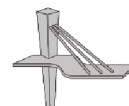




UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



Pedro Henrique Sousa Pires Pereira

**Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará – projeto, dimensionamento
e detalhamento dos pilares pré-moldados**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UBERLÂNDIA

2018

Pedro Henrique Sousa Pires Pereira

**Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará – projeto, dimensionamento
e detalhamento dos pilares pré-moldados**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia, como
requisito parcial para a obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador:

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

UBERLÂNDIA

2018

Pedro Henrique Sousa Pires Pereira

**Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará – dimensionamento, projeto
e detalhamento dos pilares pré-moldados**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Uberlândia, como
requisito parcial para a obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil.

Presidente da Banca

UFU

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Membro da Banca

UFU

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Membro da Banca

UFU

Prof. Dr. Joaquim Mário Caleiro Acerbi

Aprovado em / / .

UBERLÂNDIA

2018

À minha família, aos mestres e aos
amigos!

Agradecimentos

Agradeço, primeiramente, aos meus pais, Maria Cristina de Sousa e Jesus Pires Pereira (*in memoriam*). Foram eles que batalharam e me deram suporte para eu chegar onde estou. Vocês são minha luz.

Aos meus irmãos que sempre estiveram dispostos a me ajudar sempre que fosse preciso. Vocês são o meu suporte.

Aos meus familiares: avós, tios e primos. Mesmo distantes sempre acreditaram no meu potencial, sempre com muito amor e carinho. Vocês são o meu bem-estar.

Agradeço também a todos os meus amigos que sempre estiveram ao meu lado. Aos amigos de longa data, aos mais atuais que batalharam juntos comigo durante quase 5 anos. Vocês são a minha história.

À Universidade Federal de Uberlândia que foi o braço principal do meu desenvolvimento acadêmico. Foi onde eu cresci tanto pessoal quanto profissionalmente.

Ao Programa de Educação Tutorial que contribuiu de forma expressiva para o meu desenvolvimento profissional e humano. Com vocês, passei boa parte da minha faculdade. Vocês são a minha formação.

Agradeço a professora Leila, que foi minha tutora por quase 2 anos, me aconselhando e orientando a cada passo. Ao professor Jesiel, o qual tive a oportunidade de acompanhar durante o meu tempo de CLAA. Ao professor Arquimedes, que se dispôs a orientar este trabalho, sendo sempre muito cuidadoso. À todos os mestres que passaram na minha vida. Vocês são parte da minha história pessoal e profissional.

Ao professor Joaquim Eduardo Mota, da Universidade Federal do Ceará, responsável pelo projeto e que muito nos auxiliou em busca de informações. Aos engenheiros Carlos Kaufmann e Marcelo Buiate que auxiliaram com seus conhecimentos à realização deste trabalho.

Agradeço a banca examinadora que se dispôs a leitura deste trabalho e, assim, dedicaram parte de seu tempo para que esta etapa da minha formação se concluísse.

Por último, agradeço a todos que passaram por minha vida e deixaram marcas. Vocês são responsáveis por eu ser quem sou: pelo meu caráter, minha formação. Vocês me educaram e me moldaram.

Obrigado!

"Uma criança, um professor, um livro e uma caneta podem mudar o mundo."

Malala Yousafzai

Resumo

Com o desenvolvimento da tecnologia alinhado à construção civil, tem ganhado força o emprego de concreto pré-moldado em edificações. A utilização dessa técnica está ligada a um modo de construção mais tecnológico, econômico, ágil e sustentável. Este trabalho tem como objetivo o estudo, dimensionamento e detalhamento de elementos produzidos em concreto pré-moldado. Como modelo para dimensionamento foi utilizado o edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará, obra realizada no ano de 2001. A obra foi feita quase toda em elementos de concreto pré-moldado, sendo eles laje tipo TT, viga L e pilares. Assim, este trabalho atentou-se em verificar o dimensionamento e detalhamento de pilares e consolos desse edifício utilizando-se de normas técnicas atualizadas, levando em conta as particularidades dos projetos de edificações em elementos pré-moldados.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado. Pilares. Consolos. Dimensionamento. Detalhamento.

Abstract

With the development of technology aligned with construction, has gained strength the use of precast concrete in buildings. The use of this technique is linked to a more technological, economical, agile and sustainable construction mode. This work aims to study, design and detailing of elements produced in precast concrete. As a model for design, the building of the Cancer Institute of the State of Ceará was used, a work carried out in the year 2001. The work was done almost all in elements of precast concrete, being they slab type TT, beam L and columns. Thus, this work attempted to verify the sizing and design of columns and corbels of this building using updated technical standards, taking into account the particularities of the buildings projects in precast elements.

Key-words: Precast concrete. Columns. Corbels. Design. Detailing.

Lista de Figuras

Figura 3.1 – Planta do pavimento.....	19
Figura 3.2 – Corte transversal da edificação	20
Figura 3.3 – Ligação pilar-pilar	21
Figura 3.4 – Ligação pilar-pilar já executada.....	22
Figura 4.1 – Sistema de estrutura aporticada pré-moldada	25
Figura 4.2 – Sistema de estrutura de esqueleto de múltiplos pavimentos	26
Figura 4.3 – Momentos fletores em elementos lineares - içamento	28
Figura 4.4 – Momentos fletores em elementos lineares - armazenamento	28
Figura 4.5 – Momentos fletores em elementos lineares - rotação.....	29
Figura 4.6 – Solicitações de compressão simples.....	30
Figura 4.7 – Flexão composta normal	30
Figura 4.8 – Flexão composta oblíqua	31
Figura 4.9 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento	32
Figura 4.10 – Estruturas de nós fixos e móveis.....	33
Figura 4.11 – Imperfeições geométricas globais	34
Figura 4.12 – Imperfeições geométricas locais	35
Figura 4.13 – Casos de excentricidades de 1ª ordem	36
Figura 4.14 – Comprimento de flambagem	37
Figura 4.15 – Situação real e simplificada de pilares contraventados.....	38
Figura 4.16 – Comportamento elástico linear.....	41
Figura 4.17 – Comportamento elástico não-linear.....	41
Figura 4.18 – Não-linearidade geométrica	42
Figura 4.19 – Pilar-padrão.....	44
Figura 4.20 – SP e SC para pilar intermediário	46
Figura 4.21 – SP e SC para pilar de extremidade (topo e base)	46
Figura 4.22 – SP e SC para pilar de extremidade (seção intermediária)	47
Figura 4.23 – SP e SC para pilar de canto (topo e base)	47
Figura 4.24 – SP e SC para pilar de canto (seção intermediária)	48
Figura 4.25 – Notação para flexão composta normal	50
Figura 4.26 – Notação para flexão composta oblíqua	51
Figura 4.27 – Estribos adicionais nos extremos	54
Figura 4.28 – Proteção contra flambagem das barras longitudinais.....	55

Figura 4.29 – Critério para proteção de barras longitudinais contra flambagem	56
Figura 4.30 – Tipos de ganchos para estribos	57
Figura 4.31 – Diagrama de tensões de aderência na ancoragem reta.....	58
Figura 4.32 – Emendas por transpasse	60
Figura 4.33 – Exemplos de consolos de concreto.....	61
Figura 4.34 – Trajetória das tensões principais em um consolo curto de concreto ...	62
Figura 4.35 – Modelo resistente e esquema das armaduras principais	63
Figura 4.36 – Mecanismos de ruína em consolos de concreto	65
Figura 4.37 – Tipos básicos de ruína de consolos de concreto	66
Figura 4.38 – Modelo de análise e características geométricas de consolo	69
Figura 4.39 – Arranjo da armadura de consolo de concreto	71
Figura 4.40 – Nomenclatura relativa às disposições construtivas do consolo.....	75
Figura 4.41 – Ancoragem da armadura do tirante dos consolos de concreto	76
Figura 4.42 – Ancoragem da armadura do tirante dobrando-a para baixo.....	76
Figura 5.1 – Modelo estrutural de pórticos na direção x.....	83
Figura 5.2 – Modelo estrutural de pórticos na direção y.....	83
Figura 5.3 – Ações do vento à 0º para deslocamentos horizontais.....	84
Figura 5.4 – Ações do vento à 90º para deslocamentos horizontais.....	84
Figura 6.1 – Etapa de armazenamento e içamento – tramo inferior.....	95
Figura 6.2 – Diagrama de momentos para o tramo inferior – etapa de transporte	95
Figura 6.3 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 1) – tramo inferior.....	97
Figura 6.4 – Esforços resultantes (modelo 1) – tramo inferior.....	98
Figura 6.5 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 2) – tramo inferior.....	99
Figura 6.6 – Esforços resultantes (modelo 2) – tramo inferior.....	99
Figura 6.7 – Etapa de armazenamento e içamento – tramo superior.....	101
Figura 6.8 – Diagrama de momentos para o tramo superior – etapa de transporte	102
Figura 6.9 – Etapa de montagem – tramo inferior	102
Figura 6.10 – Momentos solicitantes na etapa de montagem – tramo inferior	103
Figura 6.11 – Etapa de montagem – tramo superior	103
Figura 6.12 – Momentos solicitantes na etapa de montagem – tramo superior	103
Figura 6.13 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 1) – tramo superior....	105
Figura 6.14 – Esforços resultantes (modelo 1) – tramo superior.....	106
Figura 6.15 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 2) – tramo superior....	107
Figura 6.16 – Esforços resultantes (modelo 2) – tramo superior.....	107

Figura 6.17 – Forças aplicadas no tramo inferior em balanço.....	111
Figura 6.18 – Momentos solicitantes no tramo inferior em balanço	111
Figura 6.19 – Forças aplicadas no pilar completo em balanço.....	113
Figura 6.20 – Momentos solicitantes no pilar completo em balanço	114
Figura 11.1 – Combinação 1	135
Figura 11.2 – Combinação 2	136
Figura 11.3 – Combinação 3	136
Figura 11.4 – Combinação 4	137
Figura 13.1 – Detalhamento da prumada do pilar P16.....	140
Figura 14.1 – Detalhe do consolo.....	141

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 – Valores de c_{nom} em pilares de concreto armado para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	48
Tabela 4.2 – Classes de agressividade ambiental	49
Tabela 4.3 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos	56
Tabela 4.4 – Valores do coeficiente de ajustamento para consolos.....	68
Tabela 5.1 – Peso próprio dos elementos e laje tipo TT	78
Tabela 5.2 – Cargas verticais atuante na viga tipo LL.....	78
Tabela 5.3 – Peso próprio dos pilares	79
Tabela 5.4 – Ações do vento à 0°	80
Tabela 5.5 – Ações do vento à 90°	81
Tabela 5.6 – Desaprumo nos pavimentos	81
Tabela 5.7 – Análise dos deslocamentos horizontais para vento à 0°	85
Tabela 5.8 – Análise dos deslocamentos horizontais para vento à 90°	85
Tabela 5.9 – Comparação dos deslocamentos obtidos com os limites	86
Tabela 5.10 – Combinação das ações para o vento	88
Tabela 5.11 – Combinação das cargas permanentes e sobrecargas	89
Tabela 5.12 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 1	90
Tabela 5.13 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 2.....	91
Tabela 5.14 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 3.....	91
Tabela 5.15 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 4.....	92
Tabela 5.16 – Combinações 1 e 2 majoradas	93
Tabela 6.1 – Cálculo da armadura para tramo inferior – etapa de transporte	101
Tabela 6.2 – Cálculo da armadura para tramo superior – etapa de montagem	109
Tabela 6.3 – Ações do vento à 0° - etapa de montagem (tramo inferior)	110
Tabela 6.4 – Ações do vento à 90° - etapa de montagem (tramo inferior)	110
Tabela 6.5 – Ações do vento à 0° - etapa de montagem (pilar completo)	112
Tabela 6.6 – Ações do vento à 90° - etapa de montagem (pilar completo)	113
Tabela 6.7 – Dados do pilar P16	115
Tabela 6.8 – Esforços solicitantes do pilar P16.....	115
Tabela 6.9 – Excentricidades do pilar P16	116
Tabela 6.10 – Índices de esbeltez do pilar P16.....	116
Tabela 6.11 – Momentos fletores mínimos do pilar P16	117
Tabela 6.12 – Índices de esbeltez limite do pilar P16	117

Tabela 6.13 – Momentos fletores máximos para o pilar P16	118
Tabela 6.14 – Cálculo do d' de cada trecho do pilar P16	118
Tabela 6.15 – Coeficientes adimensionais de flexão	119
Tabela 6.16 – Taxas mecânicas retiradas dos ábacos de flexão oblíqua	119
Tabela 6.17 – Áreas de armaduras longitudinais	120
Tabela 6.18 – Área de armadura longitudinal efetiva e taxa de armadura	120
Tabela 6.19 – Distância entre eixos de barras adjacentes	121
Tabela 6.20 – Comprimentos de ancoragem das armaduras	121
Tabela 9.1 – Resumo da alvenaria de blocos cerâmicos vazados	132
Tabela 9.2 – Resumo das divisórias	132
Tabela 10.1 – Cargas acidentais – 1º pavimento	133
Tabela 10.2 – Cargas acidentais – 2º pavimento	133
Tabela 10.3 – Cargas acidentais – 3º, 4º e 5º pavimento	133
Tabela 10.4 – Cargas acidentais – 6º pavimento	134
Tabela 10.5 – Cargas acidentais – 7º pavimento	134
Tabela 12.1 – Esforços atuantes na base do pilar – combinações 1 e 2	138
Tabela 12.2 – Esforços atuantes na base do pilar – combinações 3 e 4	139
Tabela 15.1 – Comprimento de ancoragem	142
Tabela 15.2 – Flexão simples em seção retangular – armadura simples.....	143

Sumário

1	Introdução	17
2	Objetivos e justificativa.....	18
2.1	Objetivos.....	18
2.2	Justificativa	18
3	Instituto do Câncer do Estado do Ceará	19
3.1	Concepção estrutural.....	19
3.2	Ligação pilar-pilar	21
3.3	Verificação da estabilidade global da estrutura	22
3.4	Dificuldades da fase construtiva	22
4	Revisão bibliográfica.....	23
4.1	Concreto pré-moldado	23
4.1.1	Considerações iniciais	23
4.1.2	Tipos de sistemas estruturais	24
4.1.3	Particularidade no projeto de concreto pré-moldado	26
4.1.4	Situações transitórias	27
4.1.5	Ligação de elementos estruturais em concreto pré-moldado: pilar-pilar.....	29
4.2	Dimensionamento de pilares	29
4.2.1	Solicitações normais.....	29
4.2.2	Noções de contraventamento de estruturas	31
4.2.3	Tipos de excentricidades	33
4.2.4	Índice de esbeltez.....	36
4.2.5	Índice de esbeltez limite	39
4.2.6	Não-linearidades.....	40
4.2.7	Equação da curvatura de elementos fletidos.....	42
4.2.8	Método do pilar-padrão com curvatura aproximada	43
4.2.9	Situações de projeto e de cálculo	45
4.3	Detalhamento da armadura dos pilares.....	48
4.3.1	Cobrimento das armaduras	48
4.3.2	Cálculo da armadura longitudinal com auxílio de ábacos.....	49
4.3.3	Limites da taxa de armadura longitudinal	52
4.3.4	Número mínimo de barras	52
4.3.5	Espaçamento das barras longitudinais	52

4.3.6	Armaduras transversais.....	53
4.3.7	Espaçamento máximo de estribos.....	54
4.3.8	Estribos suplementares	55
4.3.9	Ancoragem de estribos.....	56
4.3.10	Comprimentos de ancoragem básico e necessário	57
4.3.11	Comprimento de transpasse de barra comprimidas	59
4.4	Dimensionamento de consolos de concreto pré-moldado	60
4.4.1	Comportamento estrutural	61
4.4.2	Mecanismos de ruína	63
4.4.3	Modelações para cálculo	65
4.4.4	Modelo de biela e tirante	67
4.5	Detalhamento de consolos de concreto pré-moldado.....	71
4.5.1	Altura mínima do consolo	72
4.5.2	Ancoragem da armadura do tirante	72
4.5.3	Distância do elemento de apoio até a face externa do consolo.....	73
4.5.4	Diâmetro máximo e espaçamento máximo da armadura do tirante	73
4.5.5	Posição da armadura do tirante.....	74
4.5.6	Armadura de costura	74
4.5.7	Estribos verticais.....	75
4.5.8	Armadura mínima do tirante	75
5	Definição dos parâmetros de projeto e análises iniciais	77
5.1	Cargas totais da edificação	77
5.2	Determinação da ação do vento	79
5.3	Imperfeições geométricas globais (desaprumo)	81
5.4	Modelo estrutural	82
5.5	Deslocamentos horizontais.....	83
5.6	Estabilidade global.....	86
6	Dimensionamento e detalhamento do pilar pré-moldado do edifício	94
6.1	Etapa de armazenamento e içamento (transporte)	95
6.1.1	Tramo inferior	95
6.1.2	Tramo superior	101
6.2	Etapa de montagem – içamento por um ponto de apoio	102
6.2.1	Tramo inferior	102
6.2.2	Tramo superior	103

6.3	Etapa de montagem – pilar em balanço	109
6.3.1	Esforços aplicados em barra prismática – tramo inferior	109
6.3.2	Esforços aplicados em barra prismática – pilar completo	112
6.4	Etapa de utilização	114
7	Dimensionamento e detalhamento do consolo pré-moldado.....	123
7.1	Cálculo das relações a/d para classificação dos consolos	123
7.2	Cálculo e esquematização da armadura do consolo	124
8	Conclusão	126
	Referências	128
	Apêndice A – Alvenaria e divisórias dos pavimentos do edifício.....	132
	Apêndice B – Cargas acidentais médias por pavimento	133
	Apêndice C – Combinação das ações para estabilidade global	135
	Apêndice D – Esforços atuantes nas bases dos pilares	138
	Apêndice E – Detalhamento da prumada do pilar P16.....	140
	Apêndice F – Detalhe do consolo	141
	Anexo A – Tabelas gerais	142

1 Introdução

A utilização de concreto pré-moldado em edificações está relacionada à uma forma de construir mais ágil, econômica e sustentável. Além de que a produção de elementos pré-moldados de concreto em fábricas apresenta um controle de qualidade mais elevado quando comparada a elementos de concreto moldado *in loco*.

Além disso, a agilidade no processo industrial está ligada a uma padronização na produção das peças pré-moldadas. Essa padronização constitui-se de fator econômico importante no processo de pré-fabricação, uma vez que há baixo custo para formas, produção em larga escala e com mão de obra qualificada.

Por esses e outros motivos, a equipe de arquitetos e engenheiros responsáveis pelo projeto de ampliação do Instituto do Câncer do Ceará optou por uma construção em concreto pré-moldado.

A construção foi finalizada no ano de 2001 e consiste, basicamente, de lajes tipo TT e vigas tipo L protendidas e pilares pré-moldados de concreto. A partir desse projeto foi construído o objetivo principal deste trabalho, que é o dimensionamento e detalhamento dos pilares e consolos pré-moldados com base em normas e métodos atuais.

A partir disso, de forma mais específica, será estudado as particularidades básicas de cada elemento estrutural, como as ligações entre elementos pré-moldados, neste caso a ligação pilar-pilar e a consideração de diferentes etapas para o dimensionamento desta estrutura. Visto que as peças pré-moldadas são produzidas em fábricas e transportadas para o local de utilização final e, nessas situações transitórias, alguns elementos podem estar sujeitos a diferentes tipos de solicitação.

2 Objetivos e justificativa

2.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho é o estudo, dimensionamento e detalhamento de elementos pré-moldados do Instituto do Câncer do Estado do Ceará, obra construída em 2001. Além disso, pretende-se fazer a revisão de métodos e normas para o dimensionamento dos elementos.

Como objetivo específico deste trabalho, tem-se o dimensionamento e detalhamento do pilar e consolo de concreto pré-moldado, que fazem parte do conjunto estrutural do edifício. Isso será feito levando em conta as particularidades presentes no dimensionamento de estruturas em concreto pré-moldado.

2.2 Justificativa

A importância da realização deste trabalho se dá, primeiramente, ao estudo de estruturas feitas em concreto pré-moldado. Além disso, a utilização de concreto pré-moldado apresenta duas diretrizes: a primeira, aponta para a industrialização da construção e a segunda, para a racionalização da execução de estruturas de concreto.

Posto isso, tem-se que o estudo de estruturas e elementos em concreto pré-moldado significa “olhar para o futuro”. Isto porque, mesmo que ainda existam condições desfavoráveis para a sua utilização, à medida que aumenta o desenvolvimento tecnológico e social do país, aumentam as chances de uso de pré-moldados.

Além disso, o momento é oportuno para a realização deste trabalho, pois está sendo levado em conta a última atualização, feita em 2017, da principal norma brasileira sobre o assunto, a NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

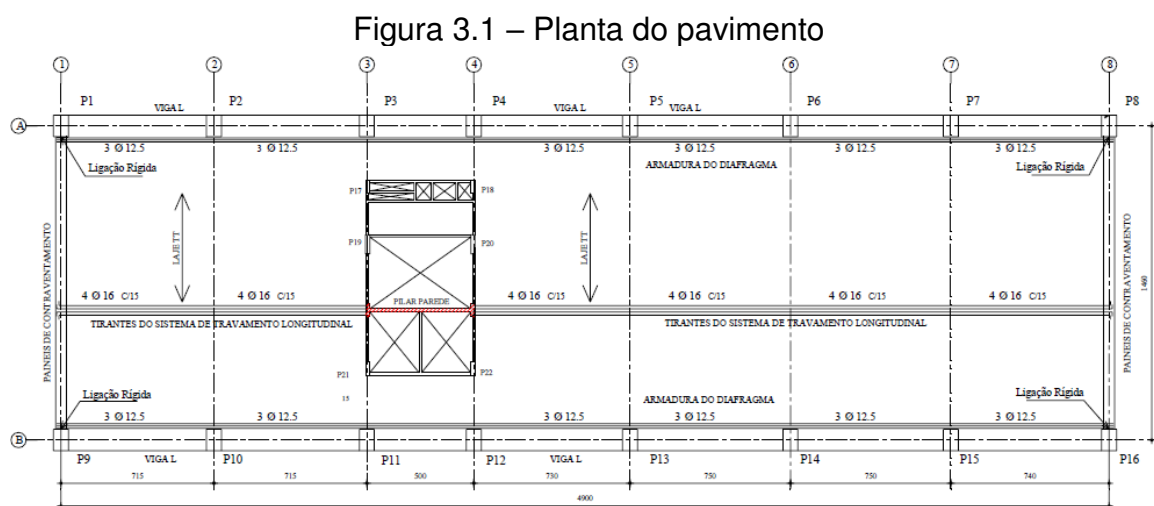
3 Instituto do Câncer do Estado do Ceará

No ano de 2001, a diretoria do Instituto do Câncer do Ceará contratou a elaboração de um projeto de edifício anexo ao complexo hospitalar já existente. Ali estava disponível uma área retangular de 14,60 m de largura por 49 m de comprimento, que deveria ser utilizada para a construção de uma edificação com 7 andares, com uma grande liberdade para a utilização dos espaços, visto que seria utilizada para os mais diversos serviços médicos.

A equipe de arquitetos e engenheiros projetistas optou por uma construção em concreto pré-moldado, que teve um prazo de construção de 3 meses. O edifício apresenta pilares, vigas tipo L e lajes TT pré-moldadas com uma estrutura de aproximadamente 30 m de altura.

3.1 Concepção estrutural

De acordo com Mota (2005), a estrutura ficou definida por pilares periféricos, dispostos nos eixos longitudinais A e B, como mostra a Figura 3.1.

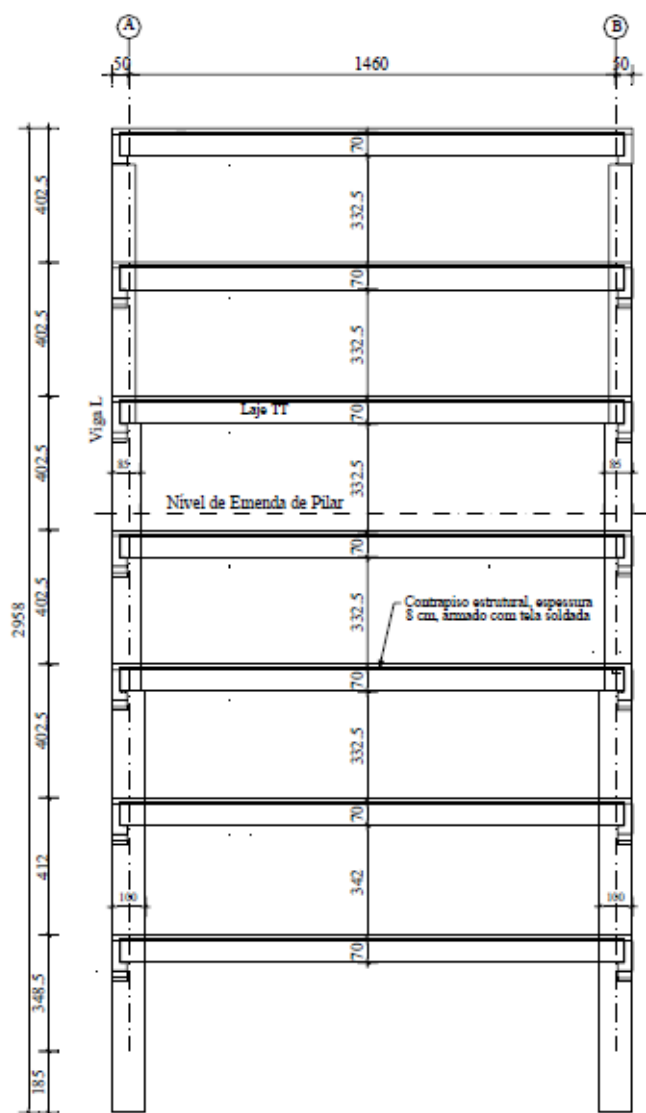


Fonte: Mota (2005)

O espaço livre interno permite a utilização de qualquer layout de parede. Na laje, foi colocado um contrapiso estrutural de 8 cm de espessura com a finalidade de se criar uma laje integrativa para as vigas e os pilares. Essa estrutura funciona também como diafragma compondo o sistema de contravento.

As fundações foram feitas em blocos sobre estacas pré-moldadas e a ligação pilar-fundação foi feita por meio de cálice moldado *in loco*. Os pilares, por questões de transporte e montagem, tiveram de ser particionados em dois tramos, um inferior com 19 m e o outro, superior, com 11 m, como mostra a Figura 3.2.

Figura 3.2 – Corte transversal da edificação



Fonte: Mota (2005)

Além disso, os pilares foram feitos com três seções diferentes: a primeira vai do piso térreo até a laje do 3º pavimento (70 x 100 cm), a segunda vai do piso do 3º até a laje do 4º pavimento (85 x 100 cm), e por fim, a terceira seção que vai do piso do 5º pavimento até a laje do 7º (70 x 70 cm).

A parte interna, correspondente à caixa de escadas e elevadores foi executada em estrutura convencional de concreto moldado *in loco*. Nesta estrutura, foi feito um pilar-parede em forma de I, como se pode ver na Figura 3.1.

3.2 Ligação pilar-pilar

A ligação pilar-pilar, mostrada na Figura 3.3, foi feita com bainhas para transpasse de armadura de ligação. Na fase inicial, a estabilidade do tramo superior do pilar foi garantida por estais.

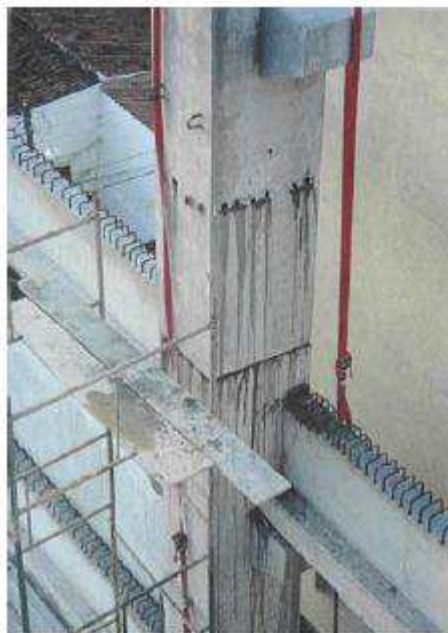
Figura 3.3 – Ligação pilar-pilar



Fonte: Mota (2005)

Assim que o tramo superior do pilar foi posicionado as bainhas foram preenchidas com graute através de orifício lateral, como mostra a Figura 3.4.

Figura 3.4 – Ligação pilar-pilar já executada



Fonte: Mota (2005)

3.3 Verificação da estabilidade global da estrutura

O sistema de travamento longitudinal da estrutura é composto, exclusivamente, por um pilar-parede moldado no local. A ligação desse pilar com o corpo da estrutura é feita através de tirantes colocados na capa da laje TT, como pode ser notado na Figura 3.1.

Já o sistema de travamento transversal é garantido por dois pórticos de extremidades, representados pelos eixos 1 e o 8 da Figura 3.1, onde foi feita a ligação rígida painel-pilar.

3.4 Dificuldades da fase construtiva

De acordo com Mota (2005), a principal dificuldade da fase construtiva foi o preenchimento total da seção da ligação pilar-pilar. O graute injetado não teve fluidez suficiente para preencher as irregularidades entre as superfícies superior e inferior na ligação do pilar. Assim, o total preenchimento só foi garantido com a utilização de selante de base epóxi de baixa viscosidade.

4 Revisão bibliográfica

A base teórica necessária para a realização deste trabalho se encontra presente nos próximos itens.

Primeiramente, será exposto um contexto geral da utilização do concreto pré-moldado. Depois será apresentada a base teórica, bem como os métodos de cálculo de pilares e consolos.

4.1 Concreto pré-moldado

4.1.1 Considerações iniciais

Segundo Bruggeling e Huyghe (1991, apud Marcos Neto, 1998), é notável a referência a esta técnica construtiva nos últimos 20 anos. Esse desenvolvimento, segundo os autores, foi possível devido ao avanço da indústria associado ao setor da pré-moldagem, fator fundamental para essa situação.

No passado, o engenheiro projetista dominava os meios com que se realizava os seus projetos, tinha uma visão básica a respeito dos subsistemas que envolviam sua criação. No presente, o engenheiro projetista não está mais em condições de dominar todos os meios de seu tempo, no sentido de emprega-los logicamente afim de otimizar sua criação. A técnica da construção e seus subsistemas desenvolveram-se de maneira tão variada, de modo a não ser mais possível dominá-los em sua totalidade. (Marcos Neto, 1998, p.6).

Assim, na busca cada vez maior do concreto pré-moldado, os engenheiros passaram a procurar esse tipo de concreto para projetos estruturais de edifícios. De acordo com Canha (2004), uma estrutura de concreto pré-moldado diferencia-se principalmente de uma estrutura convencional de concreto pela existência de ligações entre seus elementos.

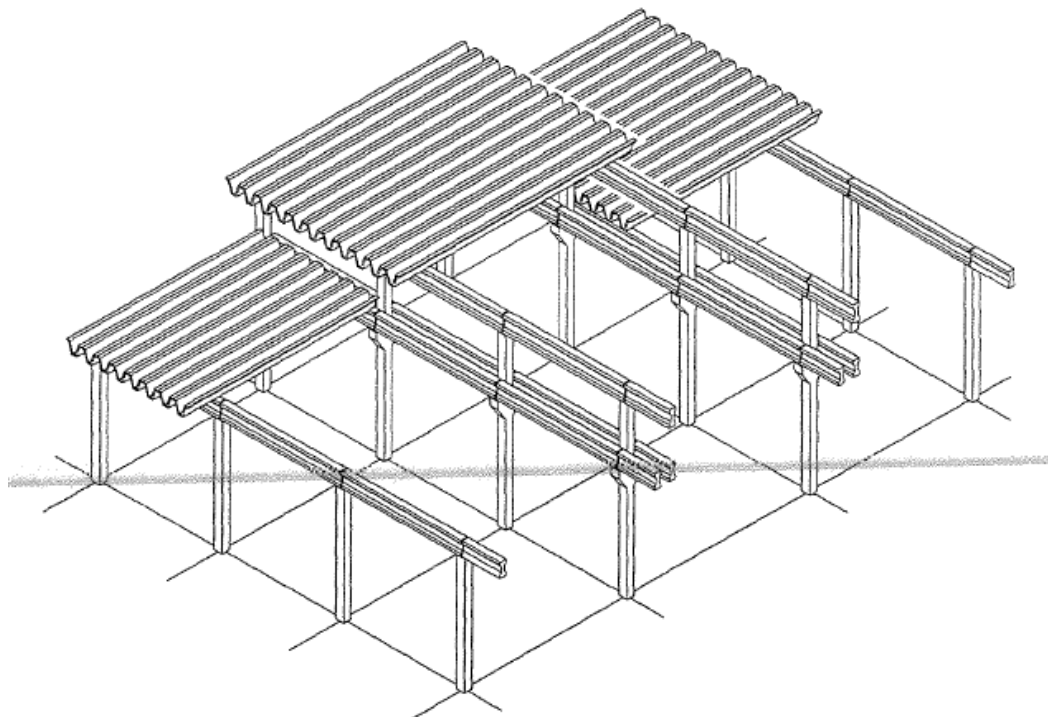
Embora essa falta de monolitismo possa ser compensada pelo controle de qualidade na produção dos elementos pré-moldados e na montagem das estruturas, as ligações constituem um ponto delicado quanto ao projeto e detalhamento, pois são regiões de descontinuidade onde ocorrem concentrações das tensões. Torna-se necessário, então, um bom projeto que obedeça a critérios como resistência, rigidez e durabilidade e que combine praticidade e economia.

Em Ordóñez *et al.* (1974, apud Ferreira, 1999), argumenta-se que as influências das ligações na construção pré-moldada é tal, que alguns especialistas chegaram a afirmar que as questões técnicas relacionadas com as ligações é que têm impedido a superação dos métodos construtivos convencionais.

4.1.2 Tipos de sistemas estruturais

Os tipos de sistemas estruturais mais comuns são os aporticados e em esqueleto, que consistem de elementos lineares – vigas e pilares – de diferentes formatos e tamanhos, que são combinados para formar o esqueleto da estrutura. Esses sistemas são os mais adequados para construções que precisam de alta flexibilidade na arquitetura. Isso ocorre pela possibilidade do uso de grandes vãos (quando as peças de elementos pré-moldadas são combinadas com a protensão) e para alcançar espaços abertos sem interferências de paredes. A Figura 4.1 mostra um tipo de estrutura aporticada de concreto pré-moldado.

Figura 4.1 – Sistema de estrutura aporticada pré-moldada

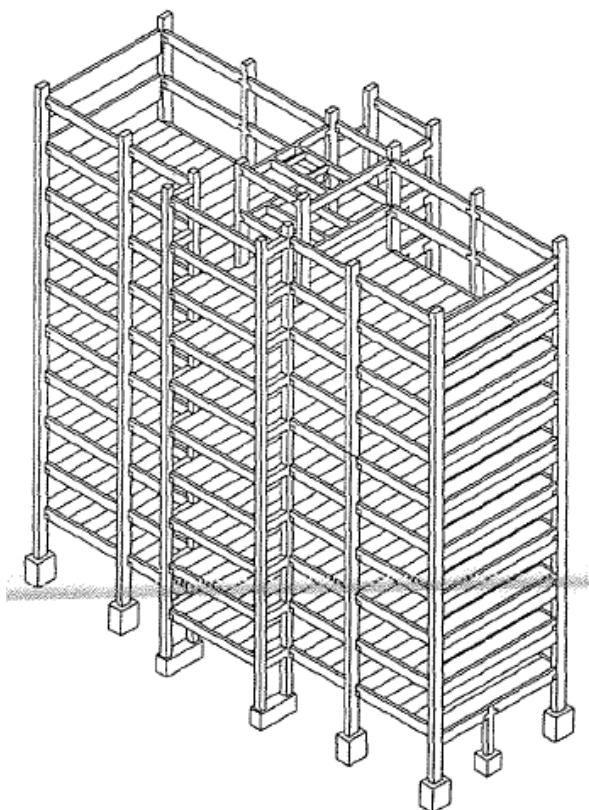


Fonte: El Debs (2002)

Esse tipo de estrutura, denominada de galpão, é normalmente utilizado com fins industriais ou comerciais. O sistema estrutural consiste em pilares engastados na fundação e vigas simplesmente apoiadas nos pilares, com ou sem auxílio de consolos.

O conceito de estrutura em esqueleto oferece maior liberdade no planejamento e disposição das áreas do piso, sem a obstrução de paredes portantes internas ou um grande número de pilares internos. Geralmente utilizado em edifícios de grande altura, como mostra a Figura 4.2. Esse modelo é o utilizado para a realização do Instituto do Câncer do Estado do Ceará.

Figura 4.2 – Sistema de estrutura de esqueleto de múltiplos pavimentos



Fonte: El Debs (2002)

4.1.3 Particularidade no projeto de concreto pré-moldado

De acordo com El Debs (2000, apud Diógenes 2010), o projeto de estruturas em concreto pré-moldado diferencia-se do projeto de estruturas de concreto moldado no local, basicamente pelos seguintes fatores:

- a) necessidade de considerar outras situações de cálculo além da situação final da estrutura;
- b) necessidade de considerar particularidades das ligações entre elementos pré-moldados que formam a estrutura.

A ABNT NBR 9062:2017, exige que situações transitórias referentes às fases de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem das estruturas devem ser consideradas. Isso deve ser feito pois, nessas fases, podem ocorrer solicitações mais desfavoráveis às da situação final.

Em relação às ligações de elementos pré-moldados, pode-se dizer que constituem a principal diferença entre estruturas formadas por elementos pré-moldados e estruturas formadas por concreto moldado no local.

O tipo de ligação estrutural tem influência direta no comportamento estrutural. Conforme Diógenes (2010), a consideração de ligações mais simples, articulações, acarretam em elementos mais solicitados à flexão quando comparados com similares de concreto moldado no local, além da estrutura não possuir boa redistribuição dos esforços.

Ainda segundo Diógenes (2010), as ligações rígidas possibilitam uma melhor redistribuição dos esforços, mas se contrapõem à uma das premissas da pré-moldagem, a rapidez de execução, pois apresentam grande dificuldade na execução.

A consideração de ligações semirrígidas é a mais adequada para estruturas pré-moldadas, mas implicam em procedimentos de cálculo mais elaborados.

4.1.4 Situações transitórias

Devem ser feitas verificações de segurança estrutural dos elementos pré-moldados em situações transitórias. Nessas situações os elementos pré-moldados podem estar sujeitos à ações diferentes daquelas consideradas na situação final. Além de que a resistência do concreto pode ser menor que a resistência de projeto.

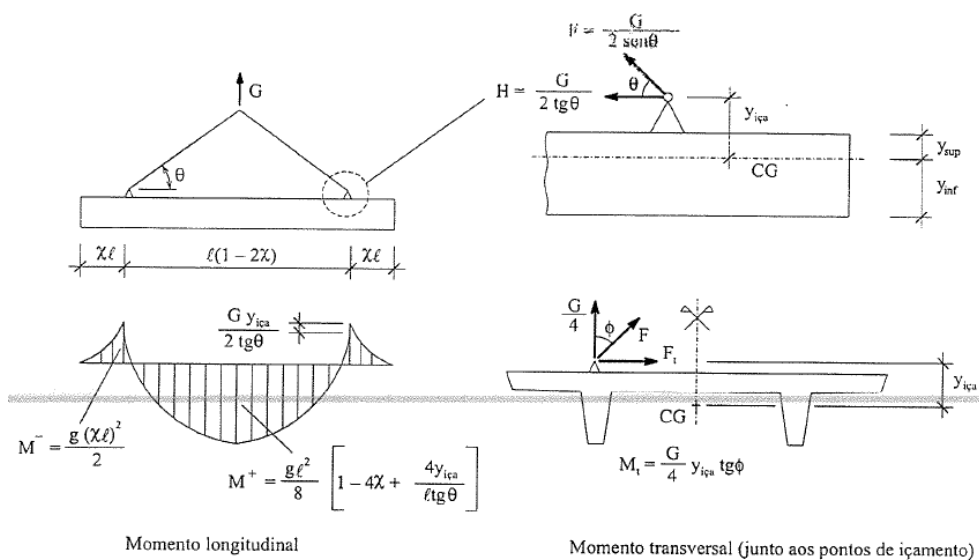
De acordo com El Debs (2002), alguns aspectos devem ser considerados nas situações transitórias. Esses aspectos são descritos a seguir:

- a) Efeito dinâmico devido à movimentação do elemento;
- b) Valores específicos relativos à segurança;
- c) Esforços solicitantes que ocorrem nas situações transitórias;
- d) Tombamento e estabilidade lateral de vigas devido a vínculos incompletos;
- e) Dimensionamento de dispositivos de içamento.

Nesse trabalho, serão considerados, principalmente, os esforços solicitantes que ocorrem nas situações transitórias, pois por se tratar de pilar, esse estará sujeito a esforços diferentes dos que ocorrem na situação final.

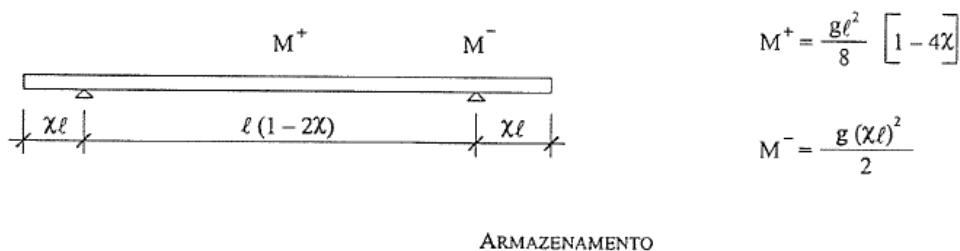
As solicitações nas situações transitórias dependem basicamente da forma de içamento do elemento pré-moldado. Assim, para orientar a localização dos pontos para manuseio e de auxiliar nos cálculos de momentos fletores são apresentadas a Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5.

Figura 4.3 – Momentos fletores em elementos lineares - içamento



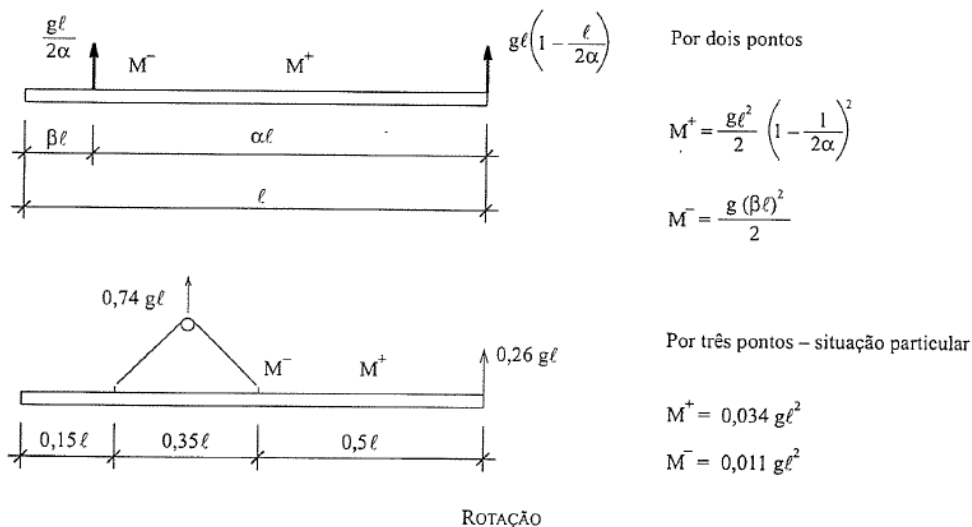
Fonte: El Debs (2002)

Figura 4.4 – Momentos fletores em elementos lineares - armazenamento



Fonte: El Debs (2002)

Figura 4.5 – Momentos fletores em elementos lineares - rotação



Fonte: El Debs (2002)

4.1.5 Ligação de elementos estruturais em concreto pré-moldado: pilar-pilar

De acordo com Ballarin (1993), a ligação pilar-pilar é, normalmente, evitada em edificações pré-fabricadas convencionais. A execução dessa ligação é trabalhosa e apresenta uma grande responsabilidade estrutural, principalmente em edifícios com múltiplos pavimentos, em que os pilares desempenham papel importante na estabilidade global.

Mokk (1969, apud Ballarin, 1993) comenta que os pilares se unem normalmente ao nível do solo (ou das vigas), devendo-se evitar, se possível, a execução da ligação em pontos intermediários.

A ABNT NBR 9062:2017 faz recomendações a respeito da armadura de reforço no topo dos segmentos dos pilares. Essa armadura é dimensionada para resistir aos efeitos de bloco parcialmente carregado.

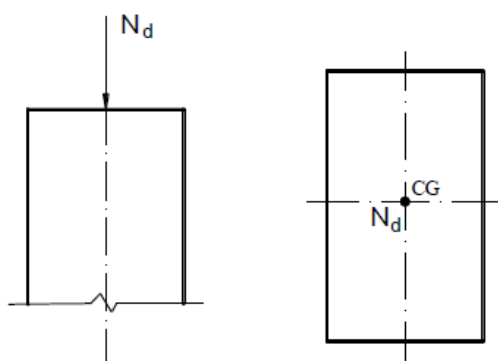
4.2 Dimensionamento de pilares

4.2.1 Solicitações normais

4.2.1.1 Compressão simples

A compressão simples também é chamada de compressão centrada ou compressão uniforme. Nela, a aplicação da força normal (N_d) ocorre no centro geométrico (CG) da seção transversal do pilar, cujas tensões na seção transversal são uniformes.

Figura 4.6 – Solicitações de compressão simples



Fonte: Bastos (2017)

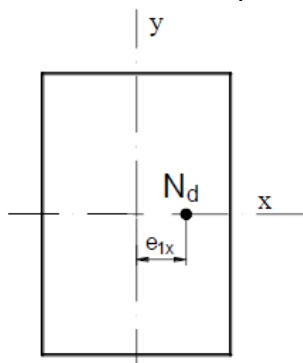
4.2.1.2 Flexão composta

Na flexão composta ocorre a atuação conjunta de força normal e momento fletor sobre o pilar. Há dois casos de flexão composta:

- a) Flexão composta normal (ou reta): existe força normal e um momento fletor em uma direção, como mostra a Figura 4.7, tal que:

$$M_{1d} = e_1 \cdot N_d \quad (4.1)$$

Figura 4.7 – Flexão composta normal

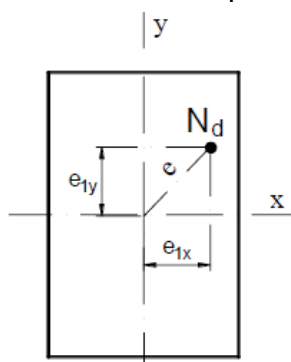


Fonte: Bastos (2017)

- b) Flexão composta oblíqua: existe força normal e dois momentos fletores relativos às duas direções principais do pilar, como mostra a Figura 4.8, tal que:

$$\begin{aligned} M_{1d,x} &= e_{1x} \cdot N_d \\ M_{1d,y} &= e_{1y} \cdot N_d \end{aligned} \quad (4.2)$$

Figura 4.8 – Flexão composta oblíqua



Fonte: Bastos (2017)

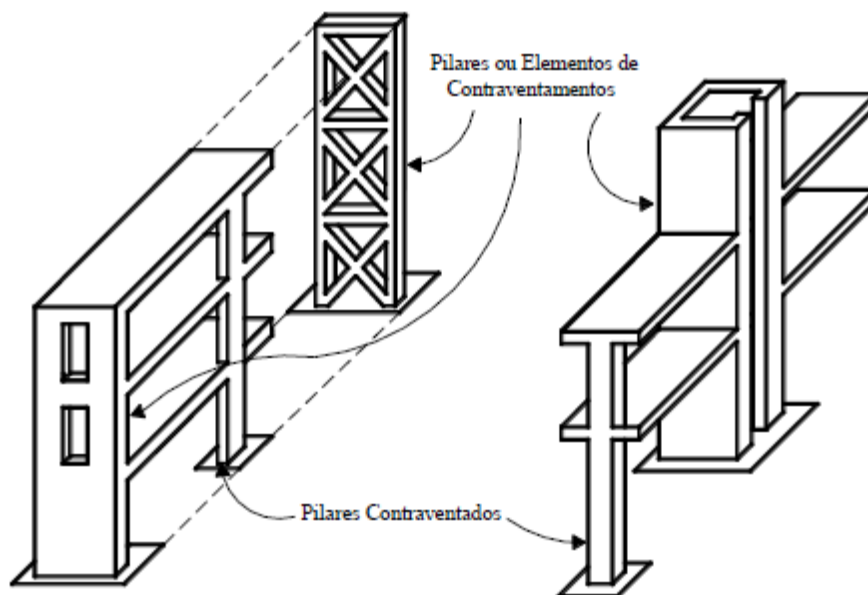
4.2.2 Noções de contraventamento de estruturas

Os edifícios precisam apresentar estabilidade em relação às ações horizontais e verticais. Contudo, não é recomendável que todos os pilares participem do sistema estrutural responsável pela estabilidade global da estrutura, pois tais sistemas apresentariam grande complexidade, levando a resultados de precisão duvidosa.

Os pilares, portanto, são os elementos responsáveis pela estabilidade vertical da estrutura. É necessário, também, projetar outras estruturas que, além de transmitirem as ações verticais, possam garantir a estabilidade horizontal, resistindo as ações horizontais provocadas por ventos e sismos.

Assim, os elementos dos edifícios podem ser classificados de duas maneiras: elementos de contraventamento e elementos (pilares) contraventados, mostrado na Figura 4.9.

Figura 4.9 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento



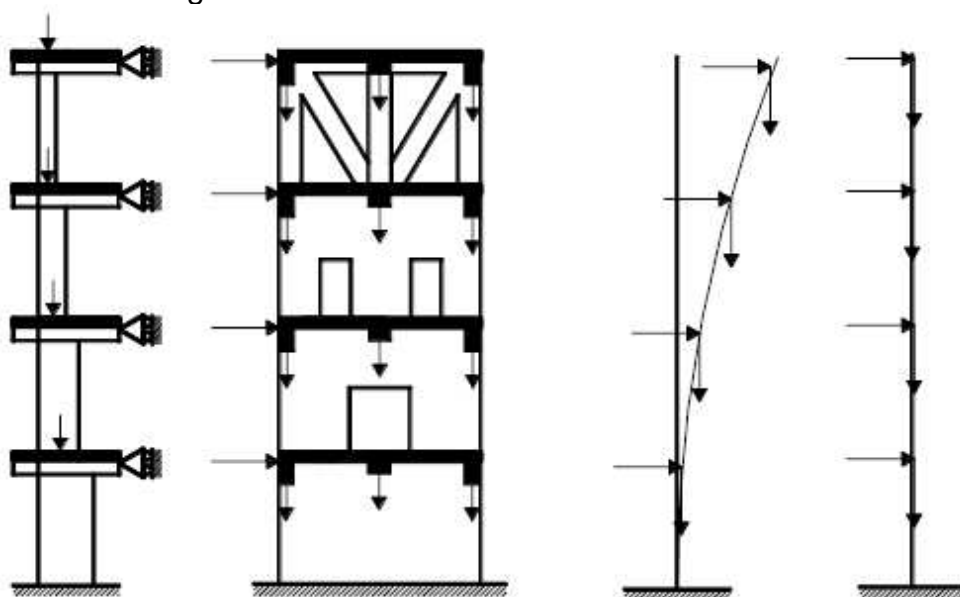
Fonte: Fusco (1981)

4.2.2.1 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

Quando os momentos fletores de 2ª ordem globais de uma estrutura não excedem 10% dos momentos fletores de 1ª ordem, eles são desprezados; nesses casos, a estrutura é dita indeslocável ou de nós fixos, como mostra a Figura 4.10.

Caso contrário, se os momentos fletores de 2ª ordem ultrapassarem 10% dos momentos fletores de 1ª ordem, a estrutura é chamada de deslocável ou de nós móveis. Nesse caso, deve-se considerar os esforços de 2ª ordem para o dimensionamento da estrutura. A estrutura de nós fixos pode ser subdividida em: sistemas estruturais de contraventamento e sistemas estruturais contraventados.

Figura 4.10 – Estruturas de nós fixos e móveis



Fonte: Fusco (1981)

a) Sistemas estruturais de contraventamento

Os sistemas estruturais de contraventamento são os responsáveis pela estabilidade em relação às ações horizontais atuantes na estrutura. Devem apresentar grande rigidez sem interferir na arquitetura da edificação.

Os sistemas de contraventamento mais utilizados, segundo Aufieri (1997), são os pilares-parede, núcleos centrais, pórticos associados e treliças metálicas.

b) Sistemas estruturais contraventados

São os elementos estruturais responsáveis pela estabilidade em relação às ações verticais atuantes na estrutura.

4.2.3 Tipos de excentricidades

4.2.3.1 Excentricidade acidental

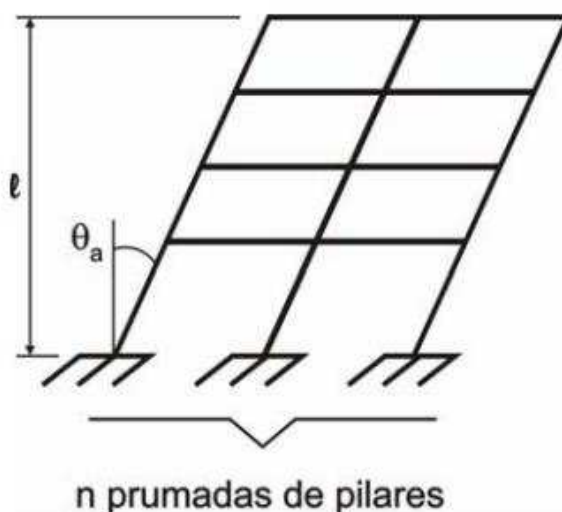
De acordo com Pinto (2017), a excentricidade acidental é decorrente das imperfeições de construção em estruturas de concreto armado, responsáveis por gerar desvios dos

eixos e afetar, significativamente, a estabilidade da estrutura. Essas imperfeições podem ser divididas em globais e locais.

4.2.3.1.1 Imperfeições globais

Imperfeições globais são consideradas no cálculo global da estrutura, por meio de parâmetros globais, juntamente com os efeitos de 2ª ordem. Elas são causadas pela ação do vento e pelo desaprumo do edifício, como mostra a Figura 4.11, e são calculadas pelas Equações (4.3) e (4.4).

Figura 4.11 – Imperfeições geométricas globais



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}} \quad (4.3)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (4.4)$$

Em que:

$\theta_{1\text{mín}}$ 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

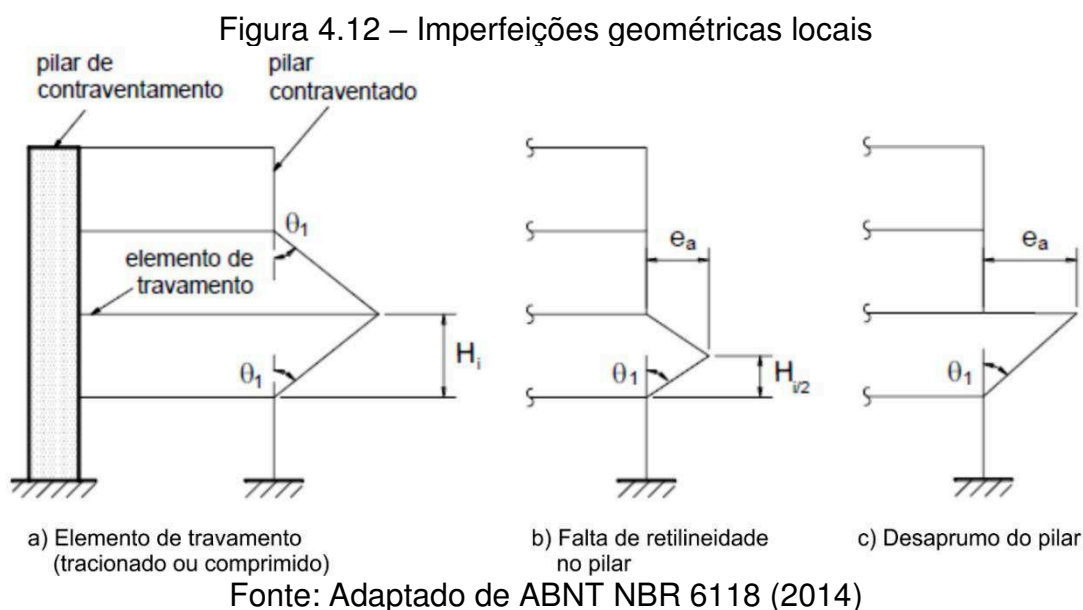
$\theta_{1\text{máx}}$ 1/200;

H altura total da edificação, expressa em metros (m);

n número de prumadas de pilares no pórtico plano.

4.2.3.1.2 Imperfeições locais

As imperfeições locais podem ser consideradas pela falta de retilidade ou desaprumo do eixo do pilar, como mostra a Figura 4.12. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, admite-se que, nos casos usuais de estruturas reticuladas, a consideração apenas da falta de retilidade ao longo do lance de pilar seja suficiente.



É possível notar que a excentricidade acidental pode assumir dois valores distintos, dependendo da análise que está sendo feita. Podendo ela ser no centro do pilar (falta de retilidade do pilar) ou no topo e na base (desaprumo do pilar).

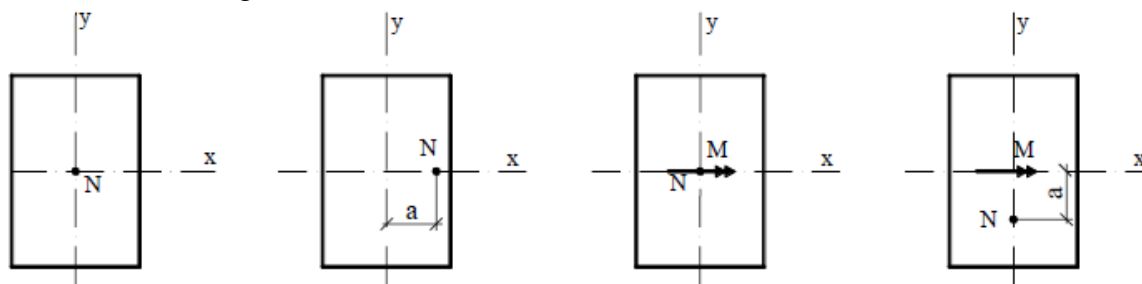
4.2.3.2 Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de 1ª ordem (e_1) é causada devido à presença de momentos fletores externos solicitantes, que podem ocorrer ao longo do comprimento do pilar ou porque o ponto de aplicação da força normal não está localizado no centro geométrico da seção transversal analisada.

Considerando uma força normal (N) e um momento fletor (M), a Figura 4.13 mostra os possíveis casos de ocorrência de excentricidades de 1ª ordem. Além disso, quando

houver excentricidades acidentais, essas devem ser somadas as excentricidades iniciais.

Figura 4.13 – Casos de excentricidades de 1ª ordem



Fonte: Bastos (2017)

4.2.3.3 Excentricidade mínima

O efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, dado pela Equação (4.5).

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (1,5 + 0,03h) \quad (4.5)$$

Em que:

N_d força normal de cálculo;

h altura total da seção transversal na direção considerada, expressa em metros (m).

Com isso, tem-se que a excentricidade mínima é:

$$e_{1,min} = 1,5 + 0,03h \quad (4.6)$$

4.2.4 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é a relação entre o comprimento de flambagem (comprimento efetivo) e o raio de giração nas direções consideradas, como mostra a Equação (4.7).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (4.7)$$

Em que o raio de giração pode ser definido pela Equação (4.8).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (4.8)$$

Dessa maneira, tem-se que para seções retangulares o índice de esbeltez pode ser apresentado como na Equação (4.9).

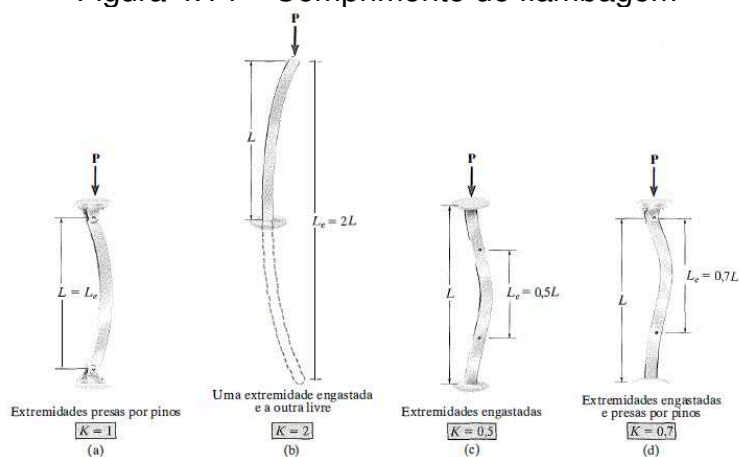
$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h} \quad (4.9)$$

Em que:

- l_e comprimento de flambagem;
- i raio de giração da seção geométrica da peça (seção transversal de concreto, não se considerando a armadura);
- I momento de inércia;
- A área da seção;
- h dimensão do pilar na direção considerada.

O comprimento de flambagem depende das vinculações na base e no topo, conforme a Figura 4.14.

Figura 4.14 – Comprimento de flambagem



Fonte: Hibbeler (2010)

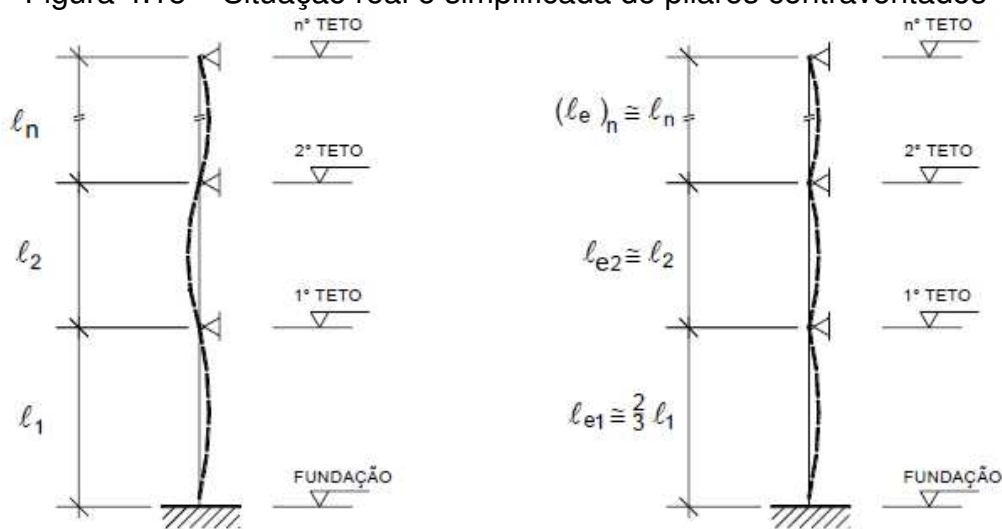
Em função do índice de esbeltez máximo, os pilares podem ser classificados como:

- a) Curto ($\lambda \leq 35$);
- b) Médio ($35 < \lambda \leq 90$);
- c) Medianamente esbelto ($90 < \lambda \leq 140$);
- d) Esbelto ($140 < \lambda \leq 200$).

De acordo com Bastos (2017), os pilares curtos e médios representam grande maioria dos pilares das edificações. Os pilares medianamente esbeltos e esbeltos são muito menos frequentes.

Em edifícios, a linha deformada dos pilares contraventados apresenta-se como na Figura 4.15, sendo que pode ser feita uma simplificação para obtenção dos comprimentos de flambagem.

Figura 4.15 – Situação real e simplificada de pilares contraventados



Fonte: Süsserkind (1984)

Nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 105).

No caso de pilar engastado na base e livre no topo, o comprimento equivalente de flambagem (l_e) é igual a $2l$, nos demais casos o comprimento equivalente do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em ambas as extremidades, é calculado conforme Equação (4.10).

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (4.10)$$

Em que:

- l_0 distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;
- h altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;
- l distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

4.2.5 Índice de esbeltez limite

De acordo com o item 15.8.2 da ABNT NBR 6118:2014, os esforços locais de 2ª ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite (λ_1). Esse valor é indicado na Equação (4.11).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \quad 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (4.11)$$

Em que:

- e_1 excentricidade de 1ª ordem (não inclui excentricidade acidental);
- e_1/h excentricidade relativa de 1ª ordem.

O parâmetro α_b deve ser obtido da seguinte maneira:

- a) para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (4.12)$$

Sendo que $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,40$.

Em que M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A e negativo, em caso contrário.

- b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

- c) para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (4.13)$$

Sendo que $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$.

Em que M_A é o momento de 1ª ordem no engaste e M_C é o momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

- d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,0$$

4.2.6 Não-linearidades

A não-linearidade pode ser entendida como uma relação entre duas variáveis sem que haja proporcionalidade entre elas. No estudo das estruturas encontram-se vários

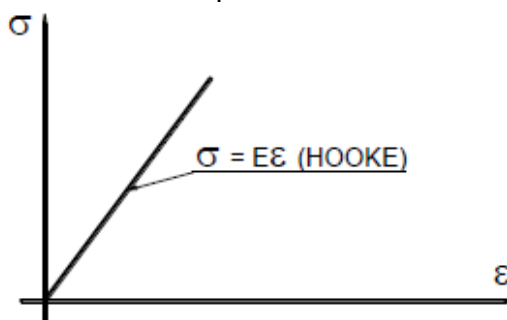
diagramas que relacionam: força e deslocamento, tensão e deformação, e muitas vezes a relação entre essas variáveis é não linear.

Sendo assim, são definidas duas não-linearidades para o estudo das estruturas: não-linearidade física e não-linearidade geométrica. O estudo delas é fundamental, pois interfere no comportamento das estruturas.

4.2.6.1 Não-linearidade física

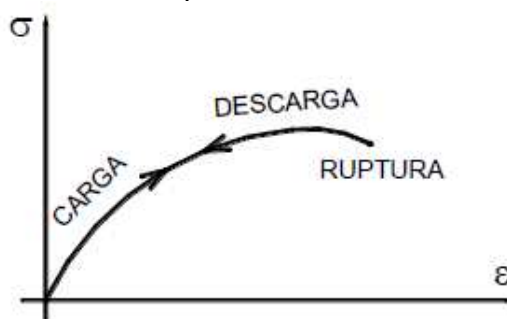
Quando um material obedece a Lei de Hooke, como mostra a Figura 4.16, pode-se considerar que o comportamento deste é linear. Dessa maneira, materiais que não seguem a proporcionalidade entre tensão e deformação apresentam não-linearidade física, de acordo com a Figura 4.17.

Figura 4.16 – Comportamento elástico linear



Fonte: Bastos (2017)

Figura 4.17 – Comportamento elástico não-linear



Fonte: Bastos (2017)

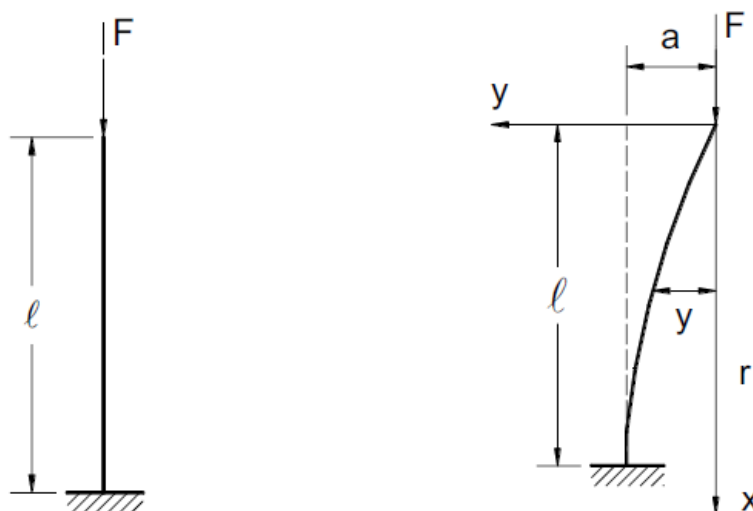
4.2.6.2 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica ocorre quando as deformações da estrutura considerada geram esforços adicionais que precisam ser considerados no dimensionamento desta estrutura.

Ao se considerar, em uma análise estrutural, os efeitos de mudança de geometria da estrutura, a relação força-deslocamento deixa de ser linear. Essa não-linearidade, denominada geométrica, em geral pode ser desconsiderada quando a hipótese dos pequenos deslocamentos é admitida válida. No entanto, a não-linearidade geométrica torna-se relevante nos casos em que os deslocamentos, relativamente significativos, podem acentuar os problemas de instabilidade ou a interação do esforço axial com os momentos fletores. (SCADELAI, 2004, p. 9)

A não-linearidade geométrica pode ser observada na Figura 4.18, em que a força axial aplicada a uma excentricidade, gerada pela deformabilidade da estrutura, causa um momento de segunda ordem.

Figura 4.18 – Não-linearidade geométrica



Fonte: Bastos (2017)

4.2.7 Equação da curvatura de elementos fletidos

A determinação dos efeitos locais de 2ª ordem em barras comprimidas, como mostra a Figura 4.18 pode ser feita por meio de métodos aproximados, entre eles o método

do pilar-padrão com curvatura aproximada, descrito no item 15.8.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014.

Aplicando a equação de curvatura aproximada de elementos fletidos¹ para o concreto armado, chega-se a Equação (4.14).

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s + |\varepsilon_c|}{d} \quad (4.14)$$

Em que:

- $1/r$ curvatura na seção crítica;
- ε_c deformação no concreto comprimido;
- ε_s deformação na armadura tracionada;
- d altura útil da peça.

4.2.8 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

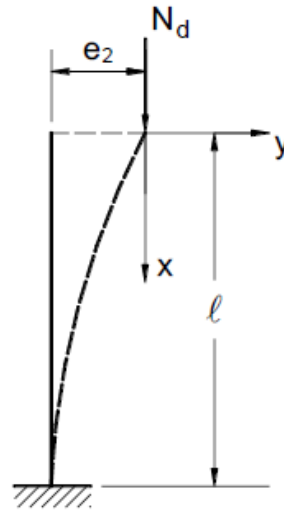
O método do pilar-padrão é uma simplificação do Método Geral² e só pode ser aplicado em pilares com seção transversal e armadura constante em todo o comprimento do pilar e com índice de esbeltez menor ou igual a 90 ($\lambda \leq 90$).

O pilar-padrão é uma barra engastada na base e livre no topo, com curvatura conhecida, como mostra a Figura 4.19.

¹ A dedução da equação de curvatura é, geralmente, estudada na disciplina de Resistência dos Materiais.

² É estudado com maior profundidade nas disciplinas de pós-graduação.

Figura 4.19 – Pilar-padrão



Fonte: Bastos (2017)

O deslocamento máximo, chamado de excentricidade de 2ª ordem (e_2), é calculado pela Equação (4.15).

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{base}} \quad (4.15)$$

Devido à excentricidade local de 2ª ordem, surge o momento fletor de 2ª ordem (M_2) descrito na Equação (4.16).

$$M_{2d} = N_d \cdot e_2 = N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{base}} \quad (4.16)$$

No item 15.8.3.3.2 da ABNT NBR 6118 (2014), tem-se que a curvatura na seção crítica, pode ser avaliada pela expressão aproximada da Equação (4.17).

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (4.17)$$

Em que,

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (4.18)$$

Em que:

- v força normal adimensional;
- h altura da seção na direção considerada.

O momento fletor máximo na seção crítica é calculado conforme a Equação (4.19).

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right) \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,mín} \end{cases} \quad (4.19)$$

4.2.9 Situações de projeto e de cálculo

O cálculo dos pilares pode ser feito diretamente da força normal e do momento fletor total máximo solicitante no pilar, sem se explicitar as excentricidades da força normal.

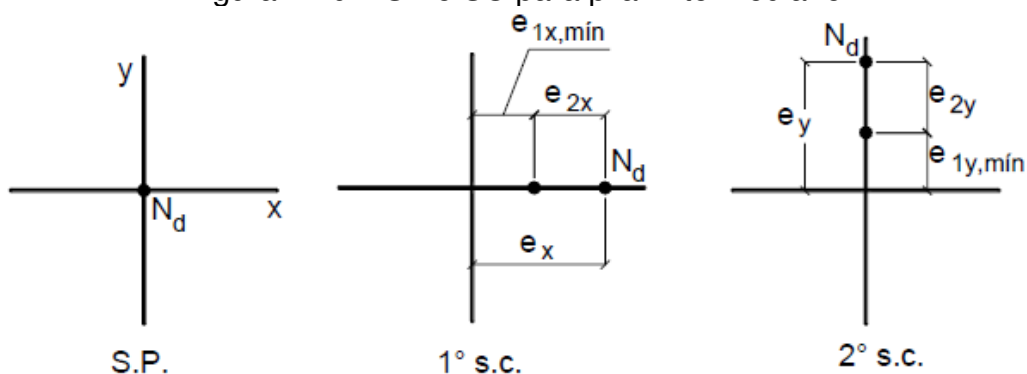
No dimensionamento dos pilares, de acordo com a NB 1/78, o cálculo era feito considerando as excentricidades. A partir da NBR 6118 de 2003 foi introduzido o cálculo do momento fletor mínimo e a equação do momento fletor total, direcionando o cálculo via momentos fletores.

4.2.9.1 Pilar intermediário

A situação de projeto (SP) e as situações de cálculo (SC) para pilares intermediários com índice de esbeltez máximo menor ou igual a 90 são mostradas na Figura 4.20. Na 1ª situação de cálculo estão indicadas as excentricidades que ocorrem na direção x, e na segunda situação de cálculo, as excentricidades da direção y.

Como não é considerada a existência de momentos fletores de 1ª ordem, a situação de projeto é de compressão simples.

Figura 4.20 – SP e SC para pilar intermediário



Fonte: Bastos (2017)

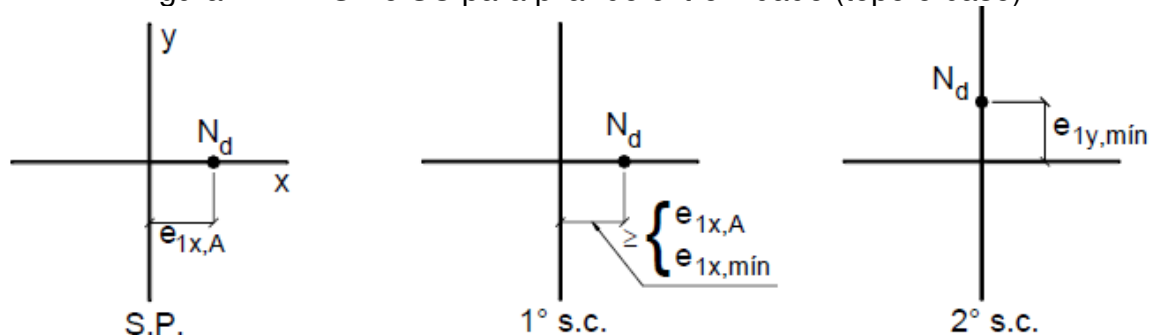
Para cada situação de cálculo deve ser determinada uma armadura longitudinal, sendo considerado o mesmo arranjo das barras na seção transversal. A armadura final é a maior entre as calculadas.

4.2.9.2 Pilar de Extremidade

No pilar de extremidade ocorre a flexão composta normal na situação de projeto, com a existência de excentricidade de 1ª ordem em uma das direções do pilar. A análise deve ser realizada sempre nas seções de extremidade (topo e base), como mostra a Figura 4.21, já a seção intermediária deve ser analisada somente na direção que ocorrer excentricidade de 2ª ordem, como na Figura 4.22.

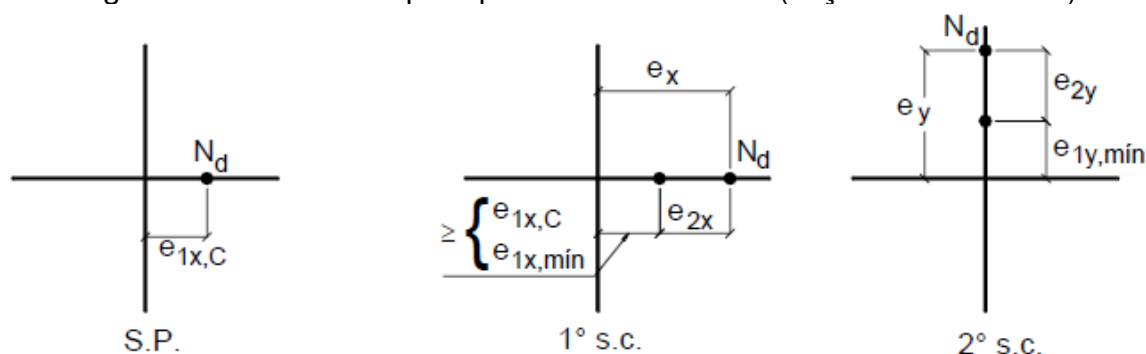
Da mesma forma que o pilar intermediário, para cada situação de cálculo deve ser calculada uma armadura. A armadura final será a maior entre as calculadas.

Figura 4.21 – SP e SC para pilar de extremidade (topo e base)



Fonte: Bastos (2017)

Figura 4.22 – SP e SC para pilar de extremidade (seção intermediária)



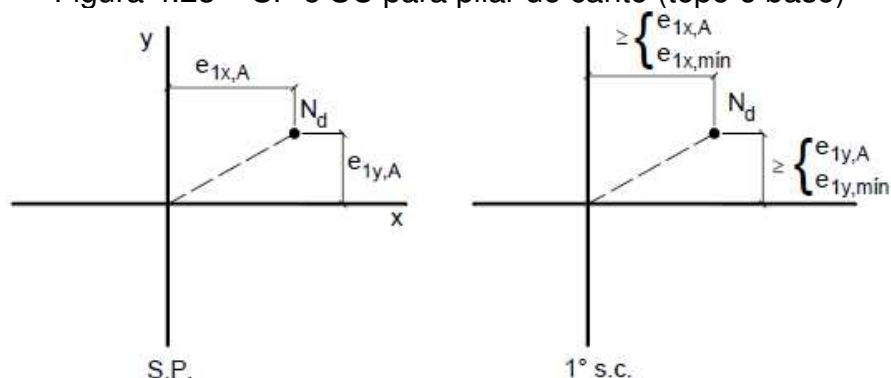
Fonte: Bastos (2017)

4.2.9.3 Pilar de canto

No pilar de canto ocorre a flexão composta oblíqua na situação de projeto, com a existência de excentricidade de 1ª ordem nas duas direções do pilar. Na seção de extremidade A, como mostrado na Figura 4.23, apenas uma situação de cálculo é suficiente, comparando-se as excentricidades de 1ª ordem e mínimas em cada direção. Na seção intermediária as excentricidades de 1ª ordem alteram-se entre $e_{1,A}$ para $e_{1,C}$, como apresentado na Figura 4.24.

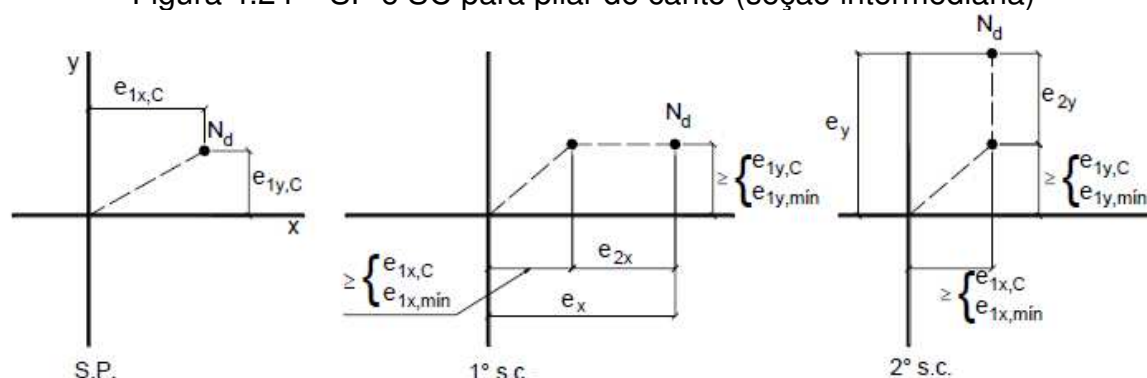
A armadura final do pilar de canto é a maior calculada entre as situações de cálculo.

Figura 4.23 – SP e SC para pilar de canto (topo e base)



Fonte: Bastos (2017)

Figura 4.24 – SP e SC para pilar de canto (seção intermediária)



Fonte: Bastos (2017)

4.3 Detalhamento da armadura dos pilares

4.3.1 Cobrimento das armaduras

O cobrimento das armaduras é considerado no item 7.4.7 da ABNT NBR 6118:2014. Nele é dito que o cobrimento mínimo é o menor valor de cobrimento que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado.

Além disso, para garantir o cobrimento mínimo ($c_{\min}$), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc), como mostra a Equação (4.20). Dessa maneira, as dimensões das armaduras e espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais estabelecidos na Tabela 4.1, para $\Delta c = 10$ mm.

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c \quad (4.20)$$

Tabela 4.1 – Valores de c_{nom} em pilares de concreto armado para $\Delta c = 10$ mm

Classe de agressividade	I	II	III	IV
c_{nom} (mm)	25	30	40	50

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

As classes de agressividade, presentes na Tabela 4.2, estão relacionadas às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica, entre outras.

Tabela 4.2 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

Nas obras correntes, o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm. Quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor de 5 mm. Contudo, a exigência do controle rigoroso deve ser explicitada no projeto.

Os cobrimentos são sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. Sendo que, o cobrimento nominal deve ser sempre maior que o diâmetro da barra longitudinal e a dimensão máxima característica do agregado graúdo não pode superar em 20% o cobrimento nominal.

4.3.2 Cálculo da armadura longitudinal com auxílio de ábacos

Quando o dimensionamento dos pilares for feito manualmente, a utilização de ábacos permite uma rápida determinação da área de armadura, sem que haja necessidade de aplicação das equações teóricas de flexão composta normal e oblíqua. Para a flexão composta normal serão aplicados os ábacos de Venturini (1987) e para flexão composta oblíqua, os ábacos de Pinheiro (2009).

Para cada caso de solicitação, ábacos diferentes podem ser utilizados, no entanto, o ábaco deve ser escolhido de modo a resultar na menor armadura e, assim, a mais econômica.

4.3.2.1 Flexão composta normal

A Figura 4.25 mostra a notação aplicada na utilização dos ábacos de Venturini (1987) para flexão composta normal. A distância d' é paralela a excentricidade (e), entre a face da seção do pilar e o centro da barra de canto. De modo geral, tem-se a Equação (4.21).

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \quad (4.21)$$

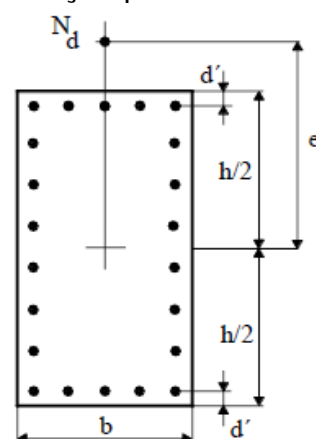
Em que:

c cobrimento nominal de concreto;

ϕ_t diâmetro do estribo;

ϕ_l diâmetro da barra longitudinal.

Figura 4.25 – Notação para flexão composta normal



Fonte: Venturini (1987)

As equações utilizadas para a confecção dos ábacos foram apresentadas em Venturini (1987). A determinação da armadura longitudinal é iniciada pelo cálculo dos esforços adimensionais ν e μ . O valor adimensional de ν foi definido pela Equação (4.18).

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

O valor de μ em função do momento fletor ou da excentricidade é calculado com a Equação (4.22).

$$\mu = \frac{M_{d,tot}}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} = v \frac{e}{h} \quad (4.22)$$

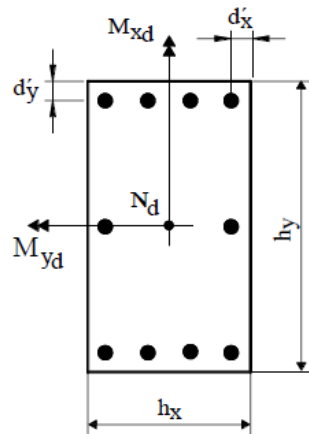
Depois de escolhida a disposição construtiva para a armadura do pilar, determina-se o ábaco a ser utilizado, em função do tipo de aço e da relação d'/h . No ábaco, com os valores de v e μ , obtém-se a taxa mecânica ω . Assim, a armadura longitudinal é calculada pela Equação (4.23).

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.23)$$

4.3.2.2 Flexão composta normal

A Figura 4.26 mostra a notação aplicada na utilização dos ábacos de Pinheiro (2009) para flexão composta oblíqua. As distâncias d'_x e d'_y têm o mesmo significado de d' , porém, cada um na sua respectiva direção do pilar.

Figura 4.26 – Notação para flexão composta oblíqua



Fonte: Pinheiro (2009)

A determinação da armadura longitudinal é feita da mesma forma da flexão composta normal, com a diferença de que o parâmetro μ será calculado para as duas direções do pilar, encontrando assim duas taxas mecânicas. Será aplicado na equação para cálculo da armadura longitudinal a taxa mecânica que resultar na maior armadura.

4.3.3 Limites da taxa de armadura longitudinal

De acordo com o item 17.3.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, a armadura longitudinal mínima de pilares é calculada pela Equação (4.24).

$$A_{s,\min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (4.24)$$

E o valor máximo é definido pela Equação (4.25).

$$A_{s,\max} = 0,08 \cdot A_c \quad (4.25)$$

A maior área da armadura longitudinal possível, considerando-se inclusive a sobreposição de armadura nas regiões de emenda por transpasse, deve ser 8% da área da seção do pilar.

4.3.4 Número mínimo de barras

O item 18.4.2.2 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece que as armaduras longitudinais devem ser dispostas de forma a garantir a resistência do elemento estrutural. Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice; em seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro da seção.

4.3.5 Espaçamento das barras longitudinais

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior aos valores apresentados na Equação (4.26).

$$a \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx}} \end{cases} \quad (4.26)$$

Em que:

- d dimensão máxima característica do agregado graúdo (19 mm para brita 1 e 25 mm para brita 2).

Esses valores se aplicam também para as regiões de emenda por transpasse. Além disso, quando estiver no plano de execução da concretagem o adensamento feito através de abertura lateral da forma, o espaçamento das barras longitudinais deve ser tal que permita a passagem do vibrador.

O espaçamento máximo s_l entre os eixos das barras deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção considerada, sem exceder 40 cm, como indica a Equação (4.27).

$$s_l \leq \begin{cases} 2b \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.27)$$

De acordo com Leonhardt e Mönning (1978), esse espaçamento máximo não deve ser maior do que 30 cm. Entretanto, para pilares com dimensões até 40 cm, basta que existam barras longitudinais de canto.

4.3.6 Armaduras transversais

A armadura transversal de pilares, constituída de estribos e, quando for necessário, grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar. Os estribos devem ser fechados, geralmente em torno das barras de canto, ancorados com ganchos que se transpassam, colocados em posições alternadas.

Os estribos têm as seguintes funções:

- a) garantir o posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais;

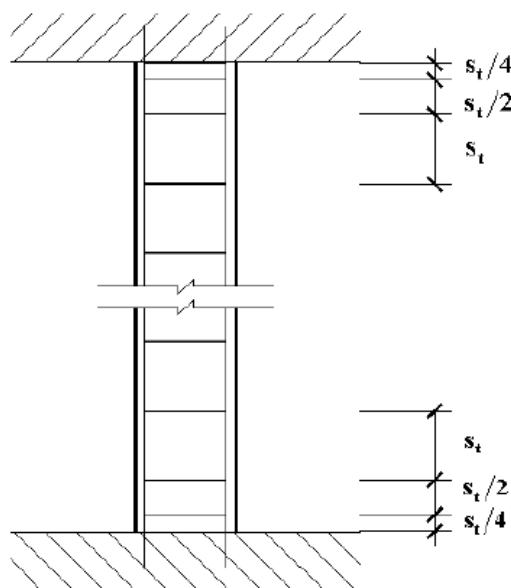
- b) garantir a costura das emendas de barras longitudinais;
- c) confinar o concreto e obter uma peça mais resistente ou dúctil.

De acordo com ABNT NBR 6118:2014, o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal, como mostra a Equação (4.28).

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_l/4 \end{cases} \quad (4.28)$$

Em pilares em geral, com momentos nas extremidades, e em pilares pré-moldados, Leonhardt e Mönning (1978) recomendam que se disponham, nas suas extremidades, 2 a 3 estribos com espaçamento igual a $s_t/2$ e $s_t/4$, como mostra a Figura 4.27.

Figura 4.27 – Estribos adicionais nos extremos



Fonte: Scadelai (2004)

4.3.7 Espaçamento máximo de estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, é indicado na Equação (4.29).

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12 \phi_l \text{ para CA} - 50 \\ 25 \phi_l \text{ para CA} - 25 \end{cases} \quad (4.29)$$

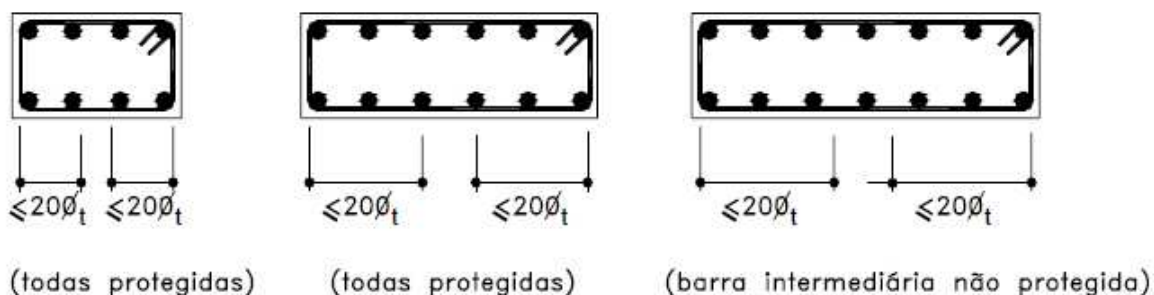
É permitido adotar diâmetros dos estribos menos do que 1/4 do diâmetro da armadura longitudinal, desde de que essas armaduras sejam constituídas do mesmo tipo de aço e o espaçamento respeite a limitação imposta pela Equação (4.30), com f_{yk} em MPa.

$$s_{\text{máx}} = 90000 \cdot \left(\frac{\phi_t^2}{\phi_l} \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}} \quad (4.30)$$

4.3.8 Estribos suplementares

Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras de armadura, medidas devem ser tomadas para evita-la. No item 18.2.4 da ABNT NBR 6118:2014 considera-se que os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de $20 \phi_t$ do canto, se nesse trecho de $20 \phi_t$ não houver mais de duas barras, não contando a do canto, como mostra a Figura 4.28.

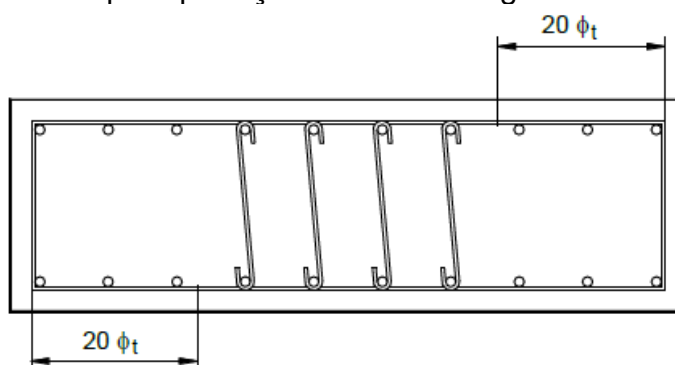
Figura 4.28 – Proteção contra flambagem das barras longitudinais



Fonte: Leonhardt e Mönig (1978)

Quando houver mais de duas barras no trecho de $20 \phi_t$ ou barras fora dele, deve haver estribos suplementares. Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, ele deve atravessar a seção do pilar e os ganchos devem envolver a barra longitudinal, como mostra a Figura 4.29.

Figura 4.29 – Critério para proteção de barras longitudinais contra flambagem



Fonte: Bastos (2017)

4.3.9 Ancoragem de estribos

O item 9.4.6 da ABNT NBR 6118:2014 cita que a ancoragem dos estribos deve necessariamente ser garantida por meio de ganchos ou barras longitudinais soldadas.

Os ganchos dos estribos podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a $5 \phi_t$, porém não inferior a 5 cm;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a $10 \phi_t$, porém não inferior a 7 cm.

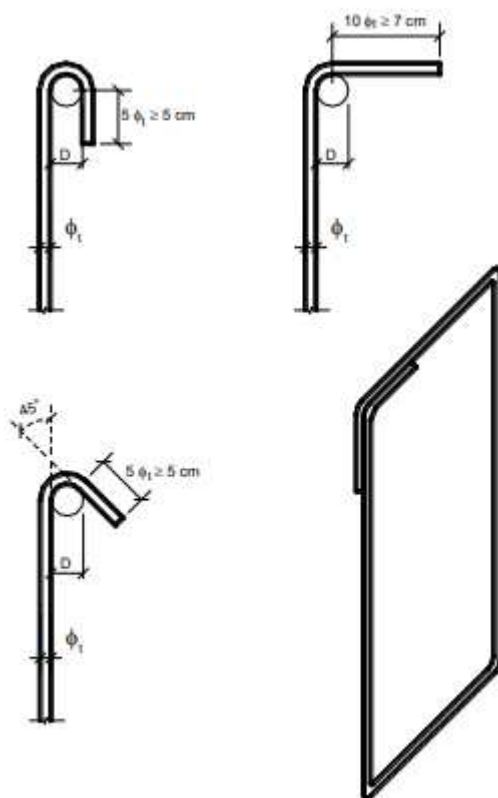
A Figura 4.30 ilustra os ganchos nas pontas do estribo. O diâmetro interno da curvatura dos estribos deve ser mínimo igual ao valor apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola (mm)	Tipos de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$
$10 \leq \phi_t < 20$	$4 \phi_t$	$5 \phi_t$	-
≥ 20	$5 \phi_t$	$8 \phi_t$	-

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

Figura 4.30 – Tipos de ganchos para estribos



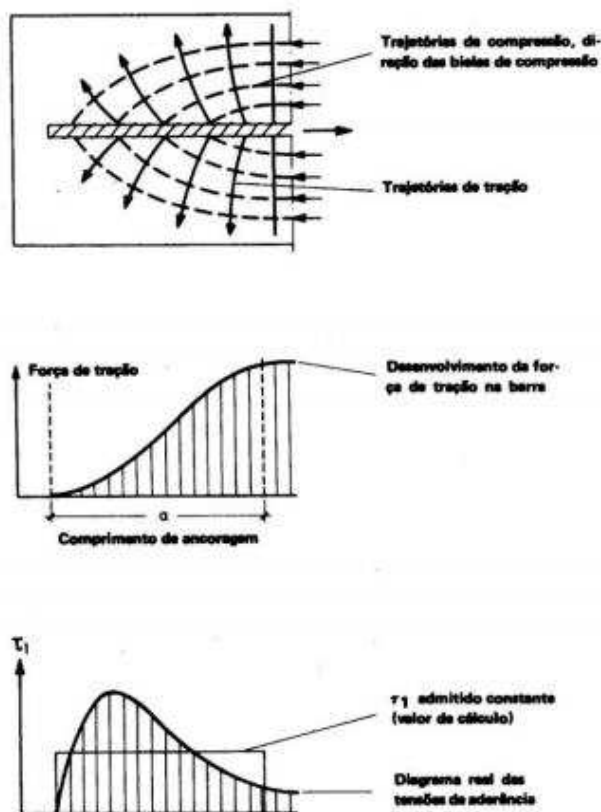
Fonte: Bastos (2018)

4.3.10 Comprimentos de ancoragem básico e necessário

De acordo com Bastos (2018), o comprimento de ancoragem de uma barra de aço depende de alguns fatores como: qualidade e resistência do concreto, da posição e inclinação da barra na peça, da força de tração na barra e da superfície da barra (saliências, entalhes, nervuras, etc).

A ancoragem reta da barra é mais simples de projetar e executar, além de econômica. O comprimento da ancoragem é calculado admitindo-se que a tensão de aderência seja constante, o que não corresponde à realidade, como mostra a Figura 4.31.

Figura 4.31 – Diagrama de tensões de aderência na ancoragem reta



Fonte: Leonhardt e Mönnig (1978)

De acordo com o item 9.4.2.4 da ABNT NBR 6118 (2014), define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para a força-limite $A_s f_{yd}$ nessa barra, admitindo-se ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} . Dessa maneira, o comprimento de ancoragem básico é dado pela Equação (4.31).

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi \quad (4.31)$$

A Tabela 15.1, presente no Anexo A, fornece o comprimento de ancoragem básico para o aço CA-50 nervurado. Para a determinação do l_b devem ser considerados as colunas “sem”, que indicam a ancoragem reta, sem gancho na extremidade da barra, e coluna “com”, que indicam a presença de gancho na extremidade da barra. Também é necessário considerar a situação de aderência (boa ou má).

A ABNT NBR 6118:2014, no item 9.4.2.5, define o comprimento de ancoragem necessário, que leva em consideração a existência ou não de gancho e a relação

entre a armadura calculada e a armadura efetivamente disposta, como indicado na Equação (4.32).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (4.32)$$

Em que:

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho $\geq 3\phi$;

$\alpha = 0,7$ quando houver barras transversais soldadas;

$\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao gancho $\geq 3\phi$;

l_b comprimento de ancoragem básico;

$A_{s,calc}$ área da armadura calculada;

$A_{s,ef}$ área da armadura efetiva.

4.3.11 Comprimento de transpasse de barra comprimidas

Como este trabalho visa levantar aspectos importantes sobre o detalhamento de pilares, peças predominantemente comprimidas, é conveniente então, abordar o cálculo do comprimento de transpasse de peças de concreto armado comprimidas.

Nas emendas de barras comprimidas existe o efeito desfavorável da ponta da barra e, por este motivo, o comprimento da emenda (l_{0c}) não é majorado como no caso de emendas de barras tracionadas. O comprimento de transpasse é definido pela Equação (4.33).

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min} \quad (4.33)$$

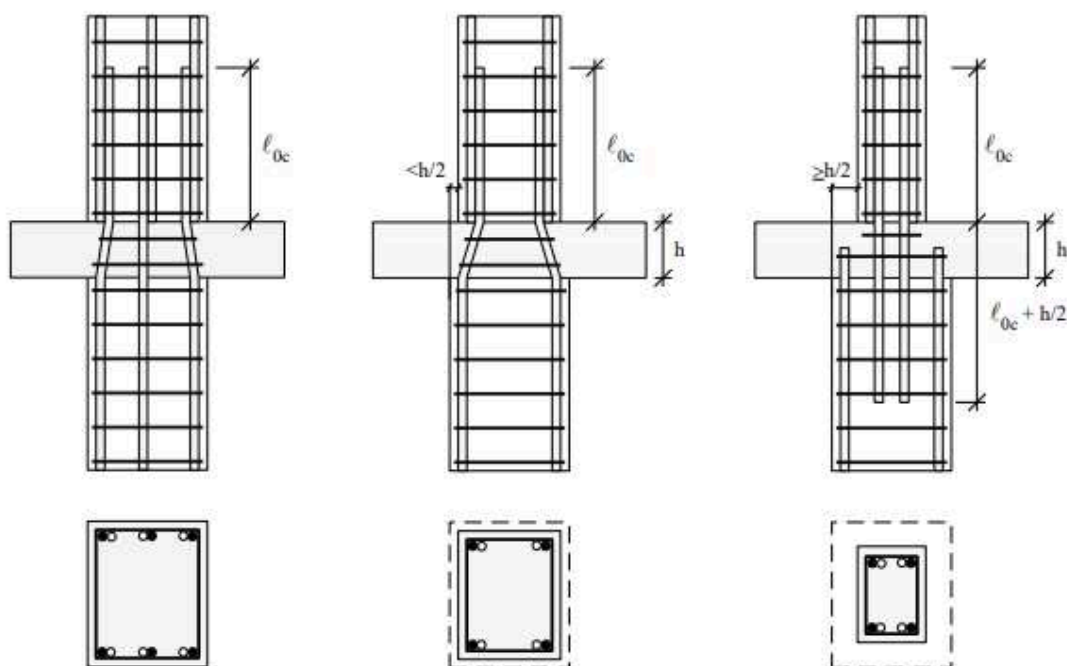
No qual, o $l_{0c,min}$ é descrito pela Equação (4.34).

$$l_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6 l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.34)$$

Para realizar as emendas por transpasse, basta, em geral, dobrar ligeiramente a parte superior das barras de canto inferiores, como mostra a Figura 4.32, a fim de absorver os momentos. De acordo com Campos Filho (2014), nos locais de dobra, o esforço devido à mudança de direção das barras, agindo de dentro para fora, deve ser absorvido pelos estribos.

Quando há mudança da seção do pilar, o comprimento de emenda por transpasse só é mantido nas barras que possam passar de um tramo a outro a despeito da mudança da seção de concreto. Quando o prolongamento não é possível, empregam-se barras suplementares que funcionam como arranque para o prolongamento do pilar. (FUSCO, 1995, p. 369).

Figura 4.32 – Emendas por transpasse



Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönning (1978)

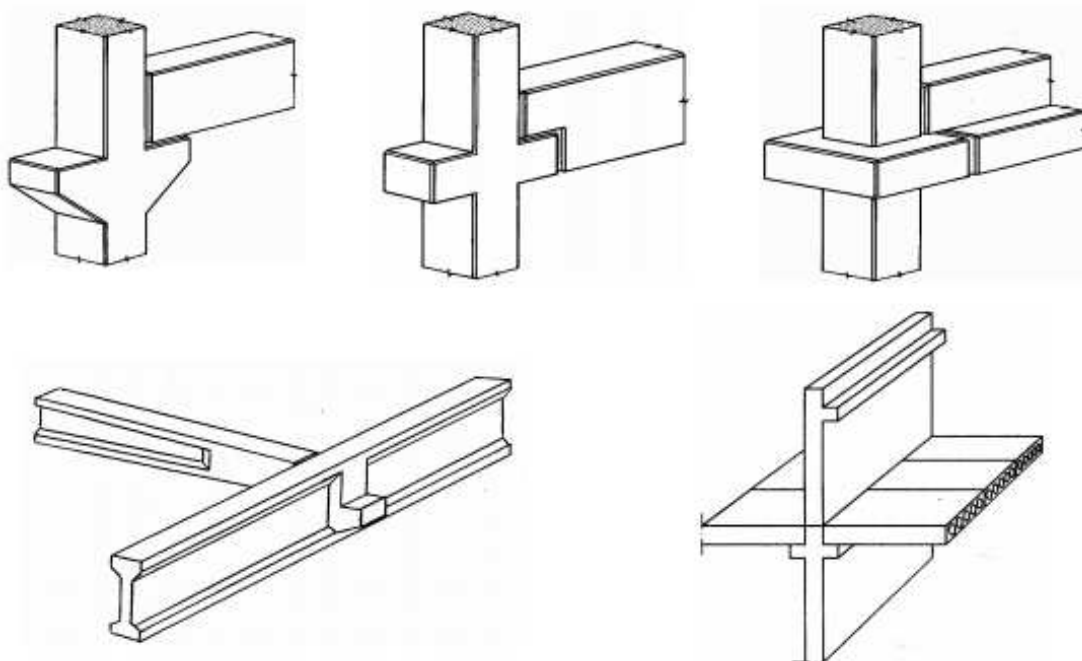
4.4 Dimensionamento de consolos de concreto pré-moldado

Consolos são elementos que se projetam além das faces dos pilares para servirem de apoio a outros elementos estruturais, tais como, vigas ou paredes de concreto. De acordo com El Debs (2017), os consolos constituem balanços curtos, merecendo um

tratamento à parte do dispensado às vigas, pois, em geral, não vale a teoria técnica de flexão.

Conforme Van Acker (2002), são geralmente empregados nas estruturas pré-moldadas para ligações viga-pilar e ligações viga-viga, mas também podem ser empregados para ligações piso-parede. Na Figura 4.33 são apresentados diferentes tipos de consolos. O terceiro tipo da primeira linha é de difícil produção devido à complexidade de execução para formas e armaduras.

Figura 4.33 – Exemplos de consolos de concreto

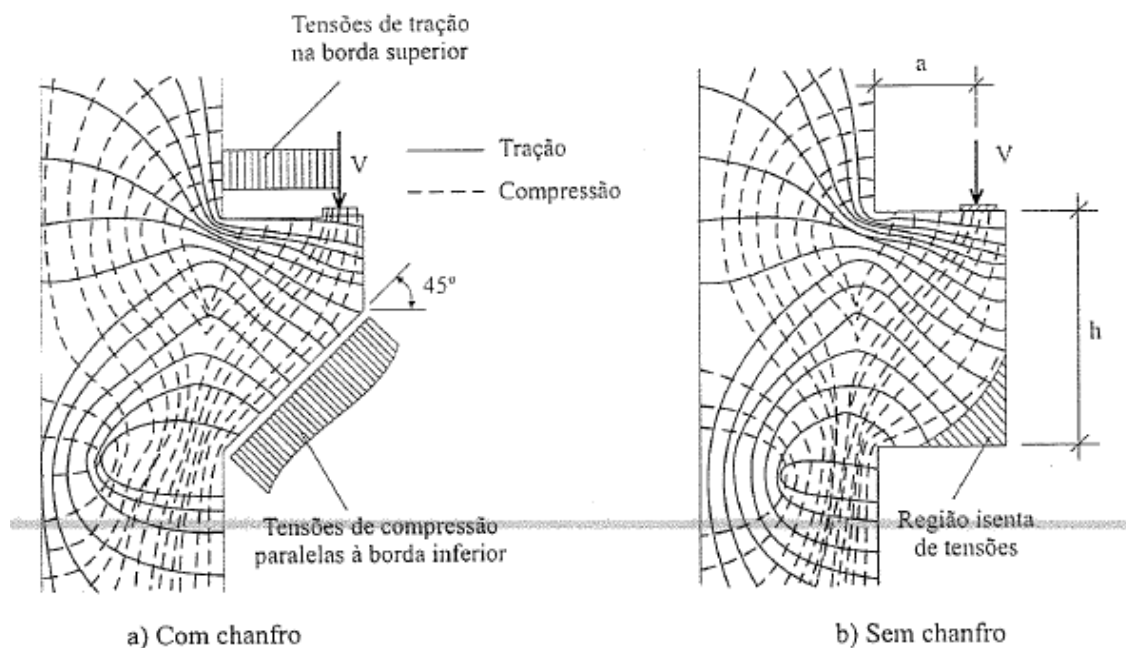


Fonte: Van Acker (1978)

4.4.1 Comportamento estrutural

A distribuição das tensões nos consolos depende dos esforços atuantes no pilar adjacente. Uma noção do comportamento estrutural dos consolos pode ser entendida a partir da Figura 4.34, nela são mostradas as trajetórias das tensões principais em regime elástico para consolos com força concentrada à distância $a = 0,5h$, obtidas com base em um trabalho experimental feito por Franz e Niedenhoff (1963 apud Leonhard e Mönig, 1978).

Figura 4.34 – Trajetória das tensões principais em um consolo curto de concreto



Fonte: El Debs (2002)

As principais conclusões que os autores chegaram foram:

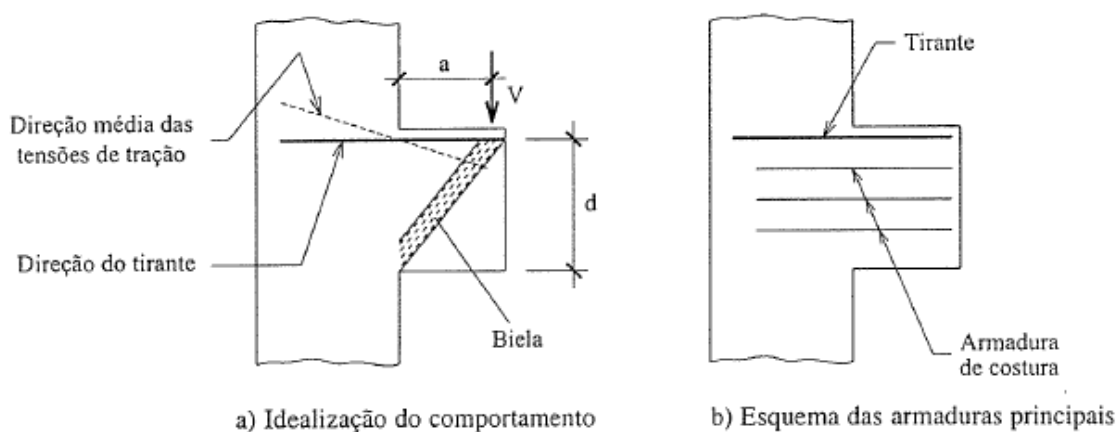
- no caso do formato retangular, o canto inferior externo do consolo fica praticamente isento de tensões, de forma que o chanfro nessa parte do consolo não influencia na resistência;
- em todo o comprimento da parte superior, as tensões de tração são praticamente constantes, isto é, o esforço de tração na parte superior permanece com o mesmo valor entre o ponto de aplicação da força e a seção de engastamento, sendo sugerido emprego de armadura junto à face superior, que seria a armadura principal do consolo, chamada de armadura do tirante;
- as tensões de compressão concentram-se junto ao canto inferior do consolo. O esquema resistente pode então, ser representado por um banzo tracionado na extremidade superior e uma diagonal comprimida inclinada, como mostra a Figura 4.34.
- de acordo com Silva (1991), aumentando-se ainda mais a ação, surgem fissuras inclinadas que evidenciam a necessidade da disposição de armadura de costura, constituída por estribos horizontais. Em consolos a armadura transversal, constituída por estribos verticais, não funciona como nas vigas (suspensão da

força de biela) porque a ruptura ocorre por esmagamento da biela comprimida e não por cisalhamento.

Com os resultados obtidos os autores recomendavam o emprego de um modelo de treliça simples, formada por barra tracionada, o tirante, e por uma diagonal comprimida, a biela de compressão, conforme indicado na Figura 4.35.

El Debs (2017) observa que a direção do tirante que melhor acompanha o fluxo de tensões de tração é um pouco inclinada em relação à face superior do consolo. Além da armadura do tirante, chamada de armadura principal, há outra armadura disposta na direção horizontal, que recebe o nome de armadura secundária ou armadura de costura.

Figura 4.35 – Modelo resistente e esquema das armaduras principais



Fonte: El Debs (2002)

4.4.2 Mecanismos de ruína

É importante conhecer as formas de ruína que podem acontecer nos consolos, indicados na Figura 4.36. Segundo Park e Paulay (1983, apud Torres, 1998), os principais tipos de ruína são descritos a seguir.

4.4.2.1 Ruína por flexão

A ruína por flexão, mostrada na Figura 4.36, letra a), é caracterizada pelo aparecimento de uma fissura principal, que apresenta abertura muito grande na parte

superior do consolo e esmagamento da parte inferior. Esta ruína ocorre devido ao escoamento da armadura principal.

4.4.2.2 Ruína por fendilhamento da biela comprimida

Forma-se inicialmente uma fissura de flexão e em seguida surgem fissuras na biela comprimida, como mostra a Figura 4.36, letra b). Próximo à força de ruína aparece uma fissura que se estende desde o bordo da placa de apoio até o canto inferior do consolo. Ocorre, geralmente, em consolos com pequena área de concreto para resistir aos esforços na biela comprimida ou em consolos sem armadura distribuída ao longo da altura.

4.4.2.3 Ruína por cisalhamento

A ruína por cisalhamento, mostrada na Figura 4.36, letra c), é caracterizada pela formação de várias pequenas fissuras inclinadas, no plano de intersecção do consolo com o pilar, que provocam o escorregamento desta peça estrutural. Esta ruína ocorre, geralmente, em consolos muito curtos ou quando estes elementos são fortemente armados à flexão.

4.4.2.4 Ruína por falta de ancoragem

É caracterizada por fissuras que seguem o contorno da armação, como mostra a Figura 4.36, letra d). Ocorre quando a força está aplicada muito próxima da extremidade do consolo, de forma que a ancoragem não seja suficiente, ou ocorre devido a um detalhamento inadequado da armadura, de forma a não envolver o carregamento aplicado no consolo.

4.4.2.5 Ruína devido à ação horizontal

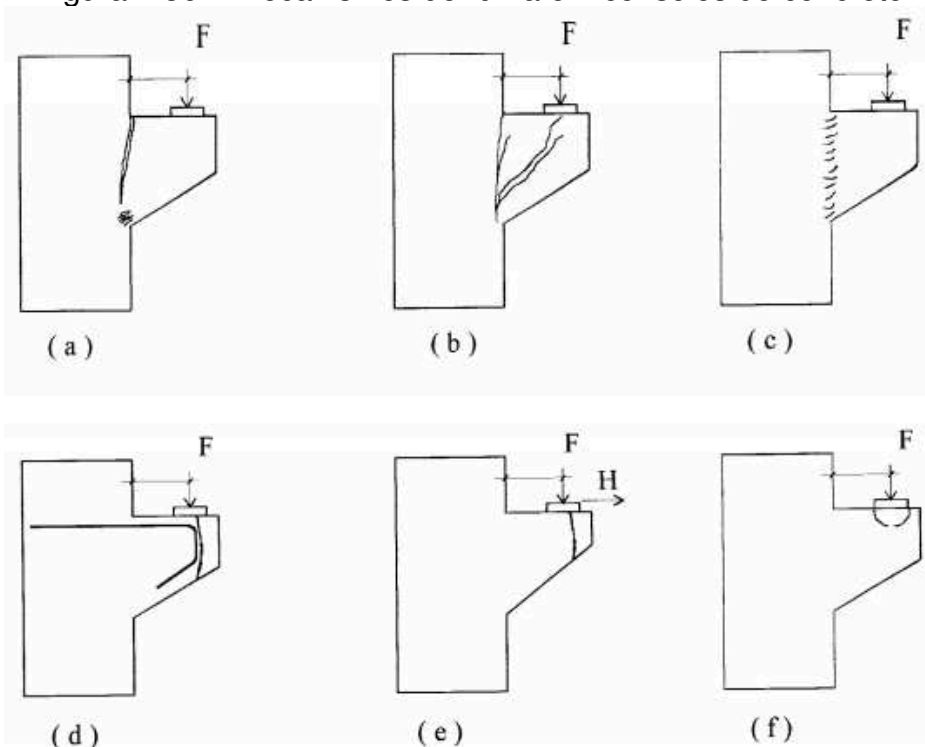
Uma ação horizontal agrava consideravelmente os mecanismos de ruína anteriores. O esforço horizontal nem sempre é conhecido e pode ser decorrente de pontes rolantes, retração da peça de concreto apoiada sobre o consolo ou, ainda, devido à ação do vento. Um caso típico de ruína, agravada pela existência de um esforço

horizontal, ocorre quando a altura do consolo em seu bordo externo, é muito pequena se comparada à altura do consolo junto ao pilar. Isto provoca o surgimento de fissuras que não se desenvolvem até o pilar, mas atravessam o consolo, chegando até o bordo inferior, como mostra a Figura 4.36, letra e).

4.4.2.6 Ruína por esmagamento local

A ruína por esmagamento local, mostrada na Figura 4.36, letra f), surge quando, na região de aplicação do carregamento, a tensão de compressão é muito alta, provocando o esmagamento do concreto. Isto pode ocorrer quando existir uma área muito pequena para a distribuição da força.

Figura 4.36 – Mecanismos de ruína em consolos de concreto



Fonte: Torres (1998)

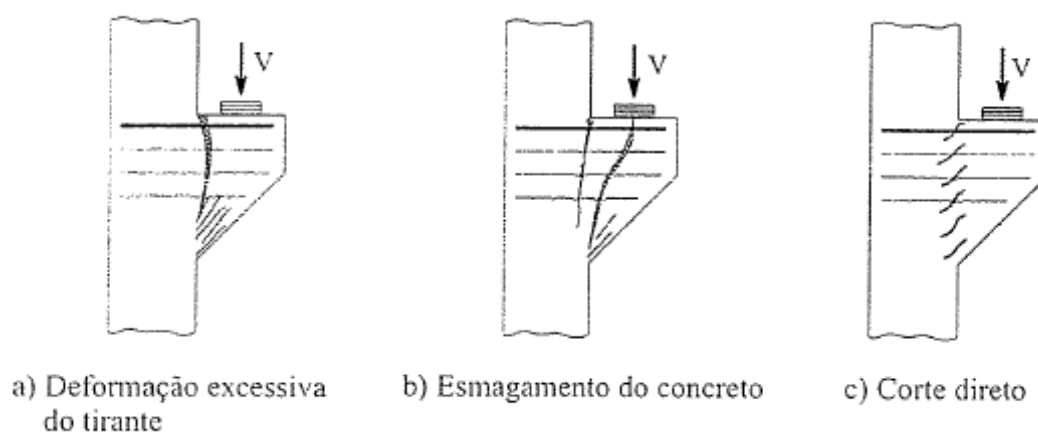
4.4.3 Modelações para cálculo

De acordo com Torres (1998), as principais teorias para cálculo e dimensionamento de consolos foram obtidas dos estudos das trajetórias de tensão realizados por Franz e Nienenhoff.

A partir destas teorias surgiram uma série de métodos de cálculo. O que diferencia estes métodos são a utilização de uma ou mais das teorias citadas, a adoção de coeficientes de segurança diferenciados e o grau de simplificação utilizado em cada norma.

Assim, os tipos básicos de ruína descritos por El Debs (2017) e apresentados na Figura 4.37, apontam para dois modelos de cálculo de consolo.

Figura 4.37 – Tipos básicos de ruína de consolos de concreto



Fonte: El Debs (2002)

Os modelos de cálculo são:

- a) modelo de biela e tirante, associado aos dois primeiros tipos básicos;
- b) modelo de atrito-cisalhamento, associado ao terceiro tipo básico.

Esses dois modelos correspondem a dois mecanismos resistentes sugeridos pelos tipos básicos de ruína. Quando a altura relativa do consolo for pequena, o mecanismo resistente de treliça, que equivale aos dois primeiros tipos básicos de ruína, será preponderante. Contudo, à medida que aumenta a altura relativa do consolo, aumenta a participação do mecanismo de cisalhamento, que equivale ao terceiro tipo básico de ruína.

Além desses modelos, existe também o modelo de plasticidade. Contudo, neste trabalho será abordado apenas o modelo de biela e tirante, por conta da utilização de

consolos curtos e por ser o mais comumente utilizado para o cálculo das forças de tração e compressão.

O item 7.3.2.2 da ABNT NBR 9062:2017 indica os seguintes procedimentos para o cálculo dos consolos:

- para $1,0 < a/d < 2,0$, cálculo como viga;
- para $0,5 < a/d \leq 2,0$ (consolo curto), cálculo baseado em modelo de biela e tirante;
- $a/d \leq 0,5$ (consolo muito curto), cálculo baseado em modelo de atrito-cisalhamento.

Em que:

- a distância da força até a face do pilar;
- d altura útil do consolo.

4.4.4 Modelo de biela e tirante

O cálculo de consolos curtos é feito usualmente através do modelo de bielas e tirantes, também chamado de modelo de treliça. De acordo com Torres (1998), este modelo consiste em idealizar o comportamento da estrutura, substituindo os fluxos de tensões de compressão e de tração, respectivamente, por elementos comprimidos (bielas) e elementos tracionados (tirantes). Estes elementos são interconectados por nós, resultando na formação de uma treliça idealizada. Assim, a partir das tensões que ocorrem em cada região do consolo é escolhida a posição das bielas e tirantes.

Adotando uma modelação adequada de treliça, as forças nas bielas e nos tirantes são calculadas através do equilíbrio de forças internas e externas. Assim, além da força vertical, que normalmente é o principal esforço a ser transmitido, deve-se levar em conta a força horizontal decorrente da variação volumétrica das peças.

O cálculo da força horizontal deve ser feito a partir das ações atuantes no consolo e o seu valor não deve ser considerado menor do que 20% da reação vertical. Destaca-se ainda a possível ocorrência de momento de torção devido às incertezas do posicionamento da força vertical. Desde que as tolerâncias de execução e montagem tenham sido respeitadas, esse momento de torção, não é, em geral, considerado no cálculo.

É recomendado considerar a variação da posição da resultante da reação vertical devido a desvios e rotações dos elementos junto ao apoio. Na falta de cálculo mais preciso, sugere-se considerar a resultante da reação vertical a três quartos do comprimento do consolo.

No cálculo do consolo, é recomendada a introdução de um coeficiente de ajustamento γ_n , afetando o coeficiente de ponderação das ações. Os valores dos coeficientes de ajustamento são indicados na ABNT NBR 9062:2017 e estão na Tabela 4.4.

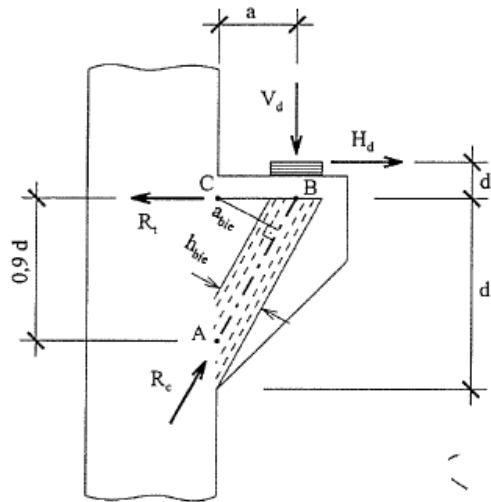
Tabela 4.4 – Valores do coeficiente de ajustamento para consolos

VALORES DE γ_n	Quando a força permanente for preponderante	Caso contrário
Elemento pré-fabricado	1,0	1,1
Demais casos	1,1	1,2

Fonte: Adaptado de El Debs (2017)

Dessa forma, tem-se o modelo de biela e tirante simplificado para o cálculo da armadura e a verificação do esmagamento da biela conforme mostrado na Figura 4.38.

Figura 4.38 – Modelo de análise e características geométricas de consolo



Fonte: El Debs (2002)

Com base no modelo podem ser deduzidas as Equações (4.35) e (4.36).

$$a_{bie} = \frac{0,9 \cdot da}{\sqrt{(0,9d)^2 + a^2}} = \frac{0,9 \cdot a}{\sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \quad (4.35)$$

$$h_{bie} = 0,2 \cdot d \quad (4.36)$$

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao ponto A, pode-se determinar a área da armadura do tirante, que resulta na Equação (4.37).

$$A_{s,tir} \cdot f_{yd} = \frac{V_d a + H_d \cdot (0,9d + d_h)}{0,9d} \quad (4.37)$$

Admitindo a relação d_h/d igual a 0,2:

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9 \cdot f_{yd}} \frac{a}{d} + 1,2 \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (4.38)$$

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao ponto C, tem-se:

$$R_c = \frac{V_d a + H_d d_h}{a_{bie}} \quad (4.39)$$

Substituindo o valor da a_{bie} :

$$R_c = \frac{V_d a + H_d d_h}{\frac{0,9 \cdot a}{\sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}}} \quad (4.40)$$

Logo, a tensão de compressão na biela é calculada por meio da Equação (4.41).

$$\sigma_c = \frac{R_c}{0,2 \cdot b d} = \frac{V_d}{b d} \left(1 + \frac{H_d d_h}{V_d a}\right) \cdot 5,55 \cdot \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad (4.41)$$

Desprezando o valor da parcela $(H_d d_h)/(V_d a)$, que para os casos usuais é menor do que 0,06, chega-se a Equação (4.42).

$$\sigma_c = \frac{V_d}{b d} \cdot 5,55 \cdot \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad (4.42)$$

Limitando o valor da tensão na biela em βf_{cd} e colocando-o em termos de tensão de referência, tem-se a Equação (4.43).

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b d} \leq \tau_{wu} \quad (4.43)$$

Com τ_{wu} descrito na Equação (4.44).

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta f_{cd}}{\sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = \chi \cdot f_{cd} \quad (4.44)$$

O valor de β pode ser assumido como igual a 1,0 para forças diretas e como igual a 0,85 para forças indiretas, de acordo com a ABNT NBR 9062:2017. Considerando o

valor de β igual a 1,0, tem-se os seguintes valores particulares de χ relativos à tensão tangencial de referência:

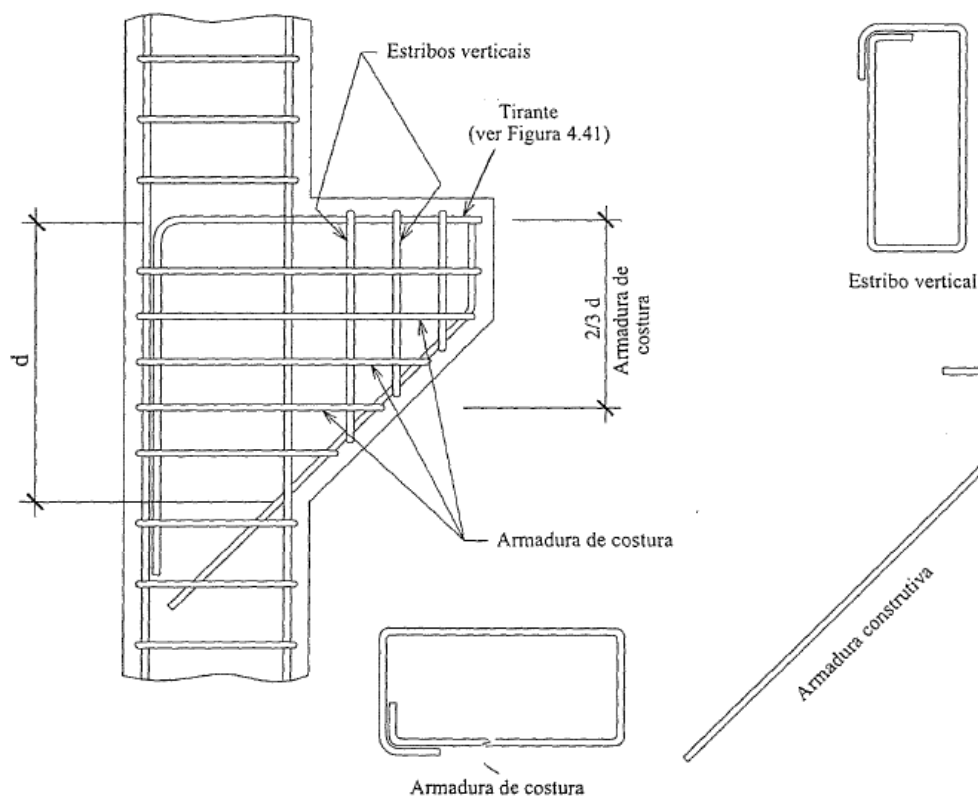
- $a/d = 1,0 \Rightarrow \chi = 0,134$
- $a/d = 0,5 \Rightarrow \chi = 0,175$

No caso de consolo muito curto, a verificação do esmagamento do concreto pode ser feita também em termos de tensão tangencial de referência.

4.5 Detalhamento de consolos de concreto pré-moldado

A Figura 4.39 apresenta o esquema geral do arranjo da armadura do consolo.

Figura 4.39 – Arranjo da armadura de consolo de concreto



Fonte: El Debs (2002)

Conforme dito anteriormente, além da armadura principal, deve ser prevista uma armadura horizontal, chamada de armadura secundária ou armadura de costura. A finalidade dessa armadura é reduzir a abertura de fissuras junto à face do pilar e

propiciar uma certa ductilidade a biela comprimida. O valor recomendado para essa armadura é de 0,5 vez a armadura do tirante, sendo possível descontar a parcela proveniente da força horizontal. Dessa maneira, a área da armadura de costura é calculada pela Equação (4.45).

$$A_{sh} \geq 0,5 \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{V_d}{0,9} \cdot \frac{a}{d} \right) \quad (4.45)$$

Destaca-se que a indicação da ABNT NBR 9062:2017 para a armadura de costura, é diferente da apresentada, visto que aquela é baseada no manual do PCI (2010).

No detalhamento dos consolos é recomendado seguir as seguintes disposições construtivas e verificações adicionais.

4.5.1 Altura mínima do consolo

De acordo com a ABNT NBR 9062:2017, a altura mínima do consolo na face oposta ao pilar, conforme mostrado na Figura 4.40, é calculada utilizando a Equação (4.46).

$$h_b \geq \frac{h}{2} - a_b \quad (4.46)$$

Sendo que a_b é a distância da almofada de apoio até a extremidade do consolo.

4.5.2 Ancoragem da armadura do tirante

A armadura do tirante deve ser ancorada utilizando laço ou com barra transversal soldada na extremidade, conforme a Figura 4.41. Isso deve ser feito para evitar a ruptura do concreto na extremidade do consolo.

Para o caso de consolo, a barra do tirante estará suficientemente ancorada se houver uma barra transversal soldada de diâmetro igual ou superior ao do tirante. Isso por conta das fortes tensões de compressão transversais.

As barras do tirante podem ser ancoradas dobrando a armadura para baixo quando o consolo for muito largo, como mostra a Figura 4.41.

4.5.3 Distância do elemento de apoio até a face externa do consolo

A distância a_b da face externa da almofada de apoio até a face externa do consolo deve satisfazer às seguintes condições, em que c é o cobrimento da armadura:

a) Tirante ancorado por barra transversal soldada:

$$a_b = c + \phi \quad (4.47)$$

b) Tirante ancorado por alças horizontais com $\phi < 20$ mm:

$$a_b = c + 3,5 \phi \quad (4.48)$$

c) Tirante ancorado por alças horizontais com $\phi \geq 20$ mm:

$$a_b = c + 5,0 \phi \quad (4.49)$$

d) Tirante ancorado por alças verticais com $\phi \leq 16$ mm:

$$a_b = c + 4,0 \phi \quad (4.50)$$

4.5.4 Diâmetro máximo e espaçamento máximo da armadura do tirante

O diâmetro máximo e o espaçamento máximo das barras do tirante devem satisfazer, respectivamente, as seguintes condições, sendo b e h a largura e a altura do consolo, respectivamente, na seção de engastamento:

a) Tirante ancorado por alças horizontais:

$$\phi \leq \frac{1}{8}b \text{ ou } \frac{1}{8}h \leq 25 \text{ mm} \quad (4.51)$$

$$s \leq 15 \phi \text{ ou } d \quad (4.52)$$

b) Tirante ancorado por barra transversal soldada:

$$\phi \leq \frac{1}{6}b \text{ ou } \frac{1}{6}h \leq 25 \text{ mm} \quad (4.53)$$

$$s \leq 20 \phi \text{ ou } d \quad (4.54)$$

4.5.5 Posição da armadura do tirante

A armadura do tirante deve ser localizada à um quinto da altura do consolo ($h/5$) junto à borda tracionada.

4.5.6 Armadura de costura

A armadura do consolo deve seguir as equações do item 4.4.4 deste trabalho, ressaltando que nessas equações da armadura de costura pode ser descontada a parcela da armadura do tirante proveniente da força horizontal (H_d):

a) No caso de consolo curto:

$$A_{sh} \geq 0,4 A_{s,tir} \quad (4.55)$$

b) No caso de consolo muito curto:

$$A_{sh} = 0,5 A_{s,tir} \quad (4.56)$$

E a armadura de costura mínima é calculada pela Equação (4.57).

$$A_{sh} = 0,15 b \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad (4.57)$$

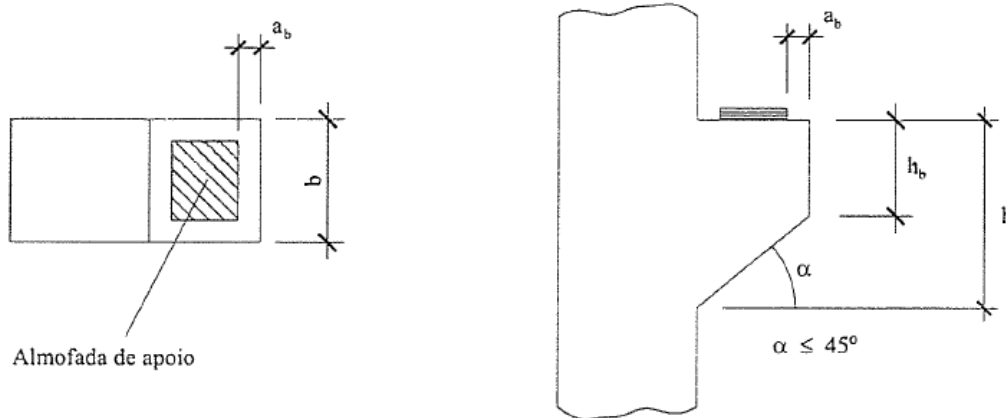
4.5.7 Estribos verticais

Os estribos verticais podem ser escolhidos tomando por base os valores mínimos para vigas (armadura transversal mínima de $0,15\% b_w \cdot h$ para CA-50 e CA-60, em $\text{cm}^2\text{/m}$, sendo b_w a largura do consolo e h a altura do consolo na seção de engastamento). No entanto a quantidade total deve ser maior que $0,2 A_{s,tir}$.

4.5.8 Armadura mínima do tirante

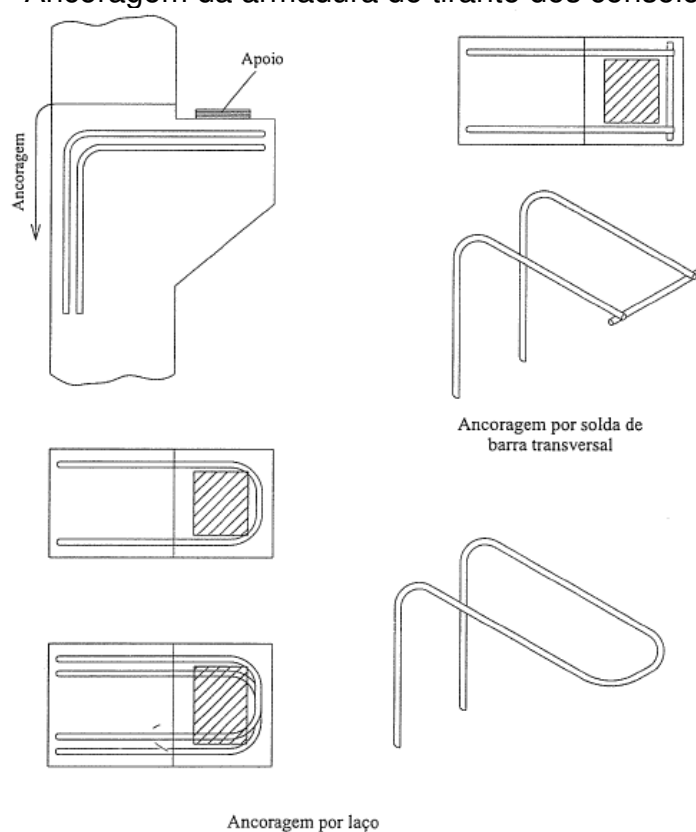
A armadura mínima do tirante deve atender à condição de armadura mínima de vigas, com seção transversal junto ao pilar.

Figura 4.40 – Nomenclatura relativa às disposições construtivas do consolo



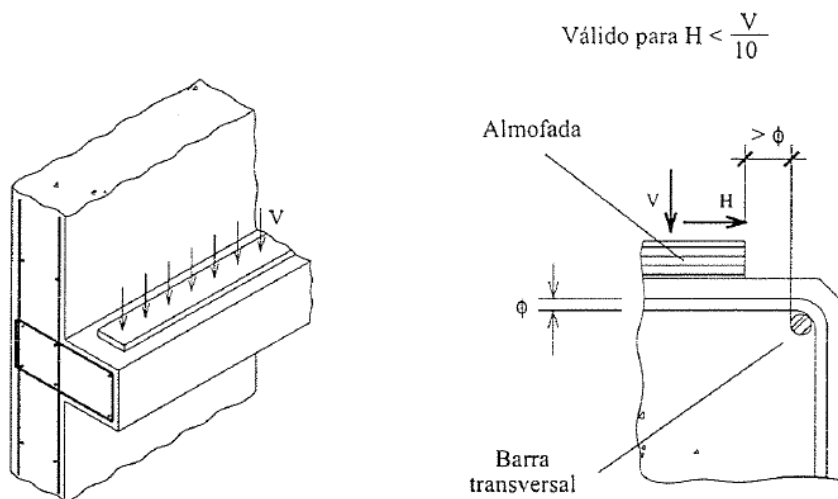
Fonte: El Debs (2002)

Figura 4.41 – Ancoragem da armadura do tirante dos consolos de concreto



Fonte: El Debs (2002)

Figura 4.42 – Ancoragem da armadura do tirante dobrando-a para baixo



Fonte: El Debs (2002)

5 Definição dos parâmetros de projeto e análises iniciais

O dimensionamento e detalhamento das estruturas estudadas neste trabalho (pilares e consolos) será feito de acordo com as normas técnicas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9162:2017.

A primeira etapa deste trabalho é a determinação dos esforços os quais os elementos estarão sujeitos. Para obtenção das cargas foi utilizado o projeto de revisão da ABNT NBR 6120:1980.¹

5.1 Cargas totais da edificação

Foram determinadas, com o auxílio do projeto arquitetônico, as cargas verticais totais de cada pavimento.

Com a revisão da ANBT NBR 6120:1980 foi possível considerar para as paredes internas alvenaria de blocos cerâmicos vazados e divisórias retráteis e caixilhos. O resumo das alvenarias e divisórias de cada pavimento encontra-se no Apêndice A.

Após a determinação das cargas de alvenaria e divisórias, foi feita a determinação das cargas das lajes tipo TT e vigas tipo L. Além disso, a carga accidental de cada pavimento foi determinada através de áreas de influência, pois estas mudam de acordo com o ambiente.

Após os cálculos percebeu-se que o 7º pavimento apresentava as maiores cargas verticais, devido à presença de equipamentos e máquinas hospitalares. O resumo do peso próprio dos elementos de alvenaria e laje estão na Tabela 5.1.

¹ Foi utilizado o projeto de revisão da ABNT NBR 6120 do dia 21 de junho de 2017. Apesar de o projeto de revisão ainda não estar aprovado, optou-se pela utilização deste, visto que já está em sua revisão 9. Portanto, a nova norma está próxima de entrar em vigência.

Tabela 5.1 – Peso próprio dos elementos e laje tipo TT

Elemento	Peso próprio (kN/m²)
Alvenaria	1,53
Divisórias	0,08
Forro	0,15
Laje tipo TT	3,25
Capeamento (8 cm)	2,00
Revestimento em granito (0,8 cm)	0,23
Total	7,24

Fonte: Autor (2018)

Após isso, o próximo passo foi a determinação do peso próprio das vigas e dos painéis laterais de vedação que ficam apoiados sobre elas. Estes painéis apresentam 3 m de altura e espessura de 10 cm, sendo eles de concreto armado. Os valores das cargas verticais nas vigas estão descritos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Cargas verticais atuante na viga tipo LL

Elemento	Peso (kN/m)
Viga tipo L	6,70
Capeamento + painéis + lajes	62,77
Carga acidental das lajes	26,87

Fonte: Autor (2018)

Além disso, existem painéis transversais que tem a função de contraventamento da estrutura. Estes painéis têm altura de 2 m e espessura de 40 cm, sendo eles em concreto armado. Assim, o peso próprio dos painéis transversais é de 20 kN/m.

Como colocado no item 3.1 deste trabalho, os pilares em concreto pré-moldado do edifício apresentam 3 seções diferentes. Assim, o peso próprio dos pilares é descrito na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Peso próprio dos pilares

Pavimento	Pé-esquerdo (m)	Seção do pilar		Área (m ²)	Peso próprio (kN)
		Comprimento (cm)	Largura (cm)		
7º	4,03	70	70	0,49	49,37
6º	4,03	70	70	0,49	49,37
5º	4,03	85	70	0,60	59,95
4º	4,03	85	70	0,60	59,95
3º	4,03	100	70	0,70	70,53
2º	4,12	100	70	0,70	72,10
1º	5,34	100	70	0,70	93,45
Peso próprio na fundação					454,70

Fonte: Autor (2018)

Com os valores das cargas verticais calculadas, foi utilizado o *software* FTool para a análise dos deslocamentos horizontais, estabilidade global e esforços solicitantes da estrutura.

5.2 Determinação da ação do vento

De acordo com as isopletras de velocidade básica do vento, presentes na ABNT NBR 6123:1988, tem-se que a velocidade básica do vento V_0 para a cidade de Fortaleza, no Ceará, é de 30 m/s.

Além disso, a fator topográfico S_1 para terrenos planos ou fracamente acidentados é igual a 1,0. Já o fator estatístico S_3 é determinado de acordo com a Tabela 3 da ABNT NBR 6123:1988, sendo ele igual a 1,10.

Já o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura da edificação e as dimensões da edificação. Esse fator pode ser calculado utilizando a Equação (5.1).

$$S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (5.1)$$

Para edificações de categoria V e classe B, tem-se a seguinte expressão:

$$S_2 = 0,73 \cdot 1,00 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,16}$$

Já o coeficiente de arrasto é encontrado em função das dimensões da edificação. Considerando L_1 (dimensão da edificação para o vento à 0º) igual a 15,60 m, L_2 (dimensão da edificação para o vento à 90º) igual a 49 m e h (altura da edificação) igual 29,58 m, tem-se que o coeficiente de arrasto C_a , de acordo com a Figura 4 da ABNT NBR 6123:1988, é 0,77.

Considerando todos esses fatores e o coeficiente de arrasto, é possível calcular as forças de vento à 0º (direção longitudinal – eixo x) e à 90º (direção transversal – eixo y).

Sendo que a pressão de obstrução do vento q é calculada pela Equação (5.2).

$$q = 0,0625 \cdot V_k^2 \quad (5.2)$$

Assim, a Tabela 5.4 apresenta o cálculo das ações do vento à 0º.

Tabela 5.4 – Ações do vento à 0º

Pavimento	z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_3$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kgf/m)	$C_a \cdot q$ (kgf/m)	F (kN/m)	F (kN)
1º	5,34	33,00	0,66	21,79	462,77	356,33	3,56	19,01
2º	9,46	33,00	0,72	23,87	555,76	427,94	4,28	17,63
3º	13,48	33,00	0,77	25,27	622,56	479,37	4,79	19,32
4º	17,51	33,00	0,80	26,35	676,85	521,17	5,21	21,01
5º	21,53	33,00	0,83	27,23	723,19	556,86	5,57	22,45
6º	25,56	33,00	0,85	27,99	763,96	588,25	5,88	23,71
7º	29,58	33,00	0,87	28,65	800,57	616,44	6,16	24,85

Fonte: Autor (2018)

E a Tabela 5.5 apresenta o cálculo das ações do vento à 90º.

Tabela 5.5 – Ações do vento à 90°

Pavimento	z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_3$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kgf/m)	$C_a \cdot q$ (kgf/m)	F (kN/m)	F (kN)
1º	5,34	33,00	0,66	21,79	1453,56	1119,24	11,19	59,79
2º	9,46	33,00	0,72	23,87	1745,67	1344,16	13,44	55,39
3º	13,48	33,00	0,77	25,27	1955,47	1505,71	15,06	60,69
4º	17,51	33,00	0,80	26,35	2125,99	1637,01	16,37	65,99
5º	21,53	33,00	0,83	27,23	2271,56	1749,10	17,49	70,51
6º	25,56	33,00	0,85	27,99	2399,62	1847,71	18,48	74,49
7º	29,58	33,00	0,87	28,65	2514,60	1936,24	19,36	78,06

Fonte: Autor (2018)

5.3 Imperfeições geométricas globais (desaprumo)

O desaprumo pode ser verificado de acordo com o item 11.3.3.4.1 da ABNT NBR 6118:2014. Com base nas cargas verticais provenientes de todos os elementos do pavimento, foi calculado a carga vertical total ($G_k + Q_k$), em kN, de todos os pavimentos. O valor obtido foi de 10025,32 kN por pavimento.

Com base nas equações descritas no item 4.2.3.1.1 deste trabalho, é possível calcular a força advinda do desaprumo, como mostra a Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Desaprumo nos pavimentos

Direção	n	$\theta_{1,mín}$ (rad)	$\theta_{1,máx}$ (rad)	θ_1 (rad)	θ_a (rad)	$W_k = G_k + Q_k$ (kN)	$F_{eq,k} = \theta_a \cdot W_k$ (kN)
0°	9	0,0033	0,005	0,0033	0,00248	10025,32	24,91
90°	2	0,0033	0,005	0,0033	0,00289	10025,32	28,94

Fonte: Autor (2018)

Verifica-se então a relação entre as ações do vento encontradas no 7º andar e o desaprumo. Com base nos resultados obtidos, a consideração a ser adotada é a combinação da ação do vento com o desaprumo, admitindo-se que ambas atuam na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento.

5.4 Modelo estrutural

Para a análise dos deslocamentos horizontais, estabilidade global e esforços solicitantes da estrutura foi utilizado o *software* FTool, que é utilizado para análise de estruturas bidimensionais.

Na representação do edifício, que é uma estrutura tridimensional, utilizou-se o modelo estrutural de pórticos planos associados, em que as lajes são consideradas como barras rígidas articuladas que funcionam como diafragmas rígidos que conectam os diversos pórticos da estrutura.

O programa realiza apenas a análise elástica-linear da estrutura; para considerar as não-linearidades física e geométrica dos elementos estruturais, devem ser feitas algumas adaptações:

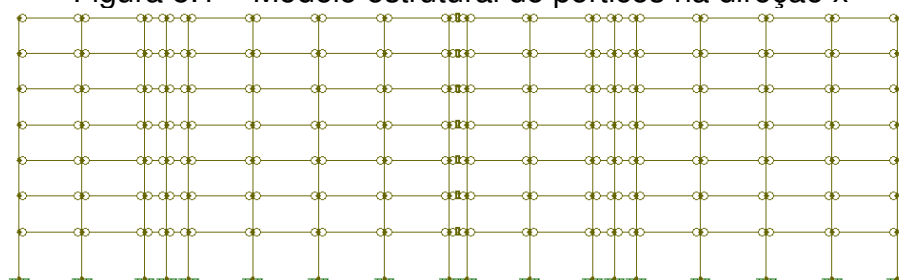
- a) A não-linearidade geométrica é considerada com a aplicação do parâmetro γ_z .
- b) A não-linearidade física é considerada por meio da redução da rigidez à flexão do elemento estrutural que constitui o pórtico. Os coeficientes de redução são indicados em El Debs (2017):

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_c I_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$

As peças pré-moldadas foram produzidas com concreto C40 e os módulos de elasticidade inicial e secante podem ser calculados conforme o item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014.

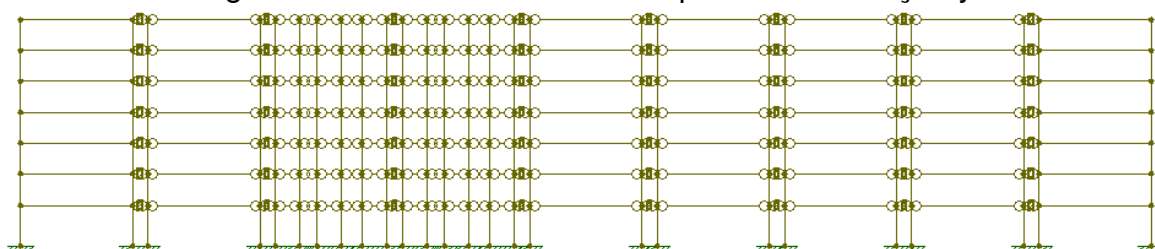
Dessa maneira foram modelados os pórticos do edifício conforme a Figura 5.1 e Figura 5.2.

Figura 5.1 – Modelo estrutural de pórticos na direção x



Fonte: Autor (2018)

Figura 5.2 – Modelo estrutural de pórticos na direção y



Fonte: Autor (2018)

5.5 Deslocamentos horizontais

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, os limites para deslocamentos considerando os efeitos em elementos não estruturais provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$) podem ser calculados pelas Equações (5.3) e (5.4).

$$\frac{H}{1700} \quad (5.3)$$

$$\frac{H_i}{850} \quad (5.4)$$

Em que:

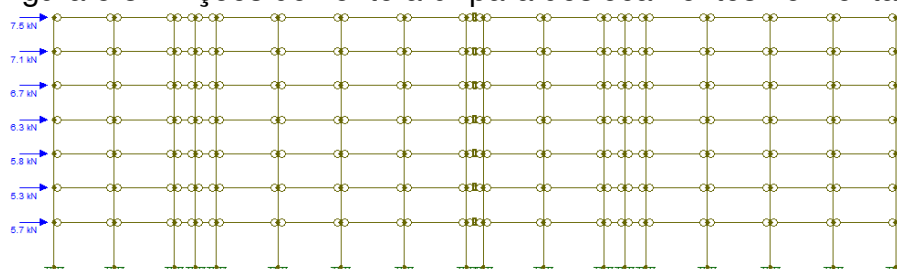
H altura total do edifício;

H_i desnível entre dois pavimentos vizinhos.

Considerando as ações do vento, pois as ações provenientes do desaprumo não precisam ser consideradas para os Estados Limites de Serviço, é possível obter os deslocamentos horizontais a partir dos pórticos planos construídos no *software* FTool.

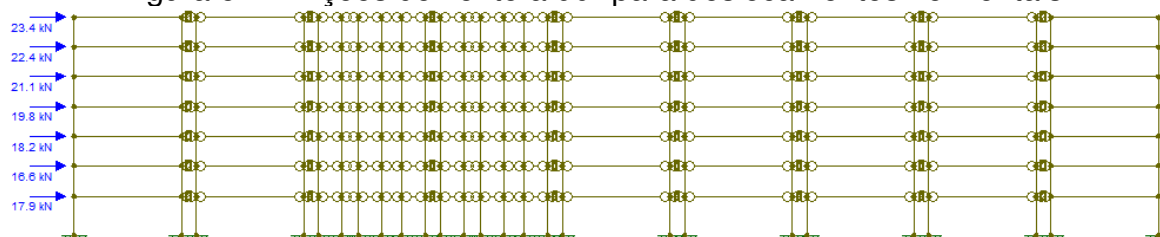
A Figura 5.3 apresenta a aplicação das ações do vento à 0° e a Figura 5.4, as ações do vento à 90°.

Figura 5.3 – Ações do vento à 0° para deslocamentos horizontais



Fonte: Autor (2018)

Figura 5.4 – Ações do vento à 90° para deslocamentos horizontais



Fonte: Autor (2018)

Os deslocamentos horizontais, obtidos através do programa, para vento à 0° são apresentados na Tabela 5.7 e para ventos à 90° são mostrados na Tabela 5.8.

Tabela 5.7 – Análise dos deslocamentos horizontais para vento à 0°

Pavimento	z (m)	ψ_1	$F_{h,ser}$ (kN)	$\delta_{h,i}$ (mm)	$\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i}$ (mm)
7º	29,58	0,30	7,46	1,91	0,35
6º	25,56	0,30	7,11	1,56	0,35
5º	21,53	0,30	6,73	1,21	0,33
4º	17,51	0,30	6,30	0,88	0,30
3º	13,48	0,30	5,80	0,58	0,26
2º	9,46	0,30	5,29	0,32	0,20
1º	5,34	0,30	5,71	0,12	0,12
Base	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5.8 – Análise dos deslocamentos horizontais para vento à 90°

Pavimento	z (m)	ψ_1	$F_{h,ser}$ (kN)	$\delta_{h,i}$ (mm)	$\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i}$ (mm)
7º	29,58	0,30	23,42	1,81	0,15
6º	25,56	0,30	22,35	1,66	0,23
5º	21,53	0,30	21,15	1,43	0,29
4º	17,51	0,30	19,80	1,18	0,35
3º	13,48	0,30	18,21	0,88	0,38
2º	9,46	0,30	16,62	0,59	0,40
1º	5,34	0,30	17,94	0,29	0,43
Base	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2018)

Com os deslocamentos calculados, comparou-se estes com os deslocamentos limites impostos pela norma, de modo que os deslocamentos encontrados foram menores que os limites, como mostra a Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Comparação dos deslocamentos obtidos com os limites

Vento à 0º		Vento à 90º	
$\delta_{h,total}$ (mm)	$\delta_{h,limite}$ (mm)	$\delta_{h,total}$ (mm)	$\delta_{h,limite}$ (mm)
1,90900	17,40000	1,80900	17,40000
$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{m\acute{a}x}$ (mm)	$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{limite}$ (mm)	$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{m\acute{a}x}$ (mm)	$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{limite}$ (mm)
0,35000	4,74118	0,29920	4,74118

Fonte: Autor (2018)

5.6 Estabilidade global

Para a verificação da estabilidade global da estrutura utilizou-se o método do coeficiente γ_z , proposto no item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, por se tratar de uma edificação com mais de quatro andares e estrutura reticulada.

As combinações de ações são apresentadas a seguir:

- Combinação 1: Sobrecarga como ação variável principal para vento à 0º.
- Combinação 2: Vento à 0º como ação variável principal.
- Combinação 3: Sobrecarga como ação variável principal para vento à 90º.
- Combinação 4: Vento à 90º como ação variável principal.

As combinações 1 e 3 podem ser descritas pela Equação (5.5).

$$F_d = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q (F_{q,sob} + \psi_{0,vento} \cdot F_{q,vento}) \quad (5.5)$$

Já as combinações 2 e 4 podem ser descritas pela Equação (5.6).

$$F_d = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q (\psi_{0,sob} \cdot F_{q,sob} + F_{q,vento}) \quad (5.6)$$

Em que:

γ_g	1,4
γ_q	1,4
$\psi_{0,vento}$	0,6
$\psi_{0,sob}$	0,7
F_d	é o valor de cálculo das ações para a combinação última;
F_g	representa as ações permanentes diretas;
$F_{q,sob}$	representa as ações variáveis de sobrecarga;
$F_{q,vento}$	representa as ações variáveis devidas ao vento.

Dessa maneira, as combinações das ações do vento foram calculadas e são mostradas na Tabela 5.10. Já as combinações para cargas permanentes e sobrecarga são apresentadas na Tabela 5.11.

Tabela 5.10 – Combinação das ações para o vento

Vento à 0º			
Combinação 1		Combinação 2	
F_d (kN)		F_d (kN)	
F _{7,d}	41,80	F _{7,d}	69,66
F _{6,d}	40,84	F _{6,d}	68,07
F _{5,d}	39,78	F _{5,d}	66,30
F _{4,d}	38,57	F _{4,d}	64,28
F _{3,d}	37,15	F _{3,d}	61,92
F _{2,d}	35,74	F _{2,d}	59,56
F _{1,d}	36,91	F _{1,d}	61,52
Vento à 90º			
Combinação 3		Combinação 4	
F_d (kN)		F_d (kN)	
F _{7,d}	89,88	F _{7,d}	149,80
F _{6,d}	86,88	F _{6,d}	144,80
F _{5,d}	83,54	F _{5,d}	139,23
F _{4,d}	79,74	F _{4,d}	132,90
F _{3,d}	75,29	F _{3,d}	125,49
F _{2,d}	70,84	F _{2,d}	118,06
F _{1,d}	74,53	F _{1,d}	124,22

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5.11 – Combinação das cargas permanentes e sobrecargas

Vento à 0º			
Combinação 1		Combinação 2	
$W_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k$ (kN)		$W_d = 1,4 G_k + 0,98 Q_k$ (kN)	
G_k	7392,06	G_k	7392,06
Q_k	2633,26	Q_k	2633,26
W_d	14035,45	W_d	12929,48
Vento à 90º			
Combinação 3		Combinação 4	
$W_d = 1,4 G_k + 1,4 Q_k$ (kN)		$W_d = 1,4 G_k + 0,98 Q_k$ (kN)	
G_k	7392,06	G_k	7392,06
Q_k	2633,26	Q_k	2633,26
W_d	14035,45	W_d	12929,48

Fonte: Autor (2018)

Após, foi inserido no programa FTool o valor das cargas após as combinações de ações para o cálculo dos deslocamentos do edifício. O Apêndice C apresenta os pórticos planos com as combinações de cargas aplicadas.

Portanto, foi possível calcular o coeficiente γ_z , dado pela Equação (5.7).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (5.7)$$

Em que:

$\Delta M_{tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, em relação à base da estrutura;

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Dessa forma, com base nos deslocamentos horizontais obtidos a partir do programa FTool, foi possível o cálculo do coeficiente γ_z , bem como a análise da necessidade da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. As tabelas a seguir apresentam o cálculo do coeficiente γ_z .

Tabela 5.12 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 1

Pavimento	z (m)	$F_{h,d}$ (kN)	W_d (kN)	$\delta_{h,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)	$M_{1,tot,d}$ (kNm)
7º	29,58	41,80	14035,45	11,16	156,64	1237,61
6º	25,56	40,84	14035,45	9,13	128,16	1044,75
5º	21,53	39,78	14035,45	7,12	99,96	857,24
4º	17,51	38,57	14035,45	5,19	72,87	675,75
3º	13,48	37,15	14035,45	3,43	48,07	501,21
2º	9,46	35,74	14035,45	1,91	26,79	338,06
1º	5,34	36,91	14035,45	0,73	10,19	197,11
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					542,68	4851,73
γ_z					1,13	

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5.13 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 2

Pavimento	z (m)	$F_{h,d}$ (kN)	W_d (kN)	$\delta_{h,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)	$M_{1,tot,d}$ (kNm)
7º	29,58	69,66	12929,48	18,61	240,62	2026,69
6º	25,56	68,07	12929,48	15,22	196,79	1741,25
5º	21,53	66,30	12929,48	11,87	153,47	1428,73
4º	17,51	64,28	12929,48	8,66	111,90	1126,25
3º	13,48	61,92	12929,48	5,71	73,80	835,35
2º	9,46	59,56	12929,48	3,18	41,15	563,43
1º	5,34	61,52	12929,48	1,21	15,64	328,51
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					833,38	8086,22
γ_z					1,11	

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5.14 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 3

Pavimento	z (m)	$F_{h,d}$ (kN)	W_d (kN)	$\delta_{h,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)	$M_{1,tot,d}$ (kNm)
7º	29,58	89,88	14035,45	7,22	101,31	2661,26
6º	25,56	86,88	14035,45	6,53	91,61	2222,34
5º	21,53	83,54	14035,45	5,69	79,82	1800,25
4º	17,51	79,74	14035,45	4,67	65,60	1397,07
3º	13,48	75,29	14035,45	3,53	49,56	1015,71
2º	9,46	70,84	14035,45	2,36	33,08	670,12
1º	5,34	74,53	14035,45	1,12	15,69	397,99
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					436,67	10164,74
γ_z					1,04	

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5.15 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 4

Pavimento	z (m)	$F_{h,d}$ (kN)	W_d (kN)	$\delta_{h,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)	$M_{1,tot,d}$ (kNm)
7º	29,58	149,80	12929,48	11,97	154,77	4435,43
6º	25,56	144,80	12929,48	10,89	140,80	3703,91
5º	21,53	139,23	12929,48	9,46	122,33	3000,41
4º	17,51	132,90	12929,48	7,79	100,77	2328,45
3º	13,48	125,49	12929,48	5,88	75,97	1692,85
2º	9,46	118,06	12929,48	3,93	50,86	1116,86
1º	5,34	124,22	12929,48	1,90	24,50	663,32
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					670,00	16941,23
γ_z					1,04	

Fonte: Autor (2018)

Portanto, pela análise dos coeficientes encontrados para cada combinação, nota-se que será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem para o vento à 0º, ou seja, a direção longitudinal do edifício. Como $1,10 < \gamma_z < 1,30$ a determinação dos efeitos globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª + 2ª ordem) a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação considerada em $0,95 \gamma_z$. Dessa forma, para as combinações 1 e 2 as ações do vento devem ser majoradas, os valores obtidos estão descritos na Tabela 4.1.

Tabela 5.16 – Combinações 1 e 2 majoradas

Vento à 0º - majorado em 0,95 γ_z			
Combinação 1		Combinação 2	
F_d (kN)		F_d (kN)	
$F_{7,d}$	44,87	$F_{7,d}$	73,46
$F_{6,d}$	43,84	$F_{6,d}$	71,78
$F_{5,d}$	42,70	$F_{5,d}$	69,91
$F_{4,d}$	41,40	$F_{4,d}$	67,78
$F_{3,d}$	39,88	$F_{3,d}$	65,29
$F_{2,d}$	38,37	$F_{2,d}$	62,81
$F_{1,d}$	39,62	$F_{1,d}$	64,87

Fonte: Autor (2018)

6 Dimensionamento e detalhamento do pilar pré-moldado do edifício

O dimensionamento dos elementos pré-moldados apresenta algumas particularidades em relação as estruturas de concreto moldado *in loco*. Dessa maneira, os pilares pré-moldados são dimensionados para todas as etapas construtivas.

Na etapa de armazenamento e içamento (transporte) o pilar pré-moldado apresenta o mesmo diagrama de momentos fletores das vigas, com apoios representando os pontos de içamento da peça.

Já na etapa de montagem, o içamento pode ser feito de duas maneiras: por um ponto ou dois pontos de apoio. No caso dos pilares pré-moldados analisados neste trabalho, o içamento foi feito por apenas um ponto de apoio, sendo que o outro ponto é representado pelo “pé do pilar”.

Durante a montagem, logo após ter sido posicionado e fixado no cálice de fundação, o pilar pré-moldado deve ser analisado como elemento isolado, engastado na base e livre no topo, para aplicação de forças de vento, sendo verificado como uma barra prismática de faces planas, de acordo com o item 7.2 da ANBT NBR 6123:1988.

As armaduras obtidas nessas etapas são consideradas como armaduras mínimas para o dimensionamento do pilar no Estado Limite Último.

Os cobrimentos foram adotados em razão da localidade do Instituto do Câncer do Estado do Ceará, que fica na cidade de Fortaleza. Assim, de acordo com a Tabela 4.2, foi considerada uma Classe de Agressividade Ambiental III para ambientes marinhos. Dessa maneira, de acordo com a Tabela 4.1, o cobrimento adotado foi de 40 mm.

Além disso, foram utilizados concreto com resistência de 40 MPa e aço com resistência de 500 MPa para dimensionamento.

Como o dimensionamento será feito para os dois tramos do pilar em duas etapas distintas, deve-se observar, primeiramente, em qual etapa o tramo analisado está sendo mais solicitado.

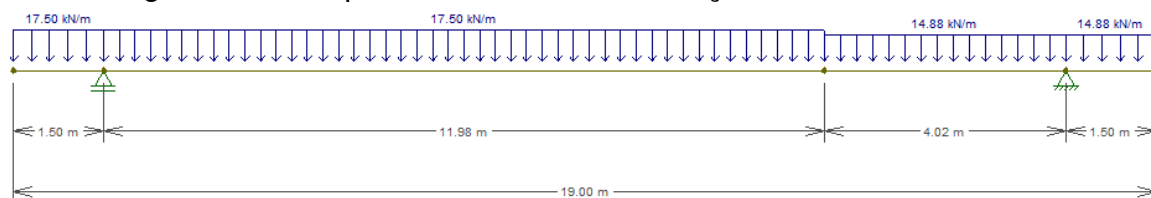
No caso, o tramo inferior está mais solicitado na etapa de armazenamento e içamento. Já o tramo superior está mais solicitado na etapa de montagem. Com isso, o dimensionamento de cada tramo será feito apenas para o caso mais solicitado.

6.1 Etapa de armazenamento e içamento (transporte)

6.1.1 Tramo inferior

O tramo inferior do pilar tem comprimento de 19 m. Foi escolhido que o armazenamento e içamento deste tramo será feito por 2 pontos de apoio, com balanços de 1,50 m, como mostra a Figura 6.1.

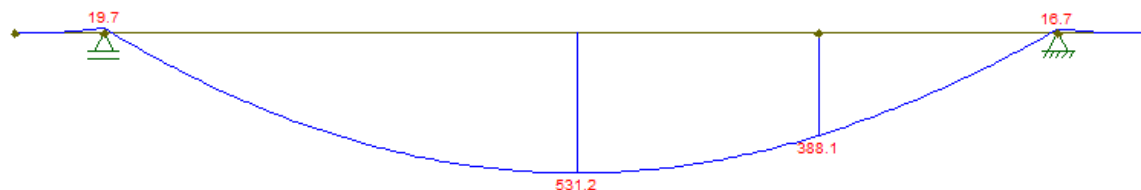
Figura 6.1 – Etapa de armazenamento e içamento – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

Com a utilização do *software* FTool, foram encontrados os diagramas de momentos que solicitam a estrutura. Neste caso, foram encontrados os mesmos diagramas de momentos fletores solicitantes de vigas, como mostra a Figura 6.2.

Figura 6.2 – Diagrama de momentos para o tramo inferior – etapa de transporte



Fonte: Autor (2018)

Considerando que o maior momento característico se encontra na área do pilar de maior seção, tem-se que $b_w = 70$ cm e $h = 100$ cm.

Com base no diagrama encontrado, tem-se:

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k \quad (6.1)$$

Dessa maneira,

$$M_d = 1,4 \cdot 53120 = 74368 \text{ kNcm}$$

Para o cálculo da armadura será adotado uma altura útil igual a 85% da altura total da seção. A resolução deste problema será feita por meio das equações teóricas. Dessa maneira, tem-se:

$$d = 0,85 \cdot 100 = 85 \text{ cm}$$

Assim, o momento interno resistente proporcionado pelo concreto pode ser calculado de acordo com a Equação (6.2).

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} (d - 0,4x) \quad (6.2)$$

Com esta equação, calcula-se a posição da linha neutra.

$$74368 = 0,68 \cdot 70 \cdot x \cdot \frac{4}{1,4} (85 - 0,4x)$$

$$-0,4x^2 + 85x - 546,82 = 0$$

$$\therefore x_1 = 6,64 \text{ cm}$$

$$\therefore x_2 = 205,86 \text{ cm}$$

A segunda raiz não interessa, pois $205,86 \text{ cm} > h = 100 \text{ cm}$. Portanto, a posição da linha neutra é 6,64 cm.

Desse valor, tem-se que $\beta_x = 0,08$, ou seja, domínio 2 de deformação. Com isso, calcula-se a área de armadura de acordo com a Equação (6.3).

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} (d - 0,4x)} \quad (6.3)$$

Assim, a área de armadura será:

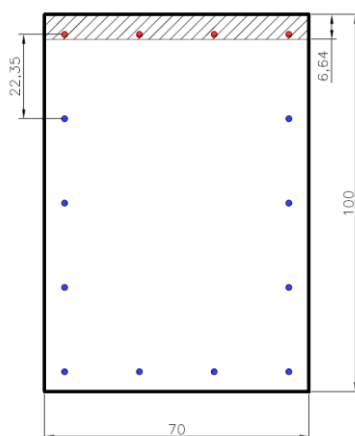
$$A_s = \frac{74368}{\frac{50}{1,15} (85 - 0,4 \cdot 6,64)}$$

$$\therefore A_s = 20,77 \text{ cm}^2$$

Com essa área de armadura tem-se 10 ϕ 16 (20,11 cm²). Após isso, deve ser feito a distribuição dessas barras na área tracionada, pois apesar de o cálculo ser feito como uma viga, considerando uma única resultante aplicada no CG da armadura, essa deve ser detalhada como armadura de pilar.

Optou-se por uma distribuição em 4 camadas, sendo que a primeira camada, mais inferior, contém 4 barras e as 3 camadas sobrejacentes, duas barras cada uma, como mostra a Figura 6.3. Dessa forma, a verificação foi feita por meio do momento resistente, de forma que este deve ser maior que o momento fletor solicitante.

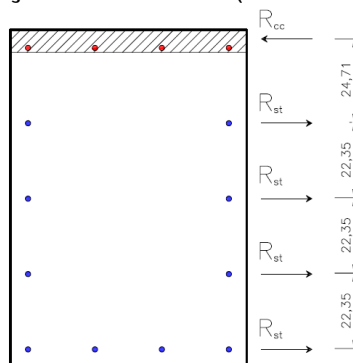
Figura 6.3 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 1) – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

A distribuição foi feita considerando um cobrimento de 40 mm, estribos de 5 mm. Considerou-se também, barras virtuais (barras vermelhas) para a distribuição longitudinal na seção. Isso foi feito para encontrar os valores dos braços de alavanca de cada força, como mostra a Figura 6.4.

Figura 6.4 – Esforços resultantes (modelo 1) – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

Assim, como a distância do centro de gravidade da armadura até a barra mais afastada é maior que 10% da altura total da viga, então os esforços não podem ser considerados concentrados, de acordo com o item 17.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014. Dessa forma, o momento resistente total foi calculado somando os momentos resistentes internos proporcionados pelas barras tracionadas.

$$M_R = R_{st,2} \cdot 91,76 + R_{st,1} \cdot 69,41 + R_{st,1} \cdot 47,06 + R_{st,1} \cdot 24,71$$

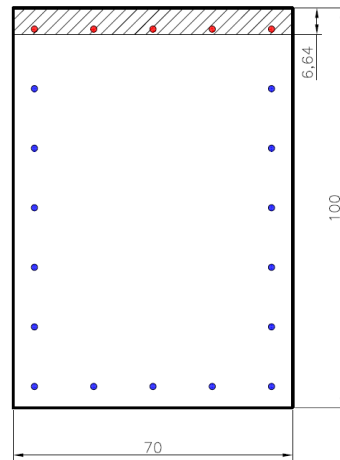
$$M_R = R_{st,2} \cdot 91,76 + R_{st,1} \cdot 141,18$$

$$M_R = 4 \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right) \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 91,76 + 2 \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right) \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 141,18$$

$$\therefore M_R = 56769,40 \text{ kNm}$$

Como $M_R < M_d$, foi necessário aumentar a armadura tracionada. Adotou-se então uma configuração com 6 camadas, sendo a primeira com 5 barras e as camadas sobrejacentes com 2 barras, todas de bitola 16 mm, como mostra a Figura 6.5.

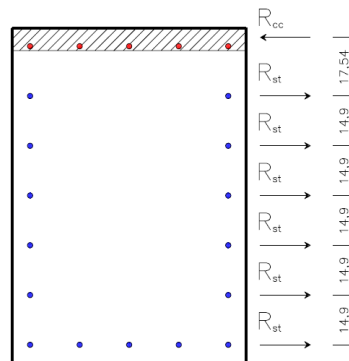
Figura 6.5 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 2) – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

Assim, as forças e os braços de alavanca para essa distribuição são mostrados na Figura 6.6.

Figura 6.6 – Esforços resultantes (modelo 2) – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

Com essa nova configuração, é novamente calculado o momento total resistente da armadura tracionada.

$$M_R = R_{st,2} \cdot 92,04 + R_{st,1} \cdot (77,14 + 62,24 + 47,34 + 32,44 + 17,54)$$

$$M_R = R_{st,2} \cdot 92,04 + R_{st,1} \cdot 236,7$$

$$M_R = 5 \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right) \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 92,04 + 2 \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right) \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 236,7$$

$$\therefore M_R = 81613,66 \text{ kNm}$$

Como $M_R > M_d$, calcula-se o CG da armadura tracionada para encontrar o valor real da altura útil. O cálculo do CG será feito através da Equação (6.4).

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i \cdot y_i)}{\sum A} \quad (6.4)$$

Tomando como referência a primeira camada, tem-se:

$$\bar{y} = \frac{2\phi \cdot 14,9 + 2\phi \cdot 29,8 + 2\phi \cdot 44,7 + 2\phi \cdot 59,6 + 2\phi \cdot 74,5}{15\phi}$$

$$\bar{y} = 29,8 \text{ cm}$$

Com isso, tem-se que $d = 64,9 \text{ cm}$. Adotando 65 cm para o cálculo da linha neutra, chega-se ao seguinte valor:

$$74368 = 0,68 \cdot 70 \cdot x \cdot \frac{4}{1,4} (65 - 0,4x)$$

$$-0,4x^2 + 65x - 546,82 = 0$$

$$\therefore x_1 = 8,90 \text{ cm}$$

$$\therefore x_2 = 153,60 \text{ cm}$$

Dessa maneira, com $x = 8,90 \text{ cm}$, tem-se que, pela Equação (6.3), a armadura tracionada será $27,84 \text{ cm}^2$. Esse valor representa $14\phi 16 (28,14 \text{ cm}^2)$, por facilidade de distribuição na área tracionada, adota-se $15\phi 16 (30,16 \text{ cm}^2)$.

Com isso, na fase de transporte, durante o içamento e o armazenamento, a peça já está dimensionada. Contudo, a armadura longitudinal de pilares é simétrica, por isso

a consideração das 5 barras próximas a fibra comprimida. Dessa maneira, a área da armadura longitudinal será 20 ϕ 16 (40,21 cm²).

Além disso, a armadura mínima $A_{s,min}$ é calculada seguindo a Equação (6.5).

$$A_{s,min} = 0,15\% b_w \cdot h \quad (6.5)$$

$$\therefore A_{s,min} = 0,0015 \cdot 70 \cdot 100 = 10,5 \text{ cm}^2$$

Os valores encontrados são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Cálculo da armadura para tramo inferior – etapa de transporte

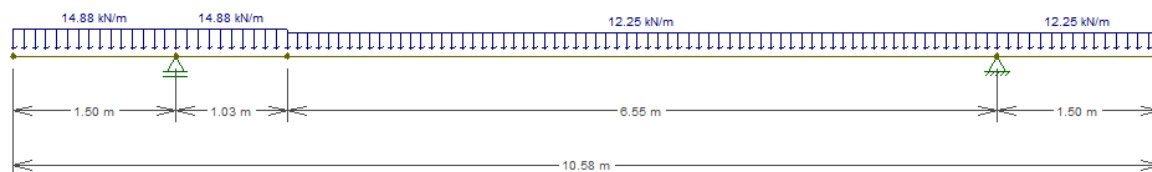
M_k (kNcm)	M_d (kNcm)	d (cm)	β_x	M_R (kNm)	A_s (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	$A_{s,final}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)
53120	74358	65	0,14	81613,66	27,84	30,16	40,21	10,50

Fonte: Autor (2018)

6.1.2 Tramo superior

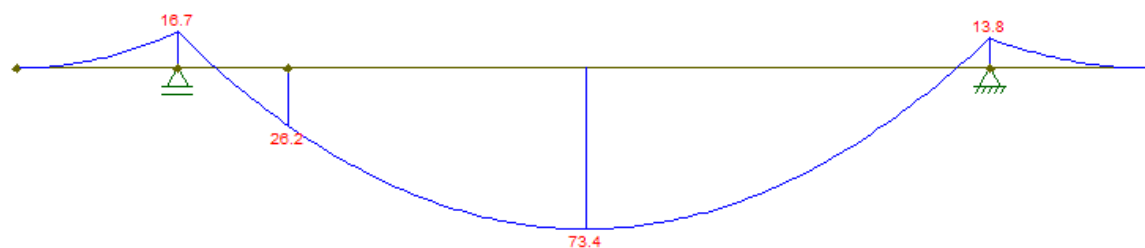
Já o tramo superior do pilar tem 10,58 m de comprimento. A etapa de içamento e armazenamento foi considerada com 2 pontos de apoio com balanços de 1,5 m de cada lado, como mostra a Figura 6.7. Já a Figura 6.8 mostra os diagramas de momentos fletores encontrados no programa FTool.

Figura 6.7 – Etapa de armazenamento e içamento – tramo superior



Fonte: Autor (2018)

Figura 6.8 – Diagrama de momentos para o tramo superior – etapa de transporte



Fonte: Autor (2018)

Como o maior momento característicos se encontra na menor seção do pilar, tem-se que $b_w = 70$ cm e $h = 70$ cm.

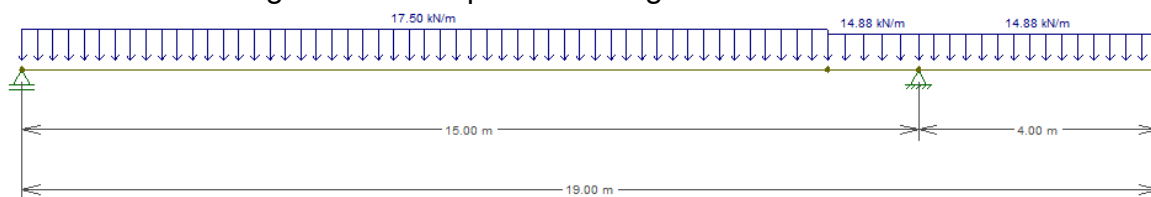
Este caso não representa a solicitação mais crítica para o tramo superior, por isso o dimensionamento deste tramo se fará na etapa de montagem.

6.2 Etapa de montagem – içamento por um ponto de apoio

6.2.1 Tramo inferior

Neste caso o içamento para montagem foi considerado por apenas um ponto de apoio, com balanço de 4 m, sendo que o outro ponto é representado pelo “pé do pilar”, como mostra a Figura 6.9.

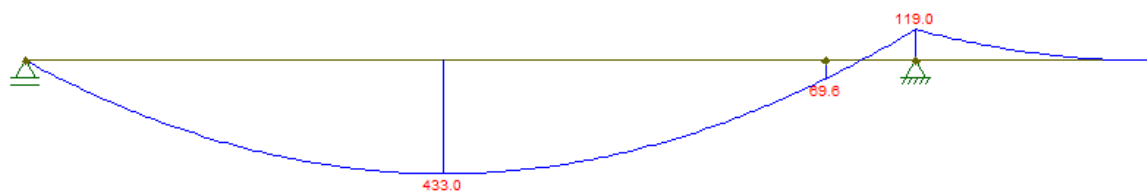
Figura 6.9 – Etapa de montagem – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

Com o auxílio do FTool foram encontrados os diagramas de momentos solicitantes da estrutura. Esses diagramas são mostrados na Figura 6.10.

Figura 6.10 – Momentos solicitantes na etapa de montagem – tramo inferior



Fonte: Autor (2018)

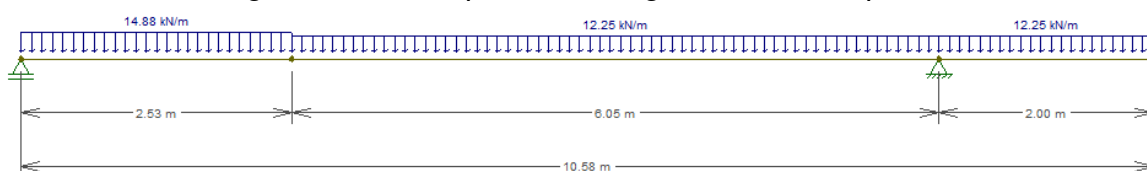
Considerando que o maior momento característico se encontra na área do pilar de maior seção, tem-se que $b_w = 70$ cm e $h = 100$ cm.

Este caso não representa a solicitação mais crítica para o tramo inferior. Assim, o dimensionamento deste tramo foi feito apenas para a etapa de armazenamento e içamento.

6.2.2 Tramo superior

O içamento do tramo superior para a montagem também foi feito considerando apenas um ponto de apoio. Contudo, neste caso, o balanço considerado foi de 2 m, como mostra a Figura 6.11.

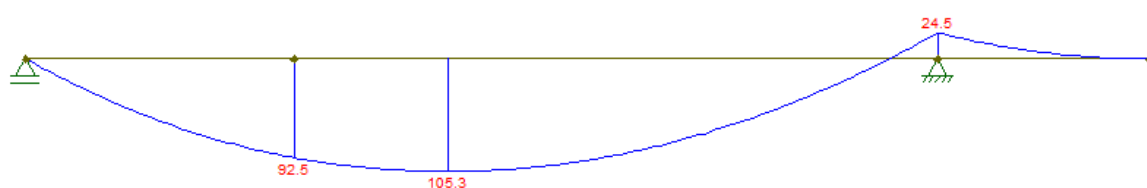
Figura 6.11 – Etapa de montagem – tramo superior



Fonte: Autor (2018)

A Figura 6.12 mostra os momentos solicitantes na etapa de montagem do tramo superior.

Figura 6.12 – Momentos solicitantes na etapa de montagem – tramo superior



Fonte: Autor (2018)

Considerando que o maior momento característico se encontra na área do pilar de menor seção, tem-se que $b_w = 70$ cm e $h = 70$ cm.

Com base no diagrama encontrado, tem-se da Equação (6.1).

$$M_d = 1,4 \cdot 10530 = 14742 \text{ kNcm}$$

Adotando altura útil igual a 70% da altura total, tem-se que:

$$d = 0,70 \cdot 70 = 49 \text{ cm}$$

Com isso, a posição da linha neutra pode ser calculada através da Equação (6.2). Dessa maneira, tem-se:

$$14742 = 0,68 \cdot 70 \cdot x \cdot \frac{4}{1,4} (49 - 0,4x)$$

$$-0,4x^2 + 49x - 108,40 = 0$$

$$\therefore x_1 = 2,25 \text{ cm}$$

$$\therefore x_2 = 120,25 \text{ cm}$$

A segunda raiz não interessa, pois $120,25 > h = 70$ cm. Assim, a posição da linha neutra é de 2,25 cm.

De acordo com a Equação (6.3), pode-se calcular a área de aço tracionada. Dessa forma, a área da armadura será:

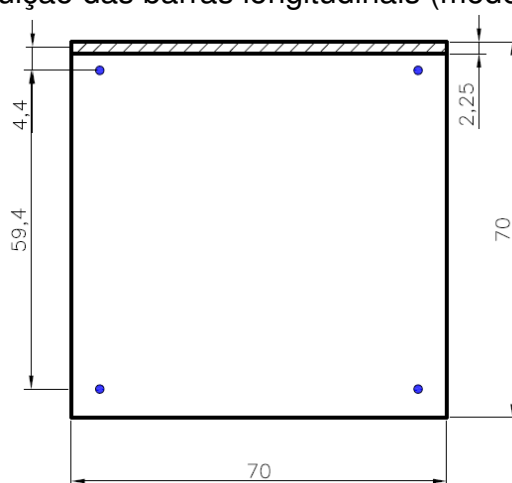
$$A_s = \frac{14742}{\frac{50}{1,15} (49 - 0,4 \cdot 2,25)}$$

$$\therefore A_s = 7,05 \text{ cm}^2$$

Para essa área de aço tem-se $4\phi 16$ ($8,04 \text{ cm}^2$). Com isso, faz-se a distribuição dessas barras ao longo da altura da peça, para considerar como armadura longitudinal de pilar, considerando o cobrimento de 40 mm e estribos de 5 mm.

A distribuição encontrada é formada por duas camadas com 2 barras de bitola 16 mm em cada camada. Além disso, as duas camadas se encontram na área tracionada da peça, como mostra a Figura 6.3.

Figura 6.13 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 1) – tramo superior

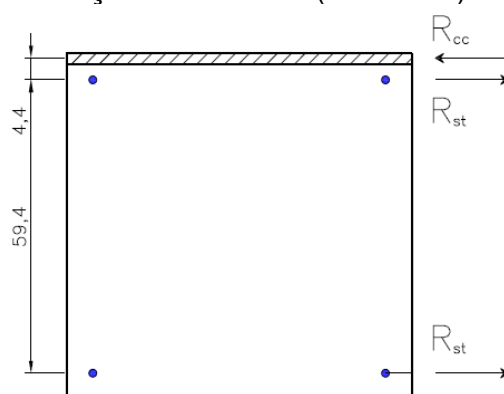


Fonte: Autor (2018)

Como a distância do centro da barra tracionada mais distante até o CG da armadura tracionada é maior que 10% da altura da seção, então os esforços não podem ser concentrados, como indica a ABNT NBR 6118:2014.

Com isso, o cálculo dos esforços resistentes se dará por meio do cálculo do momento resistente total. A Figura 6.14 indica os esforços resultantes de cada camada.

Figura 6.14 – Esforços resultantes (modelo 1) – tramo superior



Fonte: Autor (2018)

Assim, tem-se:

$$M_R = R_{st} \cdot 59,40 + R_{cc} \cdot 4,40$$

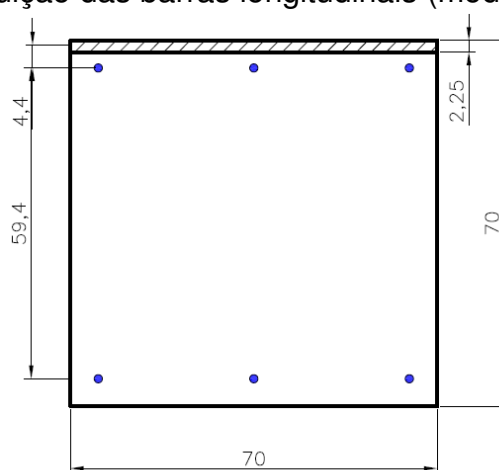
$$M_R = R_{st} \cdot 63,80$$

$$M_R = 2 \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right) \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 63,80$$

$$\therefore M_R = 11154,57 \text{ kNm}$$

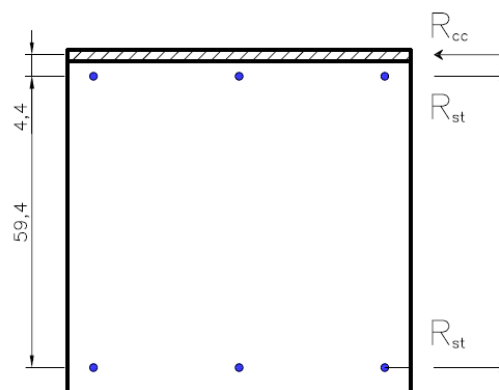
Como $M_R < M_d$, foi necessário aumentar a armadura tracionada. Adotou-se, então, uma configuração com 6 barras, sendo 3 barras em cada camada, como mostra a Figura 6.15 e a Figura 6.16 mostra os esforços resultantes de cada camada.

Figura 6.15 – Distribuição das barras longitudinais (modelo 2) – tramo superior



Fonte: Autor (2018)

Figura 6.16 – Esforços resultantes (modelo 2) – tramo superior



Fonte: Autor (2018)

Dessa maneira, o novo cálculo do momento resistente total pode ser feito diretamente.

$$M_R = 3 \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right) \cdot \frac{50}{1,15} \cdot 63,80$$

$$\therefore M_R = 16731,85 \text{ kNm}$$

Percebe-se que o CG da armadura tracionada neste caso é de 35 cm. Portanto, a altura útil será de 35 cm. Com isso, o erro entre a altura útil adotada e a calculada foi de:

$$e = \left(1 - \frac{35}{49} \right) \cdot 100 = 28,57\%$$

Assim, recalculando a posição da linha neutra para uma altura útil de 35 cm com a Equação (6.2), tem-se:

$$14742 = 0,68 \cdot 70 \cdot x \cdot \frac{4}{1,4} (35 - 0,4x)$$

$$-0,4x^2 + 35x - 108,40 = 0$$

$$\therefore x_1 = 3,22 \text{ cm}$$

$$\therefore x_2 = 84,28 \text{ cm}$$

Como a segunda raiz é maior que a altura total da seção, essa é desconsiderada. Dessa forma, calcula-se a nova área de armadura tracionada, utilizando a Equação (6.3), considerando a posição da linha neutra em 3,22 cm. Assim:

$$A_s = \frac{14742}{\frac{50}{1,15} (35 - 0,4 \cdot 3,22)}$$

$$\therefore A_s = 10,05 \text{ cm}^2$$

Com essa armadura, chega-se a 5 ϕ 16, mas como a armadura longitudinal da seção do pilar deve ser simétrica, adota-se 6 barras, como foi mostrado na Figura 6.15. Com isso, a armadura tracionada será 6 ϕ 16 (12,06 cm²).

Além disso, a armadura mínima $A_{s,\text{mín}}$ é calculada seguindo a Equação (6.5(6.5)).

$$A_{s,\text{mín}} = 0,0015 \cdot 70 \cdot 70 = 7,35 \text{ cm}^2$$

Os valores encontrados são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Cálculo da armadura para tramo superior – etapa de montagem

M_k (kNcm)	M_d (kNcm)	d (cm)	β_x	M_R (kNm)	A_s (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	$A_{s,final}$ (cm ²)	$A_{s,mín}$ (cm ²)
10530	14742	49	0,05	16731,85	7,05	12,06	12,06	7,35

Fonte: Autor (2018)

6.3 Etapa de montagem – pilar em balanço

Nesta etapa, o pilar será considerado como uma barra engastada na base e livre no topo. Para essa consideração, a força de vento aplicada deve ser calculada conforme o item 7.2 da ABNT NBR 6123:1988, como indicado na Equação (6.6).

$$\begin{aligned} F_x &= C_x \cdot q \cdot K \cdot l \cdot c \\ F_y &= C_y \cdot q \cdot K \cdot l \cdot c \end{aligned} \quad (6.6)$$

Em que:

- F força do vento na direção indicada;
- C coeficientes de força para barras prismáticas, retirado da Tabela 12 da ABNT NBR 6123:1988;
- K fator de redução para barras de comprimentos finitos, retirado da Tabela 11 da ABNT NBR 6123:1988;
- l comprimento da barra prismática;
- c largura da barra prismática medida em direção perpendicular à do vento.

Além disso, como o pilar foi dividido em dois tramos para facilitar o transporte, esta etapa deve ser calculada em duas partes: a primeira considerando que apenas o tramo inferior do pilar está em balanço e a segunda, considerando o pilar com os dois tramos unificados e em balanço.

6.3.1 Esforços aplicados em barra prismática – tramo inferior

Como a largura do pilar na direção y apresenta duas seções diferentes de 100 e 85 cm (considerando apenas o tramo inferior), foi feita uma simplificação por meio de média ponderada para considerar uma seção constante.

$$c = \frac{(149,5 + 402,5) \cdot 85 + (402,5 + 412 + 533,5) \cdot 100}{402,5 \cdot 2 + 149,5 + 412 + 533,5}$$

$$\therefore c = 95,64 \text{ cm}$$

Assim, o novo valor a ser considerado é de 95,64 cm. Os cálculos das ações do vento são feitos conforme indicam a Tabela 6.3 e Tabela 6.4.

Tabela 6.3 – Ações do vento à 0° - etapa de montagem (tramo inferior)

Pavimento	z (m)	V _k (m/s)	q (kgf/m²)	C _x	K	c (m)	F (kN/m)
1º	5,34	21,79	29,66	2,0	0,66	0,956	0,37
2º	9,46	23,87	35,63	2,0	0,65	0,956	0,44
3º	13,48	25,27	39,91	2,0	0,65	0,956	0,50
4º	17,51	26,35	43,39	2,0	0,65	0,956	0,54
Entre 4º e 5º	19,00	26,70	47,36	2,0	0,68	0,956	0,62

Fonte: Autor (2018)

Fazendo uma média ponderada, chega-se que a força F_x do vento aplicado à 0° é de 0,47 kN/m.

Tabela 6.4 – Ações do vento à 90° - etapa de montagem (tramo inferior)

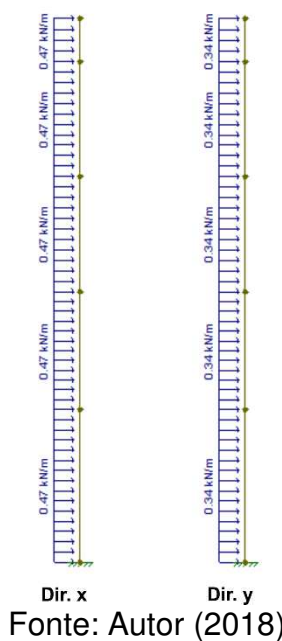
Pavimento	z (m)	V _k (m/s)	q (kgf/m²)	C _y	K	c (m)	F (kN/m)
1º	5,34	21,79	29,66	2,0	0,68	0,70	0,25
2º	9,46	23,87	35,63	2,0	0,67	0,70	0,33
3º	13,48	25,27	39,91	2,0	0,66	0,70	0,37
4º	17,51	26,35	43,39	2,0	0,66	0,70	0,40
Entre 4º e 5º	19,00	26,70	47,36	2,0	0,62	0,70	0,41

Fonte: Autor (2018)

E para o vento à 90° , a força F_y é de 0,34 kN/m.

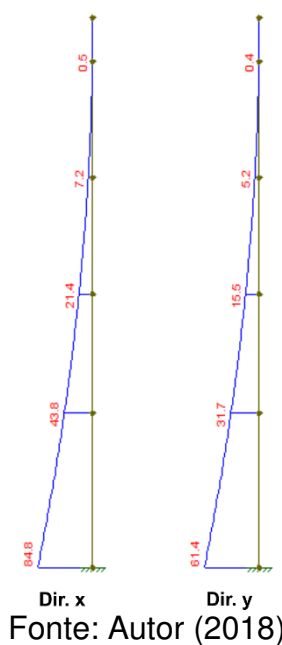
Após isso, o pilar foi modelado no FTool com os esforços devidos ao vento. Essa modelação é mostrada na Figura 6.17.

Figura 6.17 – Forças aplicadas no tramo inferior em balanço



Já a Figura 6.18 mostra os momentos que solicitam este tramo.

Figura 6.18 – Momentos solicitantes no tramo inferior em balanço



6.3.2 Esforços aplicados em barra prismática – pilar completo

Considerando agora três seções diferentes de 100, 85 e 70 cm, tem-se:

$$c = \frac{(402,5 + 402,5) \cdot 70 + (402,5 + 402,5) \cdot 85 + (402,5 + 412 + 533,5) \cdot 100}{402,5 \cdot 5 + 412 + 533,5}$$

$$\therefore c = 87,5 \text{ cm}$$

Os cálculos das ações do vento para o pilar completo são feitos conforme indicam as Tabela 6.5 e Tabela 6.6.

Tabela 6.5 – Ações do vento à 0º - etapa de montagem (pilar completo)

Pavimento	z (m)	V _k (m/s)	q (kgf/m²)	C _x	K	c (cm)	F (kN/m)
1º	5,34	21,79	29,66	2,0	0,67	0,875	0,35
2º	9,46	23,87	35,63	2,0	0,66	0,875	0,41
3º	13,48	25,27	39,91	2,0	0,65	0,875	0,45
4º	17,51	26,35	43,39	2,0	0,65	0,875	0,49
5º	21,53	27,23	46,36	2,0	0,65	0,875	0,53
6º	25,56	29,99	48,97	2,0	0,65	0,875	0,56
7º	29,58	28,65	51,32	2,0	0,65	0,875	0,58

Fonte: Autor (2018)

Dessa maneira, considerando o pilar completo, a força F_x aplicada à 0º é de 0,48 kN/m.

Tabela 6.6 – Ações do vento à 90° - etapa de montagem (pilar completo)

Pavimento	z (m)	V _k (m/s)	q (kgf/m ²)	C _y	K	c (m)	F (kN/m)
1º	5,34	21,79	29,66	2,0	0,68	0,70	0,28
2º	9,46	23,87	35,63	2,0	0,67	0,70	0,33
3º	13,48	25,27	39,91	2,0	0,66	0,70	0,37
4º	17,51	26,35	43,39	2,0	0,66	0,70	0,40
5º	21,53	27,23	46,36	2,0	0,66	0,70	0,43
6º	25,56	27,99	48,97	2,0	0,66	0,70	0,45
7º	29,58	28,65	51,32	2,0	0,66	0,70	0,47

Fonte: Autor (2018)

E para o vento à 90, a força F_y é de 0,39 kN/m.

Para o pilar completo, a modelagem feita no FTool com as forças devidas ao vento é mostrada na Figura 6.19. E os momentos solicitantes devidos a esses esforços são mostrados na Figura 6.20.

Figura 6.19 – Forças aplicadas no pilar completo em balanço

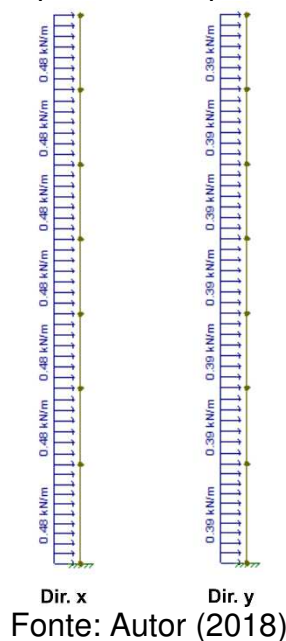
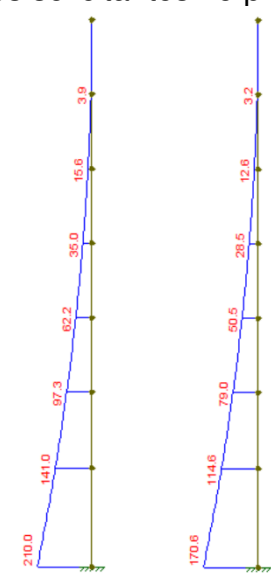


Figura 6.20 – Momentos solicitantes no pilar completo em balanço



Dir. x Dir. y
 Fonte: Autor (2018)

Como o índice de esbeltez do pilar considerado em balanço é muito grande (pilar esbelto), o método de dimensionamento é através do Método Geral, que é estudado em disciplinas de pós-graduação. Assim, não será considerado o dimensionamento desta etapa.

6.4 Etapa de utilização

Nesta etapa, o dimensionamento do pilar pré-moldado se faz do mesmo modo que o pilar de concreto moldado *in loco*, uma vez que agora o pórtico estrutural já está montado. Para o dimensionamento na etapa de utilização foi considerado o pilar P16 para combinação 3, aquela que apresenta maiores esforços normais, como mostra as tabelas do Apêndice D.

O pilar P16 é pilar de canto e em sua direção y (direção transversal do edifício) os momentos são provenientes da ligação rígida entre o pilar e o painel lateral de contraventamento. Já na direção x (direção longitudinal do edifício), os momentos são provenientes dos esforços cortantes aplicados no consolo.

Nesta etapa o cálculo será feito por pavimento. Lembrando que as armaduras encontradas nas fases transitórias e de montagem devem ser consideradas como mínimas para o ELU.

Como as equações para o dimensionamento já foram explicitadas na revisão bibliográfica, os resultados encontrados serão mostrados por meio de tabelas.

Os dados do pilar P16, como o comprimento do pilar (L) e as dimensões da seção (h), são mostrados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Dados do pilar P16

Pavimento	Tipo	L_x (cm)	L_y (cm)	h_x (cm)	h_y (cm)
7º	biapoiado	402,50	402,50	70	70
6º	biapoiado	402,50	402,50	70	70
5º	biapoiado	402,50	402,50	70	85
4º	biapoiado	402,50	402,50	70	85
3º	biapoiado	402,50	402,50	70	100
2º	biapoiado	412,00	412,00	70	100
1º	biapoiado	533,50	533,50	70	100

Fonte: Autor (2018)

Os esforços solicitantes, obtidos a partir da combinação 3, na Tabela 6.8. Sendo que $M_{1d,A}$ e $M_{1d,B}$ representam os momentos no topo e na base do pilar, respectivamente. O valor negativo mostra que os momentos solicitam lados opostos do pilar.

Tabela 6.8 – Esforços solicitantes do pilar P16

Pavimento	N_k (kN)	N_d (kN)	$M_{1d,A,x}$ (kNcm)	$M_{1d,B,x}$ (kNcm)	$M_{1d,A,y}$ (kNcm)	$M_{1d,B,y}$ (kNcm)
7º	559,23	782,92	26066,00	-15897,00	35440,00	-27890,00
6º	1126,33	1576,86	10169,00	-11838,00	26820,00	-24540,00
5º	1711,98	2396,77	14228,00	-13346,00	39820,00	-35820,00
4º	2304,28	3225,99	12720,00	-12515,00	37310,00	-34210,00
3º	2912,87	4078,02	13551,00	-12747,00	46190,00	-42200,00
2º	3526,89	4937,65	13319,00	-15813,00	43540,00	-49410,00
1º	4159,68	5823,55	10253,00	-5343,00	31080,00	-38400,00

Fonte: Autor (2018)

As excentricidades são calculadas de acordo com a Equação (4.1) e apresentadas na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Excentricidades do pilar P16

Pavimento	$e_{1x,A}$ (cm)	$e_{1x,B}$ (cm)	$e_{1y,A}$ (cm)	$e_{1y,B}$ (cm)
7º	33,29	-20,30	45,27	-35,62
6º	6,45	-7,51	17,01	-15,56
5º	5,94	-5,57	16,61	-14,95
4º	3,94	-3,88	11,57	-10,60
3º	3,32	-3,13	11,33	-10,35
2º	2,70	-3,20	8,82	-10,01
1º	1,76	-0,92	5,34	-6,59

Fonte: Autor (2018)

Já o índice de esbeltez de cada tramo do pilar é calculado conforme a Equação (4.9). Como o cálculo é feito para a fase de utilização, considera-se que as vigas funcionam como travamentos dos pilares, resultando modelos biapoiados.

Os resultados do índice de esbeltez são apresentados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Índices de esbeltez do pilar P16

Pavimento	Tipo	λ_x	λ_y
7º	biapoiado	19,90	19,90
6º	biapoiado	19,90	19,90
5º	biapoiado	19,90	16,38
4º	biapoiado	19,90	16,38
3º	biapoiado	19,90	13,93
2º	biapoiado	20,36	14,26
1º	biapoiado	26,37	18,46

Fonte: Autor (2018)

Após isso, é calculado o momento fletor mínimo em cada direção da seção do pilar. O cálculo é feito utilizando a Equação (4.5). Os resultados são apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Momentos fletores mínimos do pilar P16

Pavimento	$M_{1d,min,x}$ (kNcm)	$M_{1d,min,y}$ (kNcm)	$e_{1x,min}$ (cm)	$e_{1y,min}$ (cm)
7º	2818,52	2818,52	3,60	3,60
6º	5676,70	5676,70	3,60	3,60
5º	8628,38	9706,93	3,60	4,05
4º	11613,57	13065,27	3,60	4,05
3º	14680,86	18351,08	3,60	4,50
2º	17775,53	22219,41	3,60	4,50
1º	20964,79	26205,98	3,60	4,50

Fonte: Autor (2018)

O índice de esbeltez limite é calculado de acordo com a Equação (4.11). Essa equação leva em consideração um parâmetro α_b que deve ser calculado de acordo com o item 4.2.5 deste trabalho.

Dessa maneira, a Tabela 6.12 apresenta o valor calculado do parâmetro α_b , bem como o valor adotado devido aos limites impostos para cada caso. Neste caso, o parâmetro será calculado para pilares biapoiados sem cargas transversais.

Tabela 6.12 – Índices de esbeltez limite do pilar P16

Pavimento	$\alpha_{b,x}$ calculado	$\alpha_{b,y}$ calculado	$\alpha_{b,x}$ adotado	$\alpha_{b,y}$ adotado	$\lambda_{1,x}$	$\lambda_{1,y}$
7º	0,36	0,29	0,40	0,40	77,36	82,71
6º	0,26	0,23	0,40	0,40	65,68	70,09
5º	0,22	0,24	0,40	0,40	65,15	68,61
4º	0,21	0,23	0,40	0,40	64,26	66,75
3º	1,00	0,23	1,00	0,40	35,00	66,04
2º	1,00	0,25	1,00	0,40	35,00	65,26
1º	1,00	0,28	1,00	0,40	35,00	64,17

Fonte: Autor (2018)

Como os índices de esbeltez de cada trecho do pilar são menores que os valores limites, então os efeitos locais de 2ª ordem não serão considerados em nenhuma das direções.

Dessa maneira, o momento fletor máximo será o maior valor entre os momentos de 1ª ordem e os momentos mínimos, como mostra a Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Momentos fletores máximos para o pilar P16

Pavimento	$M_{d,tot,x}$ (kNcm)	$M_{d,tot,y}$ (kNcm)
7º	26066,00	35440,00
6º	10169,00	26820,00
5º	14228,00	39820,00
4º	12720,00	37310,00
3º	14680,86	46190,00
2º	17775,53	43540,00
1º	20964,79	31080,00

Fonte: Autor (2018)

Para o cálculo dos coeficientes adimensionais de flexão, deve-se, primeiramente, calcular a distância do centro da barra longitudinal do canto até a face do pilar, como mostra a Equação (4.21). Os valores adotados para o diâmetro do estribo e das barras longitudinais são mostrados na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 – Cálculo do d' de cada trecho do pilar P16

Pavimento	ϕ_t (mm)	ϕ_l (mm)	d' (cm)
7º	5,00	16,00	5,30
6º	5,00	16,00	5,30
5º	5,00	16,00	5,30
4º	5,00	16,00	5,30
3º	5,00	16,00	5,30
2º	5,00	16,00	5,30
1º	5,00	16,00	5,30

Fonte: Autor (2018)

Assim, o coeficiente adimensional de flexão μ é calculado pela Equação (4.22) e a força normal adimensional, pela Equação (4.18). Esses coeficientes, bem como a relação d'/h são mostrados na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Coeficientes adimensionais de flexão

Pavimento	ν	μ_x	μ_y	d'_x/h_x	d'_y/h_y
7º	0,06	0,03	0,04	0,08	0,08
6º	0,11	0,01	0,03	0,08	0,08
5º	0,14	0,01	0,03	0,08	0,06
4º	0,19	0,01	0,03	0,08	0,06
3º	0,20	0,01	0,02	0,08	0,05
2º	0,25	0,01	0,02	0,08	0,05
1º	0,29	0,01	0,02	0,08	0,05

Fonte: Autor (2018)

Dessa maneira, através dos ábacos de flexão oblíqua de Pinheiro (2009), são encontrados os valores da taxa mecânica ω , mostrados na Tabela 6.16. Assim, a armadura longitudinal é calculada segundo a Equação (4.23).

Tabela 6.16 – Taxas mecânicas retiradas dos ábacos de flexão oblíqua

Pavimento	ω_x	Ábaco	ω_y	Ábaco	ω	A_s (cm ²)
7º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima
6º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima
5º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima
4º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima
3º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima
2º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima
1º	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	mínima

Fonte: Autor (2018)

Como os valores das taxas mecânicas retirados dos ábacos de flexão oblíqua são todos iguais a 0, então, a armadura longitudinal a ser considerada para o dimensionamento do pilar deve ser a mínima. Lembrando que as armaduras calculadas nas situações transitórias (etapas de armazenamento, içamento e balanço) devem ser consideradas como mínimas para o dimensionamento na etapa de utilização.

Dessa maneira, tem-se a Tabela 6.17 que apresentam os valores das áreas de armaduras mínimas calculadas para as situações transitórias, demonstradas nos itens 6.1 e 6.2 deste trabalho, e para a etapa de utilização. Sendo que a armadura final será a maior entre elas.

Tabela 6.17 – Áreas de armaduras longitudinais

Pavimento	Situação transitória $A_{s,min}$ (cm ²)	Etapas de utilização $A_{s,min}$ (cm ²)	Armadura final A_s (cm ²)
7º	12,06	19,60	19,60
6º	12,06	19,60	19,60
5º	40,21	23,80	40,21
4º	40,21	23,80	40,21
3º	40,21	28,00	40,21
2º	40,21	28,00	40,21
1º	40,21	28,00	40,21

Fonte: Autor (2018)

Com isso, a quantidade de barras para cada pavimento, bem como a armadura longitudinal efetiva, a bitola utilizada e a taxa de armadura estão descritas na Tabela 6.18.

Tabela 6.18 – Área de armadura longitudinal efetiva e taxa de armadura

Pavimento	Quantidade de barras	ϕ_l (mm)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	ρ (%)
7º	10	16,00	20,11	0,41%
6º	10	16,00	20,11	0,41%
5º	20	16,00	40,21	0,68%
4º	20	16,00	40,21	0,68%
3º	20	16,00	40,21	0,57%
2º	20	16,00	40,21	0,57%
1º	20	16,00	40,21	0,57%

Fonte: Autor (2018)

Considerando a armadura de estribos com diâmetro de 5 mm, tem-se, da Equação (4.29), que o espaçamento máximo entre os estribos é de 19,20 cm. Além disso, a Tabela 6.19 apresenta a distância entre eixos, na direção x e y, de duas barras adjacentes.

Tabela 6.19 – Distância entre eixos de barras adjacentes

Pavimento	Quantidade de camadas		a_x (cm)	a_y (cm)
	Direção x	Direção y		
7º	3	4	29,70	19,80
6º	3	4	29,70	19,80
5º	5	7	14,85	12,40
4º	5	7	14,85	12,40
3º	5	7	14,85	14,90
2º	5	7	14,85	14,90
1º	5	7	14,85	14,90

Fonte: Autor (2018)

Após isso, foram calculados os comprimentos de ancoragens necessários da armadura longitudinal do pilar, conforme indica a Equação (4.32)(4.32). Considerou-se para a obtenção do comprimento de ancoragem, barras sem gancho e com boa aderência. A Tabela 6.20 apresenta os resultados dos comprimentos de ancoragens em cada pavimento.

Tabela 6.20 – Comprimentos de ancoragem das armaduras

Pavimento	l_b (cm)	$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	$l_{b,min}$ (cm)	$l_{b,nec}$ (cm)
7º	44,00	19,60	20,11	16,00	42,89
6º	44,00	19,60	20,11	16,00	42,89
5º	44,00	40,21	40,21	16,00	44,00
4º	44,00	40,21	40,21	16,00	44,00
3º	44,00	40,21	40,21	16,00	44,00
2º	44,00	40,21	40,21	16,00	44,00
1º	44,00	40,21	40,21	16,00	44,00

Fonte: Autor (2018)

Assim, o comprimento da emenda de transpasse apresentou os mesmos valores que o comprimento de ancoragem necessário.

Contudo, essa ancoragem não foi considerada em todos os pavimentos, pois, como mostra o Apêndice E, foi feito um detalhamento pensando na continuidade das armaduras longitudinais até o limite comercial de 12 m para o comprimento dessas barras. Assim, nos 1º e 2º pavimentos, utilizou-se armaduras longitudinais de comprimento total de quase 10 m.

Também foi calculado o comprimento de ancoragem necessário para a ligação pilar-pilar localizada entre o 4º e 5º pavimento. A ligação pilar-pilar, feita durante a montagem da estrutura, apresenta grande responsabilidade estrutural, principalmente para a adequada transmissão dos esforços.

Como o pilar apresenta três seções diferentes, nos pontos de mudança dessa seção deve ser verificado a possibilidade de ancoragem de todas as barras. No caso em questão, algumas barras não poderiam ser ancoradas na seção imediatamente acima, mesmo que essas barras fossem ligeiramente dobradas.

Nesses casos, devem ser empregadas barras suplementares que possuem transpasse tanto para a parte superior do pilar quanto para a parte imediatamente inferior.

7 Dimensionamento e detalhamento do consolo pré-moldado

Para o dimensionamento e detalhamento da armadura do consolo são adotadas as seguintes dimensões:

Dimensões do consolo:

- Altura do consolo: $h_c = 350 \text{ mm}$
- Largura do consolo: $b_c = 500 \text{ mm}$
- Comprimento do consolo: $l_c = 300 \text{ mm}$

Além disso, considera-se que a máxima força horizontal transferida pela ligação é de 20% da força vertical. Com base na estabilidade global, a força vertical V_d foi mais desfavorável nas combinações 1 e 3, com o valor de 505,8 kN. Dessa maneira, tem-se:

$$H_d = 0,20 \cdot 505,8 \therefore H_d = 101,16 \text{ kN}$$

7.1 Cálculo das relações a/d para classificação dos consolos

A distância da aplicação força vertical até a face do pilar é considerada três quartos do comprimento do consolo.

$$a = \frac{3}{4} \cdot 300 \text{ mm} \therefore a = 225 \text{ mm} \quad (7.1)$$

Estimando a distância da posição do CG da armadura tracionada até a borda superior em 50 mm, tem-se:

$$d = 350 - 50 = 300 \text{ mm} \quad (7.2)$$

Assim,

$$\frac{a}{d} = \frac{225}{300} \therefore \frac{a}{d} = 0,75 \quad (7.3)$$

Dessa maneira, tem-se consolo curto e o dimensionamento pode ser feito através do modelo de biela e tirante.

7.2 Cálculo e esquematização da armadura do consolo

As armaduras são calculadas de acordo com as equações descritas no item 4.4.4 deste trabalho.

a) Armadura do tirante:

$$A_{s,tir} = \frac{1}{43,5} \cdot \left(\frac{505,8 \cdot 225}{0,9 \cdot 300} + 1,2 \cdot 101,16 \right)$$

$$\therefore A_{s,tir} = 12,48 \text{ cm}^2$$

Tem-se então que para a armadura do tirante será 4 ϕ 20 (12,57 cm²) respeitando tanto a bitola mínima quanto o espaçamento mínimo. As barras do tirante serão ancoradas com uma barra transversal soldada de 20 mm.

Além disso, a distância do elemento de apoio (almofada) até a face externa do consolo será calculada de acordo com a Equação (4.47), considerando um cobrimento de 40 mm.

$$a_b = 40 + 20 \therefore a_b = 60 \text{ mm}$$

E de acordo com a equação pode-se calcular a altura mínima do consolo na face oposta ao pilar.

$$h_b \geq \frac{350}{2} - 60 \therefore h_b \geq 115 \text{ mm}$$

b) Armadura de costura:

$$A_{sh} \geq 0,5 \cdot \frac{1}{43,5} \left(\frac{505,8 \cdot 225}{0,9 \cdot 300} \right)$$

$$\therefore A_{sh} = 4,84 \text{ cm}^2$$

A armadura de costura será formada por 10 ϕ 8 (5,03 cm²), o que corresponde a 5 grampos horizontais.

c) Armadura vertical (estribos):

$$A_{sv} \geq 0,2 \cdot 12,48 = 2,50 \text{ cm}^2$$

A armadura dos estribos será formada por 6 ϕ 8 (3,02 cm²), o que corresponde a 3 estribos.

Para a verificação da tensão cisalhante na face do pilar calcula-se a tensão de referência de acordo com a Equação (4.44).

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot 1,0 \cdot \frac{4}{1,4}}{\sqrt{0,9^2 + (0,75)^2}} = 0,43 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão cisalhante na face do pilar é calculada de acordo com a Equação (4.43).

$$\tau_{wd} = \frac{505,5}{50 \cdot 30} = 0,337 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{wu}$$

Assim, o consolo está verificado quanto à tensão cisalhante provocada pela força vertical.

8 Conclusão

Este trabalho apresentou grandes desafios. O primeiro deles foi a obtenção das cargas permanentes e sobrecargas que atuam no edifício. A partir das plantas arquitetônicas, foi obtido grande parte dessas cargas.

Contudo, no 7º pavimento havia a consideração de salas com máquinas e equipamentos hospitalares, o que levou à uma pesquisa mais ampla, consultando escritórios de cálculo, estrutural para a obtenção desses esforços. Além disso, para a obtenção das cargas atuantes na edificação foi utilizada a revisão da ABNT NBR 6120:1980.

Outro ponto de dificuldade foi a verificação da estabilidade global da estrutura, uma vez que não foi obtida nenhuma informação a respeito da modelagem do edifício. Era de conhecimento a existência do pilar-parede que juntamente com os tirantes longitudinais, contribuem para estabilidade global na direção da maior dimensão do edifício. E na direção transversal a estabilidade foi garantida pela presença de painéis laterais de contraventamento.

Para a modelagem, algumas considerações tiveram de ser feitas, como a redução da rigidez à flexão da estrutura para considerar a não-linearidade física. Além disso, não havia informações a respeito da agregado utilizado no concreto, visto que este também influencia na rigidez, pois é parte fundamental do equacionamento do módulo de elasticidade.

Mesmo após essas considerações, o valor obtido para o deslocamento máximo da estrutura ainda estava abaixo do valor encontrado por Mota (2005).

Além disso, outras considerações tiveram de ser feitas para o dimensionamento dos pilares. Uma delas foi a adoção das seções consideradas por Mota (2005), sem a realização de pré-dimensionamento desses elementos. Outro fato foi que, para o dimensionamento dos elementos de pilares pré-moldados, deve ser levado em conta as situações transitórias e de montagem da estrutura.

Nesse ponto não foi obtida informação alguma a respeito das etapas de armazenamento e içamento do elemento estrutural. Além disso, na etapa de montagem, enquanto o pilar deve ser considerado como barra prismática em balanço sob a ação do vento, foi obtido que a estabilidade era garantida por estais.

Por não conhecer o grau de rigidez oferecido pelos estais e a barra ser muito esbelta ($\lambda > 140$), neste caso o dimensionamento deveria ser feito pelo Método Geral que é estudado em disciplinas de pós-graduação. Assim, o dimensionamento desta etapa foi abandonado.

Para a etapa de utilização (ELU), o dimensionamento apontou para armaduras mínimas em todos os pavimentos, sem a necessidade de considerar efeitos locais de 2ª ordem. Assim, as armaduras utilizadas para o detalhamento foram as mínimas encontradas considerando tanto as situações transitórias quanto a situação final de utilização.

Quanto ao dimensionamento do consolo pré-moldado, as considerações a serem feitas partiram das dimensões. A partir do corte longitudinal apresentado no trabalho de Mota (2005), obteve-se a largura do consolo, sendo que as outras dimensões tiveram de ser adotadas.

Vale ressaltar que o objetivo principal deste trabalho não foi alcançar os mesmos resultados encontrados por Mota (2005) no dimensionamento e detalhamento, e sim entender as particularidades das estruturas de concreto pré-moldado que devem ser levadas em conta no projeto.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1980. 5 p.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: Abnt, 1988. 66 p.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: Abnt, 2017. 86 p.

AUFIERI, F. A. **Diretrizes para o dimensionamento e detalhamento de pilares em edifícios de concreto armado**. 1997. 83 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. Cap. 3.

BALLARIN, A. W. **Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto**. 1993. 131 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BASTOS, P. S. S. **Apostila de ancoragem e emenda de armaduras**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2018.

BASTOS, P. S. S. **Apostila de flexão normal simples - vigas**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2015.

BASTOS, P. S. S. **Apostila de pilares de concreto armado**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2017.

CAMPOS FILHO, A. **Apostila de projeto de pilares de concreto armado**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

CANHA, R. M. F. **Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado**. 2004. 155 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

DIÓGENES, H. J. F. **Análise tipológica de elementos e sistemas construtivos pré-moldados de concreto do ponto de vista de sensibilidade e vibrações em serviço**. 2010. 124 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002. 452 p.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 456 p.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 127 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois S. A., 1981. 464 p.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. 7. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010. 659 p.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. 288 p.

MARCOS NETO, N. **Estruturas pré-moldadas de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos de pequena altura: uma análise crítica**. 1998. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

MOTA, J. E. **Projeto da estrutura pré-moldada de edifício do Instituto do Câncer do Ceará**. In: 1º ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. **Artigo**. São Carlos: 2005. p. 1 - 9.

PINHEIRO, L. M., BARALDI, L. T., POREM, M. E. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2009.

PINTO, V. S. **Dimensionamento de pilares de concreto com seção transversal retangular usando envoltória de momentos**. 2017. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017. Cap. 5.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI design hanbook: precast and prestressed concrete**. 7 ed. Chicago, 2010. Paginação irregular.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. 2004. 68 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Cap. 2.

SILVA, R. C. **Concreto armado: aplicação do modelo de bielas e tirantes**. 1991. 101 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

TORRES, F. M. **Análise teórico experimental de consolos de concreto armado**. 1998. 66 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Cap. 2.

VAN ACKER, A. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. Suíça, 2002. 129 p. Disponível em: < <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pre-moldados/Manual%20Fib.pdf>>. Acesso em: 01 nov. 2018.

VENTURINI, W. S., RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1987.

Apêndice A – Alvenaria e divisórias dos pavimentos do edifício

Tabela 9.1 – Resumo da alvenaria de blocos cerâmicos vazados

Dados	1° Pavimento	2° Pavimento	3°, 4° e 5° Pavimento	6° Pavimento	7° Pavimento
Altura (m)	3,89				
Comprimento Total (m)	20,25	28,80	26,15	14,10	223,70
Área total (m²)	78,77	112,03	101,72	54,85	870,19
Área de esquadrais a se retirar (m²)	0,00	0,00	0,00	2,50	100,92
Área líquida (m²)	78,77	112,03	101,72	52,35	769,27
Peso específico (kN/m²)	1,40				
Peso total (kN)	110,28	156,84	142,41	73,29	1076,98
Área do Pavimento (m²)	704,31				
Peso relativo (kN/m²)	0,16	0,22	0,20	0,10	1,53

Fonte: Autor (2018)

Tabela 9.2 – Resumo das divisórias

Dados	1° Pavimento	2° Pavimento	3°, 4° e 5° Pavimento	6° Pavimento	7° Pavimento
Altura (m)	2,53				
Comprimento Total (m)	205,50	202,00	268,33	179,70	39,70
Área total (m²)	519,92	511,06	678,86	454,64	100,44
Área de esquadrais a se retirar (m²)	25,60	21,84	35,70	17,20	4,08
Área líquida (m²)	494,32	489,22	643,16	437,44	96,36
Peso específico (kN/m²)	0,60				
Peso total (kN)	296,59	293,53	385,90	262,46	57,82
Área do Pavimento (m²)	704,31				
Peso relativo (kN/m²)	0,42	0,42	0,55	0,37	0,08

Fonte: Autor (2018)

Apêndice B – Cargas acidentais médias por pavimento

Tabela 10.1 – Cargas acidentais – 1º pavimento

Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	262,20	2,00	524,40	37,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	434,02	3,00	1302,06	62,00
Salas Administrativas	3,30	2,50	8,25	1,00
Carga acidental total (kN)			1826,46	
Carga acidental média (kN/m²)			2,62	

Fonte: Autor (2018)

Tabela 10.2 – Cargas acidentais – 2º pavimento

Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	241,45	2,00	482,90	34,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	449,64	3,00	1348,92	64,00
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	11,66	20,00	233,20	2,00
Carga acidental total (kN)			2065,02	
Carga acidental média (kN/m²)			2,94	

Fonte: Autor (2018)

Tabela 10.3 – Cargas acidentais – 3º, 4º e 5º pavimento

Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	352,56	2,00	50,00	37,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	344,16	3,00	49,00	62,00
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	4,92	20,00	1,00	1,00
Carga acidental total (kN)			1836,00	
Carga acidental média (kN/m²)			2,62	

Fonte: Autor (2018)

Tabela 10.4 – Cargas acidentais – 6º pavimento

Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	40,59	2,00	81,18	6,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	571,15	3,00	1713,45	81,00
Salas Administrativas	24,36	2,50	60,90	3,00
Biblioteca com estantes até 2,20 m + 2 kN/m² por metro de estante	71,01	6,00	426,06	10,00
Carga acidental total (kN)			2281,59	
Carga acidental média (kN/m²)			3,23	

Fonte: Autor (2018)

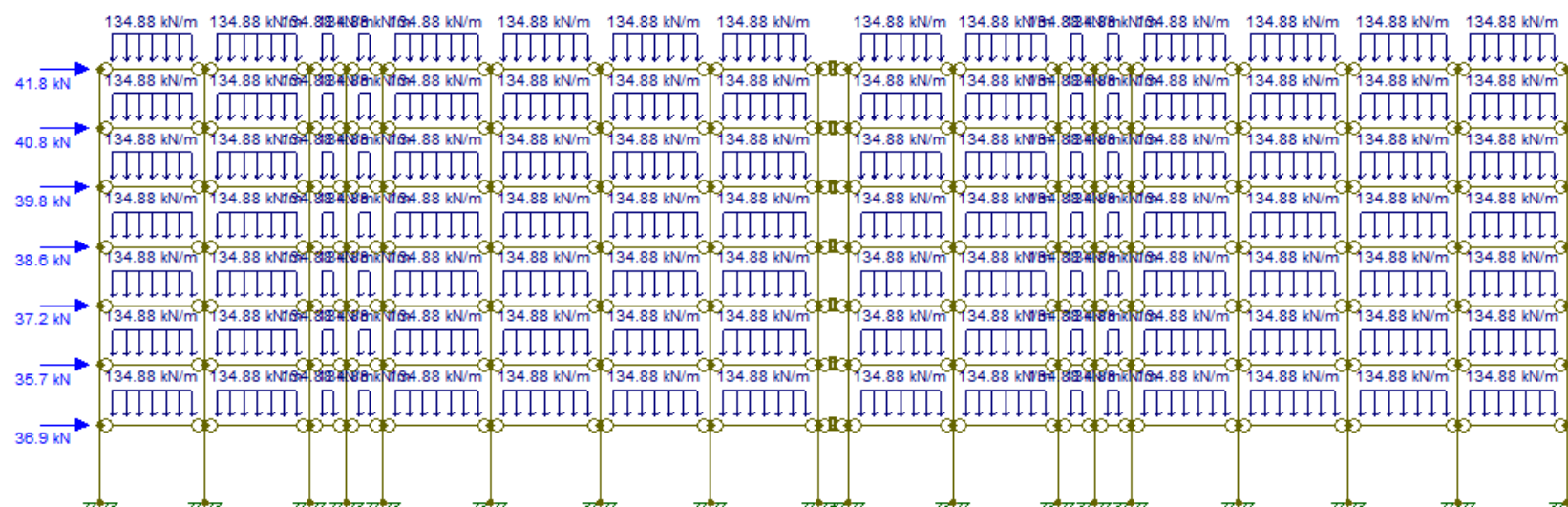
Tabela 10.5 – Cargas acidentais – 7º pavimento

Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	41,30	2,00	82,60	6,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	453,99	3,00	1361,97	67,00
Salas Administrativas	122,07	2,50	305,18	17,60
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	2,79	20,00	55,80	0,40
Casa de máquinas	61,79	10,00	617,90	9,00
Carga acidental total (kN)			2423,45	
Carga acidental média (kN/m²)			3,55	

Fonte: Autor (2018)

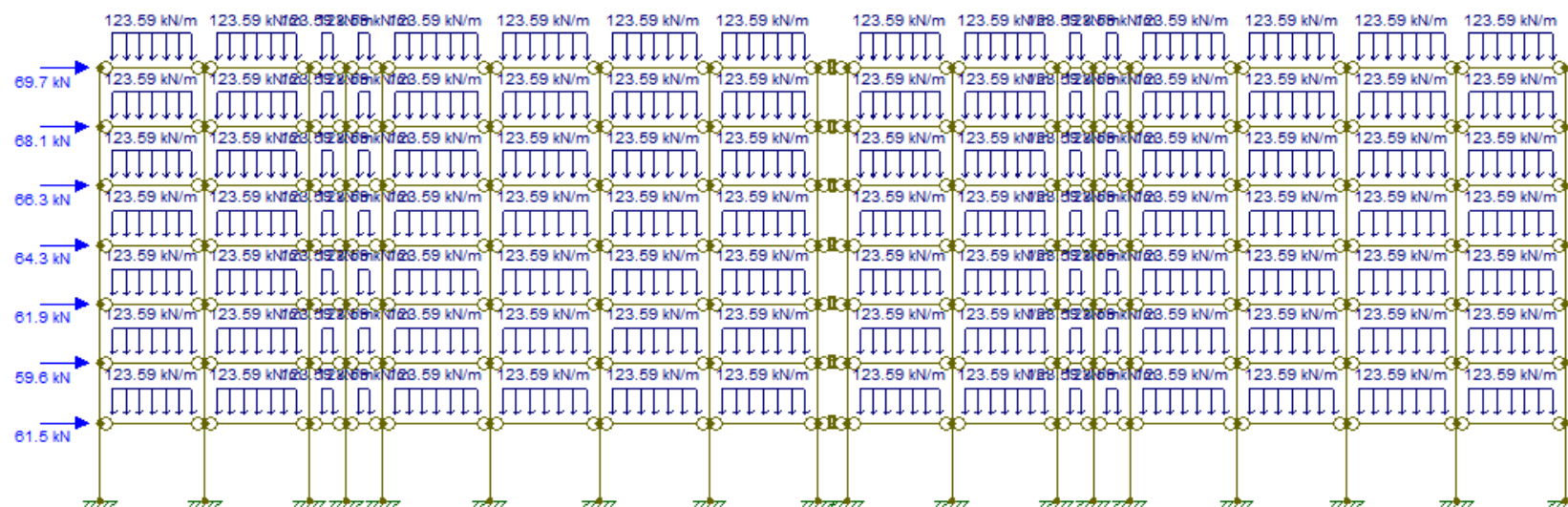
Apêndice C – Combinação das ações para estabilidade global

Figura 11.1 – Combinação 1



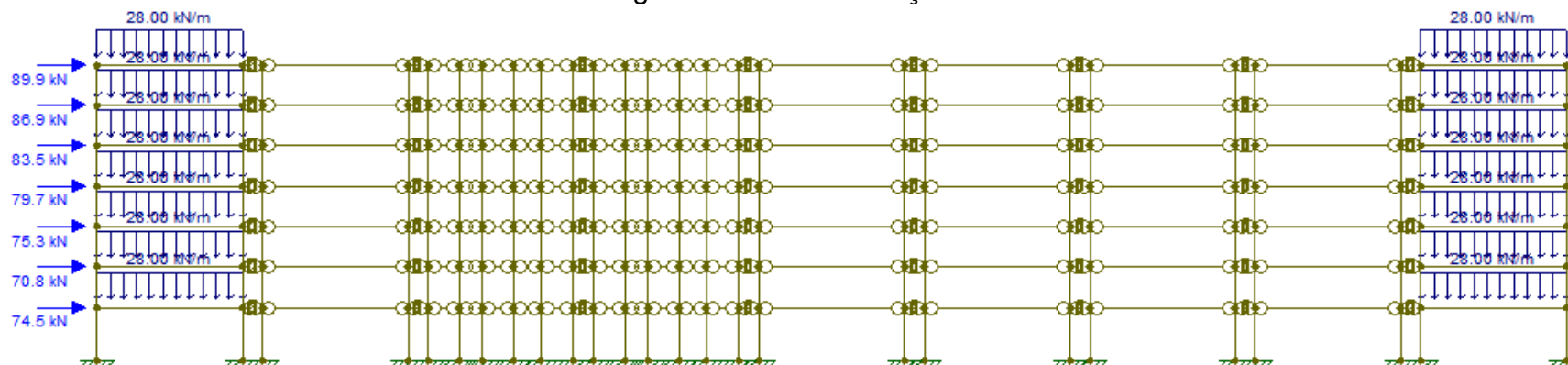
Fonte: Autor (2018)

Figura 11.2 – Combinação 2



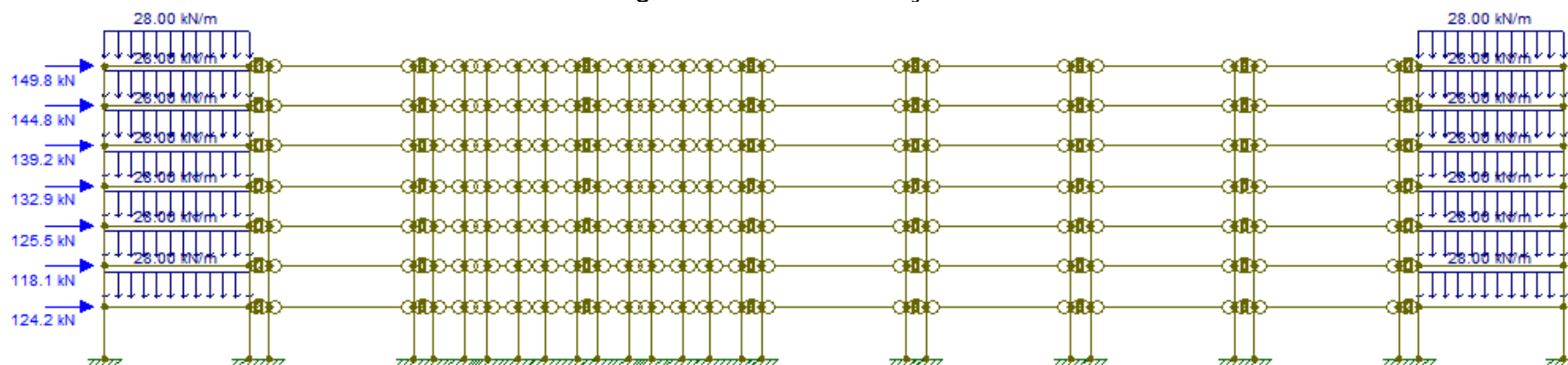
Fonte: Autor (2018)

Figura 11.3 – Combinação 3



Fonte: Autor (2018)

Figura 11.4 – Combinação 4



Fonte: Autor (2018)

Apêndice D – Esforços atuantes nas bases dos pilares

Tabela 12.1 – Esforços atuantes na base do pilar – combinações 1 e 2

Pilar	Tipo	Combinação 1					Combinação 2				
		M _x (kNm)	N _x (kN)	M _y (kNm)	N _y (kN)	N _t (kN)	M _x (kNm)	N _x (kN)	M _y (kNm)	N _y (kN)	N _t (kN)
1	Canto	66,4	-3375,4	94,9	-1430,8	-4806,20	108,8	-3092,8	94,9	-1430,8	-4523,60
2	Extremidade	59,2	-6750,7	0	0	-6750,70	96,9	-6185,7	0	0	-6185,70
3	Extremidade	53,1	-4555,6	0	0	-4555,60	86,9	-4174,3	0	0	-4174,30
4	Extremidade	50,7	-4628,4	0	0	-4628,40	83,1	-4239,1	0	0	-4239,10
5	Extremidade	49,8	-6986,8	0	0	-6986,80	81,6	-6402	0	0	-6402,00
6	Extremidade	49	-7081,2	0	0	-7081,20	80,2	-6488,5	0	0	-6488,50
7	Extremidade	48,2	-7034	0	0	-7034,00	78,9	-6445,2	0	0	-6445,20
8	Canto	47,4	-3493,4	94,9	-1430,8	-4924,20	77,7	-3201	94,9	-1430,8	-4631,80
9	Canto	66,4	-3375,4	94,9	-1430,8	-4806,20	108,8	-3092,8	94,9	-1430,8	-4523,60
10	Extremidade	59,2	-6750,7	0	0	-6750,70	96,9	-6185,7	0	0	-6185,70
11	Extremidade	53,1	-4555,6	0	0	-4555,60	86,9	-4174,3	0	0	-4174,30
12	Extremidade	50,7	-4628,4	0	0	-4628,40	83,1	-4239,1	0	0	-4239,10
13	Extremidade	49,8	-6986,8	0	0	-6986,80	81,6	-6402	0	0	-6402,00
14	Extremidade	49	-7081,2	0	0	-7081,20	80,2	-6488,5	0	0	-6488,50
15	Extremidade	48,2	-7034	0	0	-7034,00	78,9	-6445,2	0	0	-6445,20
16	Canto	47,4	-3493,4	94,9	-1430,8	-4924,20	77,7	-3201	72,6	-1430,8	-4631,80

Fonte: Autor (2018)

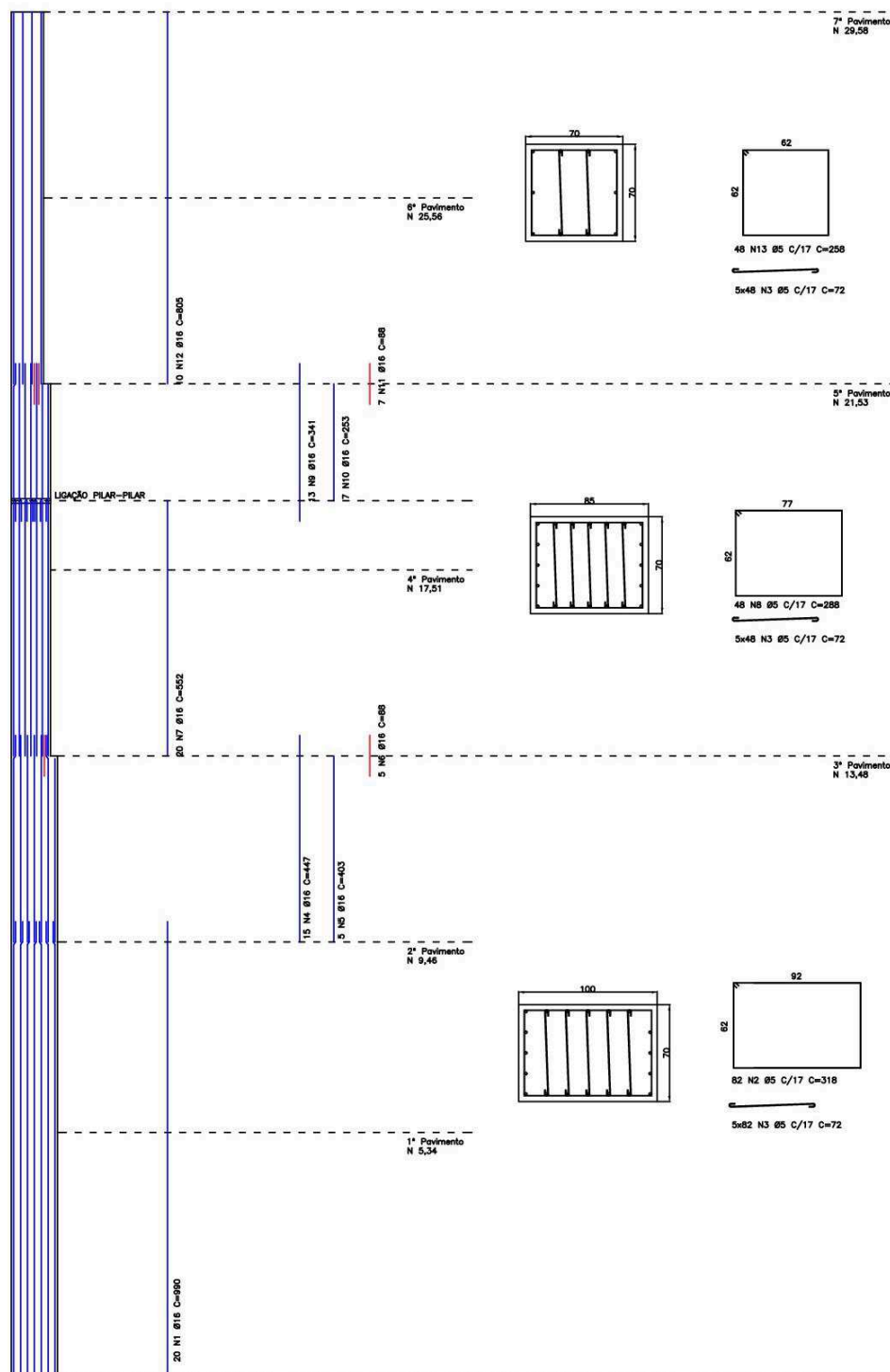
Tabela 12.2 – Esforços atuantes na base do pilar – combinações 3 e 4

Pilar	Tipo	Combinação 3					Combinação 4				
		M _x (kNm)	N _x (kN)	M _y (kNm)	N _y (kN)	N _t (kN)	M _x (kNm)	N _x (kN)	M _y (kNm)	N _y (kN)	N _t (kN)
1	Canto	56,3	-3375,4	227,1	-1167,4	-4542,80	53,4	-3092,8	445,3	-993,1	-4085,90
2	Extremidade	0	-6750,7	235,4	0	-6750,70	0	-6185,7	387,2	0	-6185,70
3	Extremidade	0	-4555,6	235,4	0	-4555,60	0	-4174,3	387,2	0	-4174,30
4	Extremidade	0	-4628,4	235,4	0	-4628,40	0	-4239,1	387,2	0	-4239,10
5	Extremidade	0	-6986,8	235,4	0	-6986,80	0	-6402	387,2	0	-6402,00
6	Extremidade	0	-7081,2	235,4	0	-7081,20	0	-6488,5	387,2	0	-6488,50
7	Extremidade	0	-7034	235,4	0	-7034,00	0	-6445,2	387,2	0	-6445,20
8	Canto	56,3	-3493,4	227,1	-1167,4	-4660,80	53,4	-3201	445,3	-993,1	-4194,10
9	Canto	56,3	-3375,4	384	-1694,2	-5069,60	53,4	-3092,8	581,7	-1868,5	-4961,30
10	Extremidade	0	-6750,7	164,5	0	-6750,70	0	-6185,7	272,9	0	-6185,70
11	Extremidade	0	-4555,6	164,5	0	-4555,60	0	-4174,3	272,9	0	-4174,30
12	Extremidade	0	-4628,4	164,5	0	-4628,40	0	-4239,1	272,9	0	-4239,10
13	Extremidade	0	-6986,8	164,5	0	-6986,80	0	-6402	272,9	0	-6402,00
14	Extremidade	0	-7081,2	164,5	0	-7081,20	0	-6488,5	272,9	0	-6488,50
15	Extremidade	0	-7034	164,5	0	-7034,00	0	-6445,2	272,9	0	-6445,20
16	Canto	56,3	-3493,4	384	-1694,2	-5187,60	53,4	-3201	581,7	-1868,5	-5069,50

Fonte: Autor (2018)

Apêndice E – Detalhamento da prumada do pilar P16

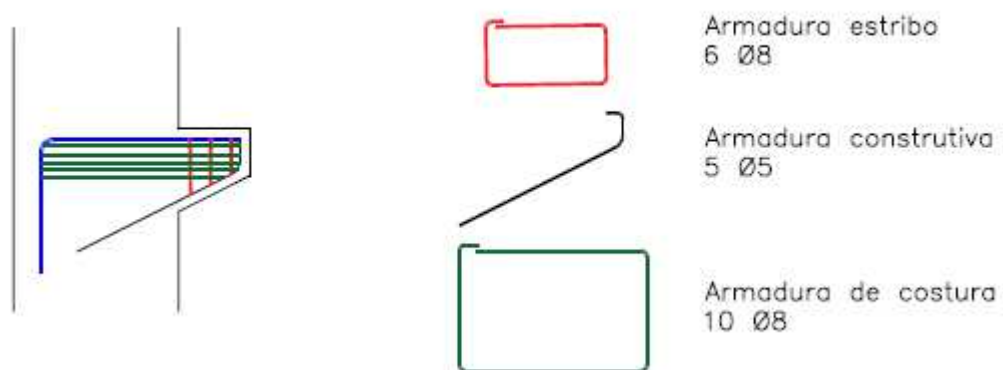
Figura 13.1 – Detalhamento da prumada do pilar P16



Fonte: Autor (2018)

Apêndice F – Detalhe do consolo

Figura 14.1 – Detalhe do consolo



Fonte: Autor (2018)

Anexo A – Tabelas gerais

Tabela 15.1 – Comprimento de ancoragem

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	329	230	271	190	234	164	207	145	187	131	171	120	158	111	147	103
	230	161	190	133	164	115	145	102	131	92	120	84	111	77	103	72
Valores de acordo com a NBR 6118. N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$ $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$																

Fonte: Bastos (2018)

Tabela 15.2 – Flexão simples em seção retangular – armadura simples

β_x	K_c (cm ² /kN)								K_s (cm ² /kN)	Dom.
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	2
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	
0,15	9,7	7,3	5,8	4,9	4,2	3,7	3,2	2,9	0,024	
0,16	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,025	
0,17	8,7	6,5	5,2	4,3	3,7	3,2	2,9	2,6	0,025	
0,18	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,025	
0,19	7,8	5,9	4,7	3,9	3,4	2,9	2,6	2,3	0,025	
0,20	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,025	
0,21	7,1	5,4	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,1	0,025	
0,22	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,025	
0,23	6,6	4,9	3,9	3,3	2,8	2,5	2,2	2,0	0,025	
0,24	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,025	
0,25	6,1	4,6	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,8	0,026	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	3
0,28	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,026	
0,29	5,4	4,0	3,2	2,7	2,3	2,0	1,8	1,6	0,026	
0,30	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,026	
0,31	5,1	3,8	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	0,026	
0,32	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,026	
0,33	4,8	3,6	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	0,026	
0,34	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,027	
0,35	4,6	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	0,027	
0,36	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,027	
0,37	4,4	3,3	2,6	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	0,027	
0,38	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,027	
0,40	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,027	
0,42	3,9	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,028	
0,44	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,028	
0,45	3,7	2,8	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,46	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,48	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,028	
0,50	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,029	
0,52	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,54	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,56	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9	0,030	
0,58	3,1	2,3	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,030	
0,60	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,030	

0,62	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,031	
0,63	2,9	2,2	1,7	1,5	1,2	1,1	1,0	0,9	0,031	

Fonte: Bastos (2015)