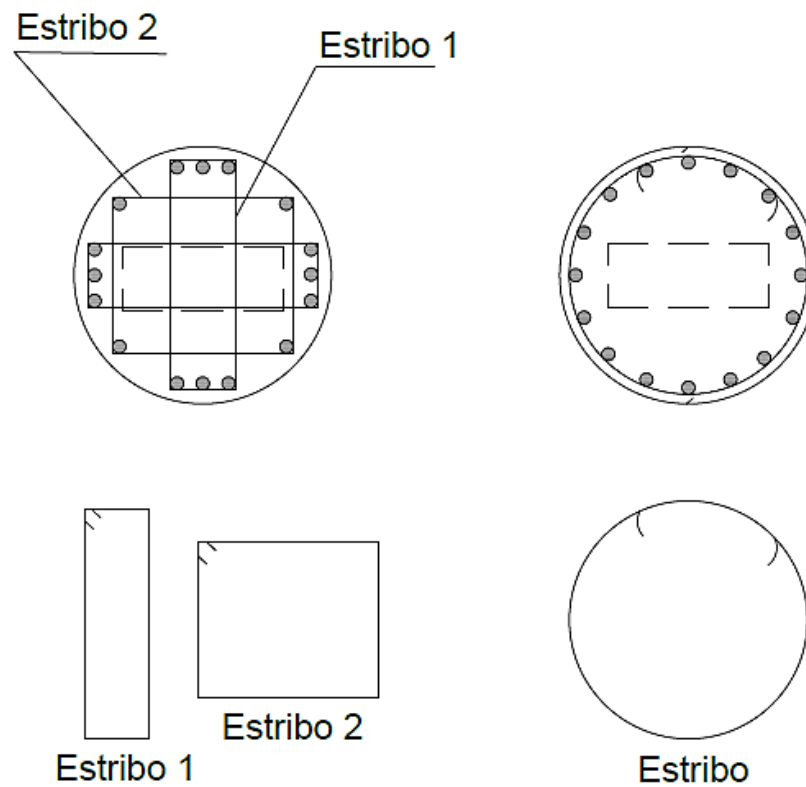
Para a armadura longitudinal tem-se como possíveis soluções adotar-se 16 barras de Ø16.0 mm como mostra o cálculo:

$$\mathbf{a)} \quad \frac{25,13}{16} = 1,5706 \text{ cm}^2$$

Conforme verificado na equação 42, a armadura longitudinal atende ao mínimo estabelecido em norma.

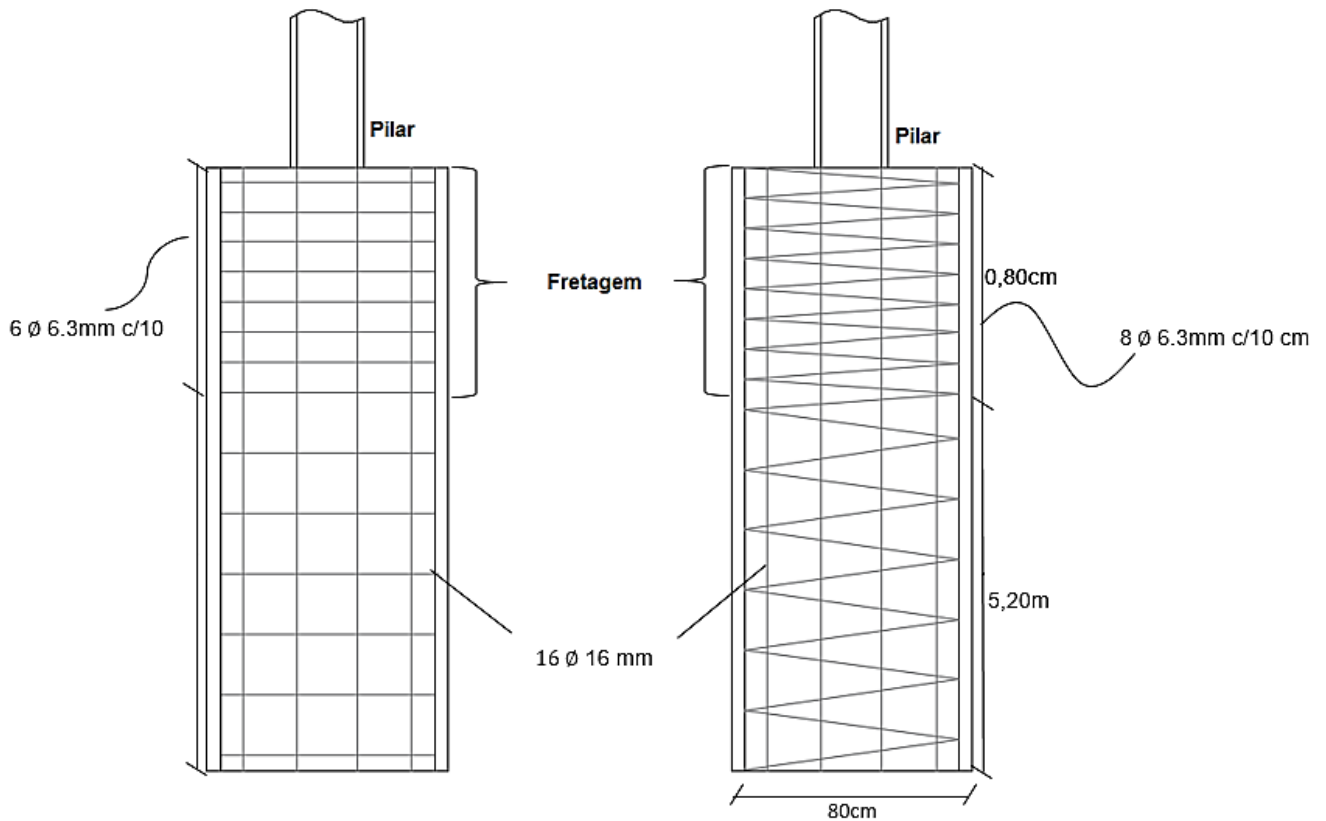
$$e \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 24\phi \text{ para CA - 25, } 12\phi \text{ para CA - 50} \end{cases}$$

Figura 13 - Detalhes da armadura de fretagem no caso 1 de tubulão



Fonte: Autora, 2017.

Figura 14 – Vista em corte da armadura de fretagem nos dois casos analisados



Fonte: Autora, 2017.

3.1.2 Dimensionamento e detalhamento da base do tubulão

3.1.2.1 Cálculo da área da base

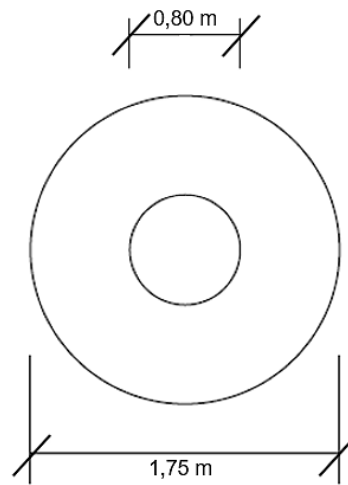
Através da equação 15, para o pilar da fig.13 calcula-se a área da base, representada por D.

Com a carga $N_k = 1600$ kN não majorada, e presumindo-se um solo com spt médio de 20, tem-se $\sigma_{adm,solo}$ de 667 kN/m².

a) Área da base

$$D = \sqrt{\frac{4N_s}{\pi \cdot \sigma_{adm,s}}} = \sqrt{\frac{4 \times 1600}{\pi \cdot 667}} = 1,74\text{m} \cong 1,75\text{m}$$

Figura 15 - Áreas da base do tubulão



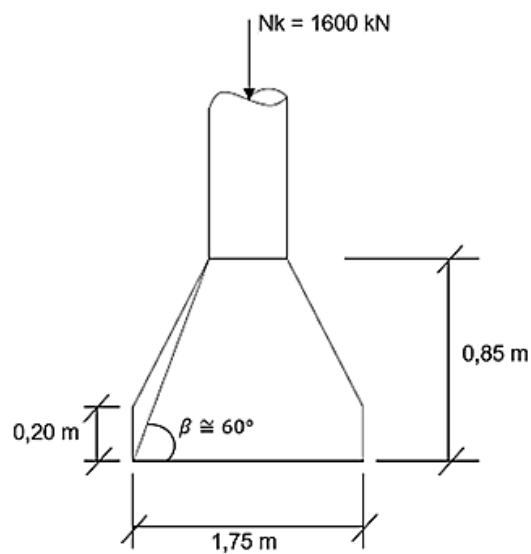
Fonte: Autora, 2017.

b) Altura da base

Utilizado a equação 16, tem-se a altura da base:

$$h = \operatorname{tg} \beta \frac{(D - d_f)}{2} = \operatorname{tg} 60^\circ \frac{(1,75 - 0,80)}{2} = 0,82 \cong 85 \text{ cm}$$

Figura 16 – Detalhamento da base do caso 1 de tubulão



Fonte: Autora, 2017.

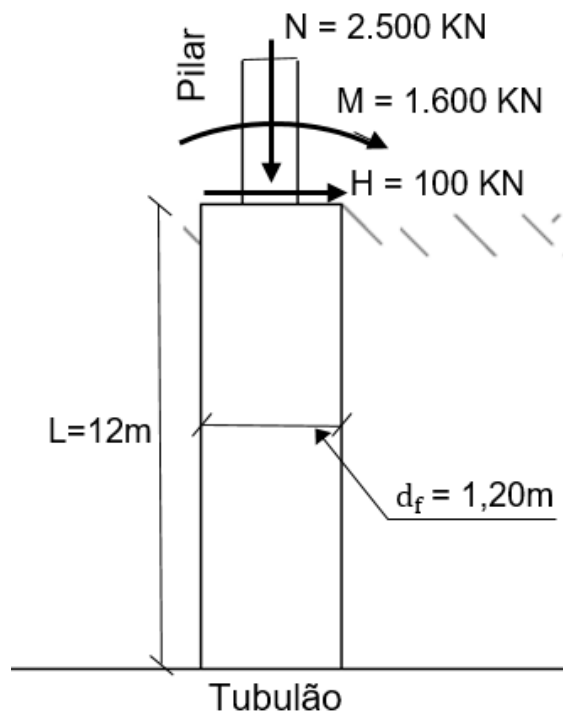
Salienta-se ainda que a altura da base deve ter no mínimo 20 cm de altura, conforme especificado em norma e anteriormente no item 2.3.6 deste trabalho.

3.2 Caso de aplicação 2

Através de um segundo modelo analisado, em que o tubo recebe um pilar nas dimensões 30cm x 70cm e com seguintes esforços sendo aplicados no tubo de diâmetro $D_f = 1,20$ metros e profundidade de $L=12$ m:

- Carga vertical: $N = 2500$ kN
- Esforço horizontal: $H = 100$ kN
- Momento Fletor $M = 1600$ kN · m
- Diâmetro do tubo $D_f = 1,20$ m

Figura 17 - Cargas sendo aplicadas no topo do caso 2 de tubo



Fonte: Autora, 2017.

3.2.1 Armadura de Fretagem

Majora-se N_k com o coeficiente $\gamma_f = 1,4$, tem-se então:

$$N_{sd} = 2.500 \text{ kN} \cdot 1,4 = 3.500 \text{ kN}$$

Sendo assim, calculou-se a armadura transversal ou de cintamento do tubulão:

$$R_s = \frac{N_{sd}}{3} \left(1 - \frac{a}{d_f}\right) = \frac{3.500}{3} \left(1 - \frac{0,70}{1,20}\right) = 486,11 \text{ kN}$$

Assim, e a partir de N_{sd} , pode-se definir a área de aço da fretagem por:

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}}$$

Em que:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

Então, encontra-se a área de aço necessária para a fretagem do tubulão:

$$A_s = \frac{486,11 \text{ KN}}{43,48 \text{ KN/cm}^2} = 11,18 \text{ cm}^2$$

Mediante o exposto, tem-se $A_s = 11,18 \text{ cm}^2$, que é a área de aço necessária para o cintamento do topo do tubulão.

3.2.1.1 Solução com estribos retangulares

Se ao longo dos 120 cm iniciais do fuste do tubulão, espaçarmos a armadura em 10 camadas de 8 cm, 10 cm ou 12 cm de espaçamento entre elas tem-se:

A área de aço dividida pelo espaçamento entre as camadas e depois pelo número de barras:

$$\text{a) } \frac{11,18}{8} = \frac{1,3975}{6} = 0,2329 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 6 barras Ø6.3mm, como são dois ramos, tem-se 12 barras Ø6.3mm

$$\mathbf{b)} \frac{11,18}{10} = \frac{1,118}{6} = 0,1863 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 6 barras Ø5.0mm, como são dois ramos, tem-se 12 barras Ø5.0mm

$$\mathbf{c)} \frac{11,18}{12} = \frac{0,9316}{6} = 0,1552 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 6 barras Ø5.0mm, como são dois ramos, tem-se 12 barras Ø5.0mm

3.2.1.2 Solução com estribos helicoidais

Caso espaçar 8 cm ao longo dos 120 cm iniciais do fuste, tem-se 15 barras em espiral, logo, 30 barras ao longo dos 120 cm iniciais.

Utiliza-se cobertura nominal de 5 cm, logo:

$$S = \frac{115}{15} = 7,6 \cong 8 \text{ cm}$$

$$\mathbf{a)} \frac{11,18}{30} = 0,3726 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 30 barras Ø6.3mm

Caso espaçar 10 cm ao longo dos 120 cm iniciais do fuste, tem-se 12 barras em espiral, como são dois ramos, tem-se 24 barras ao longo dos 120 cm iniciais.

Utiliza-se cobertura nominal de 5 cm, logo:

$$S = \frac{115}{12} = 9,58 \cong 10 \text{ cm}$$

$$\text{b) } \frac{11,18}{24} = 0,4658 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 24 barras Ø8.0mm

Caso espaçar 12 cm ao longo dos 120 cm iniciais do fuste, tem-se 10 barras em espiral, logo, 20 barras ao longo dos 120cm.

Utiliza-se cobrimento nominal de 5 cm, logo:

$$S = \frac{115}{10} = 11,5 \cong 12 \text{ cm}$$

$$\text{c) } \frac{11,18}{20} = 0,559 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, este resultado aplica-se em 20 barras Ø10.mm

Conforme verificado na equação 41, a armadura transversal atende ao estabelecido em norma.

$$\varnothing_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \text{ do diâmetro da barra longitudinal isolada} \end{cases}$$

3.2.1.3 Armadura Longitudinal

Para a armadura longitudinal tem-se como possíveis soluções adotou-se 30 barras de Ø16.0 mm como mostra o cálculo:

$$\text{a) } \frac{56,54}{30} = 1,8846 \text{ cm}^2$$

Conforme verificado na equação 42, a armadura longitudinal atende ao mínimo estabelecido em norma.

$$e \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 24\varnothing \text{ para CA} - 25, 12\varnothing \text{ para CA} - 50 \end{cases}$$

3.2.2 Comprimento Elástico

Para um solo de areia média, adotou-se coeficiente de proporcionalidade $m = 5.500 \text{ kN/m}^4$ e profundidade do tubulão $L = 12\text{m}$.

Com estes dados calculou-se o coeficiente de reação do solo K_{sL} :

$$K_{sL} = m \cdot L = 5.500 \times 12 = 66.000 \text{ kN/m}^3 \quad (44)$$

Segundo a NBR 6118:2014 (item 8.2.8) o módulo de elasticidade para f_{ck} de 20 a 50 MPa é calculado na falta de ensaios e estimado o valor para elasticidade inicial aos 28 dias pela seguinte fórmula:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (45)$$

sendo: $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcários;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Para fins práticos adotou-se $\alpha_E = 1,0$

A norma profere que o módulo de elasticidade numa idade $j \geq 7$ dias pode ser calculado através dessa expressão, substituindo-se f_{ck} por f_{ckj} . Para o concreto classe C25 empregado utiliza-se:

$$E_{28} = 1,0 \cdot 5600 \sqrt{25} = 28.000 \text{ MPa}$$

Além do módulo de elasticidade, calcula-se o módulo de elasticidade secante a ser empregado nas análises elásticas de projeto, principalmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (46)$$

Tabela 4 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão, considerando o granito como agregado graúdo

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci}	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs}	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: NBR 6118:2014 (item 8.2.8), adaptado pela autora.

Conforme a tabela 4, para o Concreto C25 adotou-se $\alpha_i = 0,86$.

$$E_{cs} = 0,86 \times 28.000 = 24.080 \text{ MPa} = 24 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

O momento de inércia transversal é calculado com a seguinte fórmula:

$$I_{fuste} = \frac{\pi \cdot d_f^4}{64} \quad (44)$$

$$I = \frac{\pi \cdot 1,20^4}{64} \cong 0,1018 \text{ m}^4$$

Encontrou-se o Comprimento elástico do solo através da expressão a seguir:

$$L_E = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I \cdot L}{d_f \cdot K_{sL}}} \quad (45)$$

$$L_E = \sqrt[5]{\frac{24 \times 10^6 \times 0,1018 \times 12}{1,2 \times 66.000}} = 3,26 \text{ m}$$

Para $K_{S(x)}$ = variável (gráficos das fig.23 e 24):

$$\lambda = \frac{L}{L_E} \quad (46)$$

$$\lambda = \frac{12}{3,26} = 3,68$$

Utiliza-se com este valor de $\lambda = 3,68$ nos gráficos, e obtêm-se o parâmetro α_i , que são utilizados para o cálculo dos momentos ao longo do fuste e do $M_{m\acute{a}x}$. Esses valores estão indicados na tab. 6, e seus respectivos diagramas indicados nas figuras 18 e fig.19:

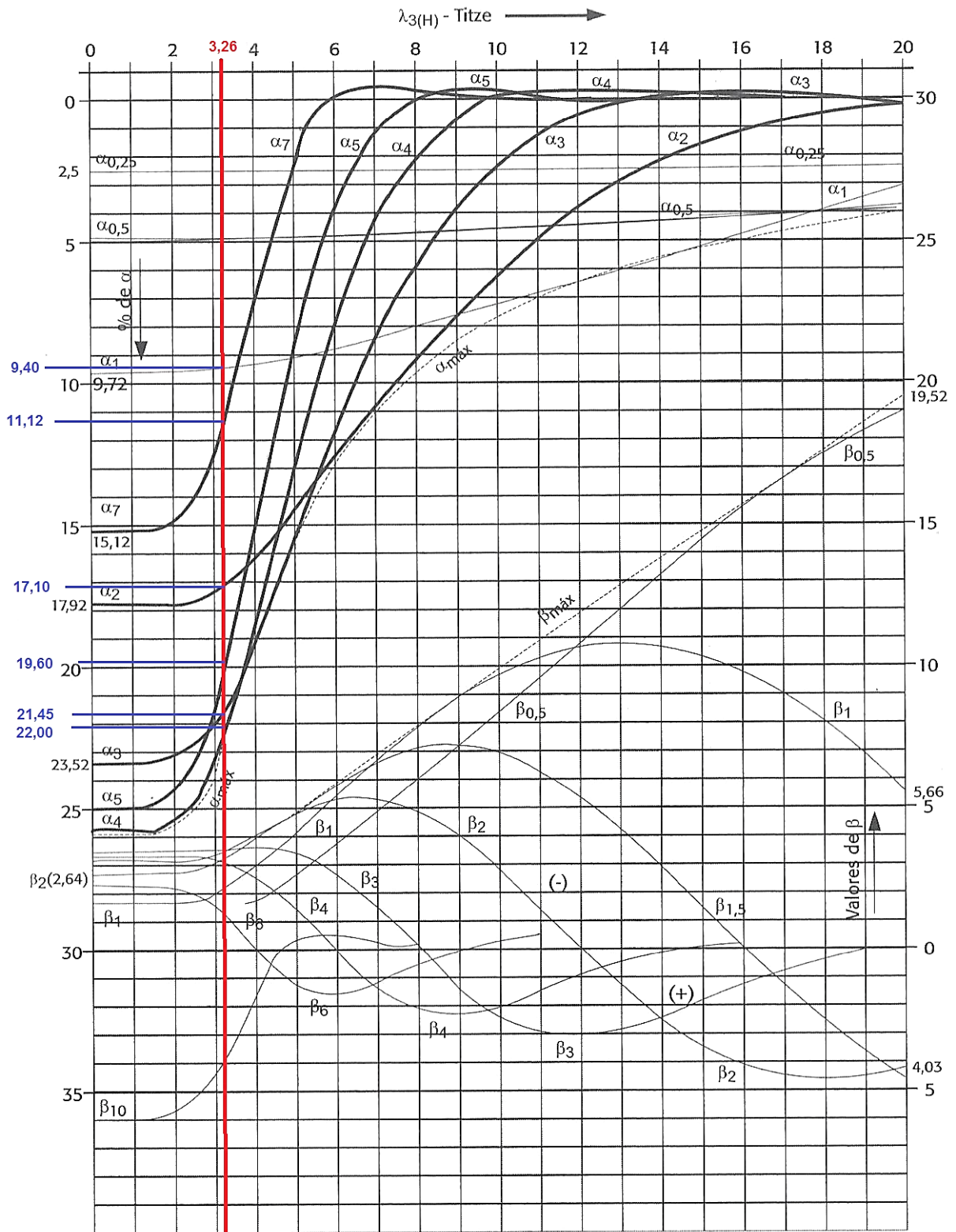
Atuando em H tem-se:

$$M_{fic} = H \cdot L = 100 \times 12 = 1.200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Atuando em M tem-se:

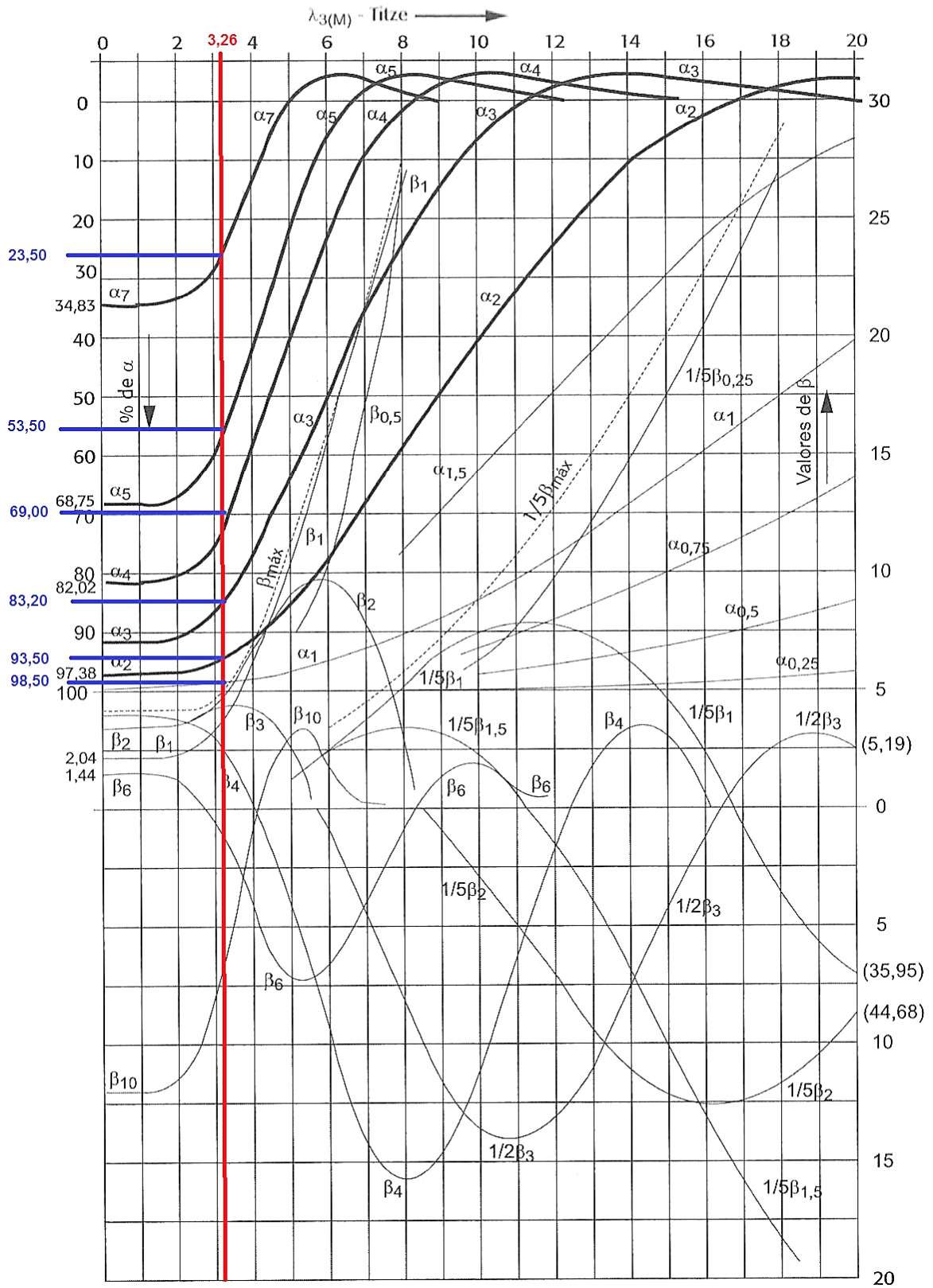
$$M_{fic} = M_{atuante} = 1.600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 18 - Valores de α_i devido a H



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

Figura 19 – Valores de α_i devido a M



Fonte: CAMPOS (2015), adaptado pela autora.

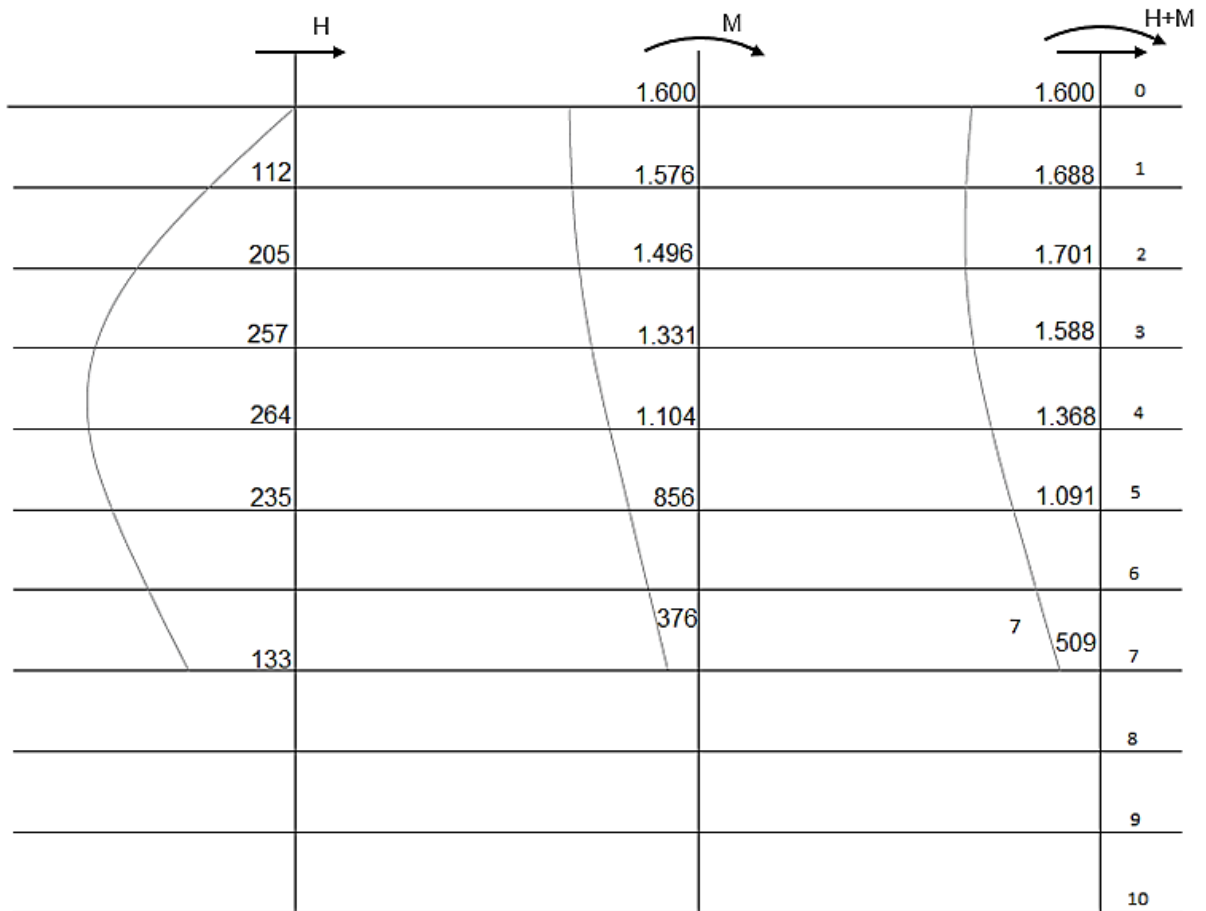
TABELA 5 – Valores do momento ao longo do fuste devido H e M obtidos nas Fig. 18 e Fig. 19

Seção	Devido a H		Devido a M		Total
	α_i (%)	$\alpha_i \cdot M_{fic}$	α_i (%)	$\alpha_i \cdot M_{fic}$	
0	0,0	0,00	100	1.600	1.600,00 Kn·m
1	9,40	112,80	98,50	1.576,00	1.688,80 Kn·m
2	17,10	205,20	93,50	1.496,00	1.701,20 Kn·m
3	21,45	257,40	83,20	1.331,20	1.588,60 Kn·m
4	22,00	264,00	69,00	1.104,00	1.368,00 Kn·m
5	19,60	235,20	53,50	856,00	1.091,20 Kn·m
6					
7	11,12	133,44	23,50	376,00	509,44 Kn·m
8					
9					
10					

Fonte: Autora, 2017.

Em suma, com estes valores de momento, foi feito um diagrama de momentos gerados no tubulão pela força horizontal e pelo momento fletor no topo, como pode-se observar a seguir:

Figura 20 - Momento fletor ao longo do fuste



Fonte: Autora, 2017.

O momento máximo no fuste acontece entre a seção 1 e 2

$$M_{m\acute{a}x} = 1.701 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para o cálculo da armadura de flexocompressão do fuste:

$$N_k = 2.500 \text{ kN}$$

$$M_k = 1.701 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot d_f^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,2^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2500 \times 1,4}{1,13 \times 25.000/1,4} = 0,174$$

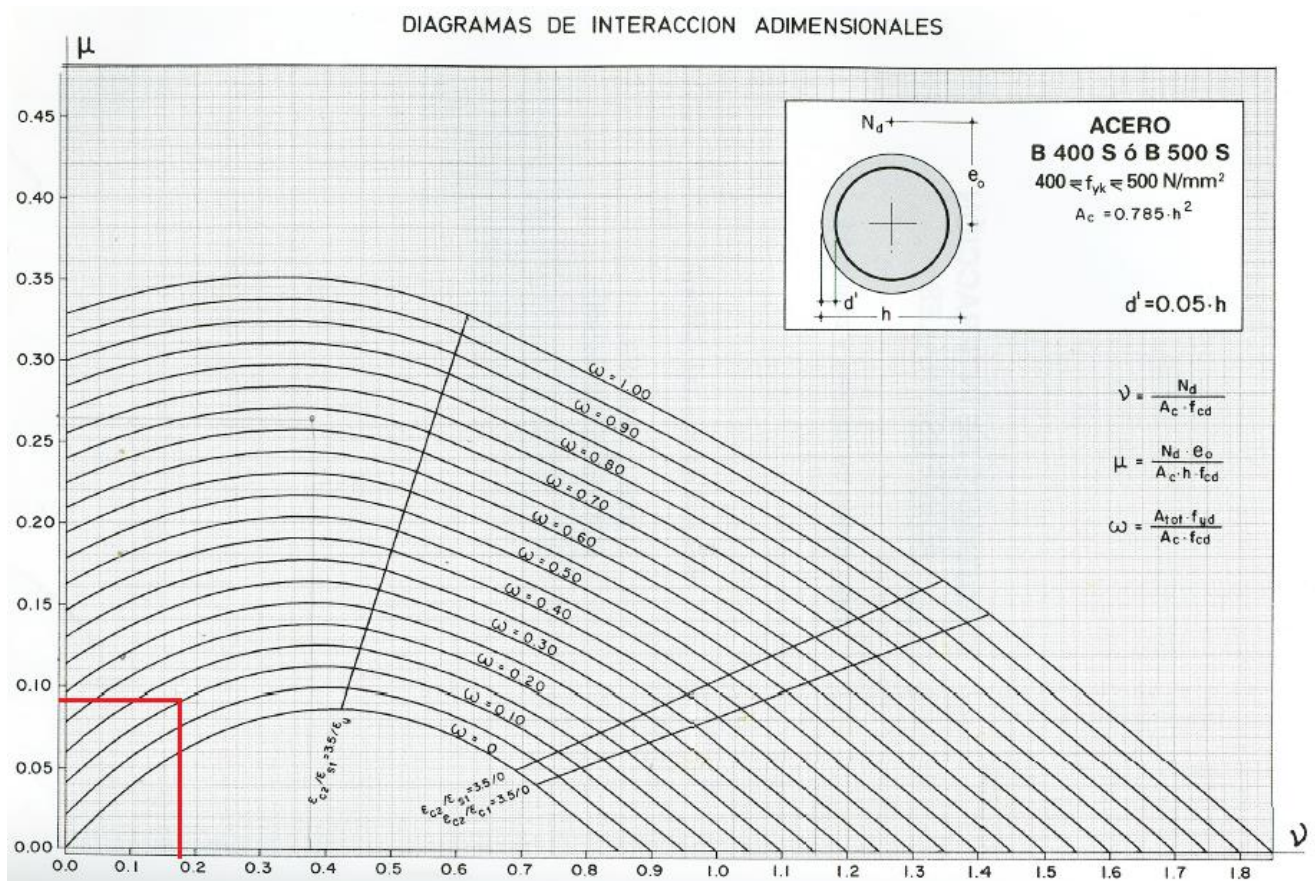
$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1.701 \times 1,4}{1,13 \times 1,20^2 \times 25.000/1,4} = 0,08195$$

Para determinar qual ábaco a ser usado, ainda precisa-se do cálculo de d' , calculado através da seguinte fórmula:

$$d' = 0,05 \cdot h \quad (47)$$

$$d' = 0,05 \cdot 1,20 = 0,06$$

Utilizou-se então o ábaco da Fig. 13 do presente trabalho:



Conferindo-se o ábaco, foi encontrado:

$$\omega = 0,085$$

$$A_{s,tot} = \omega = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s,tot} = 0,085 \frac{1,13 \times 25000/1,4}{500.000/1,15} = 0,003944 \text{ m}^2 = 39,44 \text{ cm}^2$$

Assim, para a NBR 6118:2014:

$$A_{s,mín.} \geq 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}}, 0,4\% A_c$$

$$A_{s,mín.} = 0,15 \frac{2500 \times 1,4}{50/1,15} = 12,075 \text{ cm}^2$$

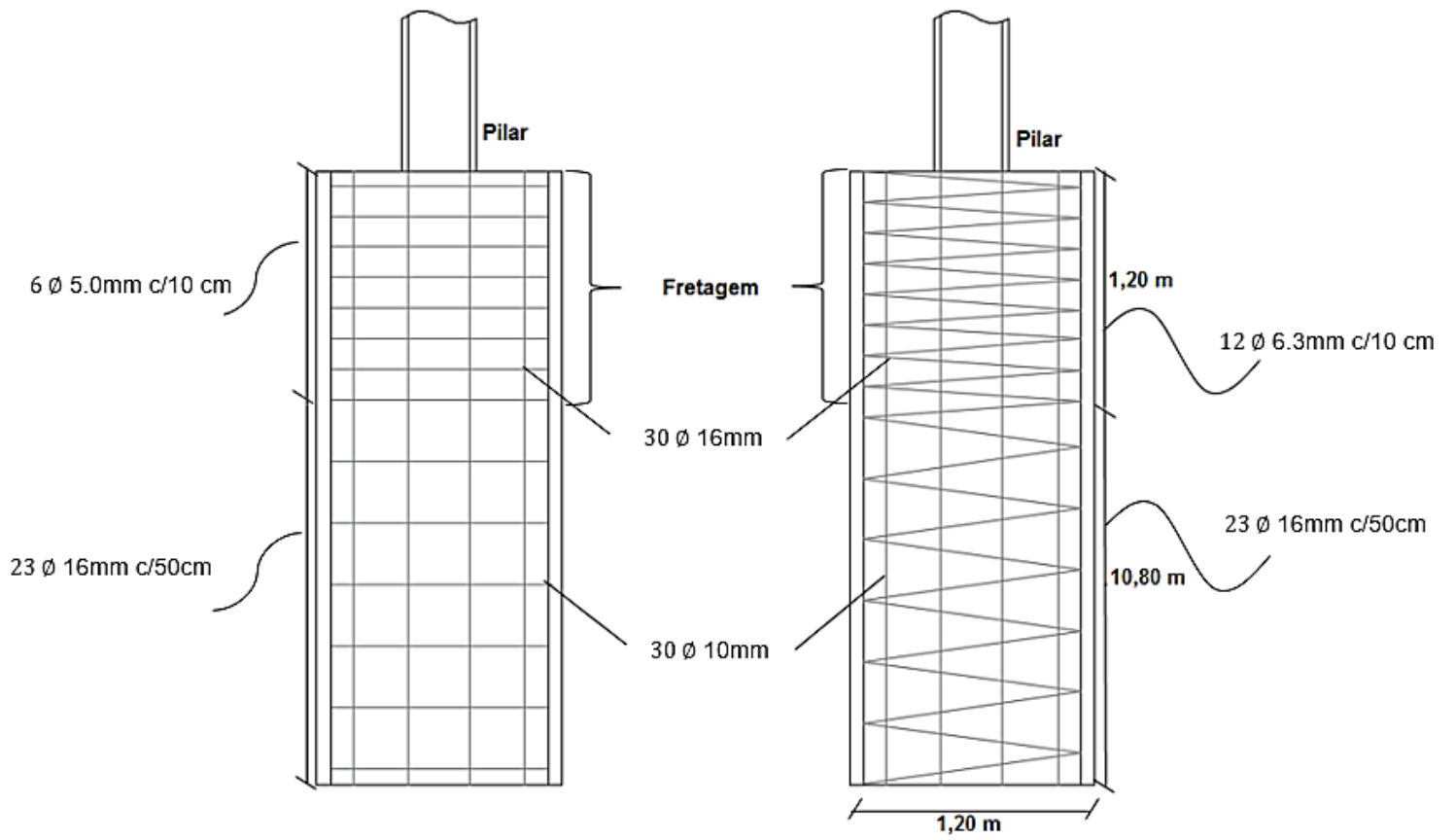
$$A_{s,mín.} = 0,004 \frac{\pi \times 120^2}{4} = 45,23 \text{ cm}^2$$

Logo, tem-se para a armadura do fuste:

15 \emptyset 20.00 mm ou então 23 \emptyset 16.00 mm

O detalhamento final do tubulão de caso dois, pode ser observado na fig. 21.

Figura 21 - Dimensionamento final da fretagem e do fuste do caso 2 de tubulão



Fonte: Autora, 2017.

3.2.2 Dimensionamento e detalhamento da base do tubulão

Por fim, dimensiona-se a área da base e altura da base caso seja adotado uma base alargada, como pode-se observar na fig. 22, e através da equação 15, para o tubulão de caso 2, calcula-se a área da base, representada por D.

Com a carga $N_k = 2500$ kN não majorada, e presumindo-se um solo com spt médio de 20, tem-se $\sigma_{adm,solo}$ de 667 kN/m².

a) Área da base

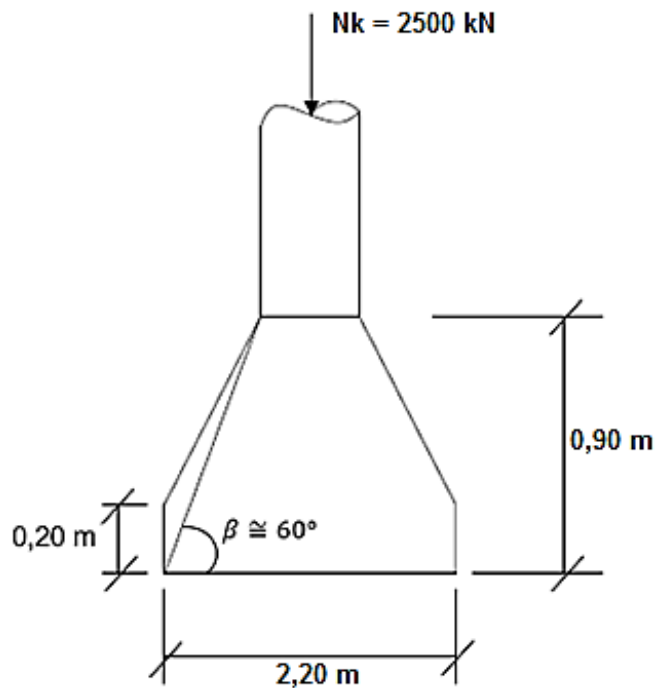
$$D = \sqrt{\frac{4N_s}{\pi \cdot \sigma_{adm,s}}} = \sqrt{\frac{4 \times 2500}{\pi \cdot 667}} = 2,18\text{m} \cong 2,20\text{m}$$

b) Altura da base

Utilizado a equação 16, tem-se a altura da base:

$$h = \text{tg } \beta \frac{(D-d_f)}{2} = \text{tg } 60^\circ \frac{(2,20-1,20)}{2} = 0,86 \cong 90 \text{ cm}$$

Figura 22 - Áreas da base do caso 2 de tubulão



4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo buscou através da fundamentação teórica, pôr em prática os cálculos utilizados para dimensionamento da armadura de fretagem e armadura do fuste de dois casos práticos para tubulões em concreto armado. Buscou-se compreender a função do cintamento da parte inicial da armadura do tubulão quando um pilar descarrega sua força vertical de compressão diretamente no mesmo.

Também foi possível dimensionar a armadura do fuste levando-se em consideração a força de flexão, também chamada de flexocompressão vinda do solo junto com o pilar.

Pelos cálculos apresentados com as cargas analisadas, aparentemente se torna uma alternativa eficiente e simplificada de fundações profundas para grandes cargas. Assim, os objetivos apontados neste trabalho, foram alcançados.

O tubulão dimensionado da maneira como foi retratado, mostra-se como boa alternativa para fundações de solo intermediário.

Nesse sentido, foi observado uma grande carência de estudos neste assunto, o que evidencia a falta de profissionais nesta área.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6118/2014*: Projeto de estruturas de concreto - procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. *NBR 6122/2010*: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ALONSO, Urbano Rodriguez. *Previsão e Controle das Fundações*. Vol 3. São Paulo. Editora: Edgard Blucher, 1998.

BRITO, José Luís Wey de. *Fundações do Edifício*. São Paulo: EPUSP, 1987.

CAMPOS, João Carlos de. *Elementos de Fundações em Concreto*. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

HARTIKAINEN, J.; GAMBIN, M. P. *Deep Foundations with Soil Excavation*. Bored Piles, Root Piles, CFA, Slurry Trench Walls. Rotterdam, 1994.

MEYERHOF, G. G. *Safety Factors in soil mechanics*. Canadian Geotechnical Journal, v.7, n.4, 1977.

MONTOYA, Pedro Jiménez; MESEGUER, Álvaro García; CABRÉ, Francisco Morán. *Hormigón Armado, 14ª edición basada en la EHE ajustada AL código modelo y AL eurocódigo*. Barcelona, 2001.

TERZAGUI, K.; PECK, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2. Ed; New York: John Wiley & Sons, 1967.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Ed. Completa; São Paulo: Oficina de Textos, 2010.