



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

VINÍCIUS BELARMINO ALMEIDA

DIMENSIONAMENTO, DETALHAMENTO E EXECUÇÃO DE
PILARES-PAREDE

RECIFE, 2018

VINÍCIUS BELARMINO ALMEIDA

DIMENSIONAMENTO, DETALHAMENTO E EXECUÇÃO DE PILARES-PAREDE

Monografia apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Horowitz

RECIFE, 2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária: Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

A447d Almeida, Vinícius Belarmino.
Dimensionamento, detalhamento e execução de pilares-paredes /
Vinícius Belarmino Almeida. – Recife, 2018.
74f., il., figs., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Horowitz.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto. 3. Estruturas. 4. Pilar. 5. Pilar-
parede. 6. NBR 6118. 7. Flambagem. 8. Execução. I. Horowitz, Bernardo
(Orientador). II. Título.

624 CDD (22.ed)

UFPE/BCTG-2018/ 209



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL

CANDIDATO: VINÍCIUS BELARMINO ALMEIDA

BANCA EXAMINADORA:

- ORIENTADOR: PROF. DR. BERNARDO HOROWITZ;

- AVALIADOR INTERNO: PROF. DR. PAULO RÉGIS; E

- AVALIADOR EXTERNO: PROF. JORDLLY REYDSON.

TÍTULO: DIMENSIONAMENTO, DETALHAMENTO E EXECUÇÃO DE PILARES-PAREDE

LOCAL: UFPE, RECIFE, PERNAMBUCO, BRASIL

DATA: 16/04/2018 HORÁRIO DE INÍCIO 17H

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o candidato foi arguido oralmente pelos membros da banca com NOTA: 9,3.

1) () **aprovado (nota $\geq 7,0$)**, pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho foi aceito. As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo de 30 dias.

O trabalho com nota no seguinte intervalo $3,0 \leq \text{nota} < 7,0$, será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.

2) () **reprovado. (nota $< 3,0$)**

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 16 de abril de 2018.

Prof. Dr. Bernardo Horowitz (Orientador)

Prof. Dr. Paulo Régis (Avaliador Interno)

Prof. Jordlly Reidson (Avaliador Externo)

Vinicius Belarmino Almeida (Candidato)

Coordenação do Curso de Engenharia Civil-Dcivil

Rua Acadêmico Hélio Ramos s/nº. Cidade Universitária. Recife-PE CEP: 50740-530.

Fones: (081)2126.8220/8221 Fone/fax: (081)2126.8219.

Agradecimentos

A Deus, a minha família e amigos e a todos os professores, colegas e autores que de alguma forma me ajudaram a construir este trabalho.

Resumo

Pilares-parede são elementos estruturais de superfície que trabalham na estabilidade global de edificações sob vento e ações sísmicas, com esforços atuantes de flexão biaxial, torção e compressão.

O uso de processos computacionais refinados, juntamente com o advento de concretos de alta resistência e à verticalização das cidades brasileiras levou ao dimensionamento de pilares-parede cada vez mais esbeltos, o que suscita estudar os métodos de consideração dos efeitos de 2ª ordem nesses e o seu dimensionamento detalhamento.

Primeiramente, o presente trabalho faz uma avaliação da evolução da norma brasileira em relação a esses elementos, notando especialmente o crescimento da importância dada aos efeitos de segunda ordem com a implementação do método das faixas, embora não haja unanimidade sobre a eficácia do método.

Em seguida é feita uma análise comparativa de alguns métodos de dimensionamento disponíveis considerando efeito de segunda ordem: apenas local, localizado pelo método das faixas e localizado pelo método da malha de barras do software comercial de projeto estrutural TQS v. 17. A consideração do efeito localizado levou a um aumento significativo, porém viável, das armaduras.

Finalmente, foi feito um estudo de caso prático de execução de pilares-parede, observando uma obra na zona norte do Recife. O acompanhamento da obra mostrou que, em geral, os cuidados específicos ao elemento restringem-se às formas e à vibração do concreto.

Palavras-chave: Concreto. Estruturas. Pilar. Pilar-parede. NBR 6118. Flambagem. Execução.

Abstract

Shear walls are structural surface elements of a building that contribute to its global stability, while under wind and seismic loads. They usually undertake external biaxial bending, torsion and normal force.

The use of refined numerical methods, together with the advent of high strength concrete and the verticalization of Brazilian cities led to the design of more slender shear walls, which reinforces the importance of studying 2nd order effects evaluation methods on this element and its design and detailing.

At first, it is done an evaluation of the changes in the Brazilian standards for these elements, specially noting the growing importance given to the 2nd order effects through the “strips method”, although it is not unanimous.

Then, a comparative analysis of some design methods is done. The following methods are used: column 2nd order effects, plate 2nd order effects through the “strips method” and plate 2nd order effects through the grid method done in the structural design software TQS v. 17. The methods considering plate 2nd order effects led to a significant raise in the steel reinforcement area designed

Finally, a practical case study of a shear wall making was done by observing a construction site in Recife. The study showed that, in general, the making of a shear wall is similar to other RC elements, let alone the formwork and vibration of concrete.

Keywords: Concrete. Structures. Columns. Shear walls. NBR 6118. Buckling. Construction.

SUMÁRIO

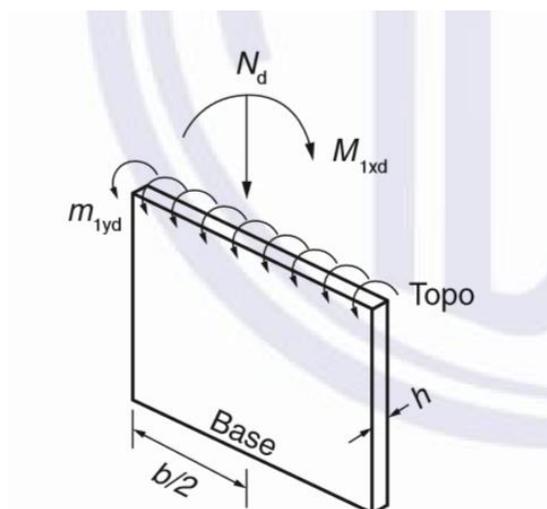
1	INTRODUÇÃO.....	9
1.1	Justificativa e motivação	11
1.2	Objetivos.....	11
1.2.1	Objetivos gerais	11
1.2.2	Objetivos específicos	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1	Estabilidade da edificação, interação 3D com o restante da edificação e não-linearidade física e geométrica	20
2.2	Efeitos localizados.....	22
2.3	Detalhamento e execução	25
3	METODOLOGIA	26
3.1	Evolução da NBR 6118.....	26
3.2	Análise comparativa de exemplos de dimensionamento	27
3.2.1	Sistemas de Coordenadas e Notação de Esforços	28
3.2.2	Hipóteses Básicas de Análise e Dimensionamento	29
3.2.3	Análise Global	31
3.2.4	Análise Local e Localizada.....	32
3.2.5	Dimensionamento e Detalhamento.....	33
3.3	Estudo de Casos Práticos	33
4	EVOLUÇÃO DA NBR 6118	33
4.1	Recomendações genéricas de pilares	33
4.2	Análise estrutural de pilares-parede.....	36
4.3	Efeitos de 2ª ordem	36
4.4	Detalhamento de pilares-parede	42
5	ANÁLISE COMPARATIVA DE EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO.....	44
5.1	Apresentação dos edifícios	44
5.2	Critérios de projeto	47
5.3	Análise e obtenção de esforços.....	48
5.3.1	Método 1	50
5.3.2	Método 2.....	52
5.3.3	Método 3.....	58
5.4	Dimensionamento e detalhamento	59

5.4.1 Método 1	60
5.4.2 Método 2	60
5.4.3 Método 3	61
6 ESTUDO DE CASOS PRÁTICOS	62
6.1 Caracterização da obra e do pilar-parede.....	62
6.2 Cuidados especiais na execução	65
6.2.1 Formas	65
6.2.2 Armadura	66
6.2.3 Concretagem.....	67
7 CONCLUSÕES.....	67
<u>REFERÊNCIA.....</u>	69

1 INTRODUÇÃO

Pilares-parede são elementos estruturais de superfície (uma dimensão muito menor que as outras duas) plana ou cilíndrica, geralmente dispostos na vertical e trabalhando em flexo-compressão (Figura 1-1), podendo ser compostos por uma ou mais superfícies atuando em conjunto. (ABNT, 2014).

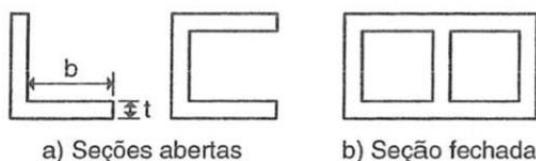
Figura 1-1: Esquema geométrico e de esforços de um pilar-parede



Fonte: ABNT (2014).

Segundo Araújo (2010), esses elementos são geralmente os maiores responsáveis pelo contraventamento e estabilidade global das estruturas das edificações habitacionais e obras de arte e encontram-se dispostos envolvendo o poço de elevador ou escadas, por serem difíceis de acomodar no meio dos apartamentos, com seções abertas ou fechadas (Figura 1-2). Por meio da disposição das lâminas em conjunto, o elemento atinge uma alta razão inércia à flexão/peso próprio, levando à economia com concreto e nas fundações, apesar de aumentar os gastos com formas (alta razão área de forma/área transversal em relação a um pilar comum) e armadura (pode conduzir a elevadas taxas de armadura em certas situações, como visto na Figura 1-3).

Figura 1-2: Tipos de pilar-parede.



Fonte: Araújo (2010).

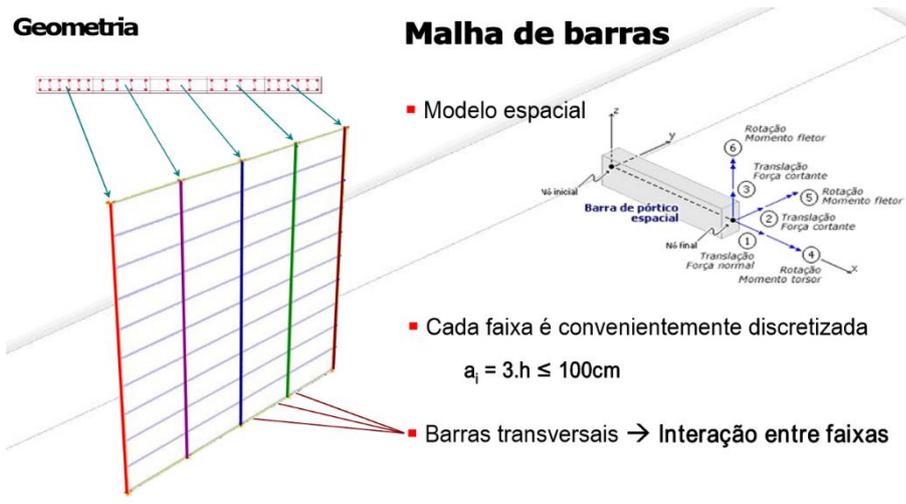
Figura 1-3: Exemplo de armadura e seção de pilar-parede.



Fonte: Khatami e Kheyroddin (2011).

Os pilares-parede diferenciam-se dos pilares comuns, que podem ser tratados como elementos lineares (modelados por barra), enquanto os pilares-parede devem ser modelados por chapas, malha de barras (Figura 1-4) ou outros métodos que considerem a flexão transversal que pode surgir. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), um pilar se classifica como pilar-parede quando a menor dimensão tem menos que 1/5 da outra dimensão na seção transversal. No entanto, esse método de caracterização e o método das faixas e outros métodos aproximados são criticados por alguns autores (ARAÚJO, 2010) e são portanto motivadores de questionamentos.

Figura 1-4: Modelagem de pilar-parede por malha de barras.



Fonte: Kimura e França (2006).

O presente trabalho visa a fazer uma análise comparativa de diferentes métodos de modelagem, análise e dimensionamento disponíveis na literatura, em softwares comerciais e na

norma brasileira, além de analisar a evolução de prescrições normativas e acompanhar casos práticos de execução.

A análise comparativa será feita em termos de área de aço dimensionada e arranjo das armaduras, usando: programa comercial de modelagem, análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado TQS v.17 e métodos propostos pela norma brasileira e literatura sobre um caso de edificação hipotética.

1.1 Justificativa e motivação

A investigação técnica sobre métodos atuais de modelagem, dimensionamento, detalhamento e execução de pilares-parede mostra-se de crucial, dada a importância do elemento para as edificações e as crescentes altura e esbelteza dos prédios.

Ademais, o uso de concretos com resistência cada vez maior vem permitindo também a utilização de paredes cada vez mais finas, o que leva a efeitos de 2ª ordem locais e localizados maiores (devido respectivamente à flexo-torção e à espessura e à disposição das lâminas, muitas vezes com bordos livre). (ARAÚJO, 2010).

Por fim, o uso crescente de softwares de análise estrutural e métodos cada vez mais refinados (trazendo dimensionamentos cada vez mais ousados), além da diversidade de modelos e formas de se tratar um pilar-parede, implicam diretamente em uma necessidade de validação e revisão constante dos métodos utilizados.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

Conceituar e caracterizar o elemento pilar-parede, indicando sua importância nas estruturas comuns, estudando o seu dimensionamento, detalhamento e execução por diferentes métodos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar e comparar as abordagens da norma brasileira sobre pilares-parede
- Analisar comparativamente os métodos de modelagem, análise e dimensionamento sugeridos pela norma e métodos computacionais (utilizando o software TQS v. 17)
- Estudar casos práticos, verificando conformidade de detalhamento e execução

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Inicialmente, será feita uma análise generalista do elemento, dando um maior enfoque na sua caracterização, função, análise e disposição nas edificações a partir de livros-texto de

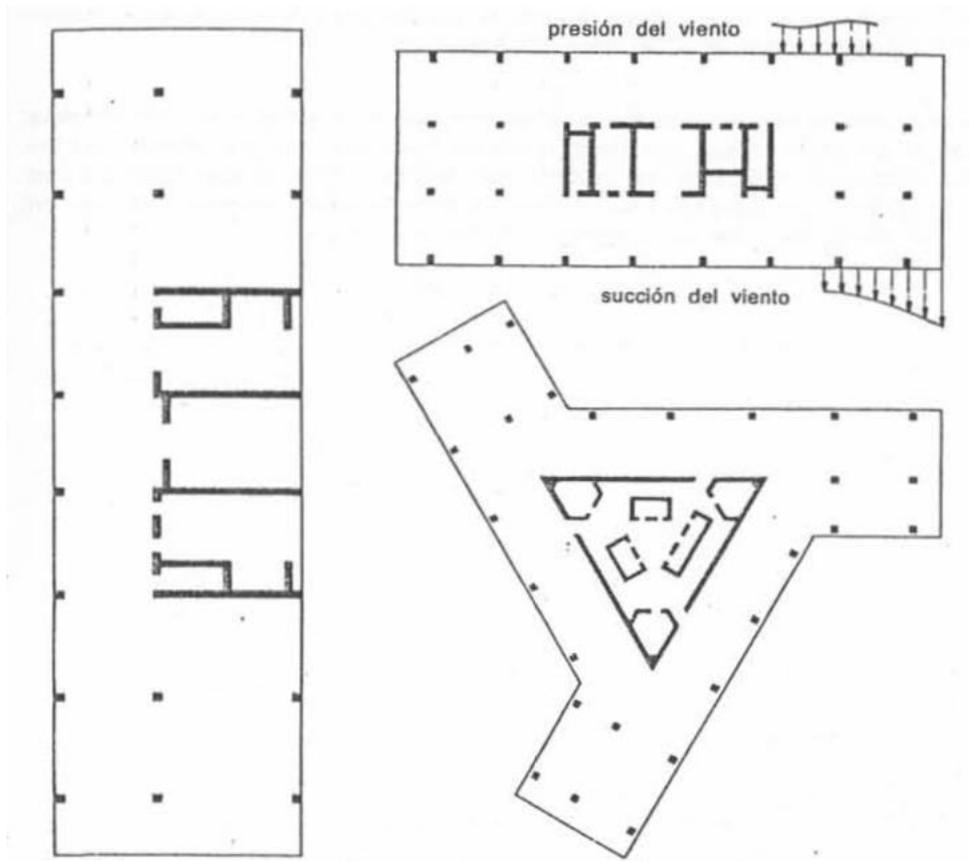
concreto armado seguindo posteriormente para aspectos mais específicos a analisar na revisão bibliográfica.

Em seu volume 1 de “Construções de Concreto”, Leonhardt e Monnig (1988), citam os pilares-parede, mas dizem apenas que sua análise é similar a dos pilares. Na seção de cargas especiais, o livro diz que, em edificações com mais de 4 andares, é necessário um núcleo em associação com pilares para garantir a estabilidade da estrutura, que deve ser analisada dinamicamente, e, para garantir a ductilidade perante ações horizontais (sísmicas e vento), uma forte armadura transversal. Segundo os autores, ainda, nesses elementos, o efeito das cargas concentradas é mais crítico que os efeitos de segunda ordem, devido a sua robustez. Além disso, menciona-se a necessidade de prevenir a flambagem das barras longitudinais comprimidas quando o cobrimento e os estribos não forem suficientes para restringi-las lateralmente.

No volume 2, Leonhardt e Monnig (1978) falam de casos especiais como chapas, vigas-parede e consolos, mencionando que, em grandes estruturas surgem “paredes estruturais”, mas não abordando mais profundamente estes elementos.

No volume 3, Leonhardt e Monnig (1985) falam das técnicas e cuidados especiais de armação. Na seção de chapas, os autores mostram alguns exemplos de aplicação dos pilares paredes em edificações (Figura 2-1), sugerindo, como comumente se pratica ainda hoje, projetar um núcleo rígido de contraventamento, permitindo dimensionar os restantes dos pilares como “contraventados”. Segundo os autores, é importante tratar da interação das paredes com os elementos que transmitem as cargas horizontais para essas (em geral, lajes, que devem ser armadas como chapas para esta situação), com atenção especial às zonas de apoio e à possibilidade de torção dos núcleos. Na seção de elementos comprimidos, são mencionadas as paredes, dando um tratamento similar aos pilares, com alguns cuidados especiais: prevenir a flambagem localizada em caso de elementos esbeltos, verificar a necessidade de armadura de ligação entre lances de paredes e prever armaduras horizontais com espaçamento menor que 20cm para prevenir flambagem das barras comprimidas (ganchos podem ser desnecessários) e combater retração e variação de temperatura (havendo possibilidade inclusive da armadura horizontal ser superior à vertical). São feitas considerações também sobre a excentricidade de aplicação das cargas das lajes e sobre a diminuição da resistência do concreto na região superior da parede, devido à exsudação.

Figura 2-1: Leiautes de disposição dos núcleos de contraventamento.



Fonte: Leonhardt e Monnig, 1985.

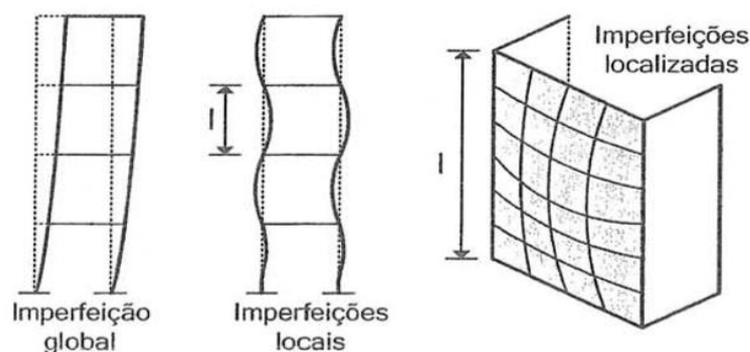
O livro “Estruturas de Concreto – Solicitações Normais” (FUSCO, 1995) caracteriza o pilar-parede como um pilar com largura maior que 5 vezes a altura em seção transversal, diz que, em análise global, este pode ser analisado como um pilar equivalente e em termos de disposições construtivas pode ser visto como uma parede (dando inclusive os requerimentos de armadura transversal da norma da época). Em nível local, fala da importância de avaliar a excentricidade de aplicação das cargas das lajes e, calculando um comprimento equivalente, avaliar a carga crítica de flambagem.

Araújo (2010) define os pilares-parede como “pilares com seção de parede fina”, criticando a definição puramente geométrica da NBR 6118 e também utilizada por Fusco (1995). Segundo o autor, esses elementos atingem alta razão entre a rigidez à flexão e o peso próprio, devido à baixa espessura das lâminas associadas. Isso leva à economia em concreto e nas fundações, mas aumenta o custo com formas e armadura. Por conta disso, estes elementos mostram-se eficientes nas subestruturas de contraventamento de edifícios altos e de pontes com altura maior que 20 m.

Ainda segundo Araújo (2010), o dimensionamento do pilar-parede é similar ao dos pilares, considerando a não-linearidade física e geométrica e imperfeições globais e locais do

eixo do pilar, sendo que, dependendo da sua disposição, esse pode estar submetido à flexo-torção, o que aumenta consideravelmente os efeitos de segunda ordem. O autor não aprofunda o assunto e limita-se a sugerir que seja feita a associação dos núcleos com pilares de contraventamento para evitar a torção. Caso seja necessário analisar a flexo-torção, este faz referência a livros específicos como “Theory of Beam Columns” (CHEN e ATSUTA, 2008) e “Theory of Elastic Stability” (TIMOSHENKO e GERE, 1961). Além disso, o autor ressalta a necessidade de considerar as imperfeições localizadas e a possibilidade de flambagem localizada das lâminas (Figura 2-2), que, apesar de bastante analisado para estruturas metálicas, ainda carece de estudos e ensaios com concreto armado. Para considerar os efeitos localizados, seu livro sugere um procedimento simplificado para paredes comprimidas, que será desenvolvido a seguir. O roteiro é baseado na teoria de placas e estabilidade elástica e pode ser encontrado nos livros acima mencionados e em “Theory of Plates and Shells” (TIMOSHENKO e WOINOWSKY-KRIEGER, 1970).

Figura 2-2: Efeitos globais, locais e localizados.



Fonte: Araújo, 2010.

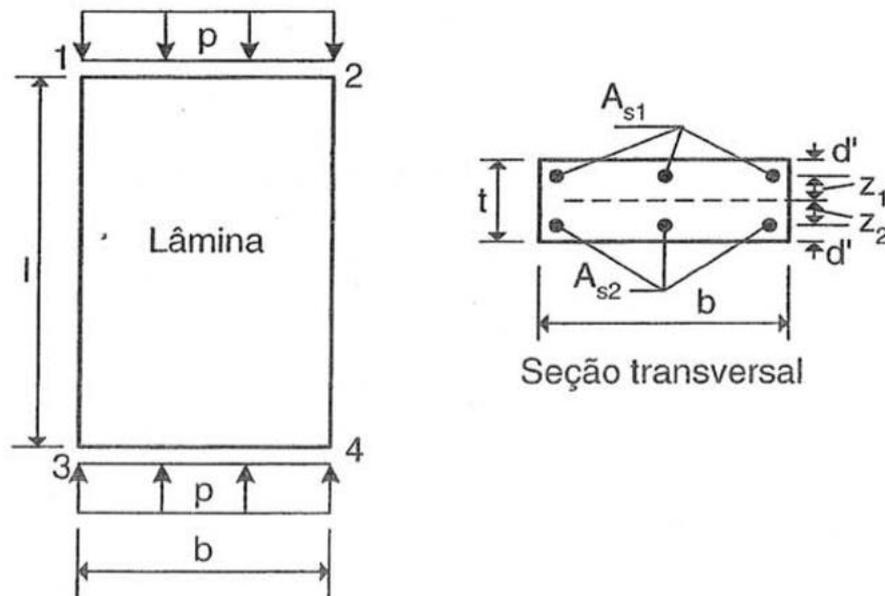
Inicialmente, é definida uma lâmina típica de um pilar-parede submetido à compressão com duas camadas de armadura como na Figura 2-3. O comprimento equivalente de flambagem (Figura 2-4) é definido conforme as condições de apoio da lâmina (Figura 2-5) e a teoria de flambagem de placas elásticas. A esbeltez da lâmina é demonstrada na teoria de placas e é dada pela Equação 2-1. A NBR 6118 (ABNT, 2014) define certos limites para a dispensa dos efeitos localizados em função dessa. Araújo sugere ainda um meio de enrijecer às lâminas com bordos livres, utilizando lintéis que diminuam o comprimento de flambagem.

$$\lambda_l = \frac{\sqrt{12} \times l_e}{t}$$

Equação 2-1

A partir daí pode-se encontrar a rigidez à flexão da lâmina D no regime elástico (Equação 2-2) e a carga crítica de flambagem como uma placa elástica N_{cr} (Equação 2-3). Sendo N o esforço normal resistido na lâmina (Equação 2-4), pode-se fazer o dimensionamento ou verificação da seção limitando N a N_{cr} para evitar a flambagem localizada.

Figura 2-3: Lâmina típica de um pilar-parede com duas camadas de armadura.



Fonte: Araújo (2010).

$$D = \frac{E_{ct} \times b \times t^3}{12 \times (1 - \nu^2)} + E_s \times \sum A_{si} \times Z_i^2$$

Equação 2-2

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times D}{l_e^2}$$

Equação 2-3

$$N = b \times t \times \sigma_c + A_s \times \sigma_s$$

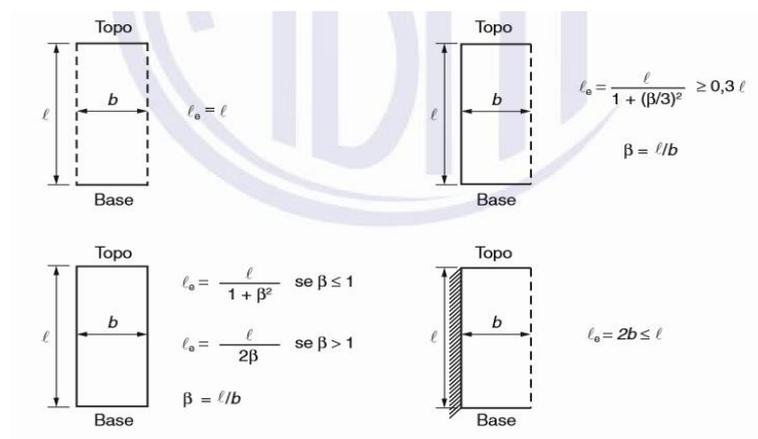
Equação 2-4

Considerando que as deformações no aço e no concreto são iguais (por compatibilidade), podemos obter as equações acima em função da deformação do concreto e, igualando Equação 2-3 e Equação 2-4, obter a deformação crítica de flambagem. Assim, se a deformação última do concreto for superior à deformação crítica, a lâmina falhará por flambagem antes do

esmagamento do concreto e deve-se dimensionar a seção com uma taxa de armadura tal que o esforço normal resistente (usando a deformação crítica, e não a deformação última do concreto) seja igual ou superior ao esforço normal atuante.

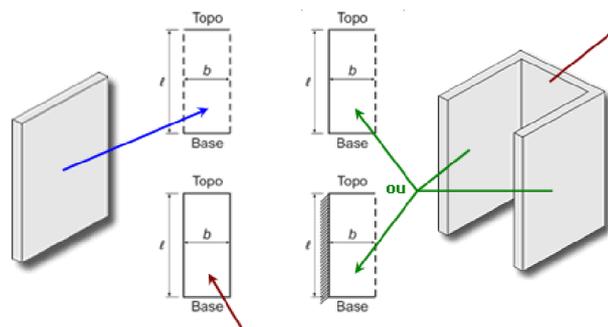
Para as imperfeições localizadas, Araújo (2010) sugere uma abordagem similar à da teoria das placas, mas considerando os efeitos de segunda ordem, já que a seção é comprimida. Sendo uma placa apoiada no topo e na base, a flecha máxima de segunda ordem se dá no centro da placa e gera um momento adicional devido à excentricidade de aplicação da carga. O momento fletor adicional na vertical é geralmente desprezível, já que toda a seção transversal deverá resistir à excentricidade da lâmina, podendo até ser balanceado pela excentricidade de outra lâmina. O momento fletor gerado na horizontal, porém, pode ser considerável já que deve ser resistido exclusivamente pela lâmina em questão. O autor, por outro lado, afirma que, em geral, as taxas de armadura obtidas para este momento adicional são inferiores às armaduras para combater as fissuras de retração e variação de temperatura. É suficiente, portanto, utilizar estas e verificar o esforço cortante.

Figura 2-4: Comprimentos equivalentes de flambagem.



Fonte: ABNT (2014).

Figura 2-5: Condições de apoio de uma lâmina de pilar-parede.



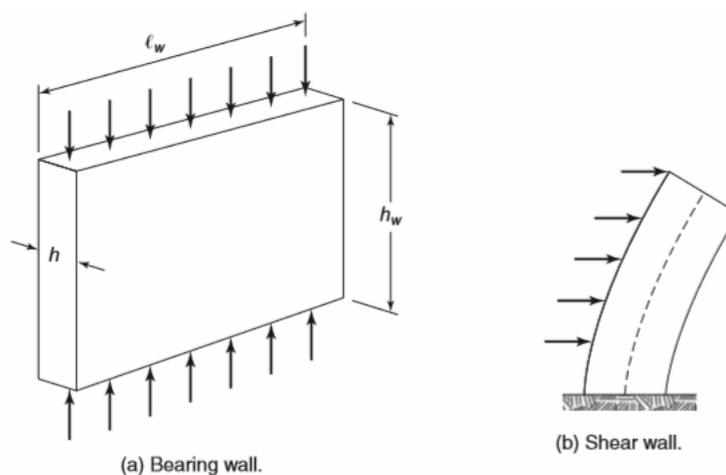
Fonte: Kimura (2016).

Wight (2016) apresenta uma abordagem mais completa dos pilares-parede, seguindo o adotado na norma americana ACI 318 (ACI, 2014) e dedicando um capítulo exclusivo ao tratamento desses. A norma define parede como um elemento vertical com forças atuantes verticais e horizontais e razão largura-espessura maior que 3 e parede estrutural como uma parede que resiste cortante, momentos e força normal no seu plano médio. É interessante notar uma definição mais abrangente que a NBR 6118 (ABNT, 2014), na qual essa razão deve ser superior a 5. Isso é justificável já que, devido às ações sísmicas, os núcleos rígidos costumam ser mais robustos.

Segundo o livro, é importante considerar as condições de apoio e ações das paredes, podendo essas transmitir carga em uma ou duas direções. É importante considerar o “*shear lag*” na ligação entre as lâminas das paredes, já que em associação, as lâminas vão agir como a alma e mesa de uma viga transmitindo cortante.

O autor divide as paredes em subtipos, sendo de interesse do trabalho as “*bearing walls*” e “*shear walls*” (Figura 2-6).

Figura 2-6: Tipos de parede do interesse do trabalho.



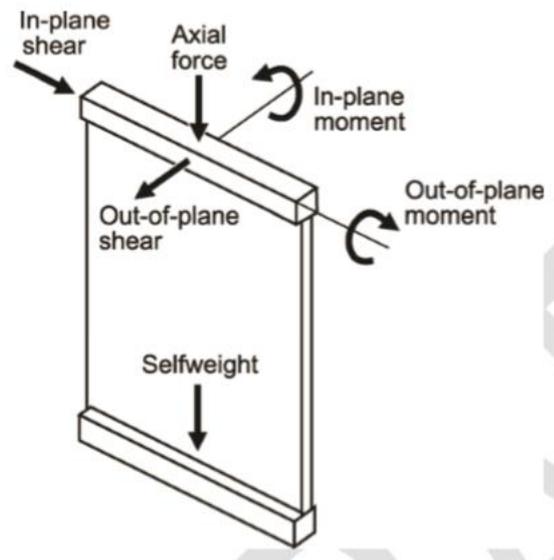
Fonte: Wight (2010).

- “*Bearing walls*”: paredes que resistem principalmente cargas verticais atuantes no seu plano médio e são “*contraventadas*” pelo restante da estrutura. Para este elemento, é limitada a excentricidade da carga ao núcleo de inércia, evitando a tração em toda a seção. A partir daí o autor dá uma fórmula baseada em uma série de ensaios (que verificaram que a taxa de armadura não influencia neste caso) e encontrada na norma (seção 11.5 (ACI, 2014)), que aproxima a carga limite por uma tensão uniforme atuando em 2/3 da espessura da parede, depois multiplicada por um coeficiente redutor baseado na esbelteza da parede. A espessura mínima é

dada em termo da altura e apoios e as armaduras verticais e horizontais e de bordo mínimas (seção 11.7) são dadas em termos de taxas de armadura por metro. Também é dado o requerimento mínimo para os ganchos transversais, “açougueiros” (seção 11.6). Estes requerimentos se aplicam a todas as paredes.

- “*Shear walls*”: paredes que resistem ações de vento laterais ou sísmicas, em adição às cargas verticais. Estas podem ser subdividas em:
 - “*Short walls*”: conforme a Figura 2-6, h_w/l_w menor que 2. São dominadas pelo esforço cortante e podem ser dimensionadas pela resistência da seção transversal (seção 22 da ACI 318) ou por biela e tirante (seção 23).
 - “*Slender walls*”: h_w/l_w maior que 2. São dominadas pela flexão e devem ser dimensionadas pela resistência da seção transversal (seção 22) e o processo descrito na seção 11.8 do ACI 318 (modelo da Figura 2-7).

Figura 2-7: Modelo para “*slender walls*” conforme a norma americana.



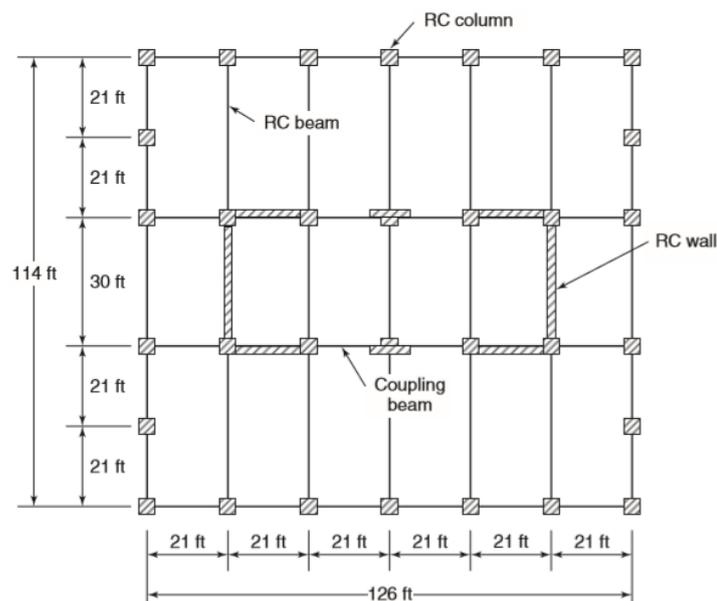
Fonte: ACI (2014).

O autor analisa em seguida a interação pórtico-núcleo, onde nota-se que, se a laje for considerada como diafragma rígido e a estrutura for simétrica, pode-se fazer um modelo plano de pilares e núcleos equivalentes, considerando a não-linearidade física por inércias reduzidas. As vigas de travamento, também conhecidas como lintéis, (*coupling beams*) podem ser substituídas também por lajes de travamento e, já que o pórtico e o núcleo terão deslocamentos diferentes, absorverão também momentos fletores e esforços cortantes. Isso dá a esses um papel importante, já que serão reduzidos os esforços na fundação.

Além de falar das resistências à flexão e cortante da parede, o autor dá diversas recomendações sobre o tamanho necessário da parede, armaduras concentradas e distribuídas, limites de deslocamento e tamanho da fundação. É importante notar alguns critérios:

- Sugestão de armadura concentrada nas pontas
- Espessura mínima para evitar ninhos no concreto
- Permissão de não amarrar todos as barras
- Transmissão das forças da laje para a parede (a resistência da laje é menor que a da parede, pelo não confinamento do concreto) e resistência dessa ligação
- Indicação que a espessura das paredes será geralmente governada pelos requerimentos de incêndio
- Recomendação de associar pórtico e paredes de modo a evitar torção e diminuir a excentricidade entre o centroide das cargas verticais e o centroide da estrutura de contraventamento (minimizando assim os efeitos de segunda ordem, como na Figura 2-8)

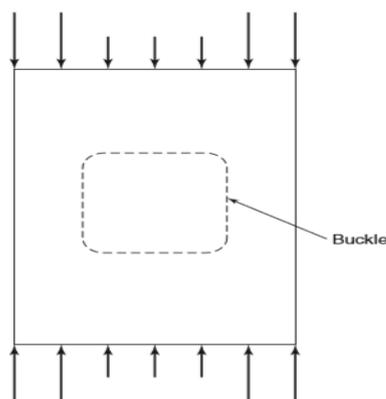
Figura 2-8: Exemplo de leiaute encontrado em Wight (2010).



Fonte: Wight (2010).

É feita finalmente uma verificação da flambagem localizada, em processo similar ao descrito por Araújo (2010), com coeficientes que adaptam resultados experimentais. Além disso, o autor descreve brevemente como se dará o comportamento pós-flambagem da lâmina, onde parte da lâmina resistirá menos esforços, mas o restante da seção, continuará trabalhando (Figura 2-9).

Figura 2-9: Comportamento pós-flambagem.



Fonte: Wight (2010).

Sendo tipicamente um elemento esbelto, em flexo-compressão-torção e participando da subestrutura de contraventamento/resistência a sismos de uma edificação, podem-se ressaltar três aspectos particulares ao pilar-parede a serem analisados na revisão bibliográfica:

1. Estabilidade da edificação, interação 3D com o restante da edificação e não-linearidade física e geométrica
2. Efeitos localizados
3. Aspectos de detalhamento e execução

É interessante notar que a análise dos aspectos relativos aos itens 1 e 2 adquiriu relevância apenas recentemente com o avanço das ferramentas computacionais e com o uso de concretos mais resistentes, resultando em estruturas mais esbeltas e com maiores efeitos de 2ª ordem (ARAÚJO, 2010). Talvez por isso, vários livros-texto não dão muita importância ao analisar o pilar-parede, tratando-o como um pilar normal com algumas considerações especiais.

Há vasta bibliografia internacional tratando destes aspectos no pilar-parede. No entanto, a maioria envolve análise sob ações sísmicas, usando elementos mais robustos e focando na ductilidade e estabilidade do elemento perante ações dinâmicas e cíclicas. Como este não é o caso brasileiro, a revisão bibliográfica irá focar nos artigos nacionais.

2.1 Estabilidade da edificação, interação 3D com o restante da edificação e não-linearidade física e geométrica

Yagui em 1971 e 1978 *apud* Pereira (1997) e Medeiros (2016) foi um dos primeiros autores a estudar este aspecto na literatura brasileira. Foi feita uma análise do elemento como um pórtico plano, considerando o efeito de segunda ordem na edificação. Este processo mostrou-se muito útil por permitir discretizar a parede apenas com barras, trabalhando em flexão/cisalhamento/torção segundo Bernoulli, Timoshenko ou Vlasov (7 graus de liberdade

para considerar o empenamento (curvatura da torção)), como alternativa a Taranath (1968) que considera um único elemento em cada tramo da parede (necessitando, portanto, determinar o centro de cisalhamento do tramo e estimar rigidez à torção laminar). Foram feitas algumas idealizações, tais quais:

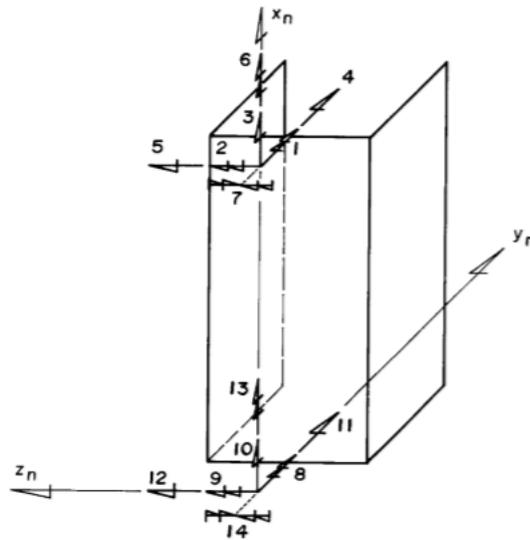
- Comprimento da parede constante ao longo da altura, mas espessura variável
- Rigidez à flexão horizontal nula (devido à baixa espessura)
- Transmissão entre as lâminas apenas de cisalhamento vertical
- Lajes como diafragmas rígidos

Silva *apud* Medeiros (2016) implementou o modelo proposto por Yagui, considerando o efeito P-Delta para segunda ordem.

Becker (1989) fez a análise da interação tridimensional dos núcleos com pórticos, por meio do método dos deslocamentos, utilizando, para esses nós com 7 graus de liberdade para considerar o empenamento (como Taranath, Figura 2-10). Considerou também as lajes e vigas de travamento como rígidas. Como conclusões, notou que as paredes assumem a maior parte dos cortantes e momentos da estrutura, associações parede-pórtico não simétricas levam à torção e vigas de travamento que não passem pelo centroide das paredes levam a efeitos localizados.

Pereira (1997) faz uma interessante revisão e explicação dos diferentes métodos já utilizados na literatura nacional e internacional para modelar as paredes (meio contínuo, casca, membrana, pórtico plano, faixa com barras) e implementa o método de Yagui com não linearidade física e geométrica em comparação ao de Taranath, não encontrando grandes diferenças. Foram sugeridos também valores de rigidez para considerar a não-linearidade física simplificadamente.

Figura 2-10: Modelo de um tramo de parede por uma barra com dois nós com 7 graus de liberdade.



Fonte: Becker (1989).

Bernardi (2010) fez um estudo da modelagem por casca em associação com pórtico considerando a não-linearidade física e geométrica. Observou como conclusão que a não-linearidade física pode ser considerada por meio de um redutor da rigidez e a não-linearidade geométrica por meios simplificados sem grandes prejuízos à acuidade.

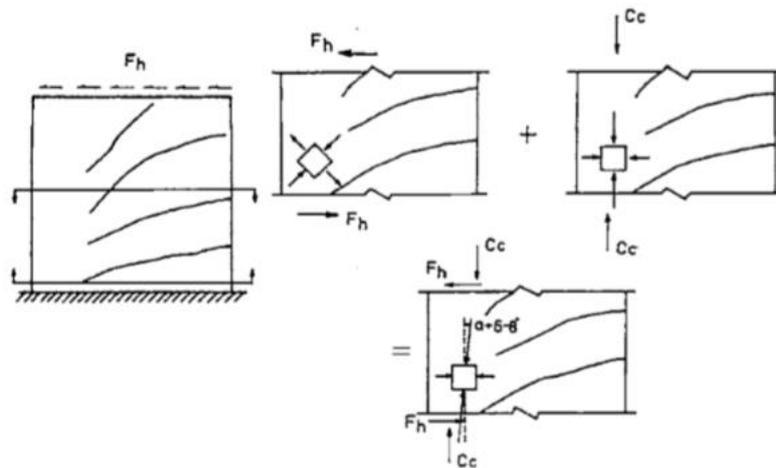
Corelhan (2010) obteve resultados similares ao de Bernardi, mas utilizando o modelo de Yagui. Foi observado também que a deformação por cortante é uma consideração influente na modelagem.

2.2 Efeitos localizados

Lefas (1990) fez uma série de ensaios com pilares-parede para testar prescrições da ACI 318 de 1980 e estudar o papel das lâminas secundárias e das armaduras horizontal e vertical na estabilidade destes elementos. Foi concluído que a ruptura das paredes se deu no estado triaxial de tensões na zona comprimida da parede (Figura 2-11). Não foi observada contribuição das armaduras horizontais na carga última das paredes.

Araújo (2006) observa que, se submetidas a flexo-torção, os efeitos de segunda ordem nas paredes são altos. A flambagem localizada das paredes mostra-se importante na análise. O autor critica duramente a NBR 6118 (ABNT, 2004), sugerindo que o método das faixas não tem consistência teórica e prática, já que não considera interação entre as faixas da lâmina, analisando-as isoladamente. O autor demonstra então o método que foi aqui mostrado e se encontra no “Curso de Concreto Armado Volume 3” (ARAÚJO, 2010).

Figura 2-11: Ruptura esquemática multiaxial de uma parede.



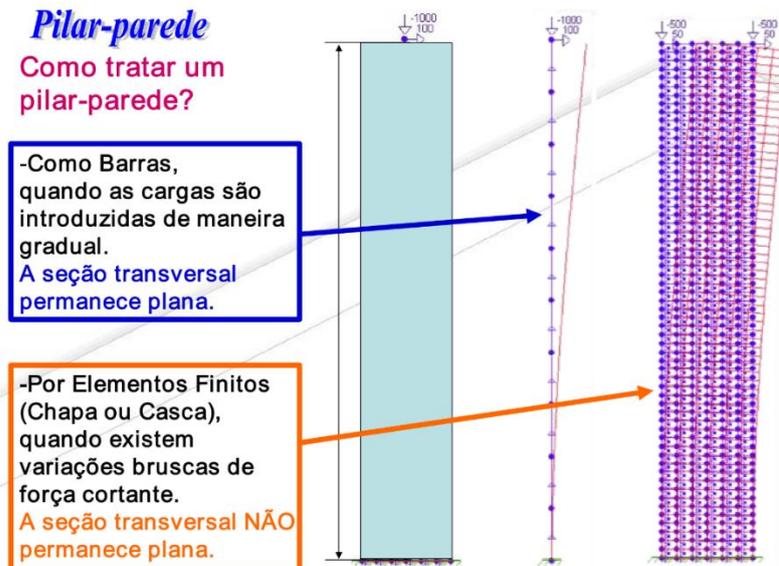
Fonte: Lefas (1990)

Em 2007, Araújo publica outro artigo sobre o tema, comparando o método das faixas com um modelo por grelha de elementos finitos. O autor objurga novamente o método das faixas, sugerindo que esse superestima a flambagem localizada. O mesmo julga ainda inconsistente o requerimento da norma quanto às armaduras transversais mínimas e indica que essas devem ser previstas apenas para combater os efeitos da variação de temperatura e retração livre.

Kimura e França (2006) apresentaram um estudo comparando o método das faixas sugerido pela norma brasileira com a modelagem utilizada pelo TQS como malha de barras (similar ao método de Yagui, Figura 2-12) para verificação da flambagem localizada e taxas de armadura horizontal e vertical. Os autores apontam diversos aspectos relativos ao pilar-parede:

- Reforçam a necessidade de fazer uma associação do núcleo com pórticos para evitar flexo-torção
- Concordam com o apontado por Lefas (1990) que em certos casos é importante verificar as direções principais de tensão
- Indicam que, apesar de justificável, a armadura transversal mínima deve ser melhor balizada e pode inviabilizar o projeto de seções delgadas
- O método aproximado das faixas é aceitável em seções simples e a malha de barras de comportou adequadamente

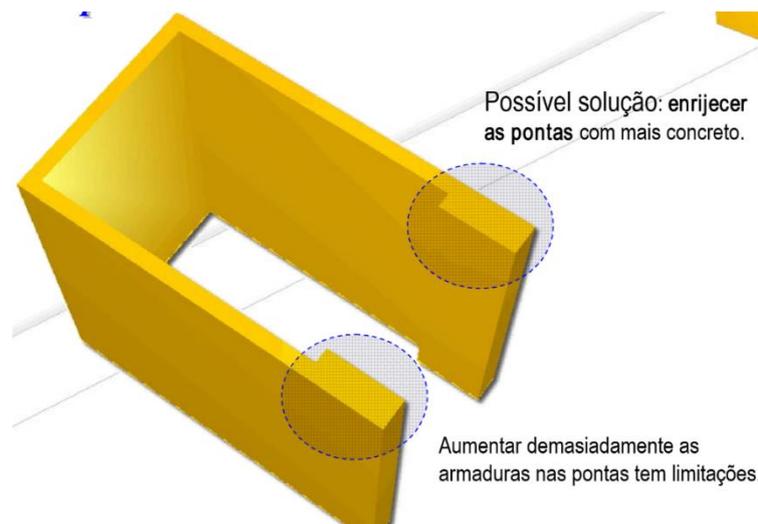
Figura 2-12: Comparação de parede discretizada como barra e como pórtico plano.



Fonte: Kimura e França (2006).

- Pode ser útil enrijecer as pontas das lâminas “em balanço” para evitar flambagem localizada (Figura 2-13)
- É necessário modelar as paredes refinadamente não apenas em nível local, mas também globalmente
- São necessários mais ensaios e existem inúmeros casos particulares a serem estudados

Figura 2-13: Enrijecimento das pontas para evitar flambagem localizada

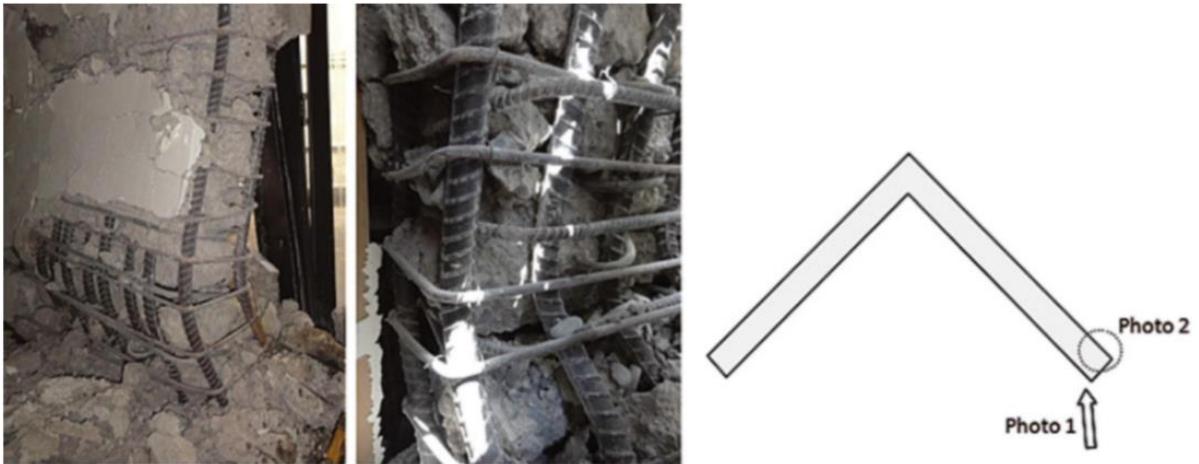


Fonte: Kimura e França (2006).

Em muitos lugares do mundo, devido às ações sísmicas, é comum que os pilares-parede não sejam esbeltos (WIGHT, 2016) e, portanto, não é comum ver referências a rupturas por flambagem localizada de pilares-parede a não ser em ensaios de laboratório, sendo mais comum

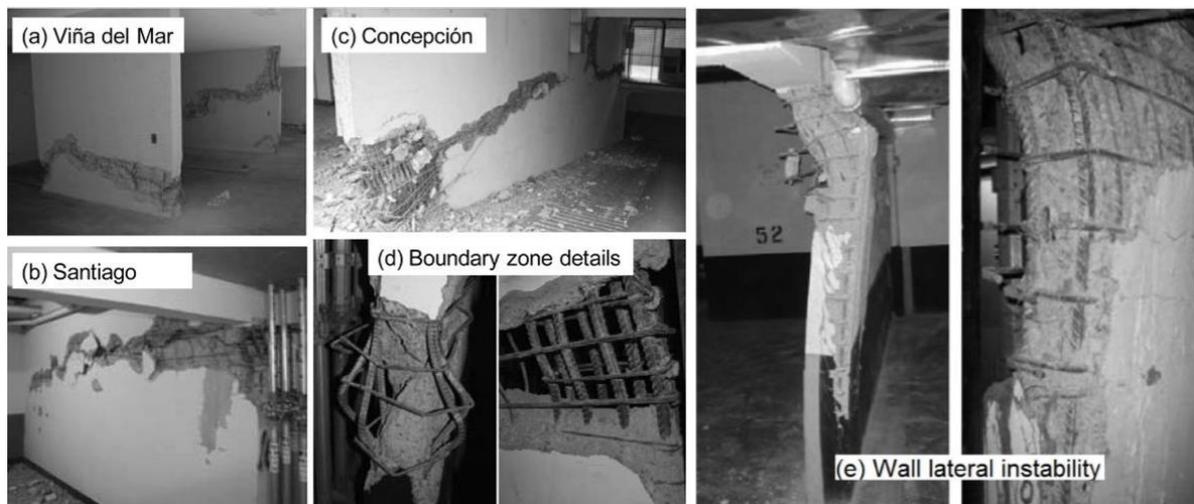
ruptura por esmagamento do concreto na base ou flambagem das barras longitudinais. Mesmo assim, nos recentes terremotos do Chile (2010) e Nova Zelândia (2011), foram observados alguns casos de ruptura localizada, que são do interesse do caso brasileiro, como mostrado na Figura 2-14 e Figura 2-15 (DASHTI, DHAKAL e PAMPANIN, 2014).

Figura 2-14: Ruptura de um pilar-parede por flambagem localizada.



Fonte: Dashti, Dhakal E Pampanin (2014).

Figura 2-15: Ruptura de pilares-parede por flambagem localizada ou das barras longitudinais.



Fonte: Dashti, Dhakal E Pampanin (2014)

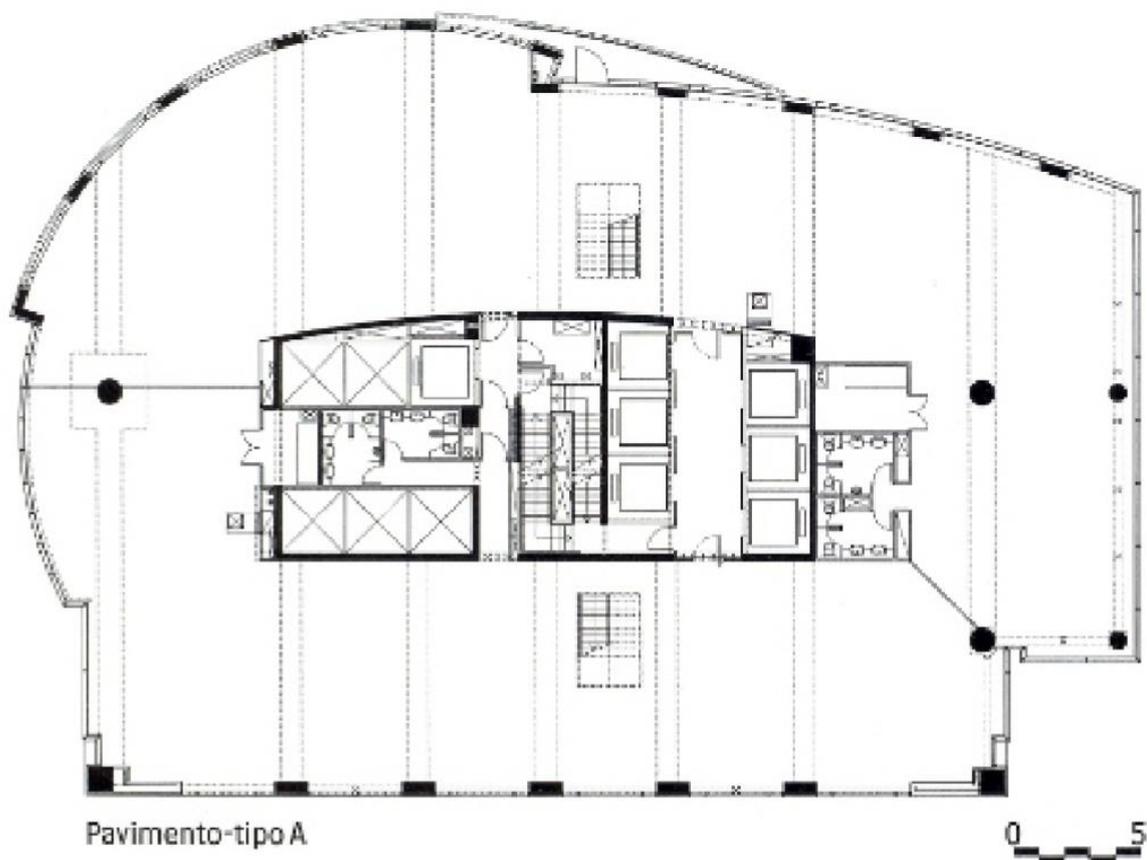
2.3 Detalhamento e execução

Não foram encontradas muitas referências específicas ao detalhamento e execução na literatura nacional. Apesar disso, diversos artigos, ao tratar da modelagem e dimensionamento, tratam de alguns fatores do detalhamento, como a armadura mínima e armaduras nas pontas livres das lâminas. Também há diversos estudos de casos práticos, que permitem obter, através

da experiência, boas práticas nesse quesito. Reside aqui um ponto importante deste trabalho, em analisar casos práticos e verificar problemas comuns de detalhamento e execução.

É um caso notório na engenharia nacional o do E-Tower. Sendo recorde nacional de fck dos pilares (que atingiram 125 MPa), foi conseguido projetar uma edificação com alto grau de esbelteza, através da associação de um núcleo elíptico de pilares-parede com pórtico para contraventamento (Figura 2-16). (LOTURCO, 2005).

Figura 2-16: Disposição dos pilares-parede em associação com pórtico no E-Tower.



Fonte: Loturco (2005).

3 METODOLOGIA

3.1 Evolução da NBR 6118

Analisar-se-ão as prescrições e considerações da norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado em relação ao elemento pilar-parede. Será feita uma breve avaliação destas em comparação com a bibliografia disponível e a evolução histórica da engenharia brasileira.

A NBR 6118 (Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento) tem como escopo estabelecer diretrizes básicas para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido. Historicamente conhecida como NB1, suas atualizações de 1980, 2004 e 2014 foram extremamente relevantes, especialmente para os pilares-parede (ABNT, 2014). No entanto, alguns pontos ainda são alvo de críticas e fonte de dúvidas para muitos, sendo importante analisar e entender as recomendações da norma. Aqui será feita uma análise de diversos aspectos da norma atual em relação aos pilares-parede, pontuando mudanças feitas em relação às versões anteriores. Essa abordagem foi adotada pois a norma sofreu uma reformulação significativa entre 1980 e 2004 (organização, critérios de durabilidade, consideração de ações, resistências e dimensionamento em geral), mas não houve tantas mudanças entre 2004 e 2014. Assim, os critérios mais gerais são cobertos ao estudar a norma de 2014 ou 2004, não sendo o foco do presente trabalho avaliar estes na norma de 1980 e os critérios específicos que serão pontuados apresentam a evolução do tratamento do pilar-parede. Esse estudo se dará em quatro partes: recomendações genéricas de pilares, análise estrutural de pilares-parede, efeitos de 2ª ordem (análise da estrutura para obtenção dos esforços em situação deformada) e detalhamento de pilares-parede.

3.2 Análise comparativa de exemplos de dimensionamento

Esta seção pretende comparar métodos de análise e dimensionamento de pilares-parede disponíveis na NBR 6118/2014 e em um software comercial utilizado no país (TQS v. 17).

Serão apresentados dois edifícios residenciais de sistema estrutural em concreto armado com alturas e layout convencionais no Brasil, nos quais o sistema de contraventamento é composto por pilares-parede em conjunto com pilares (não será feita análise sísmica). No Edifício 1, será analisado um pilar-parede com apenas uma lâmina, retangular. No Edifício 2, um pilar-parede de seção U, com 3 lâminas, todas retangulares. Definidos parâmetros dos materiais (CAA, f_{ck} , E_c , cobertura das armaduras, f_{yd} e E_s), geometria (seções e vãos), ações (peso próprio, revestimento, alvenaria, ocupação, desaprumo e vento) e critérios de projeto (modelo, método para avaliação do efeito global de segunda ordem, flexibilização e plastificação das ligações e apoio na fundação, consideração do efeito construtivo em pilares e coeficientes para consideração da fissuração) relevantes ao projeto de pilares-parede, será feita análise global (estrutura como um todo, considerando efeito global de segunda ordem) por meio do software comercial TQS v. 17 (programa brasileiro de análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado, sendo um dos mais utilizados em projetos no Brasil), obtendo os esforços iniciais (na base e topo dos pilares). A partir desses, faremos a análise local (lance

de pilar) e localizada (região do lance) por 3 métodos, diferenciados pelo modo como será considerada a não linearidade física e geométrica:

- Método 1: apenas com efeito de 2ª ordem local (como pilar) pelo pilar padrão com curvatura aproximada;
- Método 2: com efeito localizado pelo método das faixas aproximado da norma (pelo pilar padrão com curvatura aproximada);
- Método 3: com efeito localizado pelo método da malha de barras por meio do TQS v. 17 (não linearidade física e geométrica pelo método geral).

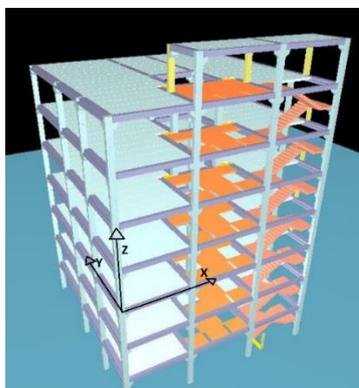
Usando todos os métodos, serão dimensionados e detalhados os elementos dos dois edifícios apresentados conforme as prescrições da NBR 6118/2014 por meio do TQS v. 17.

3.2.1 Sistemas de Coordenadas e Notação de Esforços

Serão adotados dois sistemas de coordenadas:

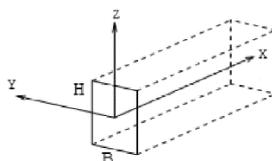
- Global: referentes à edificação como um todo, usado na definição das ações e na verificação das deformações globais (Figura 3-1);
- Local: referente à cada barra que representa um elemento (barras de viga, pilar ou da grelha que representa a laje) - Figura 3-2;

Figura 3-1: Sistema de Coordenadas Global em um Prédio Qualquer.



Fonte: TQS Informática, adaptado pelo Autor.

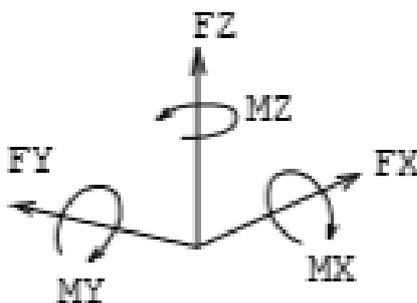
Figura 3-2: Sistema Local de Coordenadas.



Fonte: TQS Informática.

A notação de esforços se dará de modo vetorial, como mostrado na Figura 3-3. As forças normal e cortante serão representadas respectivamente pelas letras N e V com o índice indicando o vetor de direção da força. Os momentos serão representados pela letra M com o índice indicando o vetor de direção do momento (ou seja, em torno de qual eixo o momento tenta girar o elemento). Estas convenções serão utilizadas por coincidir com as do software. (TQS INFORMÁTICA).

Figura 3-3: Notação de Esforços.



Fonte: TQS Informática.

3.2.2 Hipóteses Básicas de Análise e Dimensionamento

Para obter os efeitos (esforços, tensões e deformações) das ações na estrutura, serão adotadas as premissas básicas da análise estrutural, sumarizadas na seção 14 da NBR 6118/2014. Os modelos devem ser adequados ao objetivo da análise, representando geometria e propriedades dos elementos estruturais e suas respostas perante ações. Análises locais complementares são necessárias caso a hipótese das seções planas não se aplique (como é o caso dos pilares-parede). Devem ser respeitadas as condições de equilíbrio com a estrutura indeformada (1ª ordem) ou deformada (2ª ordem, caso necessário) e condições de compatibilidade de deslocamentos. As ações em geral podem ser assumidas estáticas ou com efeito dinâmico aproximado (como é o caso do vento e das cargas de ocupação). Elementos de viga e pilar são considerados elementos lineares e pilares-parede e lajes elementos de superfície (embora seja permitido que os pilares-parede sejam representados como elemento linear na análise global, desde que se considere a deformação por cisalhamento e flexão, além de rigidez adequada). (ABNT, 2014).

Será adotada na análise global, como permitido pela norma, análise elástico-linear para as combinações de carregamento do Estado Limite de Serviço com seção bruta de concreto nos elementos. Para as combinações do Estado Limite Último, será adotada análise elástico-linear

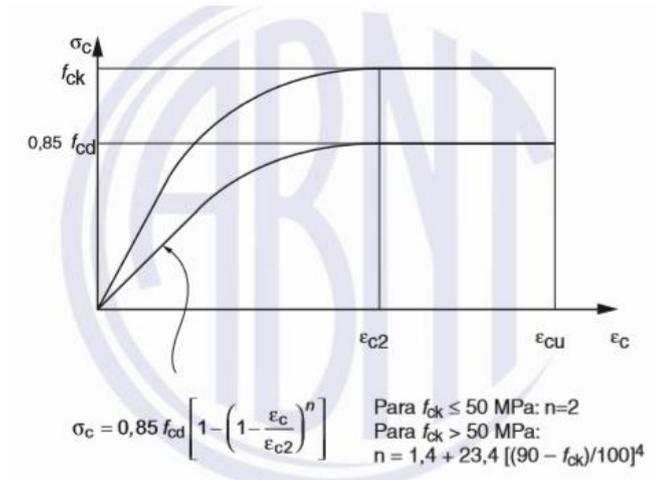
com redistribuição de esforços devido à plastificação, garantida a ductilidade dos elementos. Será considerado módulo de elasticidade secante, redução da inércia devido à fissuração, quando esta ocorrer e efeitos reológicos do concreto, quando necessário.

Para as análises locais e dos efeitos 2ª ordem, será feita, por métodos aproximados, análise não linear física e geométrica. Na avaliação dos efeitos de segunda ordem, não é permitida plastificação da estrutura. (ABNT, 2014)

Para o dimensionamento dos elementos em concreto armado, consideram-se:

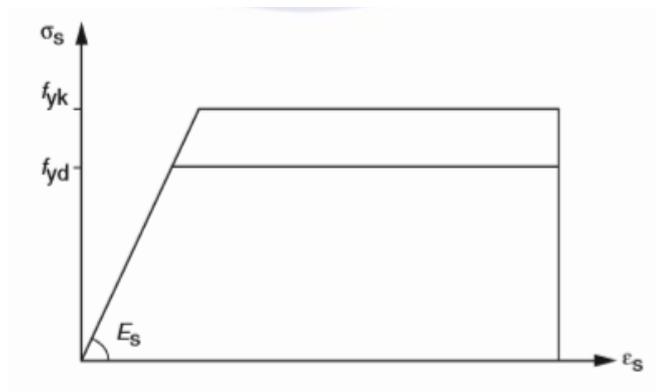
- Seções transversais planas após a deformação;
- Aderência perfeita entre concreto e barras de aço da armadura;
- Tensões de tração do concreto desprezíveis;
- Tensões no concreto e aço segundo Figura 3-4 e Figura 3-5, respectivamente.

Figura 3-4: Diagrama Tensão-deformação do Concreto.



Fonte: ABNT (2014).

Figura 3-5: Diagrama Tensão-deformação do Aço.

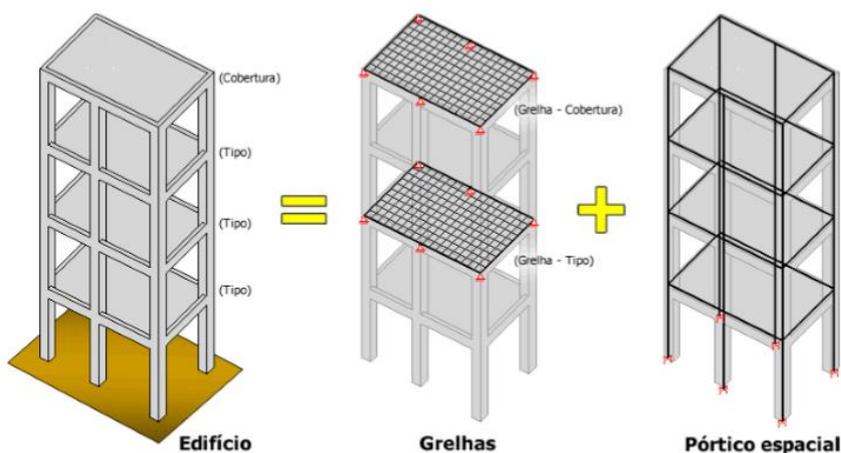


Fonte: ABNT, (2014).

3.2.3 Análise Global

A análise global será feita por meio do software TQS v.17. O prédio será feito no Modelo IV (Figura 3-6), onde as lajes e vigas são modeladas como grelhas para obtenção dos esforços devido às ações verticais (usados no dimensionamento das lajes) e estes esforços são transferidos para um pórtico espacial com vigas e pilares (sendo as lajes modeladas como um diafragma rígido), onde serão somados aos esforços devido às ações horizontais e o resultado usado para dimensionamento de pilares e vigas. A estrutura será considerada rigidamente conectada ao solo e as rigidezes das ligações viga-pilar e laje-viga serão flexibilizadas e será admitida uma plastificação das mesmas em 15%. Para consideração do efeito global de segunda ordem e não linearidade física, será utilizada a formulação do ν_z e coeficientes para minorar a rigidez à flexão da estrutura fissurada como explicitado na seção 4.3 deste trabalho. É notável que desde a versão 16 há um modelo mais refinado, o Modelo VI, onde a laje, discretizada em uma malha de barras, é incluída num pórtico espacial com pilares e vigas, sob ação das forças horizontais e verticais. No entanto, devido à demora no processamento desse modelo, será adotado o Modelo IV, sem prejuízo à análise. As análises dinâmica e verificações de incêndio (presentes desde as versões 14 e 15, respectivamente) também não serão realizadas. A análise de esforços de temperatura e retração na lâmina do pilar-parede não é feita pelo TQS. (TQS INFORMÁTICA).

Figura 3-6: Modelo IV do TQS.



Fonte: TQS Informática.

Os pilares-parede serão modelados, na análise global, como um elemento de barra, conforme permitido pela NBR 6118/2014 (ver seção 4.2 deste trabalho). A partir da versão 15, o TQS permite considerar a rigidez à torção dos pilares-parede, caso esses sejam marcados como núcleos-rígidos. Como os métodos de avaliação dos efeitos de segunda ordem da norma

não consideram a influência da torção, a rigidez à torção será desprezada, sem prejuízos à análise, pois se trata de uma edificação praticamente simétrica, e o pilar-parede está associado a outros pilares de contraventamento. A partir da versão 19, é possível modelar o pilar-parede como malha de barras já no pórtico espacial, o que não será realizado, ao uso da versão 17.

A partir da análise global, serão obtidos os esforços normais e de flexão ($N_{1d,x}$, $M_{1d,y}$ e $M_{1d,z}$ conforme Figura 3-2 e Figura 3-3) no topo e base do lance mais carregado do pilar-parede, utilizados como os esforços de primeira ordem na análise local e localizada segundo os métodos 1 a 3 referidos na seção seguinte.

3.2.4 Análise Local e Localizada

Serão aplicados ao lance mais carregado de cada um dos pilares-parede dos dois prédios os métodos 1 a 3. Com isso, serão obtidos os momentos de segunda ordem de projeto $M_{2d,y}$ e/ou $M_{2d,z}$ utilizados para dimensionamento e detalhamento.

3.2.4.1 Método 1

O método 1 consiste em analisar o pilar-parede como um pilar comum, calculando apenas os efeitos de segunda ordem local, utilizando o método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Primeiramente, será calculado o índice de esbeltez λ do lance do pilar e o índice de esbeltez de referência λ_1 (Equação 4-5, Equação 4-6 e Equação 4-7). Conforme explicitado na seção 4.3 do trabalho, os efeitos locais de segunda ordem podem ser desprezados caso $\lambda < \lambda_1$ e, caso $\lambda < 90$, o Método 1 pode ser aplicado independentemente para os momentos em torno de x e y e não é necessária a consideração da fluência.

O desenvolvimento do restante método encontra-se na seção 4.3 e utiliza a Equação 4-9 e Equação 4-10.

Finalmente, esses esforços devem ser comparados à envoltória mínima de esforços de segunda ordem (obtida somando os esforços de segunda ordem à envoltória mínima de primeira ordem da Figura 4-3).

3.2.4.2 Método 2

O método 2 consiste em analisar os efeitos de segunda ordem localizados do pilar-parede pelo método aproximado sugerido pela norma (método das faixas). Cada uma das faixas será analisada como um pilar isolado pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Primeiramente, será calculado o índice de esbeltez de cada lâmina dos pilares-parede (Figura 2-4 e Equação 2-1). Conforme explicitado na seção 4.3 do trabalho, os efeitos

localizados de segunda ordem podem ser desprezados caso $\lambda < 35$ e, caso $\lambda < 90$, o Método 2 pode ser aplicado. Após decomposição do pilar-parede em faixas conforme Equação 4-13

Figura 4-5, cada faixa é vista como um pilar e os efeitos locais serão avaliados pelo método 1.

3.2.4.3 Método 3

Este método (Figura 1-4), adotado no software TQS v.17 (apesar do programa também permitir verificação do pilar pelo método 2), é equivalente ao descrito por Yagui *apud* Pereira (1997): discretiza-se o pilar-parede em uma malha de barras verticais e horizontais. Basicamente, “*cada faixa é simulada por um alinhamento de elementos verticais que são interligados entre si por barras transversais. A faixa não é mais analisada de forma isolada*” (TQS INFORMÁTICA). A não linearidade física e geométrica é feita pelo método geral, como descrito na seção 4.3. Neste ponto especifica-se que, devido à utilização da versão 17, a consideração dos momentos mínimos de segunda ordem se deu como na norma de 2004, utilizando $\alpha_b=1$ (ver seção 4.3).

3.2.5 Dimensionamento e Detalhamento

O dimensionamento e detalhamento dos pilares-parede será feito com os esforços obtidos em cada método pelo TQS v.17. Serão seguidas todas as hipóteses e recomendações da norma de 2014, mais especificamente as mostradas nas seções 3.2.2, 4.1 e 4.4.

3.3 Estudo de Casos Práticos

Neste item, será feita a investigação de casos práticos de execução de pilares-parede, observando o processo de execução, o leiaute de disposição dos elementos e o resultado final em prédios construídos. Verificar-se-ão as principais dificuldades de execução e patologias do elemento estrutural, buscando relacioná-las às prescrições normativas e detalhamentos mais utilizados atualmente. A análise será dividida em caracterização do edifício e dos pilares-parede, formas, armadura e concretagem.

4 EVOLUÇÃO DA NBR 6118

4.1 Recomendações genéricas de pilares

A norma não faz nenhum tratamento diferenciado para as diretrizes dos itens 6 a 13, 16 e 17 entre pilares e pilares-parede (requisitos e critérios de durabilidade, materiais, estados limites, ações e resistências). Mesmo assim, se faz necessário ressaltar alguns pontos relevantes.

No item de materiais, a norma estabelece o coeficiente de Poisson do concreto armado como 0,2 e o módulo de elasticidade transversal como o módulo de elasticidade longitudinal dividido por 2,4. Estas grandezas são importantes respectivamente para a análise de elementos de superfície e elementos com a consideração da deformação devido a esforços cortantes.

A retração (redução de volume do concreto ainda plástico por evaporação da água) mostra-se importante em pilares-parede devido à grande área superficial que conduz à altas taxas de evaporação. Esta é causadora de fissuras horizontais nos pilares-parede por ser a dimensão menos restringida. A armadura transversal tem aqui grande importância no controle dessas. A fluência (deformação lenta sob tensão constante) também é relevante, sendo os pilares-parede elementos de grande dimensão e submetidos a elevadas cargas. A norma fornece uma tabela (Figura 4-1) com valores da deformação de retração ϵ_{cs} e do coeficiente de fluência ϕ em função da classe de resistência do concreto, umidade do ambiente e espessura fictícia (relação 2 x área da seção transversal/perímetro exposto à atmosfera).

Figura 4-1: Tabela da NBR 6118 para fluência e retração.

Umidade média ambiente %		40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c/u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60
$\phi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6 3,8	3,9 3,3	2,8 2,4	2,0 1,9			
		30	3,4 3,0	2,9 2,6	2,2 2,0	1,6 1,5			
		60	2,9 2,7	2,5 2,3	1,9 1,8	1,4 1,4			
$\phi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 dias	5	2,7 2,4	2,4 2,1	1,9 1,8	1,6 1,5			
		30	2,0 1,8	1,7 1,6	1,4 1,3	1,1 1,1			
		60	1,7 1,6	1,5 1,4	1,2 1,2	1,0 1,0			
$\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0) \text{ ‰}$	t_0 dias	5	-0,53 -0,47	-0,48 -0,43	-0,36 -0,32	-0,18 -0,15			
		30	-0,44 -0,45	-0,41 -0,41	-0,33 -0,31	-0,17 -0,15			
		60	-0,39 -0,43	-0,36 -0,40	-0,30 -0,31	-0,17 -0,15			

Fonte: ABNT (2014).

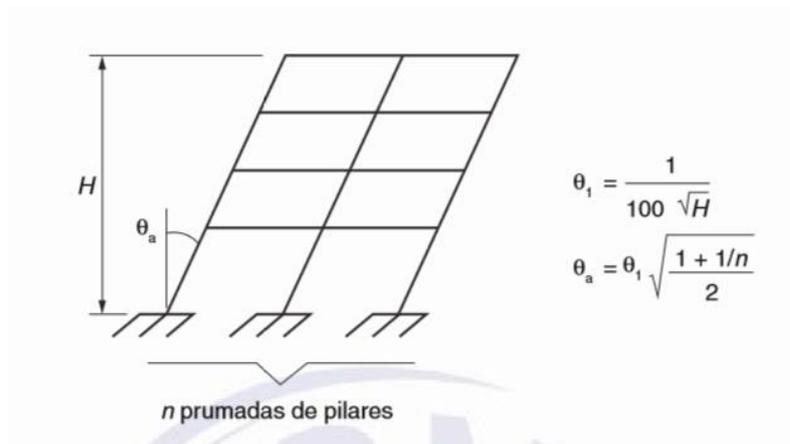
É interessante notar que os pilares-parede devido ao seu formato apresentam menores valores de espessura fictícia que um pilar de mesma área seção transversal. Assim, como é mostrado na tabela, aqueles elementos apresentarão maiores deformação lenta e de retração plástica (primeiros dias de cura do concreto).

No item de ações, são estabelecidos critérios para considerar diversos efeitos, não incluídos sismos, incêndio e vento (devem ser consultadas normas específicas).

As imperfeições geométricas (desvios de eixo dos elementos que geram momentos devido à excentricidade na aplicação da carga) devem ser consideradas. As imperfeições

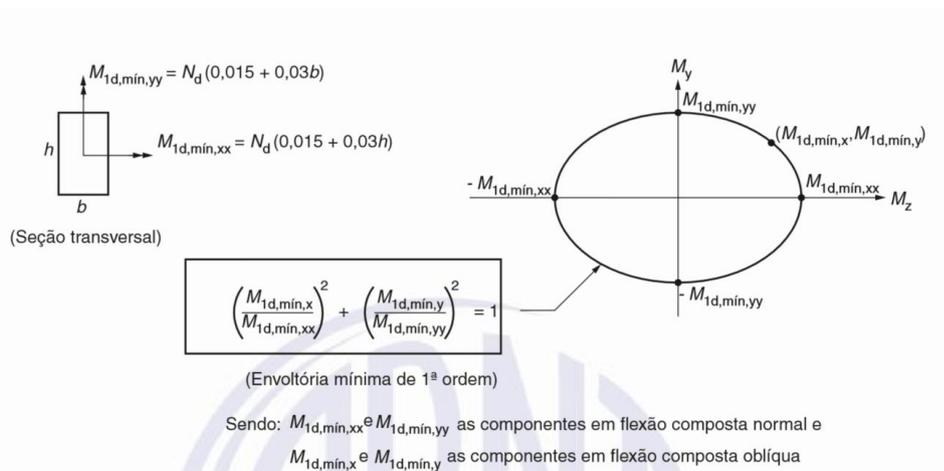
globais (desaprumo) são dadas conforme a Figura 4-2. Aqui existe uma atualização provida pela edição de 2014, onde se apresentam critérios para combinar os efeitos do vento e desaprumo, enquanto a de 2004 julgava necessário considerar apenas o maior efeito (maior momento na base do pilar). As imperfeições locais para um lance de pilar são consideradas pela imposição de um momento mínimo nas duas direções ou a verificação de que a curva de interação resistente da seção envolve a curva de interação mínima para um dado esforço normal (mostrada na norma de 2014) como mostrado na Figura 4-3. Além disso, devem-se adicionar os momentos mínimos de segunda ordem ou verificar a curva de interação mínima de segunda ordem. É interessante notar também que não há a consideração de imperfeições localizadas como faz Araújo (2010).

Figura 4-2: Desaprumo conforme NBR 6118.



Fonte: ABNT (2014).

Figura 4-3: Imperfeições locais conforme NBR 6118.



Fonte: ABNT (2014).

Os efeitos de temperatura (fissuras devido à expansão térmica) podem ser considerados por uma variação de temperatura de 5 a 15 °C, dependendo da menor dimensão do elemento.

O item de dimensões limites estabelece espessura mínima de 14 cm e área de seção transversal mínima de 360 cm².

Os itens de princípios e dimensionamento de elementos lineares relativos aos pilares aplicam-se também aos pilares-parede, sendo a área de armadura longitudinal mínima 0,4% da área da seção ou 15% do esforço normal sobre a tensão de escoamento do aço e a área de armadura longitudinal máxima 8% da área da seção.

Na norma de 1980, estes limites eram diferenciados para pilares e pilares-paredes. A armadura máxima era de 6% para ambos e a armadura mínima era de 0,8% para pilares e em função de h/t para pilares-parede. Se $h/t > 6$, a área da seção das barras longitudinais deveria ser superior a 0,6% e, para h/t entre 5 e 6, interpolado linearmente entre 0,6% e 0,8%. Além disso, a norma permitia uma flexibilização dessas taxas caso a seção do pilar sofresse uma variação no ato da construção. Assim, mesmo que a seção real fosse maior que a calculada, a taxa mínima seria mantida em relação à área calculada, não ultrapassando as taxas mínimas em relação à área real de 0,5% para pilares, 0,1% por face do pilar-parede (ABNT, 1980). Provavelmente devido ao aumento da precisão das formas e do processo de concretagem, essa flexibilização foi abandonada pelas edições posteriores da norma.

4.2 Análise estrutural de pilares-parede

Além de conceituar o elemento pilar-parede como elemento de superfície com lâmina(s) com uma dimensão menor que 1/5 da maior dimensão, esta seção da norma estabelece diretrizes de análise desse elemento. A edição de 1980 (na qual esse era chamado de parede estrutural) recomendava o cálculo no regime elástico como chapa. Já nas edições recentes, sugerem-se o uso de métodos numéricos adequados (elementos finitos ou diferenças finitas) em regime linear (ou não), podendo ser representado por elemento de barra em análise global, desde que considerados a deformação por cisalhamento e rigidez à flexão equivalente. É válido ressaltar que, para efeito de dimensionamento, consideração ou não da linearidade física representará uma grande diferença no resultado e essa simplificação deve ser usada com cuidado.

4.3 Efeitos de 2ª ordem

A edição de 1980 apresentava como sugestões para o cálculo dos efeitos de segunda ordem (ou dispensa) a compressão centrada, o uso de excentricidades mínimas, a simples adição de um momento devido a uma excentricidade de segunda ordem ou um cálculo “exato” pela relação momento-curvatura (sem especificar como). Para os pilares-parede, estabelecia apenas um limite de comprimento baseado no comprimento de flambagem elástica de placas. (ABNT, 1980).

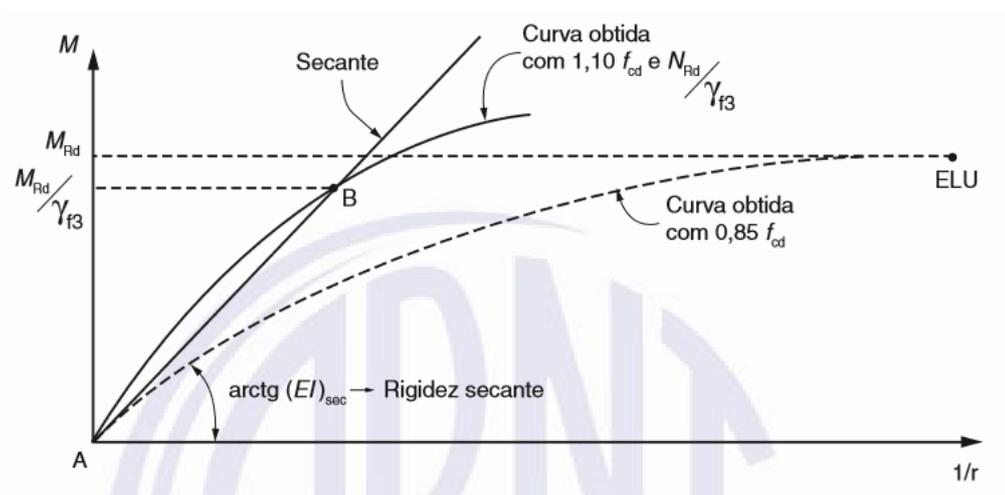
As normas de 2004 e 2014, apresentam um grande avanço na área. Inicialmente, é importante notar que o método sugerido desconsidera a influência da torção (então faz-se justificável adotar associações de contraventamento na qual estes esforços sejam desprezíveis ou adotar outro método mais abrangente, o que traria complicações à análise).

A norma apresenta três modos por meio dos quais a estrutura pode atingir o estado limite último de instabilidade: flambagem (bifurcação de equilíbrio sem imperfeições geométricas iniciais), ponto-limite com reversão (situação particular sem bifurcação do equilíbrio em que há retorno brusco do elemento para configuração anterior, com “alívio” da estrutura) e ponto-limite sem reversão (instabilidade sem bifurcação do equilíbrio possível em elementos com comportamento não linear e imperfeições geométricas iniciais no qual a resposta da estrutura é inferior ao crescimento da sollicitação com a deformação). Sendo esse último, em geral, o caso para elementos de concreto armado.

O princípio básico de cálculo está em, considerando-se a não linearidade física do elemento dimensionado, encontrar os esforços decorrentes do equilíbrio da estrutura em seu estado deformado e verificar sua capacidade resistente. Para isso, a norma recomenda a utilização da relação momento-curvatura (ou de modo aproximado a rigidez secante) para um esforço normal fixo como mostrado na Figura 4-4. Nessa, duas considerações são importantes:

- Para obter o diagrama momento curvatura, a norma permite utilizar um diagrama tensão x deformação do concreto com tensão de pico de $1,1f_{cd}$ (30% acima dos $0,85f_{cd}$ utilizados geralmente). Isto é permitido pois considera-se que a tensão de pico admissível na seção crítica superestimaria as deformações e efeitos de segunda ordem ao ser integrada para todas as seções de um pilar. Isto é compreensível pois a tensão de pico de $0,85f_{cd}$ acontece em uma seção em que todas as imperfeições foram maximizadas (segregação, cobrimento inadequado, resistência a uma ação de longa duração) e não é provável que isto aconteça em todas as seções do pilar;
- É admitido para a obtenção do diagrama momento-curvatura utilizar as ações majoradas com γ_f / γ_{f3} , majorando o esforço final obtido posteriormente com γ_{f3} . Isso é permitido já que o coeficiente γ_{f3} destina-se justamente a majorar ações devido a aproximações imprecisas e, ao considerar os efeitos de segunda ordem, obtém-se resultados de análise mais precisos.

Figura 4-4: Relação momento-curvatura.



Fonte: ABNT (2014).

A norma apresenta então os conceitos de efeitos globais, locais e localizados, aqui já apresentados na Figura 2-2 e as estruturas de nós fixos (nas quais o efeito de segunda ordem global é inferior a 10% do esforço total e pode ser desprezado) e de nós móveis (onde esses são relevantes).

Para os efeitos globais, a norma apresenta os parâmetros α (Equação 4-1) e ν_z (Equação 4-2) para dispensar ou considerar aproximadamente os efeitos globais de segunda ordem. Nessa, $M_{1,tot,d}$ corresponde à soma dos momentos das forças horizontais em relação à base da estrutura e $\Delta M_{tot,d}$ corresponde à soma dos momentos das forças verticais atuando sobre os deslocamentos horizontais de 1ª ordem. A estrutura pode ser considerada de nós fixos se α for menor que α_1 (Equação 4-3) ou se ν_z for menor que 1,1. Caso a estrutura seja de nós móveis, a consideração dos efeitos globais e locais de segunda ordem e da não-linearidade física é obrigatória. Se ν_z for menor que 1,3, é possível obter os esforços globais (1ª + 2ª ordem) de modo aproximado, majorando os esforços de primeira ordem devido a cargas horizontais em uma dada combinação. Além disso, são apresentados coeficientes de não linearidade física para minorar a rigidez à flexão da estrutura fissurada na análise global. São esses 0,3 para lajes, 0,8 para pilares e 0,4 (em caso de armadura simétrica) ou 0,5 para vigas. Os efeitos globais fornecem os momentos de primeira ordem para os extremos do pilar.

$$\alpha = H_{tot} \times \sqrt{\frac{\text{Somatório de Cargas Verticais}}{E_{cs} I_c \text{ do Pilar Equivalente}}}$$

Equação 4-1

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \Delta M_{tot,d} / M_{1,tot,d}}$$

Equação 4-2

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0,2 + 0,1 \times n_{andares}, & \text{se } n_{andares} \leq 3 \\ 0,6 & \text{se } n_{andares} \geq 4 \end{cases}$$

Equação 4-3

A análise dos efeitos locais da norma aplica-se a pilares com índice de esbeltez λ menor que 200 (sendo que para pilares com índice superior a 140, os esforços finais devem ser majorados pelo coeficiente dado pela Equação 4-4). A análise procede da seguinte maneira:

$$\gamma_{n1} = 1 + (0,01 \times \frac{\lambda - 140}{1,4})$$

Equação 4-4

- É dispensada a consideração dos efeitos locais se $\lambda < \lambda_1$ dado pela Equação 4-5 (e tendo valores entre 35 e 90), que considera: a vinculação dos extremos do pilar (comprimento de flambagem equivalente), a distribuição e combinação do diagrama de momentos com a excentricidade e o valor da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h). Nessa, α_b é dado pelas Equação 4-6 e Equação 4-7 respectivamente para: pilares biapoiados sem cargas transversais e pilares em balanço. Para pilares biapoiados com cargas transversais ou pilares nos quais o momento é inferior ao momento mínimo de imperfeições geométricas, $\alpha_b=1$ (ou 0,6 para lâminas de pilares parede com momento inferior ao momento mínimo de imperfeições geométricas, atualização provida na norma de 2014).
- A consideração da fluência é obrigatória e se dá somando e_{cc} (Equação 4-8) à excentricidade de primeira ordem e_1 se $\lambda > 90$.

$$\lambda_1 = (25 + 12,5e_1/h) / \alpha_b$$

Equação 4-5

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \times M_{1,extremo,m\acute{a}x} / M_{1,extremo,m\grave{i}n} \text{ entre } 1 \text{ e } 0,4$$

Equação 4-6

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \times M_{1,meio} / M_{1,engaste} \text{ entre } 1 \text{ e } 0,85$$

Equação 4-7

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Quase-permanente}}{N_{Quase-permanente}} + e_{imperfeições\ locais} \right) \times (2,718^{\frac{\phi N_{Q-p}}{N_e - N_{Q-p}}} - 1)$$

Equação 4-8

- Para pilares em flexo-compressão, seção constante, retangular e armadura simétrica com $\lambda < 90$ são permitidos os seguintes métodos:
 - Pilar padrão com curvatura aproximada: a não linearidade geométrica é aproximada por uma deformação senoidal e a não linearidade física é considerada por uma expressão aproximada para a curvatura na seção crítica (Equação 4-9), resultando num momento total máximo dado pela Equação 4-10, que deve ser superior ao momento de primeira ordem;

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \left(\frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} + 0,5 \right)} < 0,005/h$$

Equação 4-9

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,máx} + \frac{N_d l_e^2}{10r}$$

Equação 4-10

- Pilar padrão com rigidez secante aproximada: a não linearidade geométrica é aproximada por uma deformação senoidal e a não linearidade física é considerada por uma expressão aproximada para a rigidez secante na seção crítica (Equação 4-11), resultando num momento total máximo dado pela Equação 4-12, que deve ser superior ao momento de primeira ordem. Para dimensionamento, tem-se um processo iterativo onde, arbitrada a seção, tem-se o momento resistente e daí a curvatura para obter esse momento resistente e daí o momento solicitante total, que deve ser inferior ao resistente. Analogamente, pode-se tomar o momento resistente igual a um momento solicitante inicial, calcular a rigidez secante aproximada e daí o momento solicitante total, repetindo até que haja uma convergência do valor do momento solicitante.

$$\kappa_{approx} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}$$

Equação 4-11

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,m\acute{a}x}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa} \times \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}}$$

Equação 4-12

- Para pilares com índice de esbeltez menor que 140, permite-se utilizar o método do pilar padrão acoplado ao diagrama normal-momento-curvatura (Figura 4-4), obtendo a curvatura ou rigidez secante pelo diagrama normal-momento-curvatura de cada seção. Daí aplica-se a rigidez secante na Equação 4-12 para a obtenção do momento solicitante. Esse trata-se de um método iterativo, já que, para obter o diagrama normal-momento-curvatura é necessário conhecer a seção e armadura que, no fim do processo devem ser verificadas com o momento solicitante;
- Para pilares com índice de esbeltez maior que 140, é obrigatório o uso do método geral, considerando a relação momento curvatura de cada seção, deformações e efeitos de segunda ordem de maneira não aproximada. A implementação deste método se dá por meio de ferramentas computacionais de elementos finitos, discretizando o pilar e, em cada seção obtendo sua deformação, esforço total, curvatura e esforço resistente.

É interessante notar também que, no caso de elementos em flexo-compressão oblíqua, a norma permite avaliar os efeitos de segunda ordem separadamente em cada uma das direções, caso o índice de esbeltez seja inferior a 90. A rigidez utilizada deve ser sempre a rigidez secante obtida da linearização da curva momento-curvatura. Verificando se a composição dos momentos solicitantes em cada seção fica dentro da envoltória de momentos resistentes.

Em se tratando de pilares-parede, a norma diz que os efeitos locais devem ser avaliados da mesma maneira que nos pilares e, para os efeitos localizados (quando há deslocamentos em uma região do elemento superiores aos existentes no eixo do pilar como um todo) sugere avaliação da esbeltez de cada lâmina segundo a teoria de flambagem de placas elásticas conforme Figura 2-4 e a Equação 2-4 e depois a seguinte abordagem:

- Dispensa de análise dos efeitos localizados de 2ª ordem se $\lambda < 35$ e a base e o topo de cada lâmina forem devidamente fixados às lajes, provendo o efeito de diafragma rígido;
- Consideração aproximada do efeito localizado de segunda ordem pelo método das faixas, se $\lambda < 90$. Esse consiste em decompor cada lâmina em faixas verticais de largura a_i (Equação 4-13, onde h é a espessura da lâmina) submetidas a um momento uniformemente distribuído em torno do eixo de menor inércia e esforço

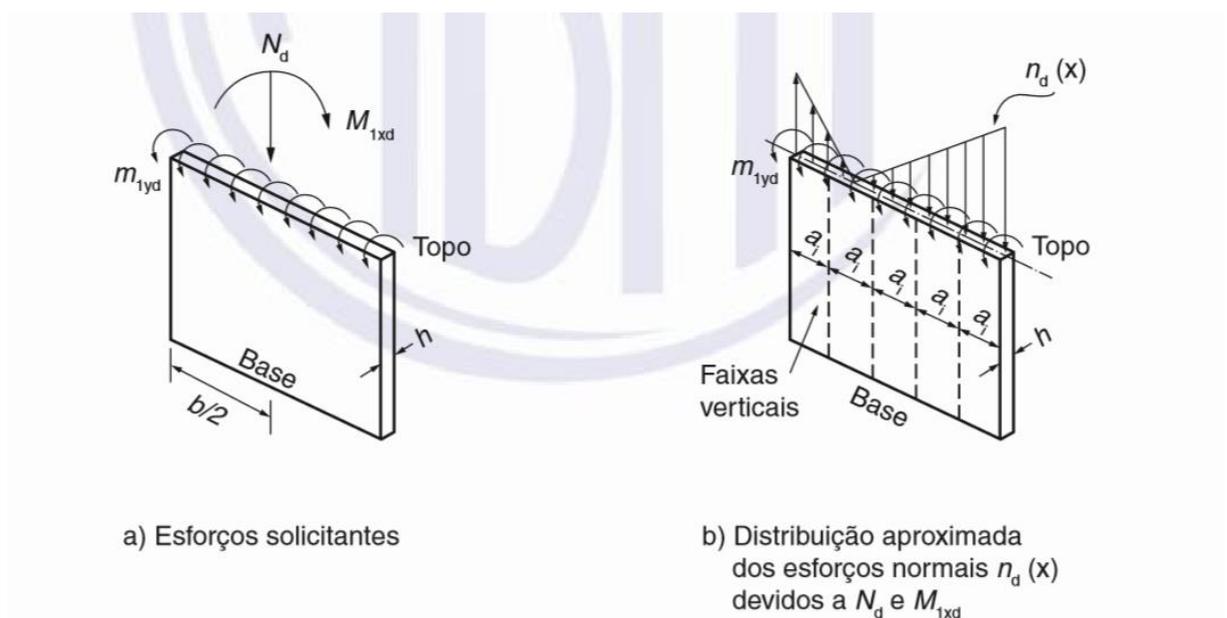
normal (proveniente das tensões devidas à força normal no pilar e ao momento em torno do eixo de maior inércia) na lâmina e avaliar o efeito local em cada faixa como se fosse um pilar isolado (Equação 4-13

- Figura 4-5, onde b é a largura da faixa e os eixos x e y correspondem aos eixos y e z do presente trabalho). Este método foi duramente criticado por diversos autores por não considerar a interação entre as faixas (ARAÚJO, 2007). No entanto, a norma sugere este método como uma análise aproximada e que, de fato, mostra-se útil na ausência de um método computacional unânime e amplamente disponível, apesar da implementação atual de outros métodos para avaliação desse efeito.

$$a_i = 3h < 100cm$$

Equação 4-13

Figura 4-5: Método das faixas.



Fonte: ABNT (2014).

4.4 Detalhamento de pilares-parede

A norma atual diz que, para os pilares-paredes, são aplicáveis todas as exigências relativas aos pilares, somadas à consideração dos esforços transversais (em especial os de 2ª ordem localizados).

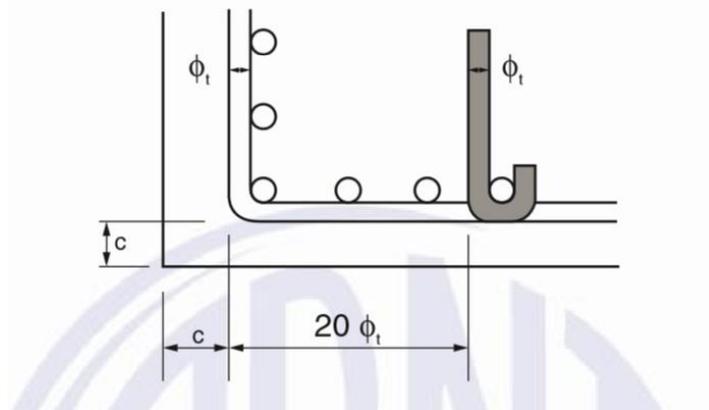
O primeiro item de relevância para os pilares-parede é o da proteção contra flambagem das barras longitudinais. São consideradas protegidas barras envolvidas por estribos poligonais até $20\phi_t$ do canto (até três barras). Depois disso, devem ser detalhados estribos suplementares

para cada barra. Essa recomendação é um pouco diferente das normas anteriores, onde cada estribo suplementar (se envolvesse o estribo principal) protegia mais três barras dos dois lados adjacentes. Essa atualização é mostrada nas Figura 4-6 e Figura 4-7 e talvez devido à dificuldade de envolver o estribo principal na obra e da eficácia incerta deste procedimento.

Há também requerimentos quanto às dimensões e espaçamentos das barras longitudinais, resumidos na Tabela 1.

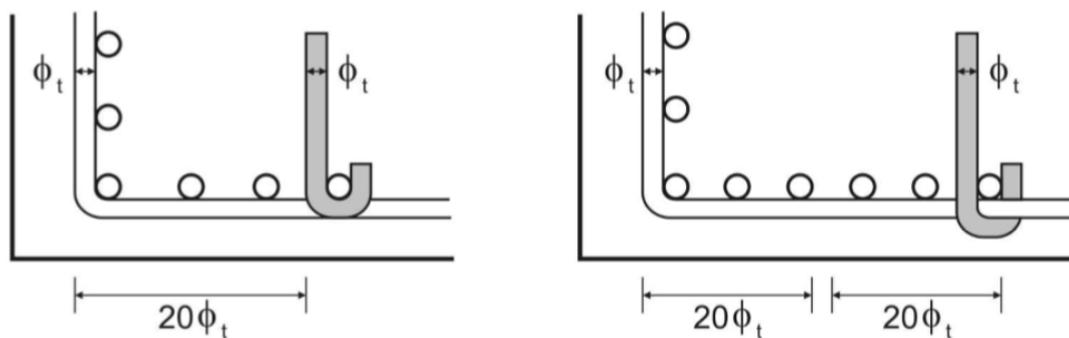
Além disso, a norma atual estabelece para os pilares-parede que a armadura transversal por metro de face deve ser no mínimo 25% da armadura longitudinal por metro de largura da lâmina ou a armadura mínima de flexão de placas (se assim calculado o elemento). Esta taxa era de 50% da norma de 1980. Esse requerimento, embora considerado proibitivo e inconsistente por alguns autores (ARAÚJO, 2007), está relacionado com a flexão transversal da placa na direção secundária.

Figura 4-6: Proteção contra flambagem das barras longitudinais em 2014.



Fonte: ABNT (2014).

Figura 4-7: Proteção contra flambagem das barras longitudinais em 2004.



Fonte: ABNT (2004).

Tabela 1: Limites para dimensões e espaçamentos de armaduras de pilares.

	Barras longitudinais	Barras transversais
Diâmetro mínimo	10mm	5mm ou $\phi_{long.}/4$
Diâmetro máximo	$t/8$	-
Espaçamento mínimo >	20mm	-
	$\phi_{long.}$	
	$1,2D_{agreg.}$	
Espaçamento máximo <	$t/2$	200mm
	400mm	t
		$24\phi_t$ CA25 12ϕ CA50

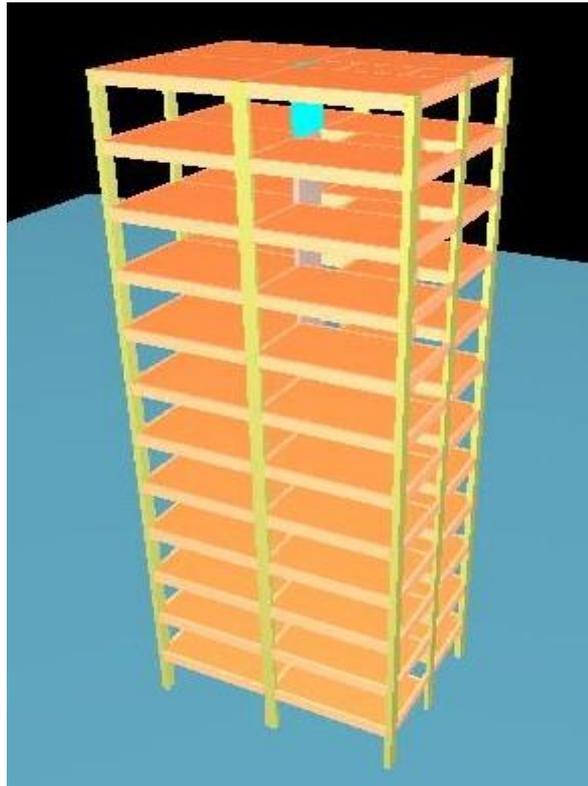
Fonte: ABNT, 2014.

5 ANÁLISE COMPARATIVA DE EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

5.1 Apresentação dos edifícios

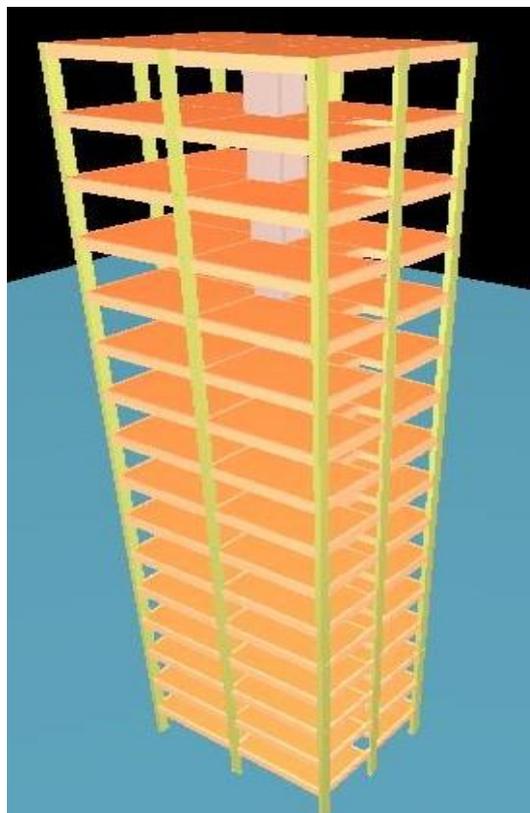
Ambos os edifícios são fictícios e criados com referência em projetos estruturais convencionais, de tamanho e layout simples para restringir os questionamentos de análise aos pilares-parede. Os prédios são de uso residencial e estão localizados na Zona Norte de Recife, Pernambuco. O Edifício 1 (Figura 5-1) possui uma área de 108 m² por pavimento (12m x 9m, com vãos médios de 6m e 4,5m respectivamente), pé-esquerdo (piso até piso) de 3m e 12 pavimentos (11 pavimentos-tipo e 1 coberta, totalizando 36m de altura) com pilar-parede de seção retangular 20cmx200cm. O Edifício 2 (Figura 5-2) tem a mesma área por pavimento e pé-esquerdo e 20 pavimentos (19 pavimentos-tipo e 1 coberta, totalizando 60m de altura), com pilar-parede em U de espessura 18cm e lâminas de 160cm. As plantas de formas estão mostradas na Figura 5-3 e Figura 5-4.

Figura 5-1: Perspectiva do Edifício 1.



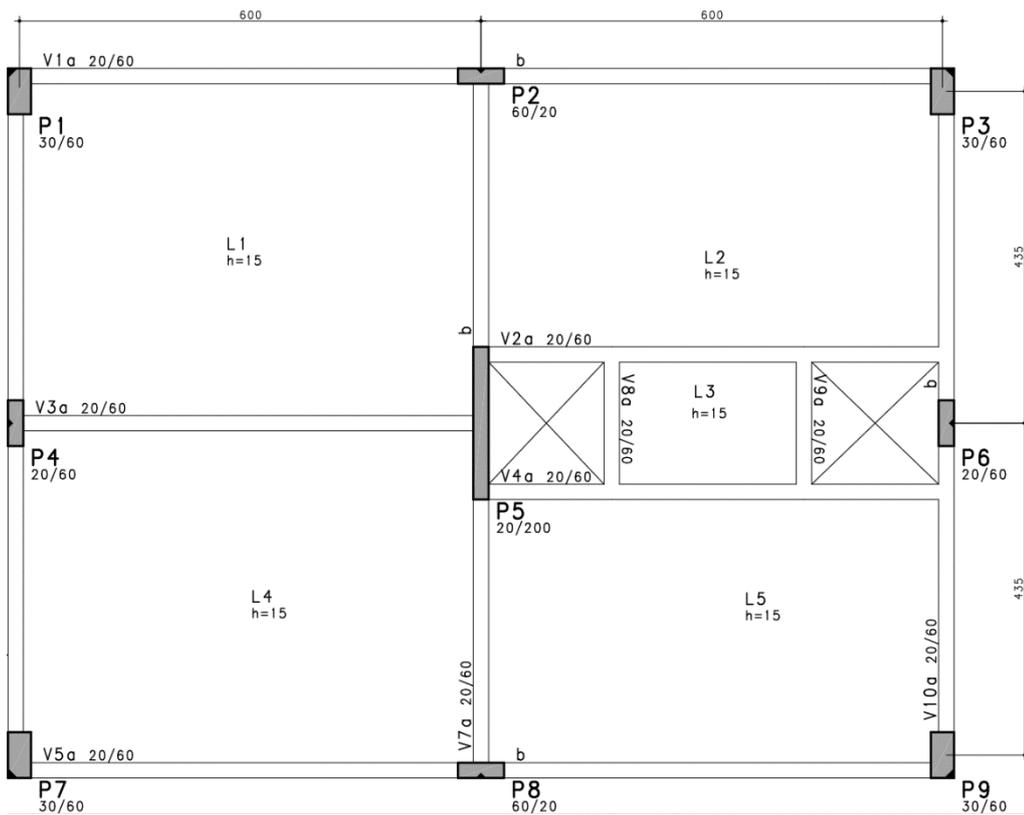
Fonte: TQS INFORMÁTICA.

Figura 5-2: Perspectiva do Edifício 2.



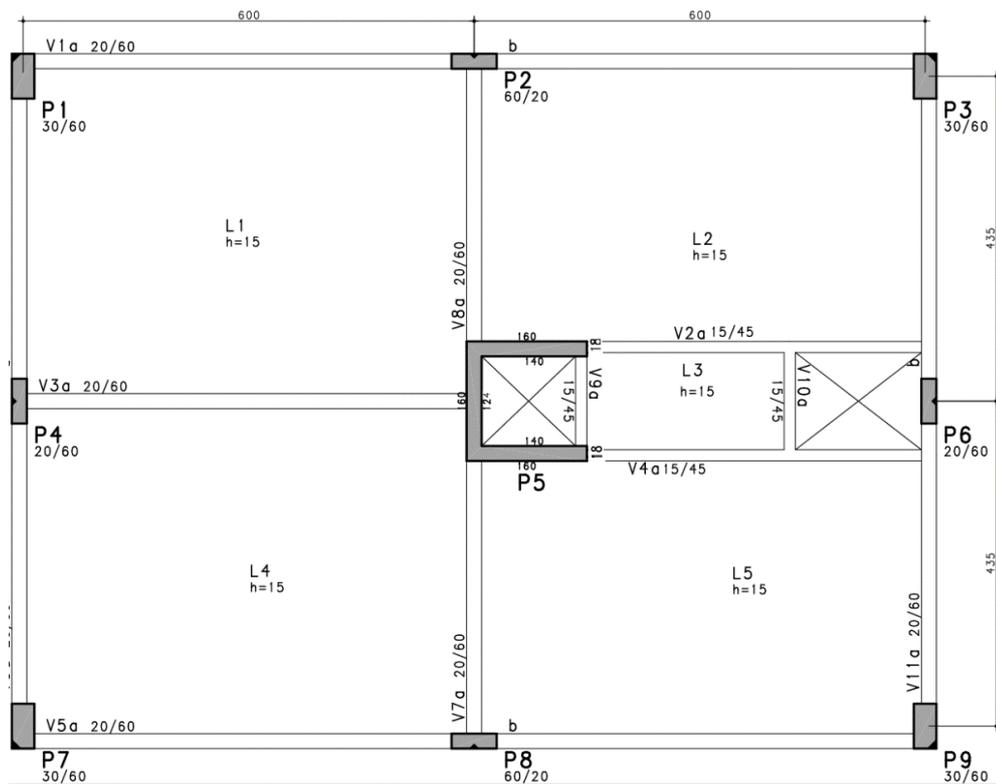
Fonte: TQS INFORMÁTICA.

Figura 5-3: Planta de formas do Edifício 1.



Fonte: TQS INFORMÁTICA.

Figura 5-4: Planta de formas do Edifício 2.



Fonte: TQS INFORMÁTICA.

5.2 Critérios de projeto

Conforme as seções 6 e 7 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e tratando-se de uma edificação urbana em concreto armado, a CAA foi definida como II, sendo a agressividade moderada e o risco de deterioração da estrutura pequeno. A classe resistência do concreto será C30, superior ao mínimo exigido (C25) para esta classe de agressividade ambiental e permitindo reduzir o cobrimento nominal mínimo exigido das armaduras em 5mm. Então foi definido o cobrimento de lajes como 20mm e o de fundação, vigas e pilares como 25mm.

Para o concreto C30 e agregado graúdo granito, são encontradas as seguintes propriedades (conforme seção 8 da NBR 6118 (ABNT, 2014)):

- $f_{ck}=30$ MPa
- $f_{ctm}=2,896$ MPa
- $f_{ctk,inf}=2,028$ MPa
- $f_{ctk,sup}=3,765$ MPa
- $E_{ci}=30,672$ GPa
- $E_{cs}=26,838$ GPa
- $G_c=11,183$ GPa
- $\nu=0,2$

Para o aço CA-50, de superfície ranhurada da armadura passiva do concreto armado, ainda segundo a seção 8:

- $E_s=210$ GPa
- $f_y=500$ MPa
- $f_{yd}=550$ MPa
- $\eta_1= 2,25$ (relativo à aderência da barra ao concreto)

Em relação às cargas, além do peso-próprio, há (segundo NBR 6120 (ABNT, 1980)):

- Revestimento do piso nos pavimentos tipo (2cm de argamassa e 2cm de mármore) = $0,96$ kN/m²
- Ocupação nos pavimentos tipo = 2 kN/m²
- Revestimento do piso na cobertura (2cm de argamassa) = $0,4$ kN/m²
- Ocupação na cobertura (sem acesso ao público) = $0,5$ kN/m²
- Casa de máquinas do elevador = 10 kN/m²
- Paredes de alvenaria revestidas (tijolos de 15cm e revestimento interno e externo de 2cm de argamassa) = $7,4$ kN/m, acompanhamento o vigamento

- Vento: com os critérios abaixo e dimensões da edificação, obtém-se a Tabela 2 e a Tabela 3 (segundo NBR 6123 (ABNT, 1988)).
 - Velocidade básica de 30 m/s
 - Fator topográfico $S1=1$
 - Categoria de rugosidade III e Classe da edificação A
 - Fator estatístico $S3=1$
- Desaprumo: foram consideradas as imperfeições geométricas globais em 4 casos (+x e -x, +y e -y) com inclinação calculada conforme a seção 11.3.3.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), resultando na mínima 1/300.

Tabela 2: Vento no Edifício 1.

Ângulo (Graus)	Coefficiente Arrasto	Área (m ²)	Pressão (kN/m ²)
90/270 (+y e -y)	1,37	590,4	0,78
0/180 (+x e -x)	1,25	446,4	0,71

Fonte: Autor.

Tabela 3: Vento no Edifício 2.

Ângulo (Graus)	Coefficiente Arrasto	Área (m ²)	Pressão (kN/m ²)
90/270 (+y e -y)	1,46	738,0	0,87
0/180 (+x e -x)	1,34	558,0	0,80

Fonte: Autor.

5.3 Análise e obtenção de esforços

Na análise global, verificou-se a conformidade da estabilidade e deslocamentos. O parâmetro de análise adotado para as duas edificações encontra-se na Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetro de estabilidade γ_z .

Ângulo (Graus)	Edifício 1	Edifício 2
0 (+x)	1,192	1,252
180 (-x)	1,174	1,215
90 (+y)	1,064	1,125
270 (-y)	1,064	1,125

Fonte: TQS INFORMÁTICA.

Foram obtidos, no lance mais carregado (primeiro), os esforços da análise global para os pilares-parede (P5 na planta de formas) indicados na Tabela 5. A Figura 5-5 e Figura 5-6

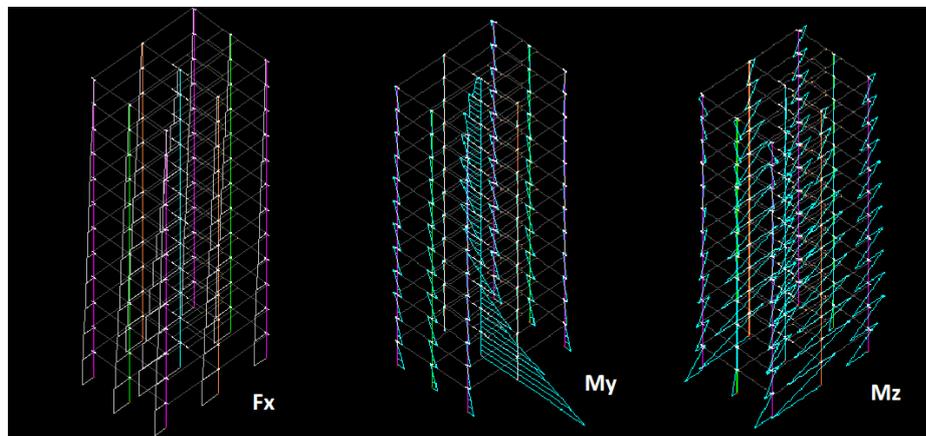
mostram a distribuição dos esforços globais entre os pilares das edificações, ilustrando a concentração dos esforços de contraventamento no pilar-parede devido à sua inércia.

Tabela 5: Esforços de primeira ordem dos pilares-parede.

Esforços	Edifício 1	Edifício 2
$N_{1d,x}$ (kN)	4795,5	9335,8
$M_{1d,ytopo}$ (kN x m)	527,8	2525,4
$M_{1d,ybase}$ (kN x m)	1038,4	3694,9
$M_{1d,ztopo}$ (kN x m)	21,7	2109,1
$M_{1d,zbase}$ (kN x m)	49,9	3042,6

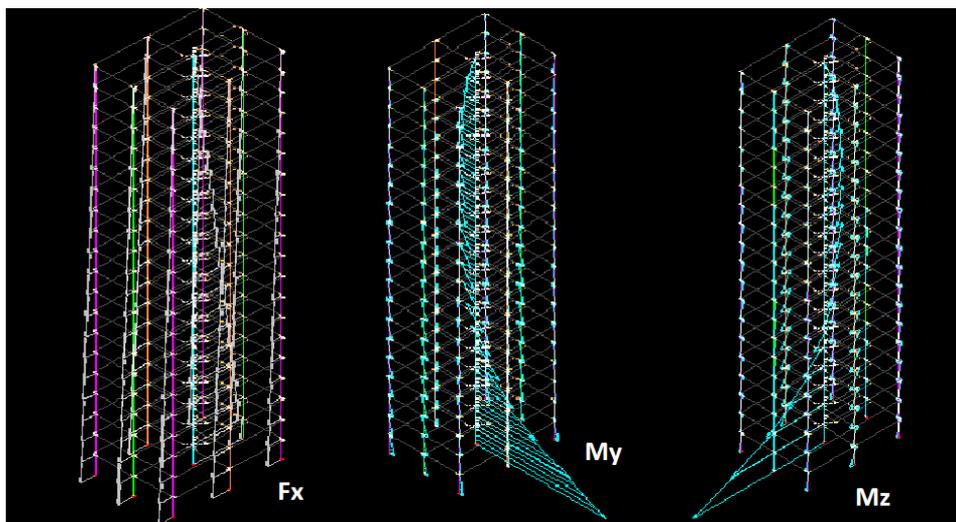
Fonte: TQS INFORMÁTICA.

Figura 5-5: Esforços globais máximos no pórtico do Edifício 1.



Fonte: TQS Informática.

Figura 5-6: Esforços globais máximos no pórtico do Edifício 2.



Fonte: TQS Informática.

5.3.1 Método 1

5.3.1.1 Cálculos iniciais

Com a base e o topo vinculados, a norma preconiza que o comprimento equivalente do pilar deve ser o menor entre pé esquerdo ou pé-direito com altura da seção do pilar. Nesse caso, os pilares têm altura equivalente de 3m. Assim, como mostrado na Tabela 6, verifica-se a possibilidade de dispensar a influência da fluência na análise de 2ª ordem e a aplicabilidade dos métodos aproximados de avaliação dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 6: Parâmetros geométricos dos pilares.

	Edifício 1	Edifício 2
I_y (m ⁴)	0,133	0,321
I_z (m ⁴)	0,00133	0,205
A (m ²)	0,4	0,799
λ_y	5,196	4,737
λ_z	51,962	5,93

Fonte: Autor.

Comparando as esbeltezas obtidas com as esbeltezas de referência, obtém-se a Tabela 7 e verifica-se que a análise local dos efeitos de segunda ordem só é obrigatória em torno de z do pilar-parede do Edifício 1.

Tabela 7: Esbeltezas de referência dos pilares.

	Edifício 1	Edifício 2
e_{1y} (m)	0,217	0,396
e_{1z} (m)	0,01	0,326
α_{by}	1,387	1,185
α_{bz}	1,52	1,177
λ_{1y}	19,001	23,702
λ_{1z}	16,877	40,468

Fonte: Autor.

5.3.1.2 Efeitos locais de 2ª ordem

Conforme demonstrado acima, os efeitos locais de 2ª ordem só foram consideráveis no pilar-parede do Edifício 1, em torno de z. Assim, pelo método da curvatura aproximada, obtém-

se curvatura de $0,024 \text{ m}^{-1}$ e, portanto, $M_{2dz}=177,7 \text{ kNm}$, quase quatro vezes superior ao momento máximo de primeira ordem no lance.

5.3.1.3 Imperfeições locais

Conforme preconiza a norma, devem ser calculadas os momentos mínimos devido às imperfeições locais (Tabela 8) e, a esses, devem ser somados os efeitos de segunda ordem. Aqui ressalta-se que a formulação da norma para os momentos mínimos é indicada para seções retangulares. Para a seção U, portanto, foi utilizada a altura da seção do retângulo envolvente.

Tabela 8: Momentos mínimos de primeira ordem.

Esforços mínimos	Edifício 1	Edifício 2
$M_{1míny}$ (kN x m)	288,4	449,5
$M_{1mínz}$ (kN x m)	29,5	449,5

Fonte: Autor.

Com esses esforços mínimos e, considerando-os constantes ao longo do pilar, pode-se obter a Tabela 9. Comparando as esbeltezas obtidas na Tabela 6 com as esbeltezas de referência, verifica-se que a análise local dos efeitos de segunda ordem sobre as imperfeições locais só é obrigatória em torno de z do pilar-parede do Edifício 1.

Tabela 9: Esbeltezas de referência para imperfeições locais.

	Edifício 1	Edifício 2
$e_{1ymín}$ (m)	0,06	0,048
$e_{1zmín}$ (m)	0,00615	0,048
$\alpha_{bymín}$	1	1
$\alpha_{bzmín}$	1	1
$\lambda_{1ymín}$	25,376	25,376
$\lambda_{1zmín}$	25,384	25,376

Fonte: Autor.

Fazendo a análise dos efeitos de segunda ordem sobre as imperfeições locais do pilar do Edifício 1 em torno de z, obtém-se curvatura de $0,024 \text{ m}^{-1}$ e $M_{2mínz}=131,3 \text{ kNm}$.

5.3.1.4 Esforços de dimensionamento do método 1

Comparando esforços de segunda ordem local e esforços devidos às imperfeições locais, obtém-se os esforços de dimensionamento em kNm segundo o método 1 (Tabela 10). Quando dispensada a análise de 2ª ordem, foram repetidos os esforços de 1ª ordem.

Tabela 10: Esforços de dimensionamento do método 1.

Análise	Edifício 1	Edifício 2
M_{2dy}	1038,4 (M_{1dy})	3694,9 (M_{1dy})
M_{2dz}	177,7	3042,6 (M_{1dz})
M_{2miny}	288,4 (M_{1miny})	449,5 (M_{1miny})
M_{2minz}	131,3	449,5 (M_{1minz})
$M_{2dy,método 1}$	1038,4	3694,9
$M_{2dz,método 1}$	165,8	3042,6
N_{1dx} (kN)	4795,5	9335,8

Fonte: Autor.

5.3.2 Método 2

5.3.2.1 Cálculos iniciais

Considerando, nas extremidades laterais, a lâmina do pilar-parede do Edifício 1 livre, a lâmina do meio do pilar-parede do Edifício 2 (lâmina 2) bi-apoiada e as lâminas laterais do pilar-parede do Edifício 2 (lâminas 1 e 3) apoiada-livre, pode-se calcular as esbeltezas de cada lâmina conforme Tabela 11. Verifica-se então que os efeitos localizados só podem ser desprezados na lâmina 2 do pilar-parede do Edifício 2 (esbelteza menor que 35). Além disso, todas as lâminas admitem aplicação do método 2 (esbelteza menor que 90).

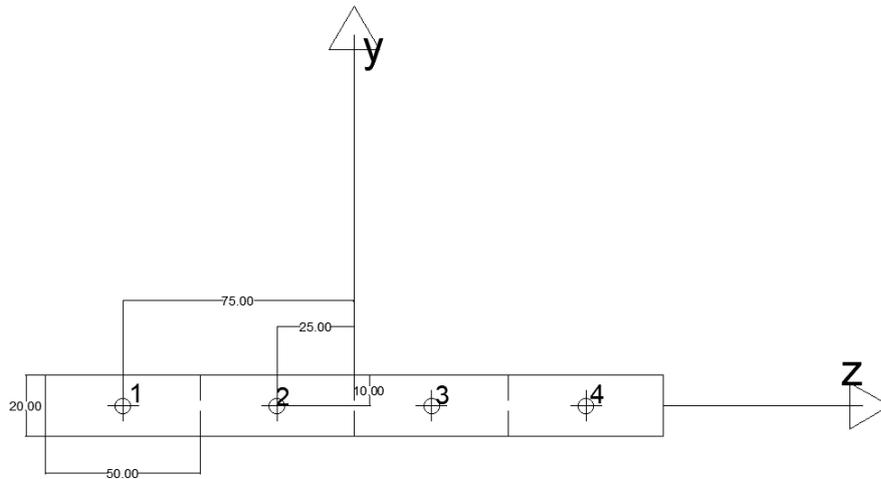
Tabela 11: Índices de esbeltez das lâminas dos pilares-parede.

Lâmina	Esbeltez
$\lambda_{1, \text{edifício 1}}$	51,9
$\lambda_{12, \text{edifício 2}}$	15,4
$\lambda_{1=3, \text{edifício 2}}$	41,5

Fonte: Autor.

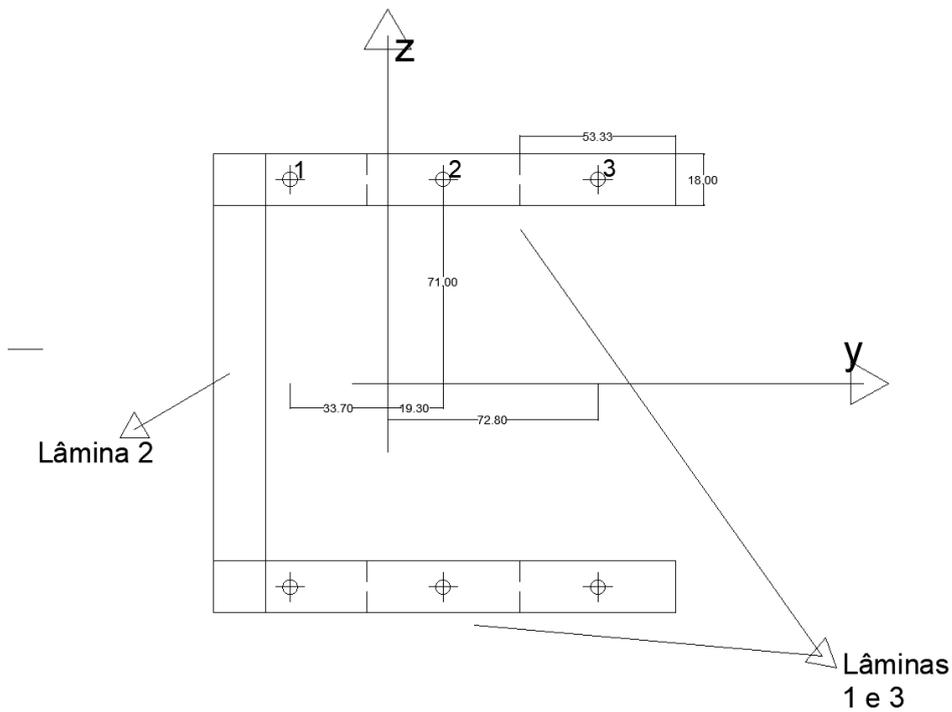
A norma recomenda dividir cada lâmina em faixas de largura igual a 3 vezes a espessura, mas, para facilitar a decomposição em faixas, foram usadas faixas menores de modo que a largura resultasse em um número inteiro de faixas. Assim, para a lâmina do pilar-parede do Edifício 1, foram geradas 4 faixas de largura $a_i=50\text{cm}$ e para as lâminas 1 e 3 do pilar-parede do Edifício 2, 3 faixas de largura $a_i=53,3\text{cm}$, como mostrado na Figura 5-7 e Figura 5-8.

Figura 5-7: Faixas da lâmina do pilar-parede do Edifício 1.



Fonte: Autor.

Figura 5-8: Faixas das lâminas com efeito localizado não desprezível do pilar-parede do Edifício 2.



Fonte: Autor.

5.3.2.2 Decomposição de esforços

Em seguida, os esforços máximos de primeira ordem dos pilares-parede (Tabela 5) serão decompostos. O esforço normal e o momento em torno do eixo z da lâmina serão considerados uniformemente distribuídos ao longo da lâmina e as tensões devidas ao momento em torno do

eixo y da lâmina serão consideradas linearmente variáveis ao longo da seção do pilar (Equação 5-1, Equação 5-2 e Equação 5-3, onde b é a largura da lâmina). Obtém-se então as tensões máximas e os momentos distribuídos mostrados na Figura 5-9. Assim, usando o equilíbrio e as tensões obtidas (Equação 5-4 e Equação 5-5), chega-se à Tabela 12, com os esforços normais e momentos em torno de z, além dos momentos mínimos em torno de z nas faixas (calculados conforme Figura 4-3 para cada faixa). Neste ponto, encontra-se uma complicação da aplicação manual do método das faixas em pilares-parede de várias lâminas. No caso do pilar-parede do Edifício 2, por exemplo, é inviável e irrealista assumir que o momento em torno do eixo y do pilar atua uniformemente distribuído em torno do eixo z das lâminas 1 e 3, quando na realidade, o conjunto das lâminas que resiste a esse momento. Para obter de modo realista as tensões e, daí os momentos resultantes nas faixas, seria necessário fazer uso do método dos elementos finitos e ferramentas computacionais, o que não é o intuito desse trabalho. Assim, o método 2 não será aplicado ao pilar-parede do Edifício 2.

$$\sigma_{Nd} = N_d / A$$

Equação 5-1

$$\sigma_{My} = \frac{M_y \times z}{I_y}$$

Equação 5-2

$$M_{z,distribuído} = M_z / b$$

Equação 5-3

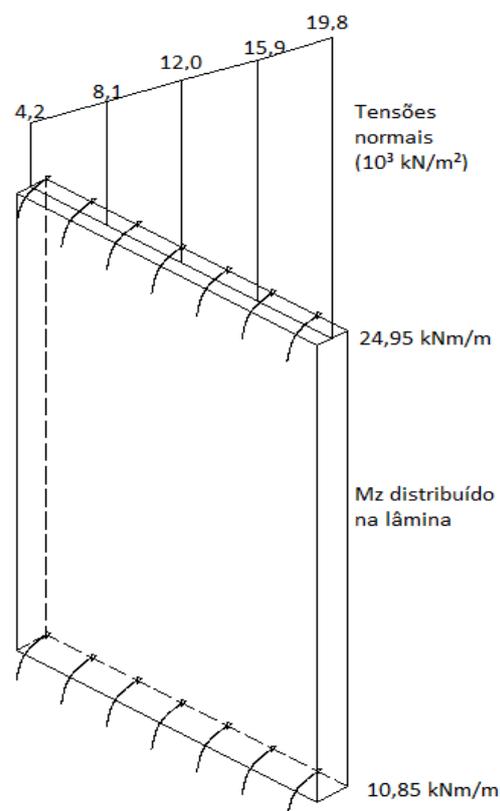
$$N_{d,faixa} = \int_0^{A_{faixa}} (\sigma_{Nd} + \sigma_{My}) dA$$

Equação 5-4

$$M_{z,faixa} = M_{z,distribuído} \times ai$$

Equação 5-5

Figura 5-9: Esforços e tensões normais devido a M_y e F_x na lâmina do pilar-parede do Edifício 1.



Fonte: Autor.

Tabela 12: Esforços de primeira ordem das faixas das lâminas de pilar-parede.

Pilar	Faixa	N_d (kN)	$M_{1dz,base}$ (kNm)	$M_{1dz,topo}$ (kNm)	$M_{1dz,min}$ (kNm)
Edifício 1	1	614,78	12,48	5,42	3,78
	2	1004	12,48	5,42	6,18
	3	1394	12,48	5,42	8,57
	4	1783	12,48	5,42	10,96

Fonte: Autor.

5.3.2.3 Efeitos locais de 2ª ordem nas faixas

Para cada uma das faixas, será avaliado o efeito de segunda ordem como se fossem pilares isolados, seguindo o mesmo roteiro do método 2 (Tabela 13 e Tabela 14).

Tabela 13: Parâmetros geométricos das faixas.

Parâmetros nos eixos locais	Faixas do Pilar do Edifício 1
I_z (m ⁴)	0,000333
A (m ²)	0,1
λ_z	50,23

Fonte: Autor.

Tabela 14: Efeito local de segunda ordem nas faixas do pilar-parede do Edifício 1.

Faixa	1	2	3	4
e_{1z} (cm)	2,029	1,242	0,895	0,7
α_{bz}	1,52	1,52	1,52	1,52
λ_{1z}	17,28	16,96	16,82	16,74
Curvaturaz(m ⁻¹)	0,025	0,025	0,022	0,019
M_{2dz} (kNm)	31,88	40,07	44,43	47,10

Fonte: Autor.

5.3.2.4 Esforços de dimensionamento do método 3

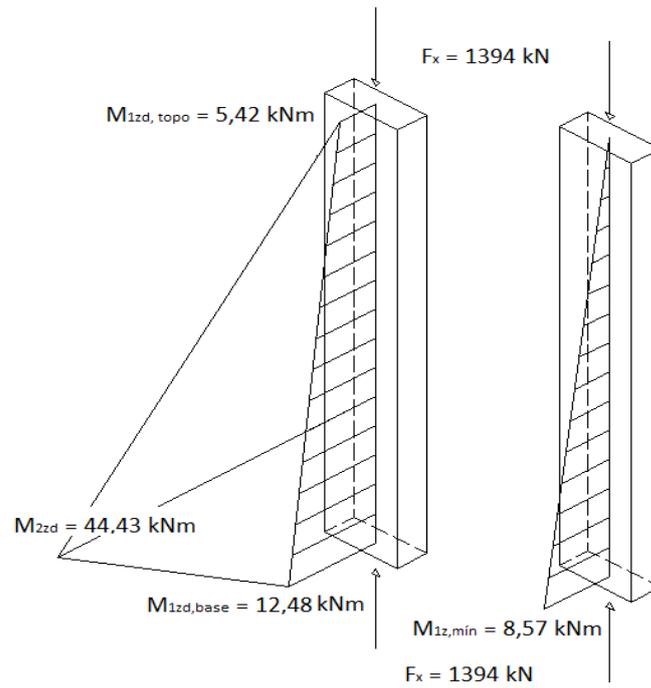
Comparando esforços de segunda ordem local e esforços devidos às imperfeições locais de cada faixa, obtém-se os esforços de dimensionamento em kNm segundo o método 2 (Tabela 15, Figura 5-10 e Figura 5-11). Quando dispensada a análise de 2ª ordem, foram repetidos os esforços de 1ª ordem. Vale salientar que, já que os momentos atuam também no sentido oposto, será adotado para dimensionamento das faixas simétricas o maior dos esforços do par de faixas (no edifício 1, faixa1=faixa4 e faixa2=faixa3).

Tabela 15: Esforços de dimensionamento nas faixas.

Faixa	M_{2y} , método 2 (kNm)	M_{2z} , método 2 (kNm)	N_x , método 2 (kNm)
Ed. 1 – 1=4	-	47,10	1394
Ed. 1 – 2=3	-	44,43	1783

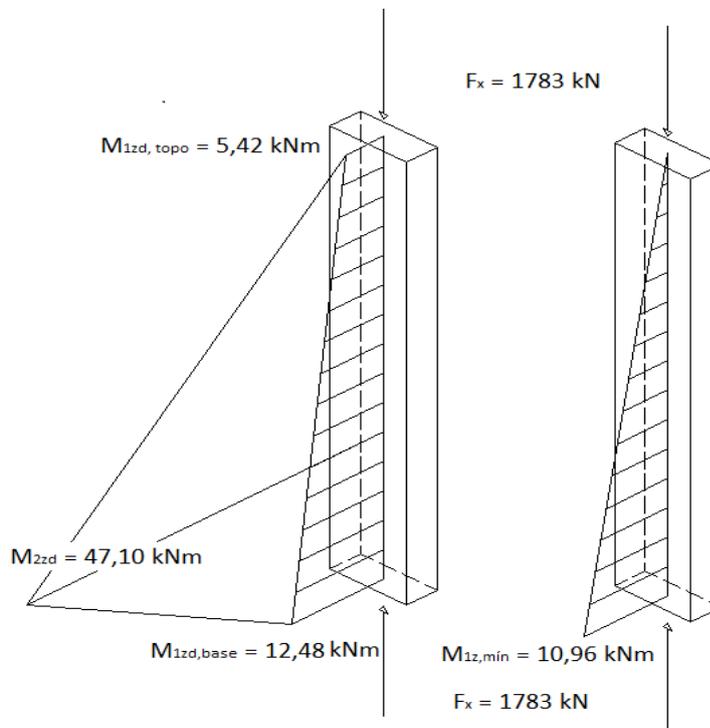
Fonte: Autor.

Figura 5-10: Esforços de 1ª e 2ª ordem (esq.) e mínimos (dir.) da faixa 2=3 do pilar-parede do Edf. 1.



Fonte: Autor.

Figura 5-11: Esforços de 1ª e 2ª ordem (esq.) e mínimos (dir.) da faixa 1=4 do pilar-parede do Edf. 1.

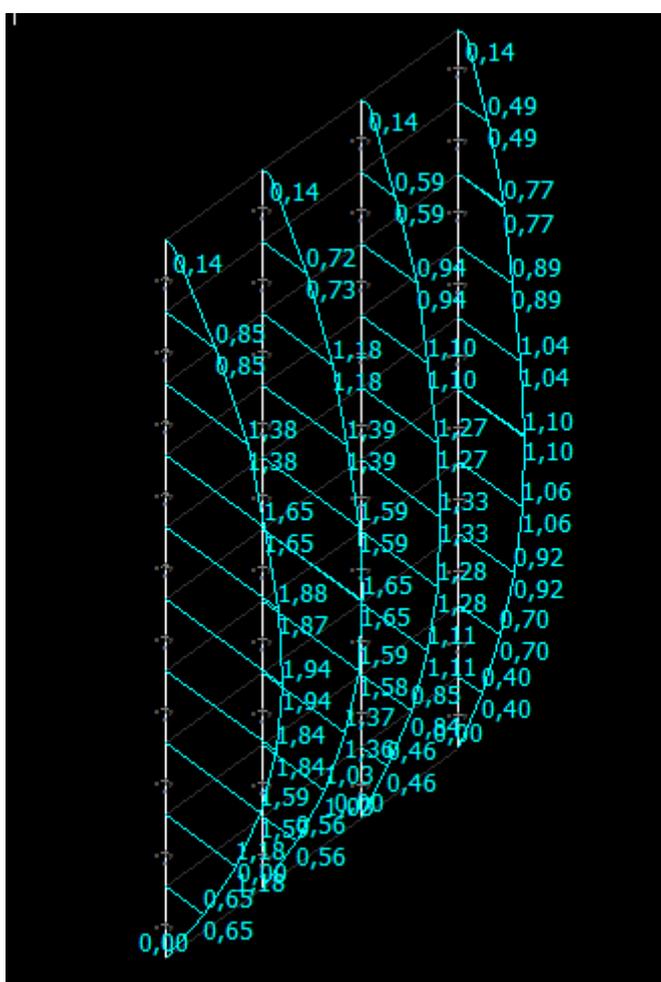


Fonte: Autor.

5.3.3 Método 3

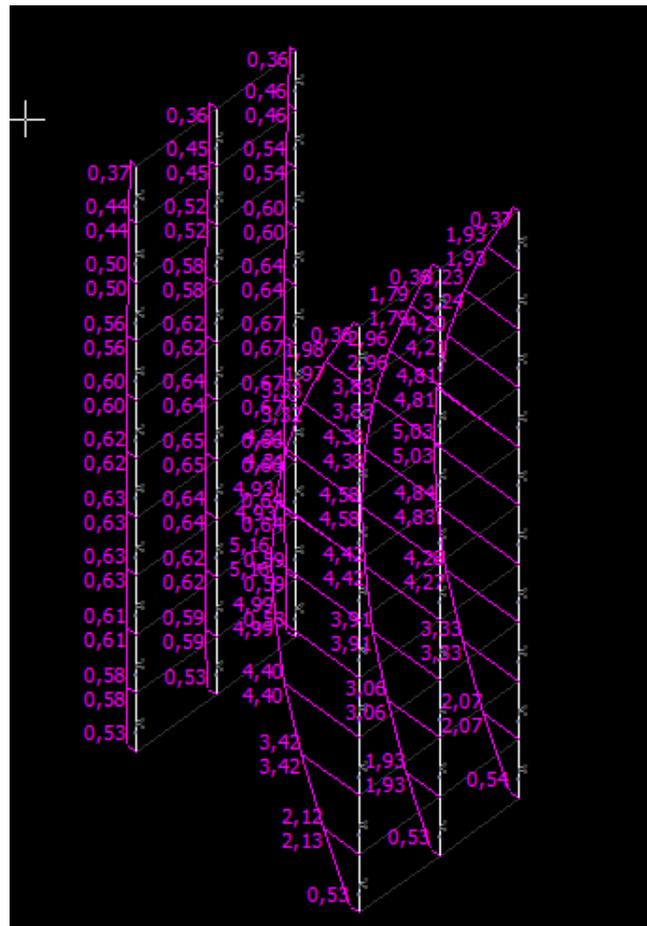
Nesse caso, o próprio TQS se encarrega de gerar as barras correspondentes às faixas das lâminas dos pilares-parede em que se julgar necessário verificar os efeitos localizados. Também são geradas barras transversais que simulam a solidariedade entre as faixas. Os momentos máximos (sem considerar momentos mínimos) em torno do eixo de menor inércia das lâminas estão mostrados na Figura 5-12 e Figura 5-13. A lâmina 2 do pilar-parede do Edifício 2 não foi discretizada pois seus efeitos de 2ª ordem localizados foram desprezados. O resultado do dimensionamento e detalhamento está mostrado na seção 5.4.3.

Figura 5-12: Mz da combinação crítica na malha de barras do pilar-parede do Edifício 1.



Fonte: TQS Informática.

Figura 5-13: Mz da combinação crítica na malha de barras do pilar-parede do Edifício 2.



Fonte: TQS Informática.

5.4 Dimensionamento e detalhamento

É interessante notar que, em todos os casos, a armadura transversal mínima da norma foi dominante em relação ao esforço cortante. No caso do Método 3, onde o TQS utiliza a malha de barras para verificar os efeitos de 2ª ordem localizados, não está claro se este trata de fato o pilar-parede como uma placa e, se, portanto, poderia dispensar o requerimento da norma, utilizando a armadura mínima de lajes para as barras transversais. A Tabela 16 mostra a área de aço dimensionada em cada método.

Tabela 16: Áreas de aço (cm²) dimensionadas em cada método.

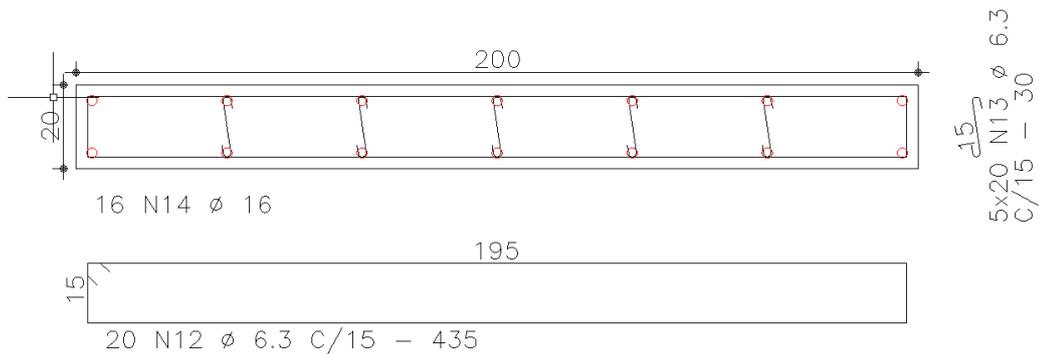
Método	Edifício 1	Edifício 2
1	32,15	116,56
2	64,31	-
3	147,19	184,89

Fonte: Autor.

5.4.1 Método 1

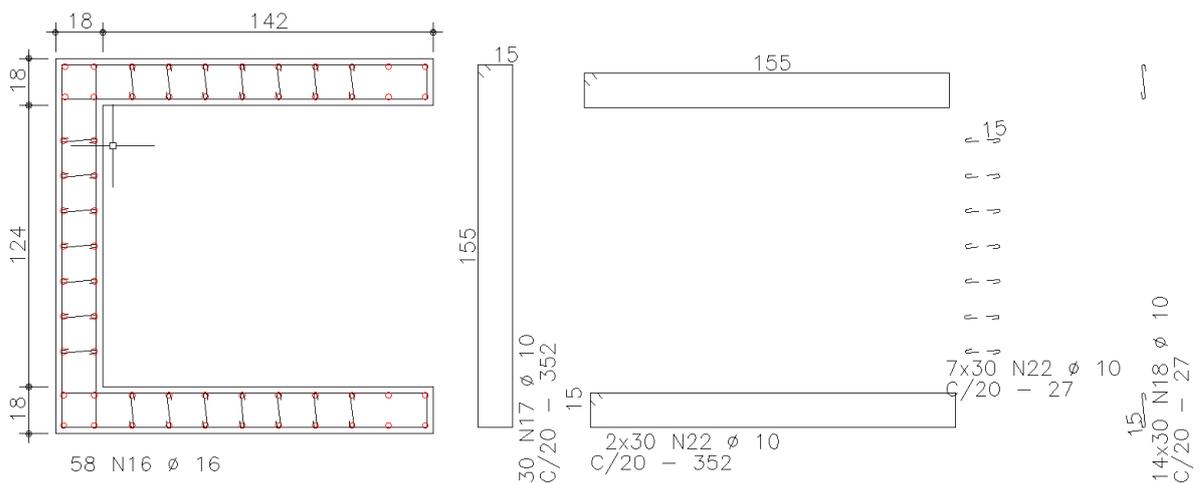
Por se tratarem de pilares-parede bastante rígidos em relação aos esforços e vãos, a consideração apenas dos esforços locais, apesar de levar a um aumento do momento em torno do eixo de menor inércia (no caso do Edifício 1), não conduziu a um dimensionamento com taxa de armadura elevada (0,79% no Edifício 1 e 1,46% no Edifício 2, como mostrado na Figura 5-14 e Figura 5-15).

Figura 5-14: Seção do lance inicial do pilar-parede Edifício 1 dimensionado pelo Método 1.



Fonte: Autor.

Figura 5-15: Seção do lance inicial do pilar-parede do Edifício 2 dimensionado pelo Método 1



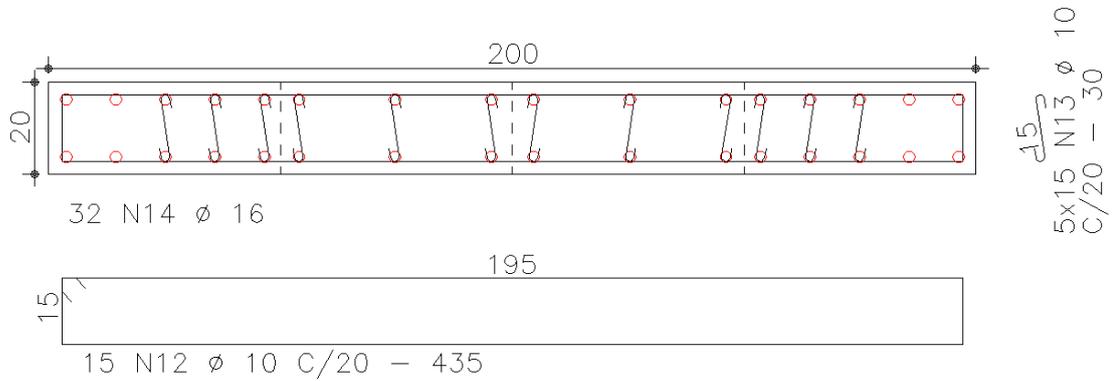
Fonte: Autor.

5.4.2 Método 2

A aplicação do método 2 mostrou-se bastante razoável. A lâmina 2 do pilar-parede do Edifício 2 permaneceria com a armadura proveniente da avaliação apenas do efeito de segunda

ordem local, já que foram desprezados os efeitos localizados, enquanto nas outras o método não foi aplicado. Nas lâminas do Edifício 1, a taxa de armadura foi de 1,6%, considerada eficiente para um pilar (Figura 5-16).

Figura 5-16: Seção do lance inicial do pilar-parede do Edifício 1 dimensionado pelo Método 2.

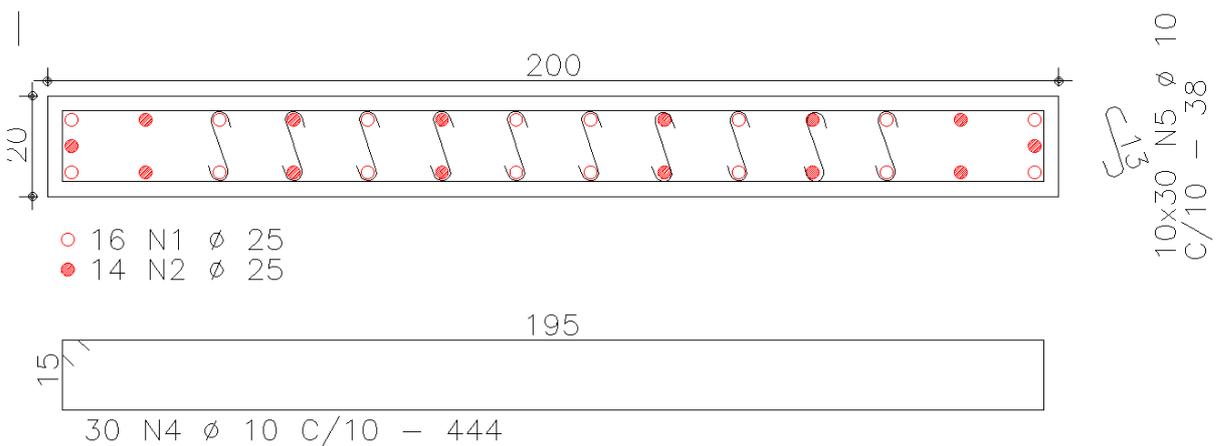


Fonte: Autor.

5.4.3 Método 3

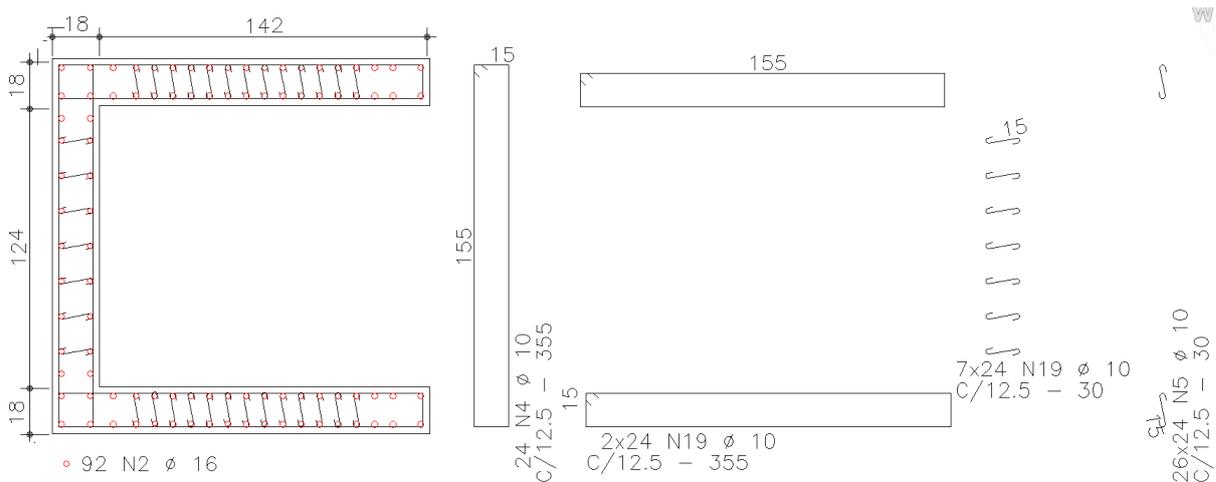
O método 3 mostrou-se bastante eficaz em avaliar os efeitos localizados de segunda ordem. Apesar de levar a um aumento significativo das armaduras em relação ao método 1, conduziu a um dimensionamento possível (taxa de armadura de 3,6% e 2,3%) e armaduras transversais não tão exageradas (Figura 5-17 e Figura 5-18).

Figura 5-17: Seção do lance inicial do pilar-parede do Edifício 1 dimensionado pelo Método 3.



Fonte: TQS Informática.

Figura 5-18: Seção do lance inicial do pilar-parede do Edifício 2 dimensionado pelo Método 3.



Fonte: TQS Informática.

6 ESTUDO DE CASOS PRÁTICOS

Foram visitadas diversas edificações na cidade do Recife, em etapas diferentes de execução (fundação, estrutura, alvenaria, revestimento e instalações). Verificou-se que, de modo geral, o tratamento dado à execução dos pilares-parede é o mesmo que o dado aos outros elementos estruturais (não se faz uso de formas especiais, concreto mais plástico ou auto-adensável nem se faz necessária vibração demasiada). No entanto, foram relatados alguns cuidados especiais que serão descritos usando o exemplo de uma obra acompanhada.

6.1 Caracterização da obra e do pilar-parede

A obra visitada consiste numa edificação de uso residencial na zona norte do Recife. Com 12 pavimentos, pé-esquerdo 3 m e área por pavimento 216 m² (18m x 12m), a estrutura é composta de pilares, pilares-parede, vigas e lajes nervuradas em concreto armado, conforme mostrado na Figura 6-1. Todos os elementos usam o mesmo concreto de fck 30 MPa.

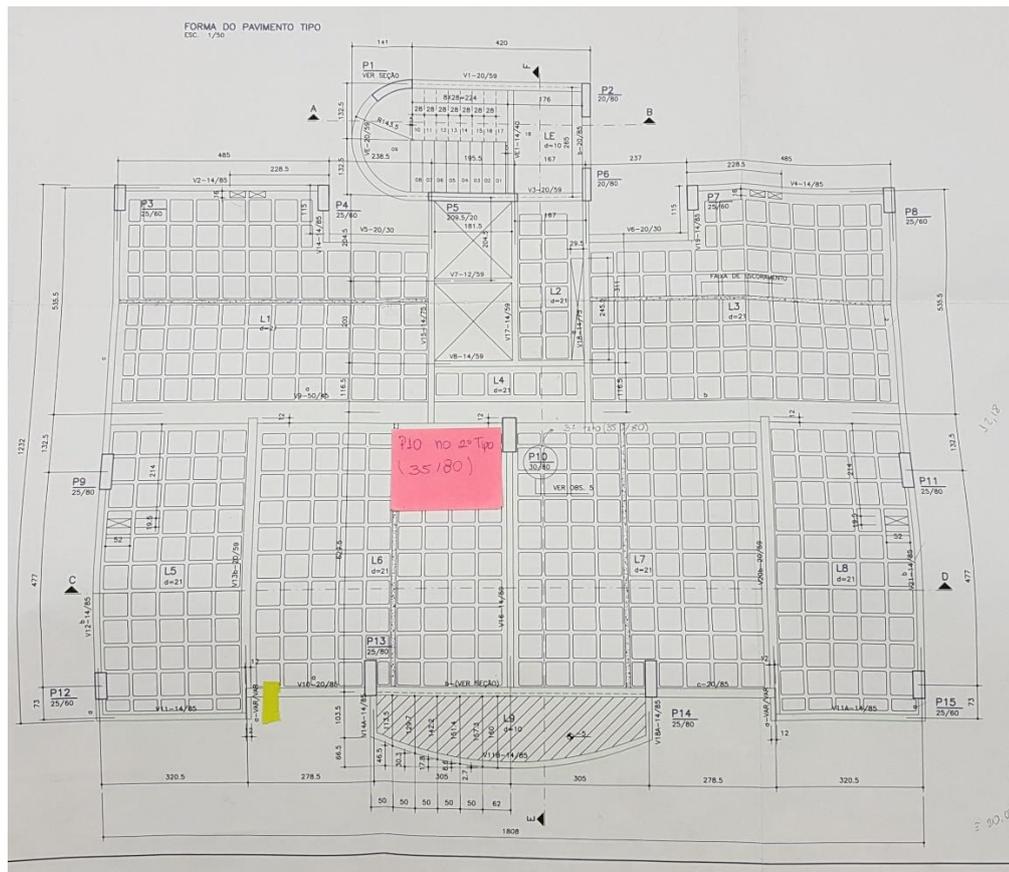
O prédio possui um pilar-parede de seção 20cm x 210cm, identificado na planta de formas como P5. Esse encontra-se no centro da edificação, entre o poço do elevador e as escadas (Figura 6-2 e Figura 6-3). O pilar-parede é armado no seu primeiro lance com 28 barras de 16 mm, resultando numa taxa de armadura longitudinal de 1,4% (Figura 6-4). A armadura transversal desse lance é composta por estribos de 6,3 mm a cada 6 cm (35% da longitudinal por metro de face), juntamente com 6 ganchos de 6,3 mm espalhados na seção (não abraçam todas as barras longitudinais). Nos lances seguintes a armadura é suavizada, até, no 4º pavimento, atingir 30 barras de 10mm e estribos de 5mm a cada 12cm, com 6 ganchos de 5mm.

Figura 6-1: Visão geral da Edificação estudada.



Fonte: Autor.

Figura 6-2: Planta de formas da edificação estudada.



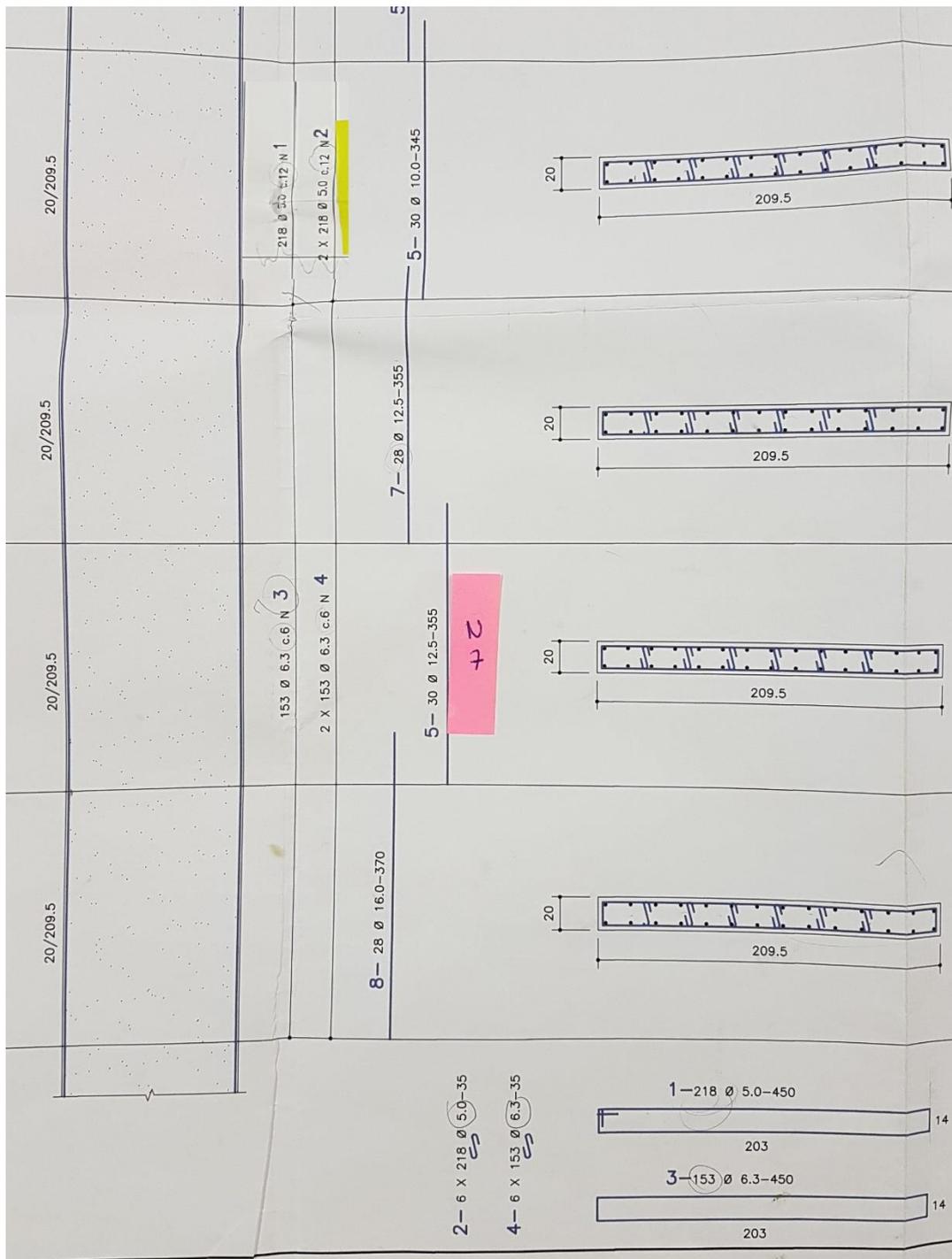
Fonte: Autor não identificado.

Figura 6-3: Foto em detalhe da localização do pilar-parede na edificação.



Fonte: Autor.

Figura 6-4: Planta de armação do pilar-parede P5.



Fonte: Autor não identificado.

6.2 Cuidados especiais na execução

6.2.1 Formas

Sendo um elemento de grandes dimensões, a forma de cada lance dos pilares-parede é feita por tábuas horizontais, em vez de uma tábua única por face do pilar. Essa escolha tem duas

motivações principais: aproveitar as formas usadas no restante dos elementos e reduzir esforços atuantes nas tábuas de forma. Para garantir um elemento retilíneo e evitar vazamento de concreto, são usados tirantes (“sanduíches”) para apertar as formas nos dois lados do elemento (Figura 6-5). Além disso, para garantir um acabamento adequado da superfície do elemento, é aplicado um desmoldante nas formas, evitando a adesão do concreto fresco nas mesmas e facilitando a sua retirada.

Figura 6-5: Formas e superfície de um lance do pilar-parede P5.



Fonte: Autor.

6.2.2 Armadura

As armaduras de cada lance são transpassadas com as esperas e amarradas de modo a garantir sua fixação (Figura 6-6). Por se tratar de um elemento bastante carregado, pode-se encontrar taxas de armaduras elevadas. Sendo assim, é extremamente importante cuidado no posicionamento e fixação das armaduras.

Figura 6-6: Foto em detalhe da armadura de um lance do pilar-parede.



Fonte: Autor.

Além disso, especialmente nos pilares-parede, é necessário respeito e atenção ao projeto, no que tange a armaduras, espaçamento das barras longitudinais (para garantir o adensamento do concreto), espaçamento das armaduras transversais e ganchos (para evitar flambagem das barras longitudinais) e posição e percentual de armaduras transpassadas (garantindo a ancoragem das barras e resistência da seção).

6.2.3 Concretagem

A concretagem foi feita por bombeamento, com concreto feito fora do canteiro e trazido por caminhão betoneira e, em seguida o concreto foi vibrado com vibrador de agulha cuidadosamente, de modo a evitar ninhos. Evita-se também a vibração excessiva próxima às formas, para evitar desprendimento da forma e vazamento de concreto.

O concreto utilizado foi dosado visando os requisitos de resistência, transporte e trabalhabilidade para bombeamento, com abatimento (slump) 10 ± 2 cm.

Novamente por se tratar de um elemento de grandes dimensões, o processo de cura deve ser seguido cuidadosamente, de modo a evitar fissuras de retração e resistência adequada no momento de desmoldagem.

7 CONCLUSÕES

A análise da norma brasileira em relação ao pilar-parede mostrou que houve uma franca evolução no tratamento dado ao elemento, à consideração dos efeitos localizados de segunda ordem no dimensionamento e no seu detalhamento. O método das faixas, apesar de criticado por não considerar a interação entre as faixas da lâmina (o que, por outro lado é favorável à

segurança), mostra-se como um processo aproximado útil. A consideração das imperfeições geométricas localizadas não existe na norma, mas, ao considerar as imperfeições geométricas no método das faixas, pode-se dizer que há uma consideração indireta das imperfeições geométricas localizadas. A limitação provida em 2014 do α_b para momentos mínimos em 0,6 no método das faixas diminuiu e tornou viável as áreas de aço dimensionadas no caso de momentos mínimos. A prescrição da armadura mínima transversal, embora dificulte o detalhamento em seções esbeltas, é complementar ao método de dimensionamento da norma, que não considera exatamente a flexão transversal do elemento.

A análise comparativa dos métodos de análise e dimensionamento mostrou que há um aumento considerável na armadura longitudinal ao considerar os efeitos localizados de segunda ordem, o que repercute também na armadura transversal. O método das faixas, embora menos refinado, apresentou áreas de aço inferiores às do método das malhas do TQS, mas isso deve-se provavelmente ao fato de que, no TQS v. 17 ainda é utilizada a norma de 2004 que aumenta bastante a envoltória mínima dos efeitos de 2ª ordem.

O estudo do caso prático da execução de um pilar-parede mostrou que, em geral há cuidados especiais apenas em relação à forma (se usam tábuas menores para compor a forma de uma face e tirantes para apertá-la) devido às dimensões do pilar-parede e à vibração do concreto devido à densidade de armadura no elemento.

REFERÊNCIA

- ABNT. **NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1980.
- ABNT. **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1980.
- ABNT. **NBR6123 - Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ABNT. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2004.
- ABNT. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s.n.], 2014.
- ACI. **ACI 318 - Building Code Requirements for Structural Concrete**. [S.l.]: [s.n.], 2014.
- ARAÚJO, J. M. D. Flambagem local em pilares-parede de concreto armado. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio de Janeiro, v. 9, p. 29-37, Novembro 2006.
- ARAÚJO, J. M. D. Análise do processo aproximado da NBR 6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio de Janeiro, n. 10, p. 1-10, Julho 2007.
- ARAÚJO, J. M. D. **Curso de Concreto Armado**. 3ª. ed. Rio Grande: Editora Dunas, v. 3, 2010.
- BECKER, E. P. **Edifícios Altos - interação tridimensional de peças de contraventamento**. São Carlos: [s.n.], 1989.
- BERNARDI, D. F.; FILHO, A. C.; PACHECO, A. R. Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio de Janeiro, n. 16, p. 43-53, Outubro 2010.
- CHEN, W.-F.; ATSUTA, T. **Theory of Beam Columns**. 1. ed. Fort Lauderdale: J. Ross Publishing, v. 1 e 2, 2008.
- CORELHANO, A. G. B. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. São Carlos: [s.n.], 2010.
- DASHTI, F.; DHAKAL, R. P.; PAMPANIN, S. **Simulation of out-of-plane instability in rectangular RC structural walls**. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Istambul: [s.n.]. 2014.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto - Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1995.

-
- KHATAMI, S. M.; KHEYRODDIN, A. **The Effect of Flange Thickness on the Behavior of Flanged-Section Shear Walls**. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. [S.l.]: [s.n.]. 2011. p. 2994-3000.
- KIMURA, A. E. **Cálculo de Pilares de Concreto Armado - Introdução, Visão Geral e Exemplos**. [S.l.]: ABECE, 2016.
- KIMURA, A. E.; FRANÇA, R. L. S. **Resultados de recentes pesquisas para o dimensionamento das armaduras longitudinal e transversal em pilares-parede**. ENECE. [S.l.]: [s.n.]. 2006.
- LEFAS, L. D.; KOTSOVOS, M. D.; AMBRASEYS, N. N. Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. **ACI Structural Journal**, v. 87, n. 1, Janeiro-Fevereiro 1990.
- LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. 1ª. ed. Rio de Janeiro: Interciência, v. II, 1978.
- LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Bases para el Armado de Hormigon Armado**. 3ª. ed. Buenos Aires: El Ateneo, v. III, 1985.
- LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Bases para el Dimensionado de Hormigon Armado**. 2ª. ed. Buenos Aires: El Ateneo, v. I, 1988.
- LOTURCO, B. E-Tower. **Téchne**, Rio de Janeiro, n. 100, p. 34-39, Julho 2005.
- MEDEIROS, M. D. F. **Dimensionamento e Detalhamento de Pilares-parede**. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. 2016.
- PEREIRA, G. D. S. **CONTRIBUIÇÕES À ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**. EESC-USP. São Carlos. 1997.
- TARANATH, B. S. **Torsional behaviour of open section shear wall structures**. University of Southampton. Southampton. 1968.
- TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. **Theory of Elastic Stability**. 2ª. ed. [S.l.]: McGraw-Hill, 1961.
- TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory of Plates and Shells**. [S.l.]: Mcgraw-Hill, 1970.
- TQS INFORMÁTICA. **CAD/TQS - Manual III – Análise Estrutural**. São Paulo: [s.n.].
- TQS INFORMÁTICA. **CAD/TQS - Manual IV – Dimensionamento, Detalhamento e Desenho**. São Paulo: [s.n.].

TQS INFORMÁTICA. TQS - Software CAD para Cálculo Estrutural de Concreto Armado, Protendido e Alvenaria: Análise, Dimensionamento, Detalhamento e Desenho, São Paulo. Disponível em: <<http://tqs.com.br>>. Acesso em: 31 Janeiro 2018.

WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete - Mechanics and Design**. 7^a. ed. New Jersey: Pearson, 2016.