



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ANDRÉIA NOGUEIRA SALLABERRY

**PROJETO DE PILARES-PAREDE DE CONCRETO DE ACORDO COM AS
NORMAS NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 E EN 1992-1-1:2004**

NATAL - RN
2021

ANDRÉIA NOGUEIRA SALLABERRY

**PROJETO DE PILARES-PAREDE DE CONCRETO DE ACORDO COM AS
NORMAS NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 E EN 1992-1-1:2004**

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Petrus Gorgônio B. da Nóbrega

Coorientadora: Prof.^a Dr.^a Selma Hissae Shimura da Nóbrega

NATAL - RN

2021

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Sallaberry, Andréia Nogueira.

Projeto de pilares-parede de concreto de acordo com as normas NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 e EN 1992-1-1:2004 / Andreia Nogueira Sallaberry. - 2021.

111f.: il.

Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Natal, 2021.

Orientador: Dr. Petrus Gorgônio Bulhões da Nóbrega.

Coorientadora: Dr.^a Selma Hissae Shimura da Nóbrega.

1. Pilar-parede - Monografia. 2. Concreto Armado - Monografia. 3. NBR 6118:2014 - Monografia. 4. ACI 318-19 - Monografia. 5. CSA A23.3-14 - Monografia. 6. EN 1992-1-1:2004 - Monografia. I. Nóbrega, Petrus Gorgônio Bulhões da. II. Nóbrega, Selma Hissae Shimura da. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

Andréia Nogueira Sallaberry

Projeto de pilares-parede de concreto de acordo com as normas NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 e EN 1992-1-1:2004

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 08 de setembro de 2021:

Prof. Dr. Petrus Gorgônio B. da Nóbrega – Orientador

Prof.^a Dr.^a Selma Hissae S. da Nóbrega – Coorientadora

Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio – Examinador externo

Eng. Civil Alio Ernesto Kimura – Examinador externo

NATAL - RN

2021

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me dar saúde para seguir realizando meus sonhos e por minha fé conduzir à minha melhor versão sempre.

Aos meus professores orientadores, Prof. Dr. Petrus Nóbrega e Prof.^a Dr.^a Selma Nóbrega, pelo incentivo, apoio, disponibilidade, orientações e conselhos para a realização deste trabalho.

Aos meus avós, Arabella e Nércio, por terem me ensinado muitos dos meus valores e me incentivado desde pequena a estudar e mudar a realidade a qual estou inserida através do conhecimento.

À minha mãe, Maria das Graças, ao meu pai, Hamilton, e à minha irmã, Ana Paula, pelo amor e apoio incondicionais e por serem tudo para mim.

Ao meu amado Marcelo, com o qual eu compartilhei a vida e a graduação nos últimos 5 anos, pelo amor, carinho e compreensão.

RESUMO

Projeto de pilares-parede de concreto de acordo com as normas NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 e EN 1992-1-1:2004

Os pilares-parede são elementos de superfície usualmente empregados em edifícios de concreto, podendo ser responsáveis por resistir à grande parte dos esforços horizontais provenientes de ações devido ao vento e ao sismo. Desse modo, eles têm um papel fundamental no contraventamento e na manutenção da estabilidade global da estrutura. No Brasil, a norma vigente que trata do dimensionamento desses elementos especiais é a ABNT NBR 6118:2014, a qual apresenta diretrizes particulares para o seu dimensionamento a partir de um processo aproximado de cálculo, que considera efeitos de 2ª ordem em suas extremidades. Este procedimento os subdivide em faixas que são tratadas como pilares fictícios, não considerando a interação que existe entre elas e podendo resultar num maior consumo de armaduras nas faixas localizadas nas extremidades do pilar-parede. Neste trabalho, foi realizado um estudo comparativo dos métodos de dimensionamento de pilares-parede pela norma brasileira NBR 6118:2014, pela norma americana ACI 318-19, pela norma canadense CSA A23.3-14 e pela norma europeia EN 1992-1-1:2004. Além disso, foi verificada a segurança dos pilares-parede à ação excepcional do incêndio de acordo com a norma NBR 15200:2012, a qual apresenta o método tabular para o dimensionamento desses elementos. No exemplo de aplicação realizado, os resultados obtidos a partir do ACI 318-19 e da CSA A23.3-14 se mostraram mais econômicos quando comparados à NBR 6118:2014 e à EN 1992-1-1:2004. Como esperado, o dimensionamento pela norma brasileira apresentou a maior quantidade de armadura em comparação com as outras normas, devido ao fato de considerar o cálculo aproximado com faixas. Concluiu-se a partir dos resultados da verificação ao incêndio que os métodos tabulares são de simples aplicação, porém são poucos os valores tabelados, limitando sua aplicação quanto aos pilares-parede.

Palavras-chave: Pilar-parede. Concreto Armado. NBR 6118:2014. ACI 318-19. CSA A23.3-14. EN 1992-1-1:2004. Incêndio.

ABSTRACT

Shear walls design based on NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 and EN 1992-1-1:2004 codes

Shear walls are surface elements normally used in concrete buildings, responsible for resisting horizontal internal forces due to wind and seismic loads. Thus, they have a key role in bracing and maintaining the overall stability of the structure. In Brazil, the current code dealing with the design of these special elements is the ABNT NBR 6118:2014, which provides particular guidelines for their design based on an approximate calculation process to estimate second order effects in their edges. This procedure subdivides shear walls into vertical strips that correspond to several smaller columns, not considering the interaction between them and this may result in more consumption of reinforcement. In this work, a comparative study of the shear wall design methods was conducted according to the Brazilian code NBR 6118 :2014, the American code ACI 318-19, the Canadian code CSA A23.3-14 and the European code EN 1992-1-1:2004. Moreover, it was verified the safety of the shear walls to fire action according to the NBR 15200:2012, that presents the tabular method for the design of these elements. The results obtained from ACI 318-19 and CSA A23.3-14 proved to be more economical when compared to NBR 6118:2014 and EN 1992-1-1:2004. As expected, the brazilian code presented the highest value of reinforcement among all the international codes, due to the fact that it considers the simplified method with the vertical strips, resulting in more consumption of reinforcement. A conclusion related to the fire verification results is that the tabular methods are simple to employ, but there are few tabulated values, limiting their use to the shear walls.

Keywords: Shear wall. Reinforced Concrete. NBR 6118:2014. ACI 318-19. CSA A23.3-14. EN 1992-1-1:2004. Fire.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	TEMA E MOTIVAÇÃO	14
1.2	OBJETIVOS.....	17
1.2.1	Objetivo geral	17
1.2.2	Objetivos específicos.....	17
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	18
1.4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2	REQUISITOS GERAIS DA NORMALIZAÇÃO NACIONAL E INTERNACIONAL.....	22
3	METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE... 27	27
3.1	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118:2014	27
3.1.1	Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem.....	27
3.1.2	Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem	29
3.1.3	Processo aproximado da NBR 6118:2014.....	30
3.1.4	Cálculo dos efeitos de 2ª ordem	32
3.1.5	Cálculo da armadura longitudinal	33
3.1.6	Cálculo da armadura transversal	34
3.2	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA ACI 318-19.....	35
3.2.1	Armadura mínima segundo o ACI 318-19	37
3.2.2	Verificação da segurança segundo o ACI 318:19	39
3.2.3	Verificação à flexão.....	41
3.2.4	Verificação ao cisalhamento.....	43
3.2.5	Detalhamento das armaduras.....	45
3.3	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA CSA A23.3-14.....	45
3.3.1	Armadura mínima e disposições construtivas segundo a CSA A23.3-14..	47
3.3.2	Verificação à flexão.....	48
3.3.3	Verificação ao cisalhamento.....	50
3.3.4	Cálculo da armadura.....	52
3.4	DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA EN 1992-1-1:2004.....	53
3.4.1	Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem.....	54
3.4.2	Limite de esbeltez.....	56
3.4.3	Esbeltez e altura efetiva dos elementos	57

3.4.4	Método baseado na curvatura nominal para determinação dos efeitos de 2ª ordem.....	58
3.4.5	Verificação da peça ao cisalhamento.....	60
3.4.6	Determinação da armadura.....	61
3.4.7	Detalhamento das armaduras segundo o EN 1992-1-1:2004	62
4	ANÁLISE E RESULTADOS.....	63
4.1	MODELO NUMÉRICO	63
4.1.1	Dados gerais	63
4.1.2	Materiais e revestimento	64
4.1.3	Esforços solicitantes	64
4.1.4	Detalhamento final	65
4.2	NBR 6118:2014	65
4.2.1	Análise geométrica	66
4.2.2	Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem	66
4.2.3	Índice de esbeltez, força normal adimensional e análise local	67
4.2.4	Análise localizada.....	70
4.2.5	Detalhamento final	73
4.3	ACI 318-19	74
4.3.1	Esforços solicitantes	74
4.3.2	Dimensionamento do pilar-parede P6 segundo o ACI 318-19.....	75
4.3.3	Detalhamento final	78
4.4	CSA A23.3-14	78
4.4.1	Armadura mínima do P6 segundo a CSA A23.3-14	78
4.4.2	Verificação à flexão.....	79
4.4.3	Verificação ao cisalhamento.....	81
4.4.4	Detalhamento final	81
4.5	EN 1992-1-1:2004	82
4.5.1	Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem e cálculo da esbeltez	82
4.5.2	Cálculo dos efeitos de 2ª ordem pelo método da curvatura nominal.....	83
4.5.3	Verificação ao cisalhamento.....	84
4.5.4	Detalhamento final	85
4.6	ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS	86
5	DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	88

5.1	INCÊNDIO-PADRÃO E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO	89
5.2	MÉTODO TABULAR	90
5.3	MÉTODO ANALÍTICO PARA A DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO DE PILARES	91
5.4	MÉTODO TABULAR GERAL PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES	93
5.5	SOFTWARE FIREPIL DO IBRACON.....	95
5.6	AVALIAÇÃO GERAL SOBRE OS MÉTODOS TABULARES DA NBR 15200:2012	95
5.7	EXEMPLO 01 DE APLICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PILAR-PAREDE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	96
5.7.1	Dados do Exemplo 01	96
5.7.2	Determinação do TRRF	97
5.7.3	Método tabular.....	97
5.7.4	Método analítico para a determinação do TRF	98
5.7.5	Método tabular geral para dimensionamento de pilares.....	99
5.7.6	Cálculo pelo software FirePil	100
5.8	EXEMPLO 02 DE APLICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PILAR-PAREDE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	101
5.8.1	Dados do Exemplo 02	101
5.8.2	Determinação do TRRF.....	101
5.8.3	Método tabular.....	101
5.8.4	Método analítico para a determinação do TRF	102
5.8.5	Método tabular geral para dimensionamento de pilares.....	103
5.8.6	Cálculo pelo software FirePil	104
6	CONCLUSÕES.....	105
6.1	DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM AS NORMAS INTERNACIONAIS	105
6.2	DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	106
	REFERÊNCIAS	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Critério geométrico de classificação dos pilares-parede.....	14
Figura 2 - Solicitações predominantes em pilares-parede curtos e esbeltos.....	15
Figura 3- Efeitos localizados de 2ª ordem nos pilares-parede.....	16
Figura 4 - Decomposição do pilar parede em faixas de largura a_i para o cálculo dos efeitos localizados de 2ª ordem	22
Figura 5 - Modelo de malha de barras para um pilar-parede.....	23
Figura 6 - Pilares-parede com armadura concentrada em suas extremidades	24
Figura 7 - Comprimento equivalente das lâminas l_e	29
Figura 8 - Direções dos esforços adotadas de acordo com a NBR 6118:2014.....	30
Figura 9 - Proteção contra flambagem das barras longitudinais	35
Figura 10 - Fluxograma com resumo do procedimento de cálculo do ACI 318-19.....	36
Figura 11 - Armaduras vertical e horizontal no ACI 318:19 e seus respectivos espaçamentos.....	38
Figura 12 - Determinação do coeficiente de redução ϕ	39
Figura 13 – Distribuição de deformações em uma seção retangular.....	40
Figura 14 - Distância d_t e distribuição de tensões ao longo da seção transversal de um pilar-parede.....	41
Figura 15 - Posição da seção crítica do pilar-parede	44
Figura 16 - Fluxograma com resumo do procedimento de cálculo da CSA A23.3-14 ..	46
Figura 17 - Diagramas de tensões e deformações da seção transversal do pilar-parede	49
Figura 18 - Fluxograma com resumo do procedimento de cálculo da EN 1992-1-1:2004	53
Figura 19 - Altura efetiva segundo o Eurocódigo 2	58
Figura 20 - Distância d_2 para a escolha do ábaco segundo o Eurocódigo 2	62
Figura 21 - Planta de formas do pavimento tipo do edifício modelo	63
Figura 22 - Vista 3D do edifício modelo.....	64
Figura 23 - Detalhamento do P6 obtido no TQS.....	65
Figura 24 - Esforços da análise local à flexão composta oblíqua.....	68
Figura 25 - Esforços da análise local à flexão composta normal	69
Figura 26 - Detalhamento final de acordo com a análise local	69
Figura 27 - Faixas do pilar-parede P6 de acordo com o processo aproximado.....	70
Figura 28 - Esforços nas faixas de extremidade (1 e 3)	71

Figura 29 - Detalhamento das faixas de extremidade (1 e 3) de acordo com a análise localizada	71
Figura 30 - Esforços na faixa intermediária (2).....	72
Figura 31 - Detalhamento da faixa intermediária (2) de acordo com a análise localizada	72
Figura 32 - Detalhamento final de acordo com a análise localizada.....	73
Figura 33 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo a NBR 6118:2014.....	74
Figura 34 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo o ACI 318-19.....	78
Figura 35 – Equilíbrio da seção do P6 segundo a CSA.....	79
Figura 36 - Armadura concentrada nas extremidades para a verificação à flexão	80
Figura 37 - Verificação do P6 ao cisalhamento de acordo com a CSA A23.3-14	81
Figura 38 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo a CSA A23.3-14.....	82
Figura 39 - Ábaco adimensional para seções retangulares com $d_2 / h = 0,2$	85
Figura 40 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo o EN 1992-1-1:2004.....	86
Figura 41 - Modelo do incêndio natural	89
Figura 42 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real.....	89
Figura 43 - Distribuição de temperatura na seção de concreto submetida ao calor em todas as faces	95
Figura 44 - Dimensões do pilar-parede do exemplo 01.....	96
Figura 45 - Esforços solicitantes do exemplo 01.....	97
Figura 46 - Detalhamento do pilar-parede do exemplo 01	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Comparativo entre as normas brasileira e internacionais das disposições construtivas dos pilares-parede.....	26
Tabela 2 - Coeficiente de redução ϕ	40
Tabela 3 - Valores de β_1 para uma distribuição retangular de tensões do concreto equivalente.....	42
Tabela 4 - Valores do coeficiente c_0	55
Tabela 5 - Esforços solicitantes no pilar-parede P6	65
Tabela 6 - Geometria do pilar-parede P6.....	66
Tabela 7 - Esbeltez λ_i da lâmina.....	66
Tabela 8 - Índices de esbeltez e força normal adimensional do pilar-parede P6.....	67
Tabela 9 - Análise local à flexão composta oblíqua do pilar-parede P6	67
Tabela 10 - Imperfeição geométrica local: momentos mínimos	68
Tabela 11 - Geometria das faixas	70
Tabela 12 - Dimensionamento das faixas de extremidade (1 e 3).....	70
Tabela 13 - Dimensionamento da faixa intermediária (2).....	72
Tabela 14 - Forças verticais e horizontais nos lances do pilar-parede P6	74
Tabela 15 - Dados iniciais do pilar-parede P6.....	75
Tabela 16 - Determinação da armadura mínima e do espaçamento máximo.....	76
Tabela 17 - Cálculo do fator de redução ϕ e da resistência à flexão.....	76
Tabela 18 - Verificação da resistência à flexão e ao cisalhamento para novos parâmetros	77
Tabela 19 - Geometria, solicitação e armaduras mínimas do P6 segundo a CSA.....	79
Tabela 20 - Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem segundo a EN 1992-1-1:2004.....	83
Tabela 21 - Cálculo dos esforços de 2ª ordem pelo método da curvatura nominal.....	84
Tabela 22 - Verificação ao cisalhamento do P6 segundo o Eurocódigo 2	84
Tabela 23 - Determinação da armadura longitudinal do P6 de acordo com o Eurocódigo 6	85
Tabela 24 - Determinação da armadura transversal do P6 de acordo com o Eurocódigo 2	86

Tabela 25 - Resumo dos resultados de armaduras longitudinais e transversais das normas	86
Tabela 26 - Dimensões mínimas para pilares-parede ^a	90
Tabela 27 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo	91

1 INTRODUÇÃO

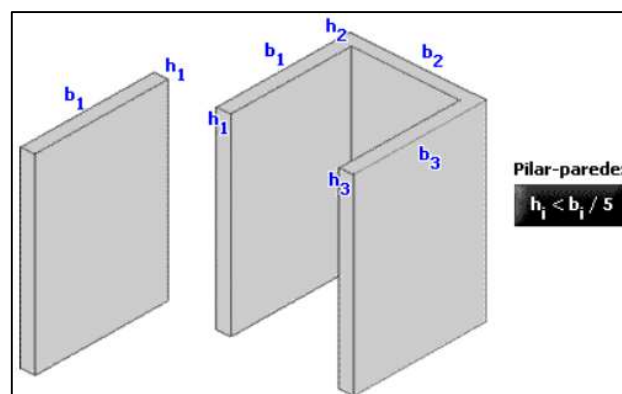
1.1 TEMA E MOTIVAÇÃO

Os pilares são elementos estruturais encontrados em praticamente todos os edifícios usuais de concreto. São usualmente dispostos na direção vertical e considerados como elementos lineares predominantemente submetidos a esforços de compressão. Seu papel principal nestas estruturas é o de suportar ações verticais e horizontais, tais como cargas permanentes e variáveis decorrentes da ação gravitacional e do vento, respectivamente, e transmiti-las às fundações.

Outro papel fundamental dos pilares no comportamento da estrutura diz respeito ao contraventamento da estrutura e à manutenção da estabilidade global do edifício, visto que eles resistem a uma parcela significativa dos esforços resultantes das ações horizontais, notadamente o vento, o sismo e o desaprumo global. Segundo KIMURA (2016), os pilares auxiliam na obtenção do comportamento global adequado da estrutura quando em serviço.

Quando uma das dimensões da seção transversal de um pilar é muito inferior à outra, o pilar é considerado como um pilar-parede. A NBR 6118:2014 especifica em sua subseção 14.4.2.4 que, para ser considerado como tal, o pilar deve ter a menor dimensão da sua seção transversal inferior a 1/5 da maior dimensão. A Figura 1 apresenta o critério geométrico de classificação de pilares-parede com uma ou mais lâminas.

Figura 1 - Critério geométrico de classificação dos pilares-parede



Fonte: KIMURA (2016)

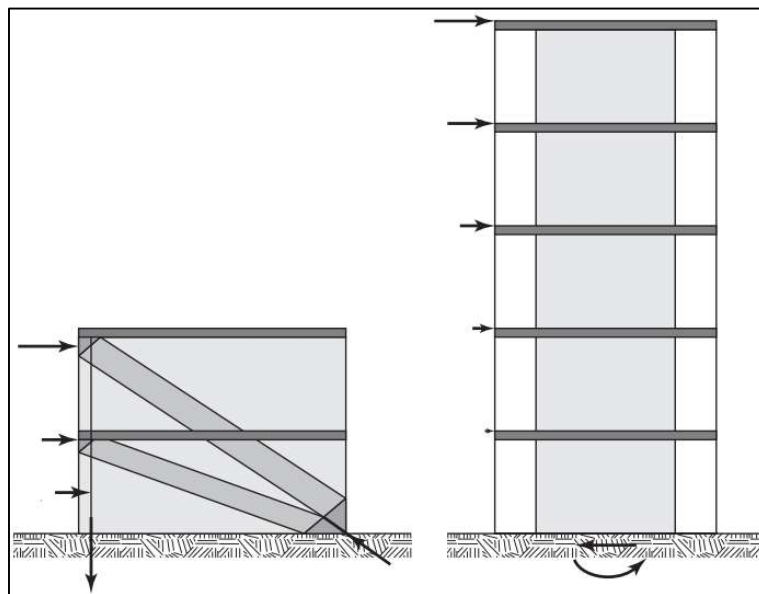
A NBR 6118:2014 conceitua os pilares-parede como elementos estruturais de superfície, diferentemente dos pilares comuns, que são admitidos como elementos lineares ou barras, prescrevendo que eles podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas,

também chamadas de lâminas, de forma que podem assumir variados formatos de seção, como C, T, L e H.

Os pilares-parede são muito empregados em edifícios de concreto no Brasil e no exterior, usualmente como núcleo de rigidez junto a escadas e elevadores, especialmente em países sujeitos a efeitos sísmicos com o objetivo de resistir a essas ações, e sua denominação usual nas normas de língua inglesa é “*shear walls*”. Segundo MONCAYO (2011), esses elementos possuem grande rigidez à flexão e contribuem de forma bastante significativa para a estabilidade do edifício.

Por serem responsáveis pela absorção de parte dos esforços horizontais que solicitam a estrutura, os pilares-parede possuem um comportamento estrutural com uma variação dos esforços solicitantes principais sobre eles. WIGHT e MACGREGOR (2012) explicam que, para edifícios de até dois pavimentos, a resistência e o comportamento dos pilares-parede são de forma majoritária regidos pelos esforços de cisalhamento. Conforme a altura do edifício aumenta em relação à sua largura e ao seu comprimento, os pilares-parede passam a ser predominantemente solicitados à flexão.

Figura 2 - Solicitações predominantes em pilares-parede curtos e esbeltos

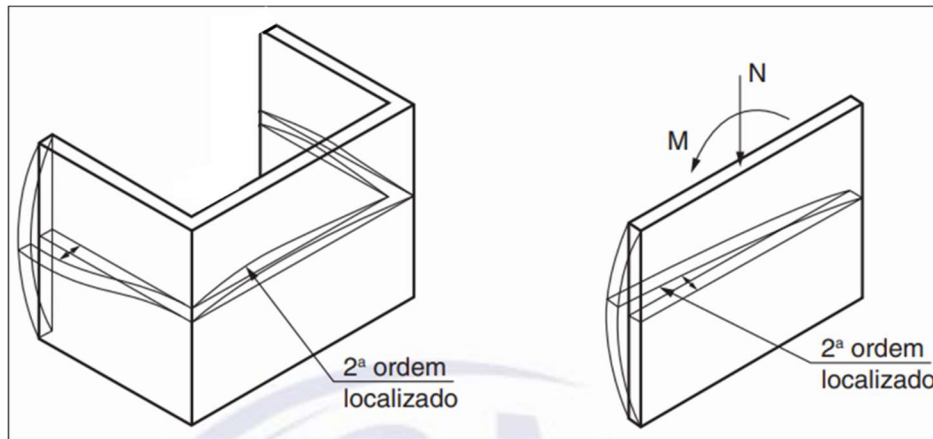


Fonte: WIGHT e MACGREGOR (2012)

Segundo a NBR 6118:2014, quando se trata de pilares-parede, também deve ser feita a análise dos efeitos de segunda ordem localizados, além dos locais e globais já considerados no caso de pilares comuns. Os efeitos localizados de segunda ordem surgem nas extremidades

daqueles devido ao aumento do esforço normal provocado pela atuação do momento fletor segundo sua direção mais rígida. Assim, esses efeitos ficam concentrados nessas regiões das extremidades, conforme pode-se observar na Figura 3.

Figura 3- Efeitos localizados de 2ª ordem nos pilares-parede



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2014)

A principal referência técnica brasileira para o projeto de pilares-parede é a norma ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. A norma traz diretrizes para a análise, o dimensionamento e o detalhamento de pilares-parede a partir de um processo aproximado de cálculo.

Nesse processo aproximado da NBR 6118:2014 ocorre, porém, um problema que não deve ser negligenciado: o fato do pilar-parede, embora sendo um elemento de superfície, ser subdividido em faixas que são consideradas como pilares fictícios isolados, podendo esse procedimento ser contrário à segurança, especialmente quanto ao detalhamento das armaduras. Ademais, a NBR 6118:2014 não traz nenhuma consideração específica em relação às ações excepcionais de incêndio, as quais não são objeto dessa norma, mas que merecem uma atenção especial no dimensionamento dos pilares-parede, devido ao seu papel fundamental na estabilidade global da estrutura.

A norma específica para a consideração destas ações no projeto de estruturas de concreto é a ABNT NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Dentre os critérios da ABNT NBR 15200:2012 para o dimensionamento dos diversos elementos, destaca-se o método tabular, procedimento mais simples e prático, utilizado comumente em lajes e vigas, mas que fornece poucas informações para os pilares, bem como para os pilares-parede.

Para mais de uma face exposta ao fogo, há a necessidade de utilização do método tabular geral descrito no anexo “E” da referida norma, que é um método relativamente trabalhoso e que não contempla as particularidades dos pilares-parede. Por último, tem-se o método analítico para pilares, também não específico para pilares-parede.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho são divididos em gerais e específicos, fornecendo o propósito da pesquisa de uma maneira global e, também, fixando objetivos pontuais dentro do desenvolvimento do trabalho.

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo geral desenvolver um estudo investigativo e comparativo acerca do dimensionamento e detalhamento de pilares-parede conforme as metodologias e prescrições descritas nas normas brasileiras e internacionais.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- A comparação dos requisitos de dimensionamento e detalhamento da norma de projeto de estruturas de concreto brasileira, ABNT NBR 6118:2014, com outras normas e referências internacionais, entre elas a norma americana, ACI 318-19, a norma canadense, CSA A23.3-14, e a norma europeia EN 1992-1-1:2004, quando se consideram as ações normais;
- A verificação do pilar-parede pela norma de incêndio NBR 15200:2012 através do método tabular, do método analítico e do método tabular geral para pilares.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta monografia é composta por seis capítulos. O primeiro capítulo apresenta o tema e a motivação, o objetivo geral e os específicos, e revisa as referências que serão utilizadas ao longo do trabalho.

O segundo capítulo trata dos requisitos gerais da normalização nacional e internacional, como os critérios de geometria e armadura longitudinal e transversal, apresentando uma tabela com um resumo desses requisitos.

No terceiro capítulo são mostradas as metodologias de dimensionamento das quatro normas em questão, apresentando toda a formulação e o raciocínio proposto por cada norma para o cálculo dos pilares-parede.

O quarto capítulo compreende a apresentação do dimensionamento de um pilar-parede pelas quatro normas, mostrando os resultados obtidos de acordo com cada uma delas.

No quinto capítulo é tratado o dimensionamento dos pilares-parede em situação de incêndio segundo a NBR 15200:2012 a partir de três dos métodos abordados pela norma: o método tabular, o método analítico e o método tabular geral para pilares.

No sexto capítulo, por fim, são discutidas as conclusões finais da pesquisa.

1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A temática acerca do dimensionamento e do detalhamento de pilares-parede ainda é objeto de poucas pesquisas e estudos no Brasil. Isso ressalta a relevância e a motivação desta monografia e permite que, a partir dos resultados obtidos em alguns trabalhos realizados no país, seja possível tirar algumas conclusões e dar continuidade às deduções realizadas nas pesquisas anteriores.

Em 2003, a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, ABNT NBR 6118, modificou substancialmente o procedimento de cálculo dos pilares-parede, introduzindo o conceito dos efeitos localizados e o processo aproximado para sua consideração.

ARAÚJO (2006) analisou em seu trabalho o risco da flambagem local das lâminas dos pilares-parede, que ocorre nas estruturas atuais as quais a partir do uso de concretos de altas resistências conseguem ser cada vez mais esbeltas, aumentando assim o índice de esbeltez das peças. Ele propôs uma formulação a qual substitui o processo simplificado que sugere a norma, considerado pelo autor como inconsistente pelo fato de desconsiderar a interação real que existe entre as faixas. A formulação proposta levou em consideração os resultados experimentais obtidos na análise de pilares-parede esbeltos feita por Taylor et al. (1995, apud ARAÚJO, 2006).

Segundo Wallace e Moehle (2012, apud CAMPOS et al., 2020), devido ao progresso significativo dos projetos e técnicas construtivas nos últimos 30 anos buscando otimizar a relação entre economia e segurança, calculistas fizeram diversas modificações nas condições de contorno do dimensionamento de pilares-parede. O autor afirma que testes de laboratório e experimentos de campo confirmaram que essas modificações resultaram em peças mais delgadas submetidas a condições mais restritas.

KIMURA e FRANÇA (2015), um ano após a publicação da atual edição da ABNT NBR 6118, a qual manteve os princípios básicos do dimensionamento de pilares-parede expressos na NBR 6118 de 2003, publicaram um minucioso exemplo numérico de cálculo de pilar-parede que esclarece muitos dos conceitos envolvidos.

Entre os principais autores que pesquisam sobre o tema, pode-se destacar KIMURA (2016), o qual destaca o importante papel dos pilares-parede na resistência às ações horizontais devido ao vento e ao sismo. Segundo o autor, esses elementos, quando solicitados pela ação horizontal, podem ter um comportamento que pode ser considerado como praticamente de uma barra engastada, resistindo a momentos fletores significativos nos primeiros lances do pilar ao longo do edifício.

MEDEIROS (2016) comparou as edições de 1978, 2003 e 2014 da norma brasileira NBR 6118 no que diz respeito ao dimensionamento dos pilares-parede e constatou que a norma de 2003 apresentou grandes mudanças em relação a sua versão de 1978, apresentando o método simplificado de dimensionamento de pilares-parede atualmente utilizado. A versão de 2014, por sua vez, não apresentou mudanças significativas sobre o tema, destacando-se apenas uma observação no item 15.9.3 da norma, que diz:

O efeito localizado de 2ª ordem em torno da menor dimensão de cada faixa i é assimilado ao efeito local de 2ª ordem de um pilar isolado equivalente a ela, não sendo necessário adotar valores de α_b superiores a 0,6 nesta análise, quando $M_{yid} < M_{1d,min}$. (NBR 6118, 2014, p. 113)

MEDEIROS (2016) fez o dimensionamento de pilares-parede segundo o método simplificado da NBR 6118:2014 e nos softwares CAD/TQS, AutoQi/Eberick e CYPECAD. A autora concluiu que o dimensionamento manual teve resultados semelhantes aos dos softwares CAD/TQS e AutoQi/Eberick, pois ambos têm como base o método simplificado da norma. Em sua comparação, o CYPECAD apresentou um dimensionamento menos conservador que os demais.

KIMURA (2016) destaca que, independentemente do método escolhido por um projetista para o cálculo dos efeitos se 2ª ordem em um pilar-parede, é essencial que as não-linearidades física e geométrica sejam consideradas de forma adequada. O autor realizou o dimensionamento de pilares-parede pelo método aproximado da NBR 6118:2014 e por meio de uma modelagem com malha de barras, salientando uma imprecisão do método aproximado pelo fato de o mesmo dividir o pilar-parede em faixas consideradas no cálculo como independentes entre si, quando na realidade há uma interação entre as faixas no comportamento do pilar-parede como um todo.

AMARAL (2018) realizou uma análise comparativa do dimensionamento de pilares-parede de acordo com as normas brasileira NBR 6118:2014 e americana ACI 318:2014. A autora concluiu que o dimensionamento pela norma americana resultou uma quantidade de armadura muito inferior à norma brasileira. Todavia, percebe-se que AMARAL (2018) realizou o procedimento de dimensionamento da norma americana em um pilar-parede considerando apenas um lance, quando o procedimento é adequado ao dimensionamento de um pilar-parede ao longo de todos os lances de um edifício. Além disso, também foi desprezada em seu trabalho a diferença entre as resistências características à compressão do concreto das normas brasileira e americana, respectivamente f_{ck} e f'_c , grandezas que devem ter sua equivalência calculada.

Após realizar a comparação do dimensionamento de pilares-parede segundo os modelos de barra isolada, em malha e tridimensional, CAMPOS et al. (2020) concluiu que os efeitos localizados de segunda ordem são altamente influenciados pela esbeltez, pela força normal e pelo momento fletor em torno do eixo com maior inércia, mas esses efeitos não são influenciados pela razão entre as dimensões da seção transversal. Além disso, o método

simplificado da NBR 6118:2014 forneceu valores muito maiores para os efeitos localizados de segunda ordem do que os obtidos no modelo de malha.

SILVA e HOROWITZ (2020) realizaram estudos com dois pilares-parede usuais (seção simples e formato em U), comparando o dimensionamento desses elementos de acordo com o procedimento aproximado da norma brasileira, o método de grelha e a análise de elemento de casca finita não linear. Nessas análises, os momentos fletores resultaram em dimensionamentos com relações entre a armadura transversal e a longitudinal abaixo de 25%, o que sugere que a recomendação da norma pode ser excessivamente conservadora em alguns casos.

Com respeito à segurança das estruturas em situação de incêndio no Brasil, a normalização nacional, antes relegada a segundo plano devido à ausência de grandes incêndios no país, surgiu no final de 1999 e início dos anos 2000 quando a ABNT publicou a NBR 14323:1999: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento, a NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento, e a NBR 15200:2004: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento (SILVA, 2016). Essas normas são usadas conjuntamente com as Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros de cada estado brasileiro, e devem ser cumpridas por força de decreto estadual.

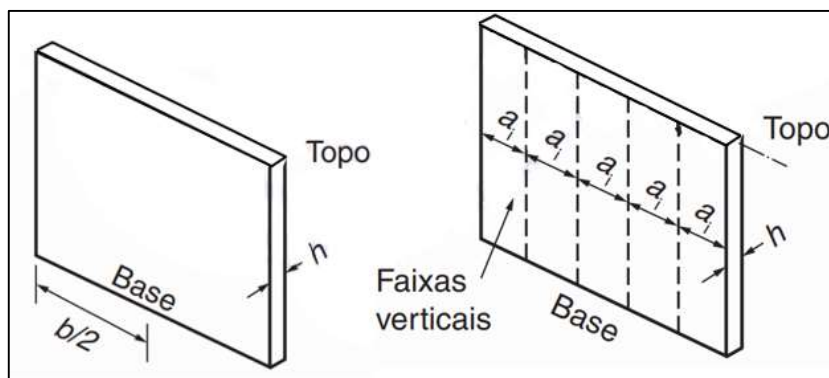
Quando submetido à situação de incêndio, as resistências do concreto e do aço e os módulos de elasticidade de ambos os materiais decrescem com o aumento da temperatura. Além dessas reduções das resistências dos materiais, o concreto perde área resistente por causa do fenômeno *spalling*. SILVA (2016) define o *spalling* como um lascamento da superfície do elemento de concreto submetido a um incêndio, que tem ocorrência aleatória e é causado devido à pressão interna do vapor de água, entre outros fatores. Esse lascamento da superfície do concreto retira a proteção da armadura, expondo-a ao fogo.

2 REQUISITOS GERAIS DA NORMALIZAÇÃO NACIONAL E INTERNACIONAL

A NBR 6118:2014 considera como pilares-parede os pilares que possuem a menor dimensão da sua seção transversal inferior a $1/5$ da maior. Esta relação, nas normas internacionais ACI 318-19, CSA A23.3-14 e Eurocódigo 2, varia de $1/3$ a $1/6$.

Para o cálculo do efeito localizado de 2ª ordem nesses elementos, desde que a esbelteza de cada lâmina seja menor que 90, a norma brasileira define um processo aproximado, o qual consiste em decompor o pilar-parede em faixas de largura a_i igual a $3h$ (sendo h a espessura do pilar), limitadas a 100 cm, que devem ser analisadas como pilares isolados.

Figura 4 - Decomposição do pilar parede em faixas de largura a_i para o cálculo dos efeitos localizados de 2ª ordem



Fonte: Adaptado de NBR 6118:2014

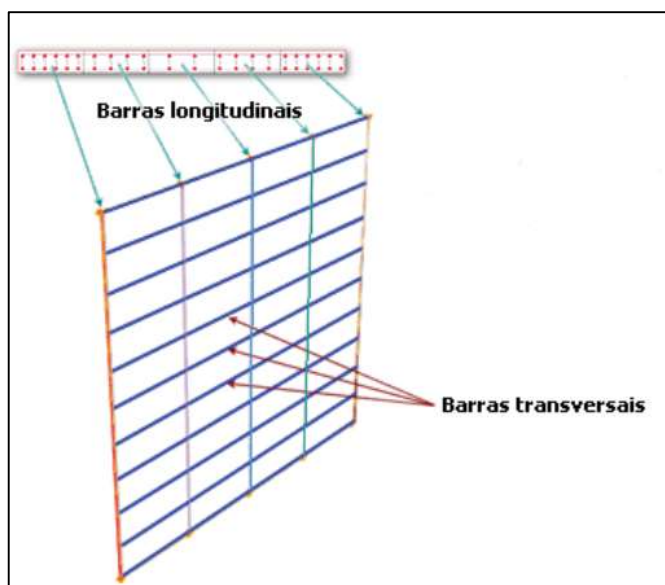
A norma também permite uma dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem localizados, desde que cada lâmina obedeça às seguintes condições: (a) a base e o topo de cada lâmina devem ser convenientemente fixados às lajes do edifício, que conferem ao todo o efeito de diafragma horizontal; (b) a esbelteza λ_i de cada lâmina deve ser menor que 35.

De acordo com KIMURA (2016), o fato de cada faixa ser analisada de forma isolada é uma das grandes simplificações do processo aproximado da norma, visto que a interação existente entre elas é desprezada. O autor destaca que existem outras maneiras de se considerar esses efeitos de segunda ordem localizados, como através da modelagem com malha de barras. Este método só pode ser realizado com o uso de softwares, onde o pilar-parede continua sendo dividido em faixas, porém interligadas umas às outras por meio de elementos transversais, resultando numa malha de barras. O autor conclui:

Enfim, trata-se de uma modelagem em que as não-linearidades física e geométrica são consideradas de forma bastante refinada. Nada mais é do que o Método Geral aplicado a um conjunto de barras. (KIMURA, 2016, p. 208)

Embora a lógica do modelo da malha de barras seja de simples entendimento, faz-se necessário um série de ajustes numéricos para a correta definição das rigidezes à flexão e à torção das barras para a representação correta do comportamento estrutural.

Figura 5 - Modelo de malha de barras para um pilar-parede



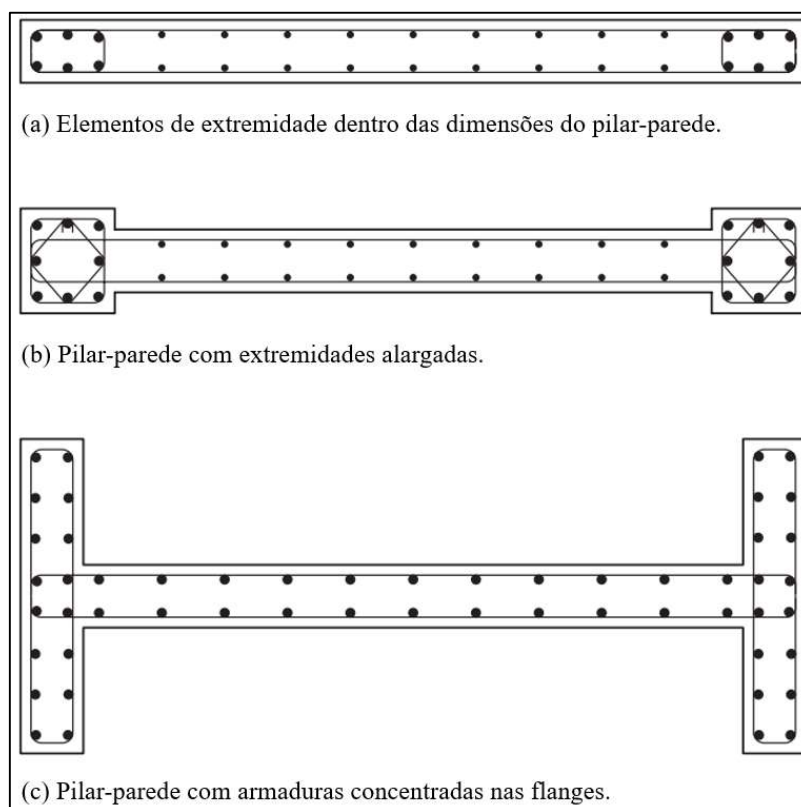
Fonte: KIMURA (2016)

Em relação ao detalhamento dos pilares-parede, a NBR 6118:2014 apresenta um procedimento bastante simplificado para o cálculo das armaduras transversais. Segundo a norma, a área de aço por metro de face deve respeitar o mínimo de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina analisada, sem considerar qualquer valor de esforço, em si. A armadura longitudinal, por sua vez, é encontrada para cada faixa isoladamente considerando os efeitos de 2ª ordem localizados (análise localizada) e para o pilar como um todo atendendo os efeitos de imperfeição geométrica de 2ª ordem (análise local), chegando à quantidade final de armadura.

A armadura nas faixas de extremidade dos pilares pode chegar a taxas elevadas e uma alternativa para evitar este acréscimo é o enrijecimento das extremidades livres dos pilares por meio da criação de “dentes de concreto”, como recomenda KIMURA (2016).

Existem paredes que possuem elementos em suas extremidades, tais como o próprio alargamento da espessura do pilar-parede ou a presença de flanges (WIGHT e MACGREGOR, 2009).

Figura 6 - Pilares-parede com armadura concentrada em suas extremidades



Fonte: Adaptado de WIGHT e MACGREGOR (2012)

No que se refere ao dimensionamento desses elementos à ação excepcional do fogo, a NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, apresenta um método tabular de dimensionamento, o qual consiste em atender os critérios impostos para suas dimensões de acordo com o seu Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) correspondente, que é definido pela exposição dos elementos ao incêndio padrão. Na norma, porém, não existem especificações particulares aos pilares-parede, sendo os mesmos dimensionados ao fogo de acordo com as indicações para os pilares comuns.

Devido ao seu papel fundamental na estabilidade global da estrutura, os pilares-parede ganham uma atenção maior nas normas internacionais no que diz respeito à sua atuação em situações excepcionais de efeitos sísmicos. Em inglês, os “*shear walls*” ou “*reinforced concrete walls*” têm diretrizes específicas ao seu dimensionamento em seções que tratam do comportamento sísmico da estrutura em normas internacionais.

A norma americana ACI 318-19 em seu item 18, que trata de estruturas resistentes a abalos sísmicos, especifica que deve ser previsto um reforço estrutural em termos de armadura longitudinal para os pilares-parede em caso de o esforço cortante ultrapassar os limites impostos pela norma. A norma canadense CSA A23.3-14, da mesma forma, em seu capítulo 21 “Special provisions for seismic design”, determina que os pilares-parede devem ser projetados de forma a atender critérios estabelecidos para diferentes regiões dos pilares.

A fim de melhor comparar a norma brasileira e as normas internacionais, uma tabela comparativa das especificações construtivas foi feita.

Tabela 1 - Comparativo entre as normas brasileira e internacionais das disposições construtivas dos pilares-parede

ABNT NBR 6118	ACI 318-19	CSA A23.3-14	Eurocode 2
Seções das normas que tratam dos pilares-parede			
Há diretrizes acerca do dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais em uma seção específica para os pilares-parede, que é a seção 18.5. Outras especificações são tratadas também nas seções 13.2.3, 14.8.1, 15.9, 18.5 e 24.6.1.	Os pilares-parede são considerados como um tipo de parede estrutural "structural wall" no capítulo 2 da norma. Logo, todas as diretrizes acerca desses elementos devem ser tomadas de acordo com o especificado para as paredes estruturais.	Há diretrizes acerca do dimensionamento dos pilares-parede, que é a seção 14.4. Porém, nesta seção, não existem especificações claras acerca das armaduras transversais, sendo assim tomadas aquelas relativas ao dimensionamento de paredes.	Os pilares-parede são considerados como paredes de concreto armado "reinforced concrete walls" no Anexo I da norma. Não há especificações acerca das dimensões e da armadura dos pilares no Anexo I, sendo assim tomadas aquelas relativas ao dimensionamento de paredes.
Dimensões mínimas			
Para ser considerado como pilar parede, a menor dimensão de sua seção transversal deve ser menor do que 1/5 da maior (14.4.2.4). A espessura mínima de um pilar parede é de 19 cm, podendo se reduzir à 14 cm desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , não se permitindo seção transversal de área inferior a 360 cm ² (13.2.3).	Para ser considerada como parede estrutural, a menor dimensão de sua seção transversal deve ser menor do que 1/3 da maior (2.3). Para paredes estruturais, a espessura mínima deve ser o maior valor entre 100 mm e 1/25 do menor valor entre a altura de travamento e o comprimento da parede estrutural (11.3.1).	Para ser considerada como parede estrutural, a menor dimensão de sua seção transversal deve ser menor do que 1/6 da maior. Para paredes estruturais, a espessura mínima deve ser o maior valor entre 150 mm, $l_w/25$ ou $h_u/25$ (sendo l_w o comprimento da parede e h_u a altura de travamento da parede) (14.1.7.1).	Para ser considerada como parede estrutural, a menor dimensão de sua seção transversal deve ser menor do que 1/4 da maior. Valores de dimensões mínimas não são especificados (9.6.1).
Armadura longitudinal mínima			
O diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal (18.4.2.1). O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais deve ser o maior valor entre 20 mm, o diâmetro da barra e 1,2 vezes o diâmetro do agregado graúdo (18.4.2.2).	Para peças submetidas a um esforço cortante baixo ($V_u < 0,5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} A_{cv}$), a área mínima de armadura longitudinal deve ser 0,0012 A_g (11.6.1), sendo A_g a área da seção transversal de concreto. O espaçamento máximo varia entre paredes moldadas <i>in loco</i> e pré-moldadas. Para as primeiras, deve ser o menor valor entre 450 mm e 3 vezes a espessura da parede (3h). Para as últimas, o valor mínimo entre 5 vezes a espessura da parede (5h) e 450 mm no caso de paredes externas ou 750 mm para paredes internas (11.7.2).	A área mínima de armadura transversal deve ser 0,0015 A_g (14.1.8.5), sendo A_c a área da seção transversal de concreto. O espaçamento máximo da armadura longitudinal deve ser o menor valor entre 500 mm e 3 vezes a menor dimensão do pilar-parede (14.1.8.4).	A área de armadura longitudinal deve ser superior à 0,002 A_c e inferior à 0,04 A_c , sendo A_c a área da seção transversal de concreto. O espaçamento entre as barras longitudinais não deve ser superior à 400 mm ou 3 vezes a espessura da parede, o menor entre os valores (9.6.2).
Armadura transversal mínima			
A armadura transversal de pilares-parede deve respeitar a armadura mínima de flexão de placas, se essa flexão e a armadura correspondente forem calculadas. Caso contrário, a armadura transversal por metro de face deve respeitar o mínimo de 25 % da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina considerada (18.5). O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra. O espaçamento longitudinal entre estribos deve ser igual ou inferior ao menor valor entre 200 mm, a menor dimensão da seção e 24 ϕ para CA-25 ou 12 ϕ para CA-50 (18.4.3).	Para peças submetidas a um esforço cortante baixo ($V_u < 0,5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} A_{cv}$), a área mínima de armadura transversal deve ser 0,0025 A_g . O espaçamento máximo da armadura varia entre paredes moldadas <i>in loco</i> e pré-moldadas. Para as primeiras, deve ser o menor valor entre 450 mm e 3 vezes a espessura da parede. Para as últimas, o valor mínimo entre 5 vezes a espessura da parede e 450 mm no caso de paredes externas ou 750 mm para paredes internas (11.7.3).	A área mínima de armadura transversal deve ser 0,002 A_g (sendo A_g a área bruta da seção) (14.1.8.6). O espaçamento máximo da armadura transversal deve ser o menor valor entre 500 mm e 3 vezes a menor dimensão do pilar-parede (14.1.8.4).	A área mínima de armadura transversal deve ser o maior valor entre 25% da armadura longitudinal e 0,001 A_c . O espaçamento entre as barras transversais não deve ser superior à 400 mm (9.6.3).

3 METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE

3.1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118:2014

Segundo a subseção 15.9.1 da NBR 6118:2014, no cálculo de pilares-parede, além da análise das imperfeições geométricas locais, as quais tem seu procedimento encontrado na subseção 15.3.2 da norma, também deve ser feita a análise dos efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

A análise dos efeitos locais deve ser realizada conforme a subseção 15.8 da norma e o cálculo dos efeitos de 2ª ordem locais e localizados pode ser feito de acordo com o método geral, disposto em 15.8.3.2 ou de acordo com os métodos aproximados apresentados pela norma. Neste trabalho, foi adotado o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem, conforme item 15.8.3.3.3 da NBR 6118:2014.

As imperfeições globais são estudadas na análise estrutural do edifício como um todo, sendo consideradas nos esforços atuantes em cada lance, uma vez que o dimensionamento do pilar-parede é feito considerando-o de forma isolada.

3.1.1 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Na análise local de imperfeição geométrica e dos efeitos de 2ª ordem, o pilar-parede é considerado como um elemento linear, um pilar comum, apesar de ser um elemento de superfície. Sendo assim, a hipótese de que as seções transversais permanecem planas após as deformações é válida.

A norma permite a dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem em elementos isolados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite de λ_1 , conforme consta na NBR 6118:2014 em sua subseção 15.8.2.

O índice de esbeltez para uma seção retangular é calculado segundo a expressão a seguir:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{\sqrt{12} \cdot l_e}{h}$$

Sendo:

- l_e : comprimento equivalente das lâminas, calculado de acordo com a Figura 7;

- i : raio de giração do pilar-parede;
- h : espessura do pilar-parede.

O valor de λ_1 é calculado de acordo com a expressão abaixo:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5e_1/h}{\alpha_b}$$

Onde:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Sendo:

- e_1/h : excentricidade relativa de 1ª ordem na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto;
- α_b : coeficiente que deve ser obtido conforme estabelecido pela NBR 6118:2014 em seu item 15.8.2:

- a) para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

Onde:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$$

Sendo M_A e M_B os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar. M_A corresponde ao maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado. M_B deve ter o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

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

$$\alpha_b = 1,0$$

- c) para pilares em balanço:

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

Onde:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$$

Sendo M_A o momento de 1ª ordem no engaste e, M_C , o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- d) para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido em 11.3.3.4.3:

$$\alpha_b = 1,0$$

3.1.2 Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem

A norma permite a dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem caso os seguintes critérios sejam atendidos para cada lâmina componente do pilar-parede, conforme consta na NBR 6118:2014 em seu item 15.9.2:

- a base e o topo de cada lâmina devem ser convenientemente fixados às lajes do edifício, que conferem ao todo o efeito de diafragma horizontal;
- a esbelteza λ_i de cada lâmina deve ser menor que 35, podendo o cálculo dessa esbelteza λ_i ser efetuado através da expressão dada a seguir:

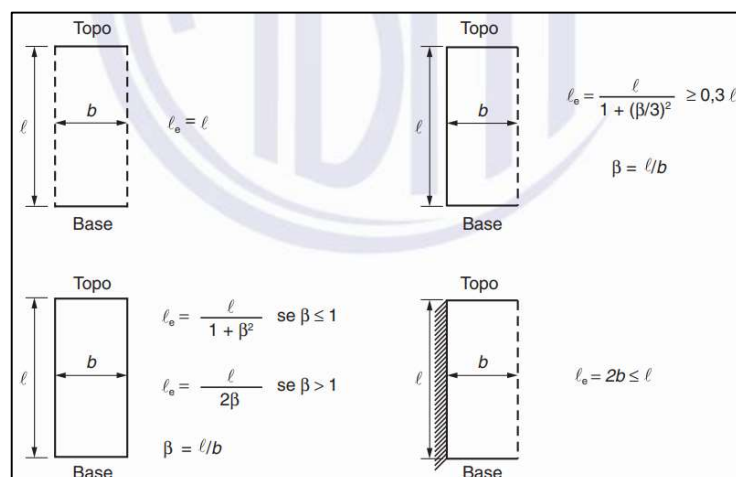
$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i}$$

Sendo:

- l_{ei} : comprimento equivalente de cada lâmina;
- h_i : espessura de cada lâmina.

O comprimento equivalente de cada faixa varia de acordo com o tipo de vinculação das extremidades verticais da lâmina, e pode ser obtido através da figura 15.4 da NBR 6118:2014, que se encontra reproduzida a seguir.

Figura 7 - Comprimento equivalente das lâminas l_e



Fonte: NBR 6118:2014

O traço contínuo significa que a extremidade vertical é simplesmente apoiada, a linha tracejada indica uma extremidade vertical livre e a hachura com linhas na diagonal indica um engaste.

3.1.3 Processo aproximado da NBR 6118:2014

Uma vez verificado que, para cada lâmina ou superfície do pilar-parede, a esbeltez na direção menos rígida é superior a 35, de acordo com a subseção 15.9.2 da NBR 6118:2014, é necessário calcular os efeitos localizados de 2ª ordem.

A norma apresenta em sua subseção 15.9.3 um processo aproximado para a consideração dos efeitos localizados de 2ª ordem nos pilares-parede, o qual pode ser aplicado em elementos com índice de esbeltez inferior a 90.

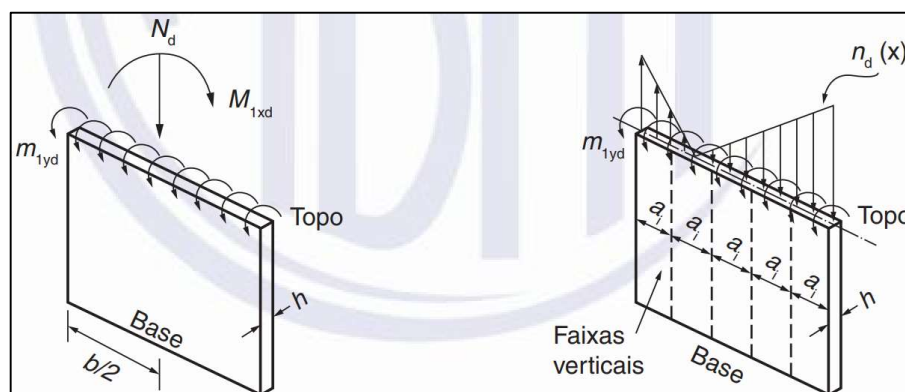
Assim, em resumo, o cálculo dos efeitos localizados de 2ª ordem se aplica na seguinte situação:

$$35 \leq \lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} \leq 90$$

A norma define um processo aproximado no qual realiza uma decomposição do pilar-parede em faixas verticais as quais devem ser analisadas como pilares isolados.

As direções dos esforços adotadas neste trabalho correspondem ao padrão utilizado pela norma brasileira, onde o momento fletor M_x atua no plano yz (em torno do eixo x) e o momento fletor M_y atua em xz (em torno do eixo y), apresentado na figura abaixo. O eixo x é paralelo à menor dimensão da seção transversal do pilar-parede e o eixo y, paralelo à maior dimensão.

Figura 8 - Direções dos esforços adotadas de acordo com a NBR 6118:2014



Fonte: NBR 6118:2014

As faixas possuem largura máxima a_i e são submetidas a esforços $N_{Sd,fai}$ e M_{yid} , onde:

$$a_i = 3h \leq 100 \text{ cm}$$

$$M_{yid} = m_{1yd} a_i$$

Com $M_{yid} \geq M_{1d,\min}$, quando for adotado o momento mínimo de primeira ordem para consideração das imperfeições geométricas.

Sendo:

- a_i : largura da faixa i ;
- $N_{d,fai}$: força normal na faixa i ;
- $M_{yid,fai}$: momento fletor na faixa i ;
- m_{1yd} : definido na Figura 8;
- h : espessura do pilar-parede.

Para obtenção dos esforços em cada faixa ($N_{d,fai}$, $M_{yid,fai}$), é necessário fazer a decomposição dos esforços totais atuantes no pilar-parede considerando uma distribuição de tensões linear ao longo da seção (KIMURA 2016). Dessa forma, adaptando as equações do autor para a convenção apresentada na Figura 8, tem-se:

$$N_{d,fai} = \frac{N_d}{n^{\circ} \text{ faixas}} + \left(\frac{M_x}{I_x} \cdot Y \right) \cdot S$$

Sendo:

- N_d : força normal atuante na lâmina;
- M_x : momento fletor atuante na lâmina segundo a direção x ;
- I_x : momento de inércia da faixa segundo a direção x ;
- Y : distância entre o centro geométrico da faixa calculada e o centro geométrico da lâmina;
- S : área da seção transversal da faixa.

Pelo fato do efeito localizado de 2ª ordem em torno da menor dimensão de cada uma das faixas i ser semelhante ao efeito de 2ª ordem para um pilar isolado equivalente à faixa, a norma dispensa a adoção de valores do coeficiente α_b que sejam superiores a 0,6 quando $M_{yid,fai} < M_{1d,\min}$, conforme item 15.9.3 da norma.

O valor do momento de cálculo mínimo de 1ª ordem para cada faixa, que possibilita o atendimento da verificação das imperfeições localizadas em um lance de pilar, é dado pela equação:

$$M_{1d,\text{mín},\text{fai}} = N_d(0,015 + 0,03h)$$

Sendo:

- N_d : força normal de cálculo;
- h : espessura do pilar-parede.

3.1.4 Cálculo dos efeitos de 2ª ordem

A análise dos efeitos de 2ª ordem segue o mesmo princípio do cálculo desses efeitos para pilares comuns, visto que, no caso dos pilares-parede, esses efeitos são considerados para cada faixa isoladamente.

Existem quatro métodos recomendados pela norma para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem em pilares. Três deles são aproximados, que são o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada e o método do pilar-padrão acoplado a diagrama N , M , $1/r$. A norma também apresenta o método geral, o qual se trata de um procedimento realizado a partir da divisão real da barra, sem aproximações, considerando a relação de momento-curvatura real em cada seção e a não linearidade geométrica da peça.

O método geral é obrigatório para pilares com esbeltez muito alta ($\lambda > 140$). Assim, neste trabalho, será apresentado o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, por ser um procedimento possível de ser realizado manualmente e se adequar a grande parte dos elementos existentes.

O método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada pode ser usado em pilares com $\lambda < 90$, com seção retangular constante, e armadura simétrica e constante ao longo do eixo. O cálculo do momento total máximo no pilar é calculado através da majoração do momento de 1ª ordem, conforme expressão:

$$M_{Sd,\text{tot}} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa/v}} \geq M_{1d,A}$$

O cálculo da rigidez κ aproximada se dá através da equação:

$$\kappa_{\text{aprox}} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{\text{Rd,tot}}}{hN_d} \right) v$$

Em que:

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

Ainda, num processo de dimensionamento, toma-se $M_{\text{Rd,tot}} = M_{\text{Sd,tot}}$.

A NBR 6118:2014 mostra que o processo de cálculo recai na formulação direta encontrada abaixo:

$$a. M_{\text{Sd,tot}}^2 + b. M_{\text{Sd,tot}} + c = 0$$

Em que:

$$a = 5h$$

$$b = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}$$

$$c = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}$$

$$M_{\text{Sd,tot}} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

3.1.5 Cálculo da armadura longitudinal

Uma vez realizadas as análises local e localizada, é possível obter a taxa de armadura a ser utilizada a partir de ábacos de flexão composta, como por exemplo os de VENTURINI (1987), ou através de softwares, como o PCalc 1.4, elaborado por CARDOSO JÚNIOR (2014) e disponibilizado no site da TQS¹, o qual foi usado neste trabalho.

¹ Disponível em <<https://www.tqs.com.br/apps/p-calc/ejm1se496l>>

A norma, segundo o item 18.4.2.2, determina que as armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal, de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural, respeitando um espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, fora da região de emendas, igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Já o espaçamento máximo é medido entre eixos das barras, ou entre centros de feixes de barras, e deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, não ultrapassando 400 mm.

O software PCalc tem seu procedimento de dimensionamento baseado nas diretrizes da norma brasileira de concreto, mais especificamente seguindo os critérios relativos ao dimensionamento de pilares.

Ao inserir a geometria da seção do pilar-parede, o software emite um aviso de que a maior dimensão da seção transversal excede cinco vezes a menor dimensão. Sendo assim, ele emite um aviso de que o pilar deveria ser tratado como pilar-parede. Em seguida, é necessário informar ao programa os dados referentes às propriedades mecânicas dos materiais, a armadura estimada da seção e os esforços solicitantes para, por fim, verificar a peça. O resultado da verificação é mostrado fornecido através do fator de segurança (F.S.) para cada um dos esforços solicitantes. A armadura inserida se mostra suficiente para os esforços atuantes uma vez que o F.S. seja igual ou maior que 1.

3.1.6 Cálculo da armadura transversal

A NBR 6118:2014 estabelece em sua seção 18.5 que a armadura transversal de pilares-parede deve respeitar a quantidade mínima de armadura de flexão de placas, caso seja calculada a flexão de placas e sua armadura correspondente.

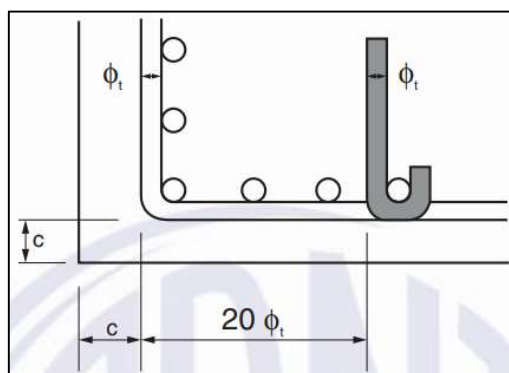
Quando não for o caso, a norma recomenda a adoção de uma área de armadura transversal mínima correspondente a 25% da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina considerada.

Segundo a subseção 18.4.3 da norma, o diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da armadura longitudinal isolada. O espaçamento máximo entre estribos, de forma a garantir o posicionamento e impedir a instabilidade das barras longitudinais, além de garantir a costura das emendas dessas barras, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 24ϕ para CA-25, 12ϕ para CA-50.

Sempre que houver a possibilidade de instabilidade das barras, a norma prevê em sua subseção 18.2.4 uma proteção contra a instabilidade na forma de estribos poligonais. Ela determina que os estribos poligonais garantem a proteção contra a instabilidade das barras longitudinais situadas em seus cantos e até duas barras longitudinais que estejam situadas no máximo à distância de $20 \phi_t$ do canto. Então, sempre que houver mais de duas barras nesse trecho ou no caso de barras fora dele, devem ser previstos estribos suplementares, usualmente denominados grampos, conforme a Figura 9 extraída da norma.

Figura 9 - Proteção contra a instabilidade das barras longitudinais

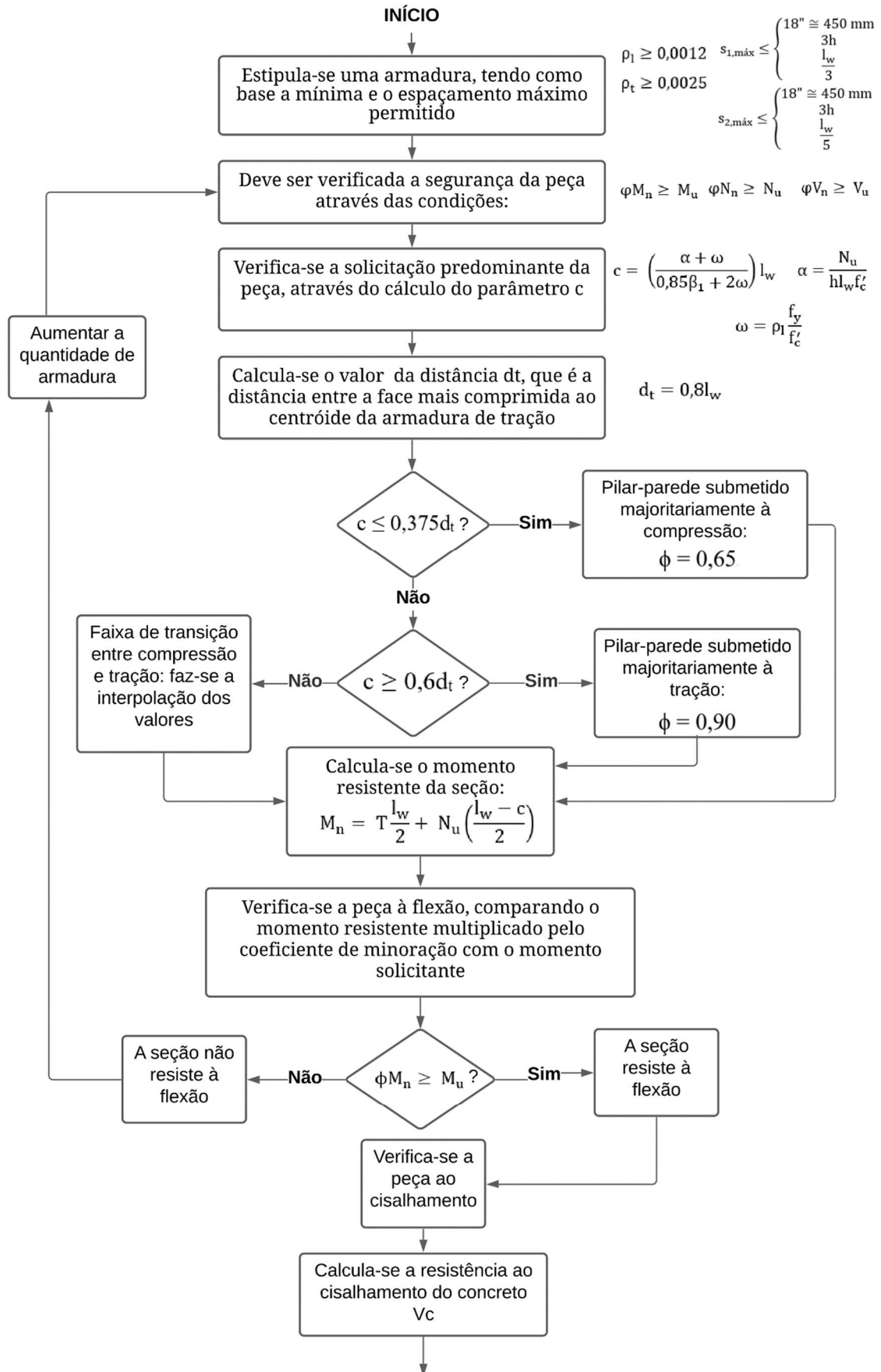


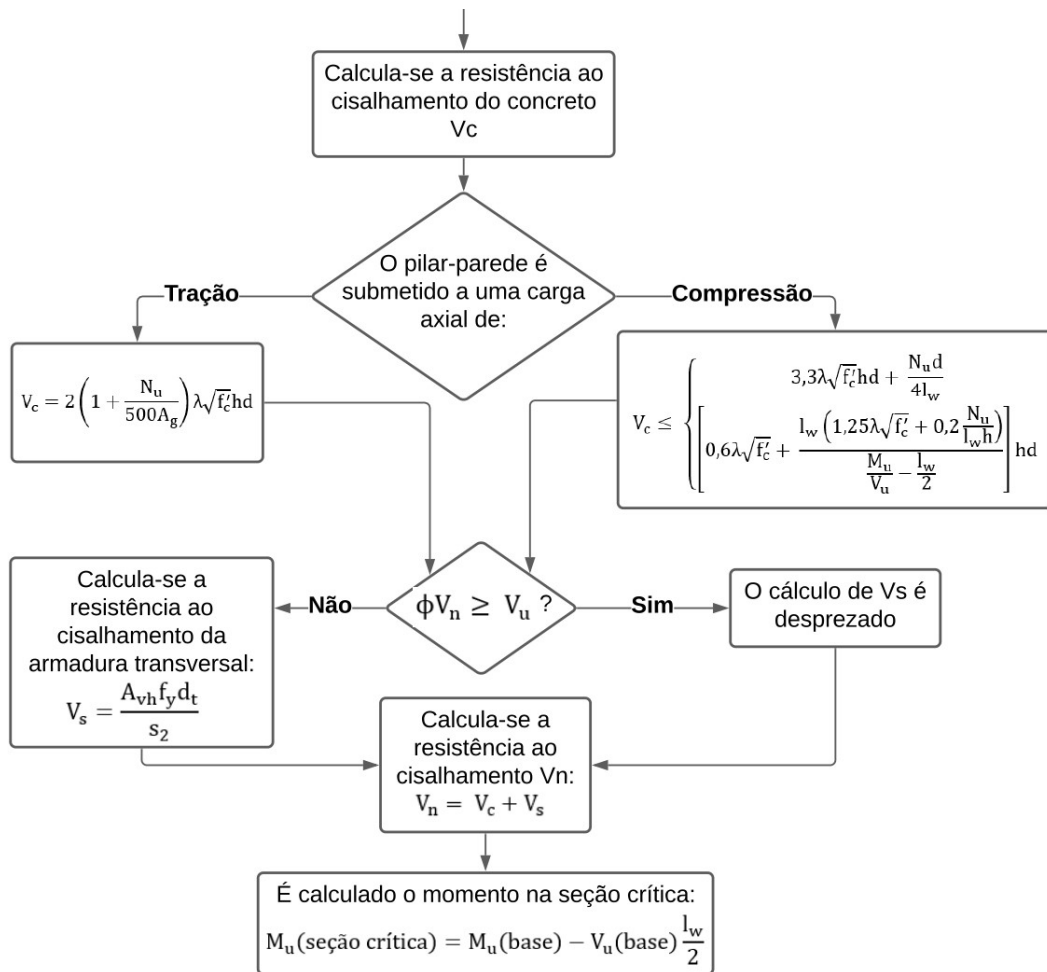
Fonte: NBR 6118:2014

3.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA ACI 318-19

No dimensionamento de pilares-parede segundo a normalização americana vigente, o ACI 318:2019, primeiro estipula-se uma armadura, tendo como base a mínima, e depois é feita a verificação da resistência à solicitação. No cálculo, foram utilizadas as unidades inglesas. A seguir um fluxograma elaborado a fim de resumir o procedimento de cálculo em questão.

Figura 10 - Fluxograma com resumo do procedimento de cálculo do ACI 318-19





Fonte: Autora (2021)

3.2.1 Armadura mínima segundo o ACI 318-19

Primeiramente, a armadura adotada deve atender aos requisitos de armadura mínima e espaçamento máximo das armaduras longitudinais e horizontais.

A taxa de armadura mínima longitudinal e transversal deve ser, a depender do diâmetro da barra e da tensão de escoamento do aço, respectivamente, de:

$$0,0012 \leq \rho_l \leq 0,0015$$

$$0,0020 \leq \rho_t \leq 0,0025$$

O cálculo da taxa se dá pelas expressões:

$$\rho_l = \frac{A_{v,vert}}{h s_1}$$

$$\rho_t = \frac{A_{v,horiz}}{hs_2}$$

Sendo:

- $A_{v,vert}$: área de aço dentro de um espaçamento entre barras. Caso a armadura seja disposta em duas camadas, nas duas faces extremas do pilar-parede, a área da seção transversal da barra de aço deve ser multiplicada por 2;
- $A_{v,horiz}$: área de armadura transversal;
- h : largura da seção transversal do pilar-parede;
- s_1 : espaçamento entre as barras longitudinais;
- s_2 : espaçamento entre as barras transversais.

Os limites de espaçamento segundo o ACI 318-19, encontrados na Tabela 1 comparativa encontram-se a seguir:

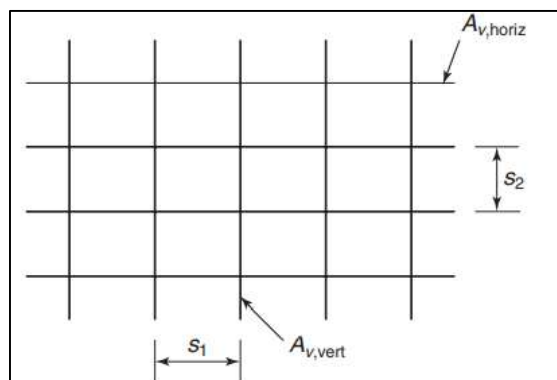
$$s_{1,m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 18'' \cong 450 \text{ mm} \\ 3h \\ \frac{l_w}{3} \end{cases}$$

$$s_{2,m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 18'' \cong 450 \text{ mm} \\ 3h \\ \frac{l_w}{5} \end{cases}$$

Sendo:

- h : largura da seção transversal do pilar-parede;
- l_w : maior dimensão da seção transversal do pilar-parede.

Figura 11 - Armaduras vertical e horizontal no ACI 318:19 e seus respectivos espaçamentos



Fonte: Adaptado de ACI 318:19

3.2.2 Verificação da segurança segundo o ACI 318:19

Atendidas as exigências de quantidade mínima de armadura e espaçamento máximo, as seguintes condições impostas na seção 11.5.1 do ACI 318:19 devem ser satisfeitas:

$$\phi M_n \geq M_u$$

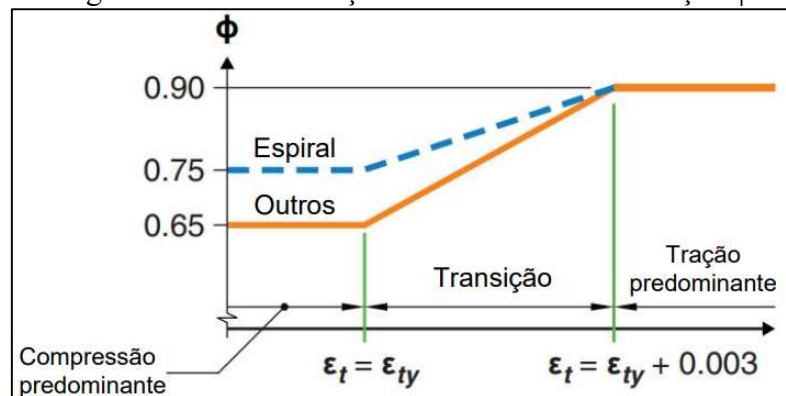
$$\phi N_n \geq N_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Sendo M_n , N_n e V_n as resistências nominais obtidas a partir das propriedades dos materiais ao momento fletor, esforço normal e esforço cortante e M_u , N_u e V_u as solicitações obtidas a partir das combinações de ações. ϕ é um coeficiente de redução apresentado na seção 21.2 da norma.

As combinações de ações encontram-se na subseção 9.2.1 da norma e o coeficiente de redução ϕ depende do alongamento da barra de armadura mais tracionada na peça e deve obedecer aos critérios encontrados na tabela 21.2.1 da norma, conforme Figura 12 e Tabela 2.

Figura 12 - Determinação do coeficiente de redução ϕ



Fonte: Adaptado de ACI 318:19

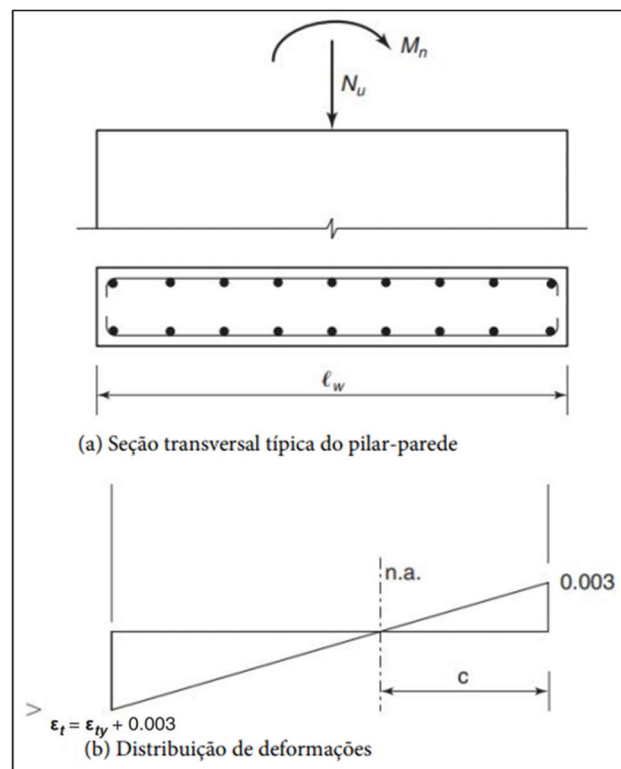
O fator de redução pode ser calculado diretamente a partir da deformação na posição da armadura da extremidade. A subseção R21.2.2 da norma americana define a carga limite controlada por tração como a carga que causa uma distribuição de deformações tendo uma tensão máxima de compressão associada a uma deformação de 0,003 na face mais comprimida da seção, quando a deformação do aço na camada extrema de armadura atinge uma tensão de $\epsilon_{ty} + 0,003$.

Tabela 2 - Coeficiente de redução ϕ

	Ação ou elemento estrutural	ϕ	Exceções
(a)	Momento, força axial, ou momento combinado e força axial	0.65 até 0.90 de acordo com 21.2.2	Próximo as extremidades de elementos protendidos onde os fios não estejam totalmente tracionados, ϕ deve estar de acordo com 21.2.3.
(b)	Cisalhamento	0.75	Recomendações adicionais são dadas em 21.2.4 para estruturas dimensionadas ao sismo.

Fonte: Adaptado de ACI 318:19

Figura 13 – Distribuição de deformações em uma seção retangular



Fonte: Adaptado de WIGHT e MACGREGOR (2012)

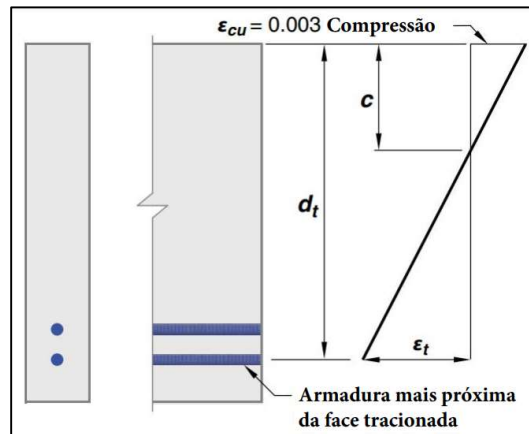
A partir da semelhança de triângulos, a linha neutra estará localizada a $0,375d_t$, sendo d_t a distância entre a face mais comprimida ao centroide das camadas de armadura de tração. Assim, quando $c \leq 0,375d_t$, o pilar-parede é submetido majoritariamente à tração e quando $c \geq 0,6d_t$, o pilar-parede é submetido majoritariamente à compressão.

A distância d_t é dada pela seguinte equação:

$$d_t = 0,8l_w$$

Sendo l_w o comprimento do pilar-parede.

Figura 14 - Distância d_t e distribuição de tensões ao longo da seção transversal de um pilar-parede



Fonte: Adaptado de ACI 318:19

Assim, pode-se concluir a partir da Tabela 2 e a Figura 12 que, para peças controladas à tração, $\phi = 0,90$ e, para peças controladas à compressão, $\phi = 0,65$. Para peças em que o valor de c se encaixa na faixa de transição entre os valores extremos, deve ser feita a interpolação de acordo com o alongamento na barra mais tracionada. WIGHT e MACGREGOR (2012) sugerem que seja adotado o valor de $\phi = 0,65$.

3.2.3 Verificação à flexão

Deve ser feita a verificação à flexão, determinando-se para isso o momento resistente. Primeiro, determina-se a força resultante em condições de tensões nominais.

$$T = A_{st}f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right)$$

Em que:

$$A_{st} = 2A_b \frac{l_w}{s_1}$$

Sendo A_b a área da seção transversal da barra longitudinal, em in.².

O parâmetro c é dado pela equação deduzida em WIGHT e MACGREGOR (2012):

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$$

Em que é possível de se obter o parâmetro de tensão axial a partir da seguinte expressão definida por Cardenas et al. (1973, apud WIGHT e MACGREGOR, 2012):

$$\alpha = \frac{N_u}{h l_w f'_c}$$

Com a taxa de armadura longitudinal definida por:

$$\omega = \rho_1 \frac{f_y}{f'_c}$$

Sendo:

- ρ_1 : taxa de armadura longitudinal;
- f_y : tensão de escoamento do aço, em ksi;
- f'_c : resistência à compressão de cálculo do concreto, em ksi.

O coeficiente β_1 , que varia de acordo com a resistência do concreto, se encontra na tabela 22.2.2.4.3 da norma americana, destacada abaixo.

Tabela 3 - Valores de β_1 para uma distribuição retangular de tensões do concreto equivalente

f'_c , psi	β_1	
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \geq 8000$	0.65	(c)

Fonte: ACI 318:19

Assim, pode-se determinar o momento resistente da seção através da expressão abaixo:

$$M_n = T \frac{l_w}{2} + N_u \left(\frac{l_w - c}{2} \right)$$

Multiplica-se o momento M_n pelo coeficiente de minoração e compara-se com o solicitante M_u da estrutura.

$$\phi M_n \geq M_u$$

3.2.4 Verificação ao cisalhamento

O ACI 318 em sua subseção 22.5 também exige a verificação ao cisalhamento. A resistência ao cisalhamento V_n é calculada através da seguinte expressão:

$$V_n = V_c + V_s$$

Sendo:

- V_c : resistência ao cisalhamento do concreto, em kips;
- V_s : resistência ao cisalhamento da armadura transversal, em kips.

Para pilares-parede submetidos à tração, tem-se:

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} h d$$

Sendo $d = 0,8l_w$ e λ é um fator associado ao tipo de concreto, tomado como 1,0 para concretos usuais.

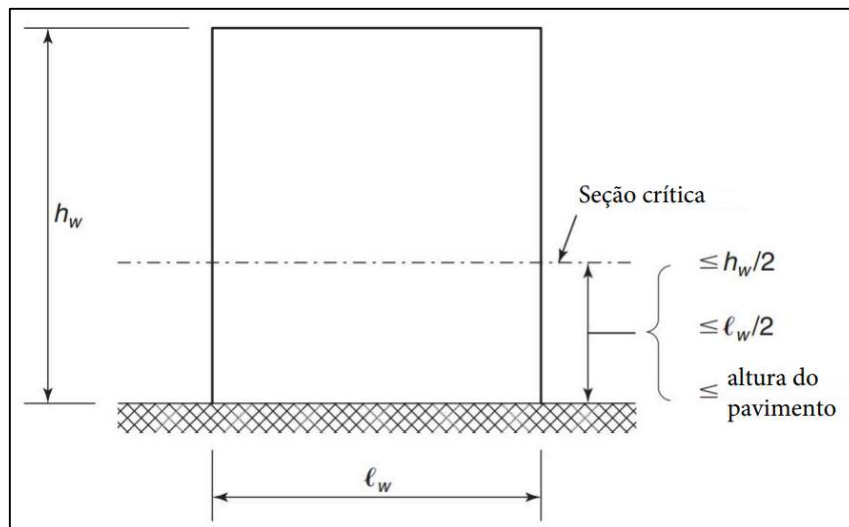
Para pilares-parede submetidos à compressão axial, deve ser adotado o menor valor de V_c entre as equações abaixo:

$$V_c \leq \left\{ \begin{array}{l} 3,3 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \\ \left[0,6 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(1,25 \lambda \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \end{array} \right.$$

A primeira equação corresponde à força de cisalhamento no início da fissuração por cisalhamento da peça e normalmente será adotada para pilares-parede curtos.

A segunda equação normalmente associada a pilares-parede esbeltos corresponde à força de cisalhamento no início da fissura por cisalhamento de flexão em uma seção aproximadamente $l_w/2$ acima da base da parede, chamada de seção crítica, conforme representado na figura a seguir.

Figura 15 - Posição da seção crítica do pilar-parede



Fonte: Adaptado de WIGHT e MACGREGOR (2012)

O pilar-parede é considerado esbelto por WIGHT e MACGREGOR (2012) quando a relação h_w/l_w é superior a 3,0 e curto quando h_w/l_w é inferior a 2,0:

$$\text{Pilar-parede curto: } \left\{ \frac{h_w}{l_w} \leq 2,0 \right.$$

$$\text{Pilar-parede esbelto: } \left\{ \frac{h_w}{l_w} \geq 3,0 \right.$$

Assim, o momento na seção crítica pode, finalmente, ser obtido através da equação:

$$M_u(\text{seção crítica}) = M_u(\text{base}) - V_u(\text{base}) \frac{l_w}{2}$$

Onde $l_w/2$ foi considerada a menor distância entre as especificadas na Figura 15.

Caso seja verificado que $\phi V_c \geq V_u$, não é preciso calcular V_s . Caso contrário, o cálculo da resistência ao cisalhamento da armadura transversal é dado pela expressão:

$$V_s = \frac{A_{vh} f_y d_t}{s_2}$$

Sendo:

- A_{vh} : área de armadura transversal, em in.²;
- f_y : tensão de escoamento do aço, em ksi;
- d_t : distância que pode ser calculada como $d_t = 0,8 l_w$, em in.;
- s_2 : espaçamento entre as barras transversais, em in.

3.2.5 Detalhamento das armaduras

A norma americana estabelece em sua subseção 11.7.2.3 que, para pilares-parede com espessura superior a 10", ou 25 cm, a armadura longitudinal em cada direção deve ser colocada em pelo menos duas camadas, uma perto de cada face.

A subseção 25.7.2.3 do ACI 318-19 prevê que os estribos devem ser dispostos a fim de que cada barra longitudinal de canto tenha sua amarração garantida por pelo menos um estribo, e que a distância entre barras não amarradas por estribos não pode ser superior a 6", ou 15 cm.

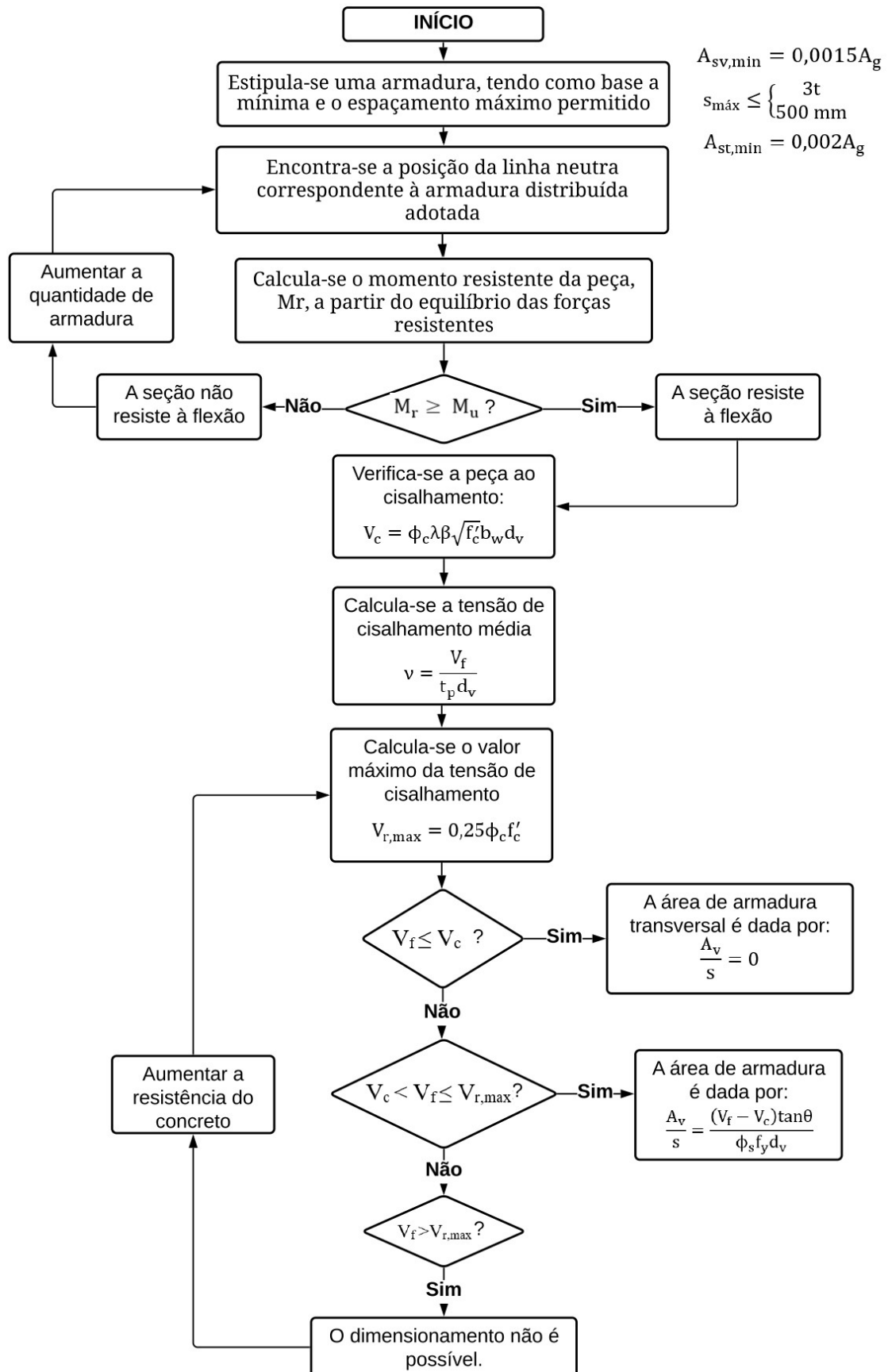
3.3 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA CSA A23.3-14

No dimensionamento de pilares-parede segundo a norma CSA A23.3-14, assim como na norma americana, é feita primeiramente a determinação de uma taxa de armadura para, em seguida, verificar-se a resistência da peça à flexão e ao cisalhamento.

A norma apresenta uma peculiaridade, porém, na determinação da resistência à flexão da peça, onde considera a contribuição de uma armadura concentrada nas extremidades do pilar-parede. A armadura longitudinal distribuída ao longo das maiores faces do pilar-parede é considerada para o cálculo da linha neutra da peça.

Um fluxograma foi feito contendo um resumo das etapas do procedimento de dimensionamento de pilares-parede segundo a norma canadense e encontra-se a seguir.

Figura 16 - Fluxograma com resumo do procedimento de cálculo da CSA A23.3-14



3.3.1 Armadura mínima e disposições construtivas segundo a CSA A23.3-14

A área mínima de armadura longitudinal distribuída estabelecida pela norma é de $0,0015A_g$, segundo o item 14.1.8.5. De acordo com 14.1.8.4, o espaçamento máximo entre as barras longitudinais deve ser determinado conforme segue abaixo.

$$A_{sv,min} = 0,0015A_g$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 3t \\ 500 \text{ mm} \end{cases}$$

Sendo:

- A_g : área da seção transversal de concreto;
- t : menor dimensão do pilar-parede.

Como taxa mínima de armadura transversal, a subseção 14.1.8.6 estabelece o valor de $0,002A_g$.

$$A_{st,min} = 0,002A_g$$

A subseção 14.1.8.2 indica que o valor máximo do diâmetro da armadura distribuída corresponde a 1/10 da espessura do pilar-parede.

Em 14.1.8.3, é apontado que, para pilares-parede com espessura superior a 210 mm, a armadura longitudinal deve ser disposta em duas camadas para cada direção e cada camada deve estar distante, no máximo, do valor de $t/3$ da face da parede, sendo t a espessura da parede.

Segundo a subseção 14.1.8.8.1 da norma canadense, é necessário ser previsto para todos os tipos de parede um reforço de, no mínimo, duas barras equivalentes a ϕ 16 mm nas extremidades da parede.

De acordo com 14.1.8.8.2, deve ser prevista uma armadura longitudinal concentrada nas extremidades dos pilares-parede a fim de promover uma maior resistência à flexão nessas regiões. A norma destaca que esta resistência não é promovida pela armadura distribuída prevista em 14.1.8.5.

A taxa geométrica de armadura não pode exceder o valor de 0,08 nas regiões de armadura concentrada, conforme 14.1.8.8.3.

3.3.2 Verificação à flexão

A subseção 14.4.2 trata do dimensionamento de pilares-parede submetidos à flexão. A norma apresenta diferentes especificações a depender se a armadura do pilar-parede atinge ou não o escoamento. Para fazer essa verificação, a norma determina em sua subseção 10.5.2 que, caso a expressão a seguir seja atendida, o aço atinge o escoamento.

$$\frac{c}{d} \leq \frac{700}{700 + f_y}$$

Sendo:

- c: distância entre a fibra mais comprimida de concreto e a linha neutra;
- d: distância entre a fibra mais comprimida de concreto e o centroide das armaduras de tração;
- f_y : tensão de escoamento do aço.

Assim, ela classifica os pilares-parede em dois tipos: aqueles que não tem sua armadura atingindo o escoamento são chamados de “alta compressão axial” e, aqueles que tem a armadura atingindo o escoamento, de “baixa compressão axial”.

Em sua subseção 21.5.7.4, a norma afirma que a distância da fibra mais comprimida do concreto à linha neutra, c, quando o concreto atinge a deformação de compressão máxima ϵ_{cu} na fibra mais comprimida, deve ser determinada pela análise de seções planas para a carga axial atuando na parede e um momento fletor causando a máxima tensão de compressão na fibra mais comprimida, ou de acordo com a expressão a seguir:

$$c = \frac{P_s + P_n + P_{ns} - \alpha_1 \phi_c f'_c A_f}{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c b_w}$$

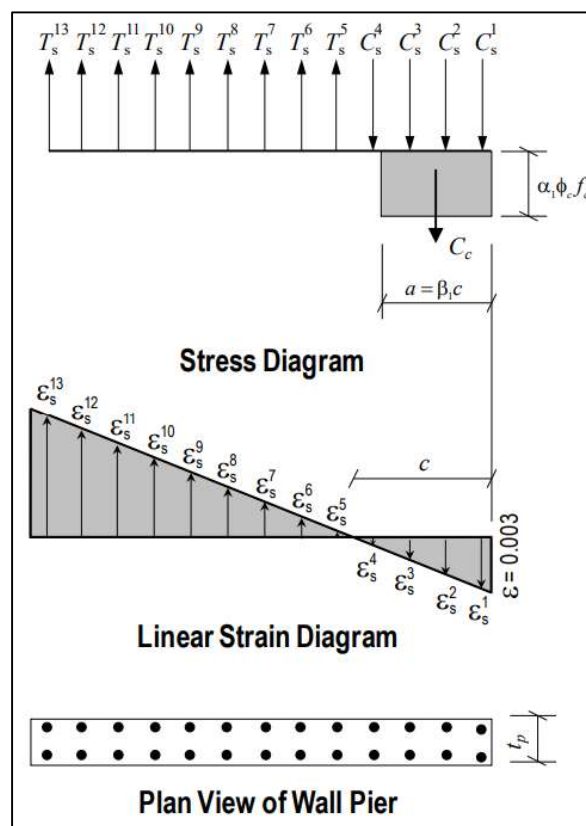
Sendo:

- P_s : distância entre a fibra mais comprimida e a linha neutra;
- P_n : distância entre a fibra mais comprimida e o centroide das armaduras de tração;
- P_{ns} : tensão de escoamento do aço;
- α_1 : fator igual a $0,85 - 0,0015f'_c$ (CSA 10.1.7);
- ϕ_c : fator de redução de resistência do concreto, usualmente igual a 0,65;
- $f'_c = f_{ck} - 2,04$: resistência característica do concreto segundo a CSA;

- A_f : área da flange;
- β_1 : fator igual a $0,97 - 0,0025f'_c$ (CSA 10.1.7);
- b_w : espessura do pilar-parede.

A alternativa da análise das seções planas para a carga axial atuando na parede e um momento fletor causando a máxima tensão de compressão na fibra mais comprimida descrita pela norma consiste no cálculo da distância da linha neutra, c , à fibra mais comprimida de concreto, a partir do equilíbrio da seção com as cargas atuantes.

Figura 17 - Diagramas de tensões e deformações da seção transversal do pilar-parede



Fonte: COMPUTERS & STRUCTURES, INC (2015)

Segundo JABBOUR (2000), a componente do aço tracionado T_s anula a componente do aço comprimido, C_s . Sendo assim, a resultante das forças de compressão no concreto, C_c , deve ser equilibrada pela armadura distribuída tracionada que não está equilibrando a armadura distribuída comprimida da seção, e esse equilíbrio é encontrado em um comprimento de $L - 2c$. Neste caso, o autor conclui: a diferença entre a força resultante de compressão e a força resultante de tração deve ser igual à força axial aplicada no pilar-parede.

$$C - T = N_d$$

Sendo:

- C: força resultante de compressão no concreto;
- T: força resultante de tração no aço;
- N_d : força axial atuante no pilar-parede.

A partir do valor da distância da linha neutra à fibra mais comprimida do concreto, é possível encontrar o momento resistente da seção a partir do equilíbrio das forças resistentes. O momento resistente deve ser igual ou superior ao momento solicitante para que a peça resista à flexão.

3.3.3 Verificação ao cisalhamento

Segundo o item 11.3.4 da norma canadense, o valor da força V_c , atribuída como a resistência do concreto ao cisalhamento minorada pelo coeficiente ϕ_c , é dada por:

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$$

Sendo:

- ϕ_c : fator de redução de resistência do concreto, usualmente igual a 0,65 (CSA 8.4.2);
- λ : fator redutor da resistência para concretos de baixa densidade, assumindo o valor de 1 para concretos com densidade normal (CSA 8.6.5);
- β : fator que considera a resistência ao cisalhamento em estruturas com abertura de fissuras (CSA 2.2), assumindo um valor entre 0,1 e 0,4;
- f'_c : resistência à compressão do concreto;
- b_w : espessura do pilar-parede, perpendicular à direção de ação do esforço cortante;
- d_v : profundidade efetiva de cisalhamento, calculada como $d_v = 0,8 l_w$ (CSA 21.6.3.5).

O coeficiente β é determinado de acordo com o item 11.3.6 da CSA A23.3-14. A norma traz um método simplificado para o cálculo desse coeficiente, porém o mesmo se aplica apenas em situações em que a resistência ao escoamento do aço e a resistência a compressão do concreto não ultrapassem os valores de 400 MPa e 60 MPa, respectivamente.

Sendo assim, como os aços utilizados no Brasil para armaduras longitudinais usualmente possuem resistência igual a 500 MPa, segue o procedimento de cálculo chamado de método geral, que se encontra no item 11.3.6.4 da norma.

O valor de β , então, deve ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$\beta = \frac{0,40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})}$$

Sendo:

- ε_x : deformação longitudinal;
- s_{ze} : parâmetro de espaçamento de fissura equivalente.

Para seções transversais que respeitam a quantidade de armadura transversal mínima descrita em 3.3.1 neste documento, o valor de s_{ze} pode ser adotado igual a 300 mm. Caso contrário, o parâmetro deve ser calculado de acordo com a equação a seguir:

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g}$$

Sendo:

- s_z : parâmetro de espaçamento de fissura, tomado igual a d_v ;
- a_g : diâmetro nominal máximo do agregado.

De qualquer forma, o valor de s_{ze} não deve ser inferior a $0,85s_z$.

A deformação longitudinal, ε_x , na metade da profundidade da seção transversal, é calculada de acordo com a seguinte expressão (CSA 11.3.6.4):

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f + 0,5N_f}{2(E_s A_s)}$$

No cálculo de ε_x , é necessário que as seguintes condições sejam atendidas:

- a) V_f e M_f são o esforço cortante e momento fletor solicitantes, e devem ser aplicados na fórmula como valores positivos;
- b) a área da armadura longitudinal é considerada como a armadura necessária para todas as combinações de ações de projeto;
- c) caso o valor de ε_x na expressão anterior seja negativo, o mesmo deve ser recalculado usando a seguinte expressão:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f + 0,5 N_f}{2 (E_s A_s + E_c A_{ct})} \geq -0.0002$$

- d) para seções mais próximas que d_v da face do apoio, o valor de ε_x calculado na distância d_v da face do apoio pode ser usado.

A subseção 11.3.6.4 estabelece que o valor máximo de ε_x deve ser de 0,003.

3.3.4 Cálculo da armadura

O procedimento a seguir fornece a armadura necessária para o pilar-parede e se encontra nos itens 11.3.3 e 11.3.5 da norma. A tensão de cisalhamento média é calculada para uma seção retangular a partir da expressão:

$$v = \frac{V_f}{t_p d_v}$$

A tensão de cisalhamento média, V_f , é limitada ao valor máximo $V_{r,max}$:

$$V_{r,max} = 0,25 \phi_c f'_c$$

Assim, a área de armadura é calculada das três formas possíveis seguintes:

- Para $V_f \leq V_c$:

$$\frac{A_v}{s} = 0$$

- Para $V_c < V_f \leq V_{r,max}$:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_f - V_c) \tan \theta}{\phi_s f_y d_v}$$

Onde:

$$\theta = 29 + 7000 \varepsilon_x$$

- Para $V_f > V_{r,max}$:

O dimensionamento não é possível.

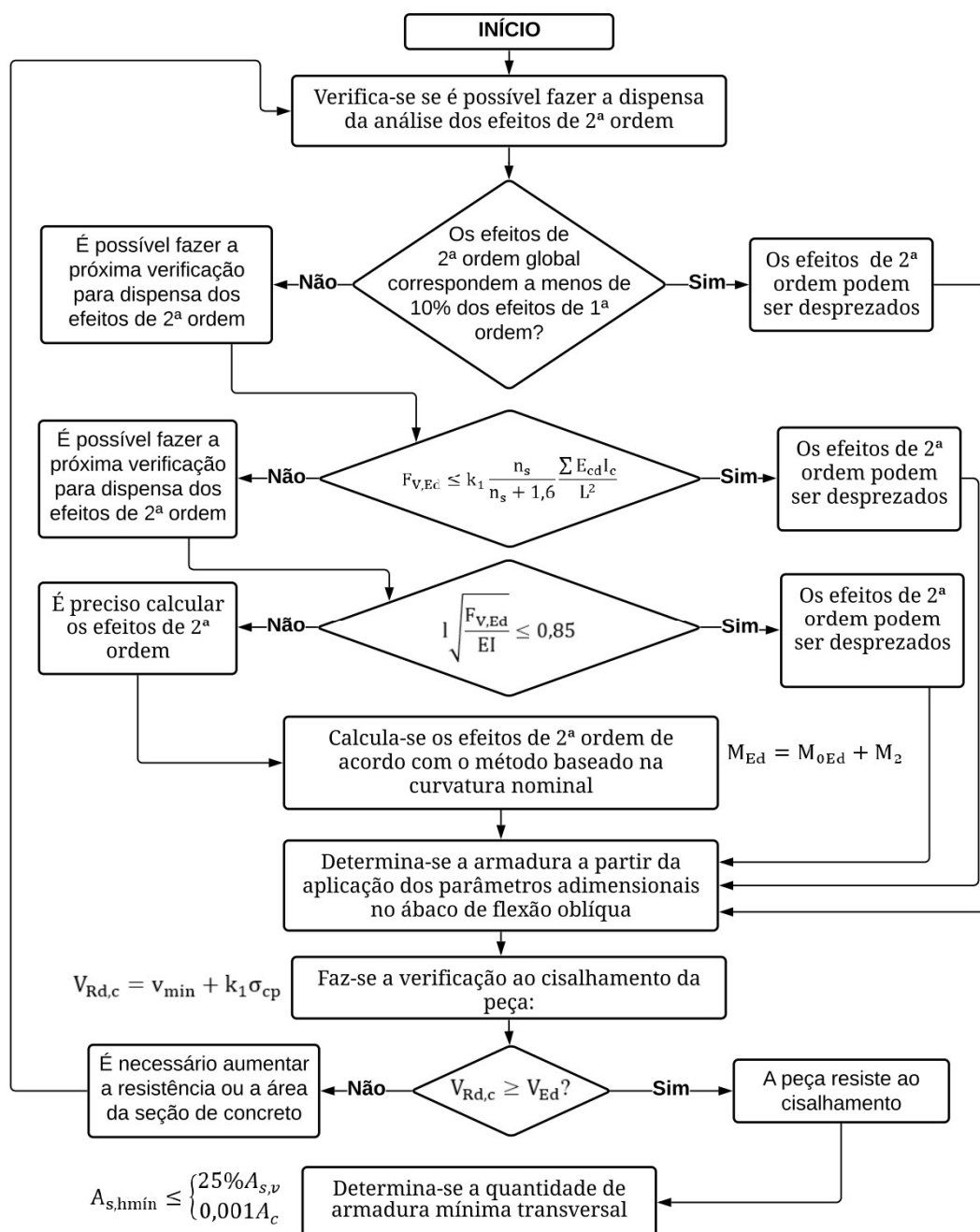
Sendo:

- θ : ângulo de inclinação das tensões de compressão diagonais;
- ϕ_s : fator de redução de resistência do aço, igual a 0,85 (CSA 8.4.3).

3.4 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA EN 1992-1-1:2004

No dimensionamento de pilares-parede segundo a norma europeia EN 1992-1-1:2004, primeiramente é feita a verificação da dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem para, em seguida, ser feito o cálculo das armaduras. A Figura 18 apresenta um resumo em forma de fluxograma, o qual foi elaborado a fim de sintetizar e ilustrar o processo de cálculo da norma europeia.

Figura 18 - Fluxograma com resumo do procedimento de cálculo da EN 1992-1-1:2004



3.4.1 Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem

O Eurocódigo 2 permite que haja a dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem no dimensionamento de pilares-parede. Em sua subseção 5.8.2, a norma estabelece que esses efeitos podem ser desprezados caso correspondam a menos de 10% dos efeitos de 1ª ordem.

Em alternativa a esta consideração, a norma aponta em sua subseção 5.8.3.3 que, para edifícios sem deformações significativas provenientes do cisalhamento, também é possível desprezar tais efeitos caso o seguinte critério seja atendido:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \frac{n_s}{n_s + 1,6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

Sendo:

- $F_{V,Ed}$: carga total vertical no pilar-parede;
- n_s : número de pavimentos da edificação;
- L : altura total da edificação, acima da fundação;
- E_{cd} : módulo de elasticidade de cálculo do concreto, sendo $E_{cd} = E_{cm}/\lambda_{cE}$, com valor recomendado $\lambda_{cE} = 1,2$;
- I_c : momento de inércia da seção transversal do pilar-parede.

A norma recomenda o valor de $k_1 = 0,31$ para seções fissuradas (“*cracked*”) e $k_1 = 0,62$ para seções não fissuradas (“*uncracked*”) no estado limite último.

A seção fissurada é aquela que é analisada considerando que o concreto não apresenta resistência à tração. A fim de verificar se a seção é ou não fissurada, é necessário analisar as tensões de compressão e flexão do pilar-parede. Ao compararem-se essas duas tensões, caso a tensão de flexão σ_M seja inferior a tensão de compressão σ_N , a seção é considerada como não fissurada (BIASIOLI et al., 2014).

$$\sigma_N = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_M = \frac{M}{W}$$

Sendo:

- σ_N : tensão de compressão do pilar-parede;
- σ_M : tensão de flexão do pilar-parede;

- N: força de compressão atuante no pilar-parede;
- A: área da seção transversal do pilar-parede;
- W: módulo de resistência plástico da seção transversal do pilar-parede, sendo $W = bh^2/6$.

Outra alternativa apresentada pelo Eurocódigo para a desconsideração dos efeitos de 2ª ordem é a determinação do fator de majoração do momento, apresentada em sua subseção 5.8.7.3. Nela, a norma afirma que o momento total de cálculo, incluindo o momento de 2ª ordem, deve ser expresso pela majoração dos momentos resultantes da análise de primeira ordem, conforme expressão:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right]$$

Em que:

- M_{0Ed} : momento de primeira ordem;
- β : fator que depende da distribuição dos momentos de 1ª e 2ª ordem;
- N_{Ed} : força normal de cálculo;
- N_B : carga axial de flambagem baseada na rigidez nominal.

A norma afirma que, para elementos isolados com seção transversal constante submetidos a uma carga axial, o momento de 2ª ordem tem uma distribuição senoidal, com o valor de β obtido através da expressão:

$$\beta = \pi^2/c_0$$

Sendo c_0 um coeficiente que depende da distribuição do momento de primeira ordem, com valores definidos na tabela a seguir.

Tabela 4 - Valores do coeficiente c_0

Tipo de distribuição do momento de 1ª ordem	c_0
Distribuição constante	8
Distribuição parabólica	9,6
Distribuição triangular	12

Fonte: Autora (2021)

Uma simplificação proposta pela norma no seu item 5.8.7.3 (4) é a de adotar $\beta = 1$, reduzindo assim a expressão para:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)}$$

Com:

$$N_B = \frac{\pi^2 E I}{(1,12 l)^2}$$

Sendo:

- E: módulo de elasticidade do concreto;
- I: momento de inércia da seção transversal do pilar-parede;
- l: altura do pilar-parede.

Assim, para que a dispensa da análise dos efeitos de segunda ordem possa ser feita, é necessário verificar que o coeficiente de majoração do momento (f) seja igual ou inferior a 1,1.

Logo:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)} = f \cdot M_{0Ed}$$

$$f = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \leq 1,1$$

Essa inequação resulta em:

$$\frac{N_{Ed}}{N_B} \leq 0,091$$

Substituindo os termos na equação do momento de cálculo, tem-se como expressão final:

$$l \sqrt{\frac{F_{V,Ed}}{EI}} \leq 0,85$$

3.4.2 Limite de esbeltez

A norma europeia indica alternativamente em seu item 5.8.3.1 o critério de esbeltez limite para a desconsideração dos efeitos de 2ª ordem, sendo:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

Sendo:

- A = 1/(1+0,2φ_{ef}) (caso φ_{ef} não for conhecido, adotar A = 0,7);

- $B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (caso ω não for conhecido, adotar $B = 1,1$);
- $C = 1,7 - r_m$ (caso r_m não for conhecido, adotar $C = 0,7$);
- φ_{ef} : fator de fluência efetiva;
- ω : taxa mecânica de armadura ($\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$);
- A_s : área total de armadura longitudinal;
- n : força normal relativa ($n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$);
- r_m : relação de momentos ($r_m = M_{01} / M_{02}$);
- M_{01}, M_{02} : momentos de primeira ordem nas extremidades, sendo $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Caso os momentos de primeira ordem atuem em lados opostos do pilar-parede, r_m será negativo e $C > 1,7$. Caso contrário, r_m será positivo e $C \leq 1,7$.

O fator de fluência efetiva é abordado na seção 5.8.4 do Eurocódigo 2, dado pela seguinte expressão:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0EQP} / M_{0Ed}$$

Sendo:

- $\varphi_{(\infty, t_0)}$: coeficiente de fluência final;
- M_{0EQP} : momento de primeira ordem obtido a partir da combinação quase permanente de ações;
- M_{0Ed} : momento de primeira ordem obtido a partir da combinação normal de ações.

A norma ainda afirma em seu item 3.5.3 que o coeficiente φ_{ef} pode ser considerado nulo caso as três condições a seguir sejam atendidas:

- a) $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$
- b) $\lambda \leq 75$
- c) $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$

3.4.3 Esbeltez e altura efetiva dos elementos

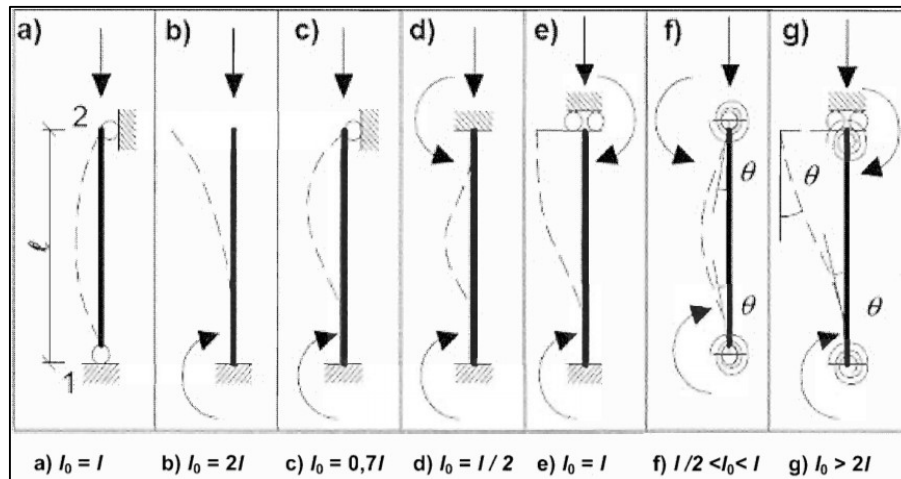
O coeficiente de esbeltez é definido na subseção 5.8.3.2 do Eurocódigo 2, em que:

$$\lambda = l_0 / i$$

Sendo:

- l_0 : altura efetiva do pilar, determinada de acordo com a Figura 19;
- i : raio de giração da seção de concreto não fissurada.

Figura 19 - Altura efetiva segundo o Eurocódigo 2



Fonte: Eurocódigo 2 (2004)

3.4.4 Método baseado na curvatura nominal para determinação dos efeitos de 2ª ordem

Segundo o subitem 5.8.8.2 da norma europeia, o momento de cálculo é dado por:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

Com:

$$M_2 = N_{Ed} e_2$$

Sendo:

- M_{0Ed} : momento de 1ª ordem, incluindo o efeito das imperfeições geométricas;
- M_2 : momento nominal de 2ª ordem;
- N_{Ed} : força normal de cálculo;
- e_2 : deflexão = $(1/r) l_0^2 / c$;
- $1/r$: curvatura;
- l_0 : comprimento efetivo;
- c : fator que depende da distribuição da curvatura (para peças com seção transversal constante, tem-se $c = 10$).

A norma afirma que, para elementos que não possuem cargas aplicadas entre suas extremidades, seus momentos finais de 1ª ordem podem ser substituídos por um momento final equivalente M_{0e} .

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

$$|M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Os sinais de M_{01} e M_{02} devem ser contrários caso provoquem tração em lados opostos do pilar-parede e, caso provoquem tração no mesmo lado, devem assumir o mesmo sinal. Além disso, M_{02} é o maior momento, em módulo, entre os dois.

Para elementos com seção transversal e armadura constantes ao longo da seção, a seguinte expressão deve ser utilizada para a determinação da curvatura, de acordo com o item 5.8.8.3 da norma europeia:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

Sendo:

- K_r : fator de correção que depende da força axial;
- K_φ : fator que leva em consideração a fluência do concreto;
- $1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d)$;
- $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$;
- d : altura efetiva da seção transversal.

De acordo com o subitem 5.8.8.3 do Eurocódigo 2, caso a armadura não seja distribuída em lados opostos da seção, mas parte dela seja distribuída paralelamente à direção do momento, a altura efetiva d deve ser definida como:

$$d = \left(\frac{h}{2}\right) + i_s$$

Onde i_s é o raio de giração da área total de armadura e h é a espessura do pilar-parede.

O fator K_r é determinado a partir da seguinte expressão:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

Em que:

- n : força normal relativa ($n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$);
- f_{cd} : resistência à compressão de cálculo do concreto, igual a f_{ck} / γ_c , sendo $\gamma_c = 1,5$ (EN 1992-1-1:2004 2.4.2.4);
- N_{Ed} : valor de cálculo da força normal;
- $n_u = 1 + \omega$;
- n_{bal} : valor de n correspondente ao máximo momento resistente, que pode ser considerado igual a 0,4;
- ω : taxa mecânica de armadura ($\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$);
- A_s : área total de armadura longitudinal;
- A_c : área da seção transversal de concreto.

O fator K_φ tem sua expressão definida no item 5.8.8.3 da norma, reproduzida a seguir:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

Em que:

- φ_{ef} : fator de fluência efetiva (item 3.5.3 deste documento);
- $\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$;
- λ : coeficiente de esbeltez, (item 3.5.4 deste documento).

3.4.5 Verificação da peça ao cisalhamento

A verificação ao cisalhamento de pilares-parede deve ser feita segundo o item 6.2 da norma europeia, o qual trata da análise geral de peças ao cisalhamento. Assim, deve ser confirmado que a resistência ao cisalhamento da peça, $V_{Rd,c}$, é superior à solicitação, V_{Ed} .

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

Sendo:

$$V_{Rd,c} = v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ em milímetros}$$

Em que:

- $V_{Rd,c}$: resistência ao cisalhamento da peça, em MPa;
- σ_{cp} : tensão de compressão do concreto, em MPa;
- v_{min} : resistência mínima da peça ao cisalhamento, em MPa;
- k : coeficiente considerado para o cálculo da resistência mínima ao cisalhamento;
- k_1 : coeficiente de minoração, igual a 0,15.

3.4.6 Determinação da armadura longitudinal

A determinação da área de aço deve ser feita através da seguinte expressão:

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em que:

- ω_{tot} : taxa mecânica de armadura;
- b : menor dimensão da seção transversal do pilar-parede;
- h : maior dimensão da seção transversal do pilar-parede;
- f_{cd} : valor de cálculo da resistência do concreto à compressão, igual a f_{ck} / γ_c , sendo $\gamma_c = 1,5$ (EN 1992-1-1:2004 2.4.2.4);
- f_{yd} : valor de cálculo da resistência do aço, igual a f_{yk} / γ_s , sendo $\gamma_s = 1,15$ (EN 1992-1-1:2004 2.4.2.4);

O valor da taxa mecânica de armadura pode ser obtido com o auxílio dos ábacos de flexão oblíqua propostos por alguns autores. A utilização dos ábacos depende do cálculo dos valores de momento reduzido e de força normal reduzida, os quais têm suas expressões reproduzidas a seguir:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}}$$

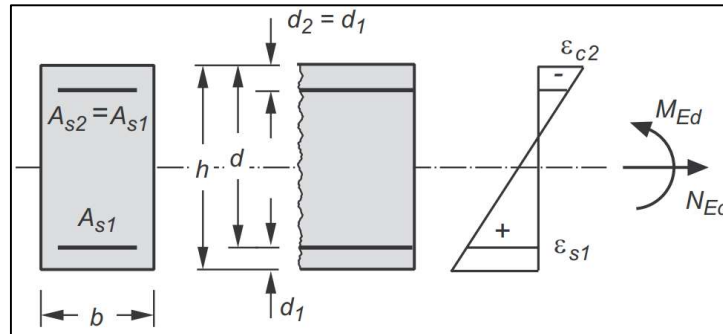
$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}}$$

Em que:

- M_{Ed} : momento fletor total, considerando os efeitos de 1ª e 2ª ordem, segundo a direção mais rígida do pilar-parede.

Por fim, a escolha do ábaco depende do parâmetro d_2 / h , sendo d_2 a distância entre a face de concreto e o centro geométrico da armadura longitudinal, obtida de acordo com a Figura 20.

Figura 20 - Distância d_2 para a escolha do ábaco segundo o Eurocódigo 2



Fonte: Zilch e Zehetmaier (2010, apud BIASIOLI et al., 2014)

3.4.7 Detalhamento das armaduras segundo o EN 1992-1-1:2004

De acordo com a subseção 9.6.2 do Eurocódigo 2, os limites recomend

veis de área total e espaçamento para as armaduras longitudinais são:

$$A_{s,v\text{mín}} = 0,002A_c$$

$$A_{s,v\text{máx}} = 0,04A_c$$

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 400\text{mm} \\ 3h \end{cases}$$

Sendo A_c a área da seção transversal de concreto e, h , a espessura do pilar-parede.

A norma estabelece em seu item 9.6.3 o limite mínimo de armadura transversal como sendo o menor valor entre:

$$A_{s,h\text{mín}} \geq \begin{cases} 25\% A_{s,v} \\ 0,001 A_c \end{cases}$$

O espaçamento entre as barras transversais não deve ser superior a 400 mm segundo o mesmo item.

4 ANÁLISE E RESULTADOS

Um dos objetivos deste trabalho consiste na comparação entre o dimensionamento dos pilares-parede segundo as recomendações da norma brasileira NBR 6118:2014, da norma americana ACI 318-19, da norma canadense CSA A23.3-14 e da norma europeia EN 1992-1-1:2004.

Para que essa comparação pudesse ser feita, foi idealizado um edifício de 10 pavimentos, buscando avaliar o dimensionamento à flexão e ao cisalhamento ao longo da altura do edifício e, com isso, respeitar as recomendações da norma americana ACI 318-19, na qual o dimensionamento do pilar-parede é feito levando em conta a altura do pilar ao longo de todos os pavimentos.

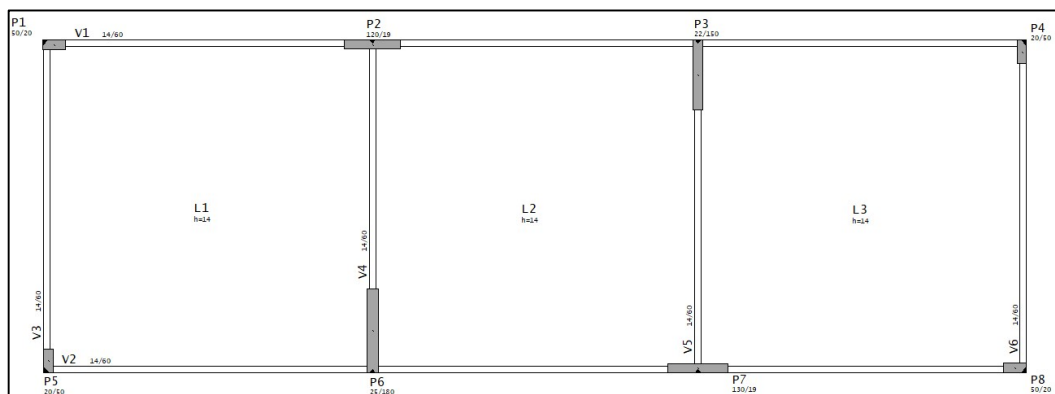
Sendo assim, uma vez que na norma brasileira o dimensionamento é feito a partir da altura de cada pavimento do pilar-parede (cada lance individualmente), serão comparados os resultados trecho a trecho.

4.1 MODELO NUMÉRICO

4.1.1 Dados gerais

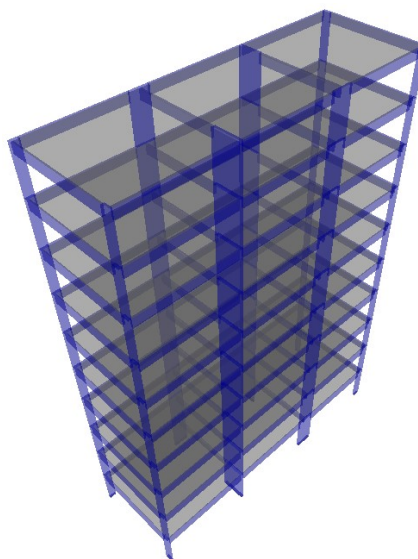
O edifício foi modelado no software TQS 22.6, com 10 pavimentos tipo, com pé direito de 3 m cada e altura total do edifício igual a 30 m. Cada pavimento possui uma área de 150,94 m². No edifício, existem quatro pilares-parede, sendo o mais solicitado dimensionado neste trabalho. A planta baixa e a imagem 3D do edifício encontram-se em sequência.

Figura 21 - Planta de formas do pavimento tipo do edifício modelo



Fonte: Autora (2021)

Figura 22 - Vista 3D do edifício modelo



Fonte: Autora (2021)

4.1.2 Materiais e cobrimento

O edifício foi considerado localizado em região urbana, sendo classificado segundo a Tabela 6.1 da NBR 6118:2014 com classe de agressividade ambiental II, com agressividade moderada.

Visto que a estrutura é de concreto armado e os elementos em questão são pilares-parede, a tabela 7.2 da norma brasileira apresenta que para esses elementos, para uma classe de agressividade ambiental II, o cobrimento deve ser de, no mínimo, 30 mm.

A resistência característica à compressão do concreto adotada para os pilares foi de 30 MPa e, para o aço, uma resistência característica ao escoamento de 500 MPa.

4.1.3 Esforços solicitantes

Para a obtenção dos esforços atuantes nos pilares-parede do modelo, foram adotadas as combinações de ações mais desfavoráveis para cada esforço atuante nas peças, sendo assim utilizada a combinação de ações de vento para obtenção dos esforços cortantes e a combinação última para obtenção dos esforços de compressão e os momentos fletores no topo e na base dos elementos. Os esforços cortantes devido ao vento utilizados correspondem aos esforços quando

o vento atua segundo a orientação da maior direção dos pilares, sendo a mesma direção vertical para os pilares P3 e P6 e horizontal para os pilares P2 e P7.

Os esforços solicitantes obtidos no software TQS para o pilar-parede P6 obtidos pela análise global, incluindo efeitos de 1ª e 2ª ordem, encontram-se na tabela a seguir.

Tabela 5 - Esforços solicitantes no pilar-parede P6

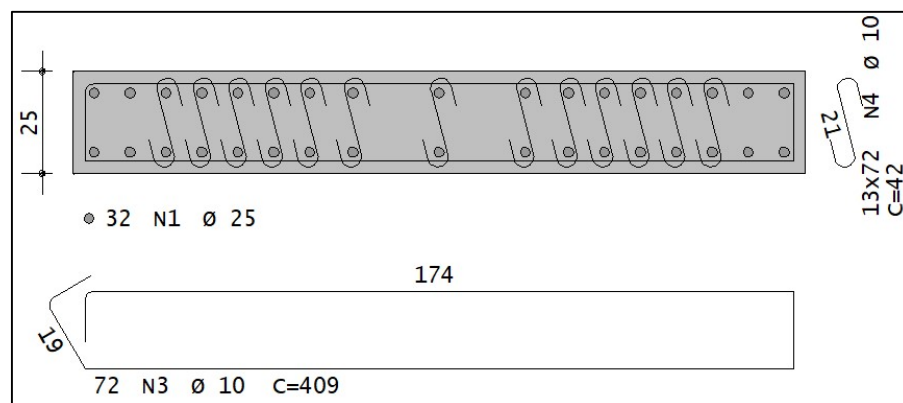
Pilar-parede	Pavimento	Extremidade	N_d (kN)	F_{yd} (kN)	M_{xd} (kN.m)	M_{yd} (kN.m)
P6	1º Tipo	Topo	4075	49,5	1714,52	12,52
		Base	4075	0	2520,19	21,23

Fonte: Autora (2021)

4.1.4 Detalhamento final

O detalhamento encontrado pelo software, utilizando como base a NBR 6118:2014, resultou em 36 barras de ϕ 25 mm para a armadura longitudinal e em estribos de 10 mm a cada 6 cm, com estribos suplementares.

Figura 23 - Detalhamento do P6 obtido no TQS



Fonte: TQS (2021)

4.2 NBR 6118:2014

O dimensionamento segundo a NBR 6118:2014 foi feito conforme descrito no item 3.1, com a verificação final da armadura realizada através do software PCalc 1.4.

4.2.1 Análise geométrica

O pilar-parede P6 possui uma seção transversal de 25 cm de base por 180 cm de comprimento, com uma relação entre a menor dimensão e a maior inferior a 1/5.

$$\frac{h}{l_w} = \frac{25}{180} \cong \frac{1}{7} < \frac{1}{5}$$

Assim, segundo o item 14.4.2.4 da NBR 6118:2014, o pilar é classificado como pilar-parede segundo os critérios geométricos da norma.

O pilar-parede é apoiado em ambas extremidades (topo e base) nas duas direções, apresentando um comprimento equivalente, segundo a Figura 7, de:

$$l_e = l = 3,00 \text{ m}$$

A tabela a seguir apresenta um resumo das informações de geometria do pilar-parede P6.

Tabela 6 - Geometria do pilar-parede P6

Geometria	
h	0,25 m
b	1,80 m
le	3,00 m
Ac	0,45 m ²

Fonte: Autora (2021)

4.2.2 Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem

O modelo foi feito considerando o topo de cada lâmina convenientemente fixados às lajes do edifício, conferindo o efeito de diafragma horizontal. A esbeltez λ_i da lâmina resultante encontra-se na tabela a seguir.

Tabela 7 - Esbeltez λ_i da lâmina

Esbeltez λ_i	
lei	3,00 m
hi	0,25 m
λ_i	41,57

Fonte: Autora (2021)

Assim, conforme descrito em 3.1.1, a norma não permite a dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem neste caso, pois o critério de que o λ_i de cada lâmina deve ser menor que 35 não foi atendido.

4.2.3 Índice de esbeltez, força normal adimensional e análise local

Conforme 3.1.2, os índices de esbeltez para o pilar P6 segundo as duas direções e a força normal adimensional encontram-se na tabela abaixo.

Tabela 8 - Índices de esbeltez e força normal adimensional do pilar-parede P6

Índice de esbeltez	
$\lambda_y = \frac{\sqrt{12}l_e}{b}$	41,57
$\lambda_x = \frac{\sqrt{12}l_e}{h}$	5,77
Força Normal Adimensional	
$v = \frac{N_{Sd}}{A_c f_{cd}}$	0,362

Fonte: Autora (2021)

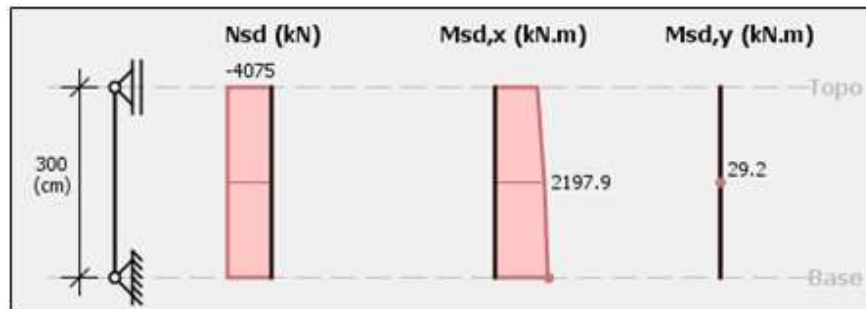
No cálculo dos efeitos locais, primeiramente foi feita uma análise à flexão oblíqua para a combinação ELU dos esforços solicitantes apresentados na Tabela 5. Verificou-se, então, que os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados segundo a direção x, visto que o critério de $\lambda_x \leq \lambda_{1,x}$ foi atendido. Segundo a direção y, porém, foi necessário calcular o $M_{d,tot,y}$ de acordo com o subitem 3.1.4. A partir disso, foi feita a determinação da armadura a partir do PCalc 1.4 para os esforços solicitantes $M_{d,tot,x}$ e $M_{d,tot,y}$, que são apresentados na tabela a seguir. A Figura 24 indica os esforços na seção intermediária, com $M_{d,tot,x}$ e $M_{d,tot,y}$.

Tabela 9 - Análise local à flexão composta oblíqua do pilar-parede P6

Análise local à flexão composta oblíqua						
Em torno de y	e1	0,01 m	$\lambda_y > \lambda_{1,y}$	Cálculo dos efeitos de 2ª ordem	a	1,25
	$\alpha_{b,y}$	0,84			b	117,90
	$\lambda_{1,y}$	30,22			c	-4519,68
	$\lambda_{1,y,min}$	35,00			$M_{sd,tot}$	29,26 kN.m
					Kaprox	13,26
					$M_{d,tot,y}$	29,26 kN.m
Em torno de x	e1	0,62 m	$\lambda_x < \lambda_{1,x}$	Efeitos de 2ª ordem desprezados	$M_{d,tot,x}$	2197,92 kN.m
	$\alpha_{b,x}$	0,87				
	$\lambda_{1,x}$	33,59				
	$\lambda_{1,x,min}$	35,00				

Fonte: Autora (2021)

Figura 24 - Esforços da análise local à flexão composta oblíqua



Fonte: PCalc (2021)

Dada a seção de 25 cm X 180 cm, $f_{ck} = 30$ MPa, $\gamma_c = 1,4$, $f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $N_{Sd} = 4075,00$ kN e armadura disposta nas duas faces maiores da seção, com $d' = 5,00$ cm, uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos locais de 2ª ordem é 14 barras de ϕ 20 mm.

Em seguida, foi feita uma análise referente às imperfeições geométricas locais. Os momentos mínimos foram calculados conforme 3.1.3 e verificou-se que $\lambda_y > \lambda_{1y}$, sendo assim necessário calcular o momento $M_{d,tot,min,yy}$ de acordo com o subitem 3.1.4.

Tabela 10 - Imperfeição geométrica local: momentos mínimos

Momentos Mínimos						
Em torno de y	$M_{1,d,min,yy}$	91,69 kN.m	$\lambda_y > \lambda_{1y}$	Cálculo dos efeitos de 2ª ordem	a	1,25
	e1	0,02 m			b	25,47
	$\alpha_{b,y}$	1,00			c	-23351,66
	$\lambda_{1,y}$	26,13			$M_{sd,tot}$	126,87 kN.m
	$\lambda_{1,y,min}$	35,00			κ_{prox}	18,81
					$M_{d,tot,min,yy}$	126,87 kN.m
Em torno de x	$M_{1,d,min,xx}$	281,18 kN.m	$\lambda_x < \lambda_{1x}$	Efeitos de 2ª ordem desprezados	$M_{d,tot,xx}$	281,18 kN.m
	e1	0,07 m				
	$\alpha_{b,x}$	1,00				
	$\lambda_{1,x}$	28,45				
	$\lambda_{1,x,min}$	35,00				

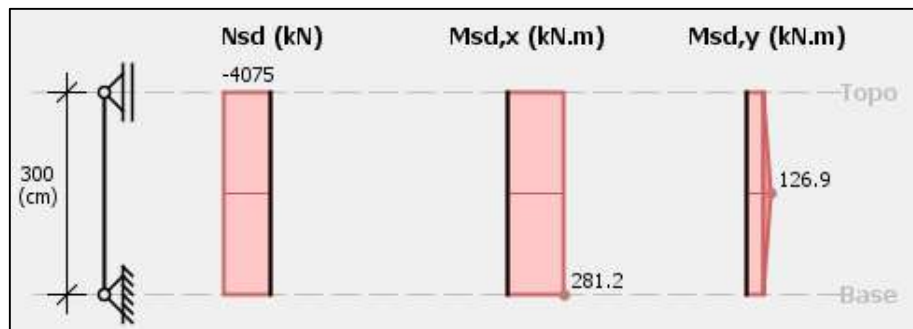
Fonte: Autora (2021)

Dada a seção de 25 cm X 180 cm, $f_{ck} = 30$ MPa, $\gamma_c = 1,4$, $f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $N_{Sd} = 4075,00$ kN e armadura disposta nas duas faces maiores da seção, com $d' = 4,80$ cm, o dimensionamento necessário resulta na armadura mínima.

$$A_{S,\min} = 0,004 \cdot A_c = 0,004 \cdot (25 \cdot 180) = 18 \text{ cm}^2$$

Uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos locais de 2ª ordem é 10 barras de ϕ 16 mm.

Figura 25 - Esforços da análise local à flexão composta oblíqua



Fonte: PCalc (2021)

No que diz respeito ao dimensionamento da armadura longitudinal na análise local, de acordo com o que foi calculado anteriormente, tem-se:

- Armadura necessária para atender exclusivamente os efeitos da análise local à flexão composta oblíqua (esforços iniciais da combinação ELU):

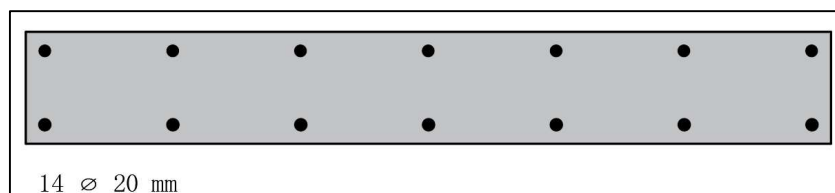
$$R_d > S_{d,\text{Comb,ELU}} \rightarrow 14 \text{ barras de } \phi 20 \text{ mm}$$

- Armadura necessária para atender exclusivamente a análise local à flexão composta oblíqua (imperfeições geométricas locais):

$$R_d > S_{d,\min} \rightarrow 10 \text{ barras de } \phi 16 \text{ mm}$$

Dessa forma, a armadura total necessária para atender a segurança em relação aos efeitos da análise local é 14 barras de ϕ 20 mm.

Figura 26 - Detalhamento final de acordo com a análise local



Fonte: Autora (2021)

4.2.4 Análise localizada

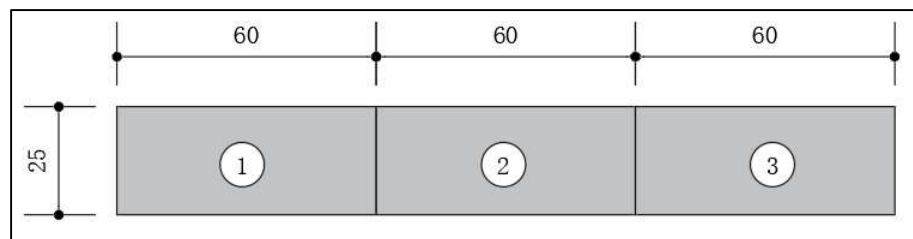
Para o cálculo dos efeitos localizados de 2ª ordem, foi adotado o processo aproximado da NBR 6118:2014, encontrado no subitem 3.1.4. Para isso, o pilar-parede foi dividido em lâminas cuja geometria encontra-se a seguir.

Tabela 11 - Geometria das faixas

Geometria das faixas	
$a_{i,máx}$	0,75 m
a_i	0,60 m
nº de faixas	3
$A_{c,fai}$	0,15 m ²

Fonte: Autora (2021)

Figura 27 - Faixas do pilar-parede P6 de acordo com o processo aproximado



Fonte: Autora (2021)

O dimensionamento das faixas de extremidade (1 e 3) encontra-se a seguir.

Tabela 12 - Dimensionamento das faixas de extremidade (1 e 3)

Faixas de extremidade (1 e 3)	
λ_{fai}	41,57
$N_{Sd,fai}$	4158,54 kN
$M_{1d,B,fai}$	4,17 kN.m
$M_{1d,A,fai}$	7,08 kN.m
$M_{1d,mín,y,fai}$	93,57 kN.m
$v = \frac{N_{Sd}}{A_c f_{cd}}$	1,29

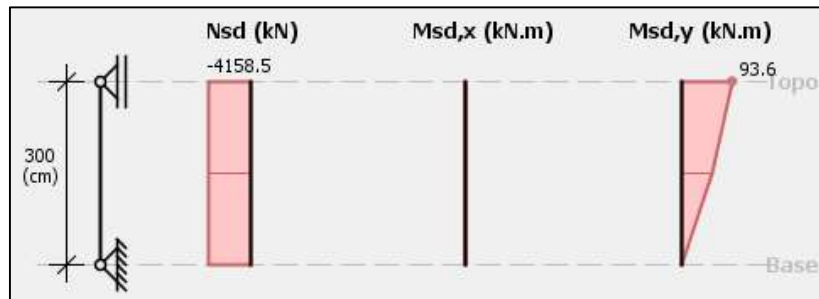
De acordo com a subseção 15.9.3 da NBR 6118:2014, se $M_{1d,fai} < M_{1d,mín,fai}$:

α_b	0,60
e_l	0,02 m
$\lambda_{l,fai}$	43,54
$\lambda_{fai} < \lambda_{l,fai}$	Não é necessário calcular $M_{d,tot,fai}$

Fonte: Autora (2021)

Foi verificado que o $\lambda_{fai} < \lambda_{1,fai}$, sendo assim dispensado o cálculo do $M_{d,tod,fai}$ e utilizado para a determinação da armadura das faixas, neste caso, o momento mínimo $M_{1d,min,x,fai}$.

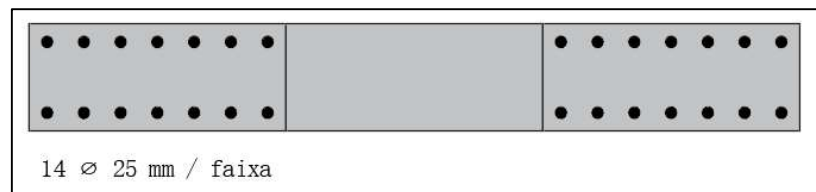
Figura 28 - Esforços nas faixas de extremidade (1 e 3)



Fonte: PCalc (2021)

Dada a seção de 25 cm X 60 cm, $f_{ck} = 30$ MPa, $\gamma_c = 1,4$, $f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $N_{Sd} = 4158,54$ kN e armadura disposta nas duas faces maiores da seção, com $d' = 5,25$ cm, uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos localizados de 2ª ordem para cada uma das faixas de extremidade (1 e 3) é 14 barras de $\phi 25$ mm.

Figura 29 - Detalhamento das faixas de extremidade (1 e 3) de acordo com a análise localizada



Fonte: Autora (2021)

O mesmo dimensionamento foi feito para a faixa intermediária, a faixa 2, e os cálculos são apresentados em forma de planilha na Tabela 13.

Nota-se, a partir da Tabela 13, que neste caso também ocorreu de $\lambda_{fai} < \lambda_{1,fai}$, sendo assim dispensado o cálculo do $M_{d,tod,fai}$ e utilizado para a determinação da armadura das faixas o momento mínimo $M_{1d,min,y,fai}$.

Tabela 13 - Dimensionamento da faixa intermediária (2)

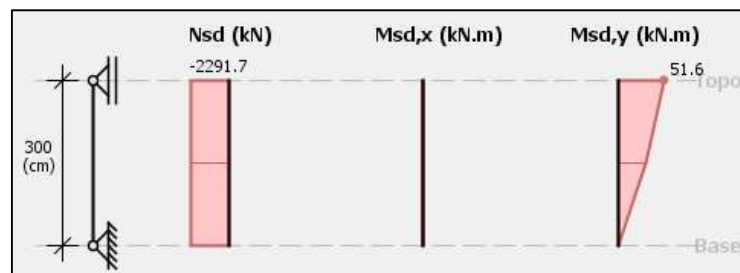
Faixa intermediária (2)	
λ_{fai}	41,57
$N_{Sd,fai}$	2291,74 kN
$M_{1d,B,fai}$	3,13 kN.m
$M_{1d,A,fai}$	5,31 kN.m
$M_{1d,mín,y,fai}$	51,56 kN.m
$v = \frac{N_{Sd}}{A_c f_{cd}}$	0,71

De acordo com a subseção 15.9.3 da NBR 6118:2014, se $M_{1d,fai} < M_{1d,mín,fai}$:

α_b	0,60
e_l	0,02 m
$\lambda_{1,fai}$	43,54
$\lambda_{fai} < \lambda_{1,fai}$	Não é necessário calcular $M_{d,tot,fai}$

Fonte: Autora (2021)

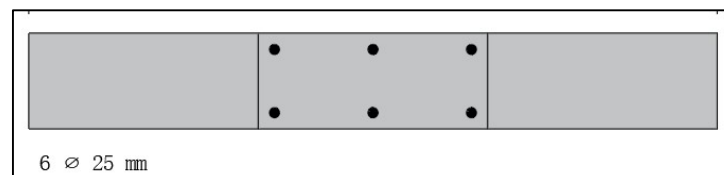
Figura 30 - Esforços na faixa intermediária (2)



Fonte: PCalc (2021)

Dada a seção de 25 cm X 60 cm, $f_{ck} = 30$ MPa, $\gamma_c = 1,4$, $f_{yk} = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$, $N_{Sd} = 2291,74$ kN e armadura disposta nas duas faces maiores da seção, com $d' = 5,25$ cm, uma alternativa de dimensionamento que atenda os efeitos localizados de 2ª ordem para a faixa intermediária (2) é 6 barras de ϕ 25 mm.

Figura 31 - Detalhamento da faixa intermediária (2) de acordo com a análise localizada



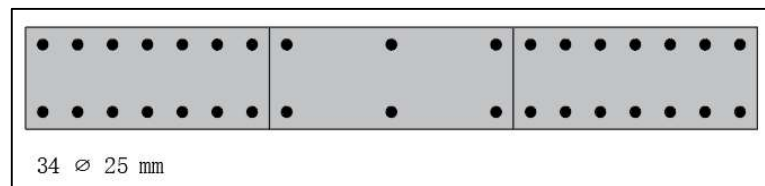
Fonte: Autora (2021)

Em relação ao dimensionamento da armadura longitudinal na análise localizada, de acordo com o que foi calculado anteriormente, tem-se:

- Faixa 1: $R_{d,fai,ext} > S_{d,fai,ext} \rightarrow 14$ barras de ϕ 25 mm
- Faixa 2: $R_{d,fai,ext} > S_{d,fai,ext} \rightarrow 6$ barras de ϕ 25 mm
- Faixa 3: $R_{d,fai,ext} > S_{d,fai,ext} \rightarrow 14$ barras de ϕ 25 mm

Dessa forma, a armadura total necessária para atender a segurança em relação aos efeitos da análise localizada é 34 barras de ϕ 25 mm.

Figura 32 - Detalhamento final de acordo com a análise localizada



Fonte: Autora (2021)

4.2.5 Detalhamento final

De acordo com que foi calculado anteriormente, tem-se:

- Armadura necessária para atender exclusivamente os efeitos da análise local:

$$R_d > S_{d,locais} \rightarrow 14 \text{ barras de } \phi 20 \text{ mm}$$
- Armadura necessária para atender exclusivamente os efeitos da análise localizada:

$$R_d > S_{d,localizados} \rightarrow 34 \text{ barras de } \phi 25 \text{ mm}$$

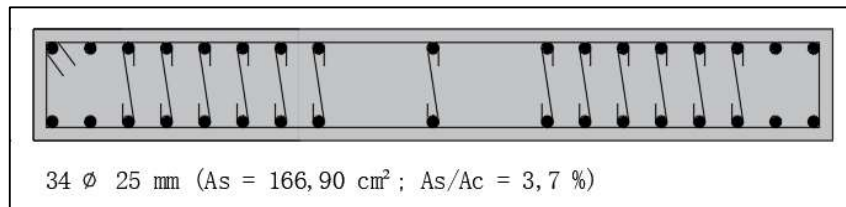
Assim, a armadura total necessária para atender a segurança em relação aos efeitos da análise local (imperfeição geométrica e 2ª ordem) e da análise localizada (acréscimo da força normal nas extremidades) é de 34 barras de 25 mm, com uma maior concentração de barras nas extremidades do pilar-parede, resultando em uma área de 166,90 cm².

Quanto às armaduras transversais, de acordo com 3.1.6, a armadura mínima exigida pela norma brasileira é de 25% da armadura longitudinal por metro de face. Esse cálculo resulta em uma área de armadura transversal de 11,59 cm²/m. Uma alternativa de detalhamento para esta área é o uso de estribos de 10 mm a cada 6,5 cm.

Além disso, as armaduras do pilar-parede são sujeitas à perda de estabilidade, visto que se encontram comprimidas, sendo necessária então a proteção das mesmas a este efeito. Sendo

assim, foram previstos estribos suplementares de 10 mm a partir de $20 \phi_t$ do canto e espaçados conforme detalhamento a seguir.

Figura 33 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo a NBR 6118:2014



Fonte: Autora (2021)

4.3 ACI 318-19

O procedimento de cálculo seguido para o dimensionamento do pilar-parede P6 pelo ACI 318-19 foi feito conforme descrito em 3.2. Primeiramente, são apresentados os esforços necessários para o dimensionamento e, em seguida, o cálculo é apresentado em forma de tabelas.

4.3.1 Esforços solicitantes

Além dos esforços solicitantes apresentados na Tabela 5, também é necessário para a verificação do pilar-parede pela norma americana as informações acerca dos esforços cortantes, visto que o ACI 318-19 exige uma verificação ao cisalhamento. Assim, segue na Tabela 14 as forças cortantes no topo de cada lance do pilar-parede ao longo da altura do edifício.

Tabela 14 - Forças verticais e horizontais nos lances do pilar-parede P6

Pilar-parede	Pavimento	N_d (kN)	F_{yd} (kN)
P6	1º Tipo	4075,04	5,51
	2º Tipo	3669,32	3,62
	3º Tipo	3258,18	4,12
	4º Tipo	2843,98	4,48
	5º Tipo	2428,99	4,77
	6º Tipo	2014,59	5,01
	7º Tipo	1601,72	5,23
	8º Tipo	1190,88	5,42
	9º Tipo	782,08	5,59
	10º Tipo	375,24	5,75

Fonte: Autora (2021)

4.3.2 Dimensionamento do pilar-parede P6 segundo o ACI 318-19

Os dados iniciais correspondentes a geometria, solicitação, características dos materiais e armaduras são destacadas na Tabela 15. Partiu-se de um diâmetro de 25 mm para a armadura longitudinal para efeitos de comparação com o dimensionamento pela NBR 6118:2014 e de 10 mm para a armadura transversal, por ser o diâmetro mínimo permitido pela norma americana.

Tabela 15 - Dados iniciais do pilar-parede P6

Geometria		
h	0,25 m	9,84 in
lw	1,80 m	70,87 in
hw	3,00 m	118,11 in
Ag	0,45 m ²	697,50 in ²
Solicitação		
Nu	4075,00 kN	916,10 kips
Mu	2520,19 kN.m	1858,82 kips-ft
Vu	49,50 kN	11,13 kips
Características dos materiais		
f _c	27,96 MPa	4,06 ksi
f _y = f _{yk}	500 MPa	72,52 ksi
Armaduras		
cob	30,00 mm	1,181 in
Φ _l	25,00 mm	0,984 in
Φ _t	10,00 mm	0,394 in
Ab		0,76 in ²
Ab,t		0,12 in ²
λ	1	

Fonte: Autora (2021)

Inicialmente foi determinada a taxa de armadura para a verificação inicial tendo como base a armadura mínima permitida pela norma e o espaçamento máximo. A partir do cálculo dos valores de armadura, foi possível verificar então a solicitação predominante da peça e fazer a verificação da resistência à flexão.

Tabela 16 - Determinação da armadura mínima e do espaçamento máximo

Taxas mínimas de armadura e espaçamento máximo	
$s_{1,máx}$	18 in
$s_{2,máx}$	14 in
$\rho_1 = \frac{A_{v,vert}}{hs_1}$	0,0086
$\rho_t = \frac{A_{v,horiz}}{hs_2}$	0,0017
$\rho_{1,mín}$	0,0012
$\rho_{t,mín}$	0,0025
Valores adotados	
$\rho_{1,adotado}$	0,0086
$\rho_{t,adotado}$	0,0025
$s_1 = \frac{A_{v,vert}}{h\rho_1}$	8 in
$s_2 = \frac{A_{v,hor}}{h\rho_1}$	10 in

Fonte: Autora (2021)

Tabela 17 – Cálculo do fator de redução ϕ e da resistência à flexão

Verificação à flexão	
$\alpha = \frac{N_u}{hl_w f'_c}$	0,32
$\omega = \rho_1 \frac{f_y}{f'_c}$	0,15
β_1	0,85
$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$	32,92 in
$dt = 0,8l_w$	56,69 in
$0,375dt$	21,26 in
$0,6dt$	34,02 in
ϕ	0,65
$A_{st} = 2A_b \frac{l_w}{s_1}$	5,99 in ²
$T = A_{st} f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right)$	232,61 kips
$M_n = T \frac{l_w}{2} + N_u \left(\frac{l_w - c}{2} \right)$	2126,79 kips-ft
ϕM_n	1382,42 kips-ft

Fonte: Autora (2021)

Concluiu-se que a peça não é submetida majoritariamente nem à tração nem à compressão, pois o valor de c se encaixa na faixa de transição entre os valores extremos. Sendo assim, adota-se o valor de 0,65 para o fator de redução ϕ .

A verificação da resistência à flexão da seção foi feita, então, comparando-se o momento solicitante de cálculo com o momento resistente multiplicado pelo fator de redução ϕ . Como o momento fletor resistente é inferior à solicitação, a seção transversal não resiste à flexão, sendo assim necessário aumentar a taxa de armadura da peça e verificar uma outra vez o elemento.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1382,42 \leq 1858,82 \text{ kips} - \text{ft}$$

Após fazer iterações com diferentes valores de espaçamento e taxa de armadura, verificou-se que a seção resiste a partir de um espaçamento de 8 in., com uma taxa de armadura longitudinal de 0,0193. Por fim, foi feita a verificação da segurança da peça ao cisalhamento. Os resultados do cálculo final encontram-se a seguir.

Tabela 18 - Verificação da resistência à flexão e ao cisalhamento para novos parâmetros

Verificação à flexão e ao cisalhamento	
$\alpha = \frac{N_u}{h l_w f'_c}$	0,32
$\omega = \rho_l \frac{f_y}{f'_c}$	0,35
β_1	0,85
$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0,85\beta_1 + 2\omega} \right) l_w$	33,62 in
$dt = 0,8l_w$	56,69 in
$0,375dt$	21,26 in
$0,6dt$	34,02 in
ϕ	0,65
$A_{st} = 2A_b \frac{l_w}{s_1}$	13,48 in ²
$T = A_{st} f_y \left(\frac{l_w - c}{l_w} \right)$	513,84 kips
$M_n = T \frac{l_w}{2} + N_u \left(\frac{l_w - c}{2} \right)$	2927,39 kips-ft
ϕM_n	1902,80 kips-ft
V_c	300,48 kips
V_c	131,18 kips
M_u	1464,52 kips-ft

Fonte: Autora (2021)

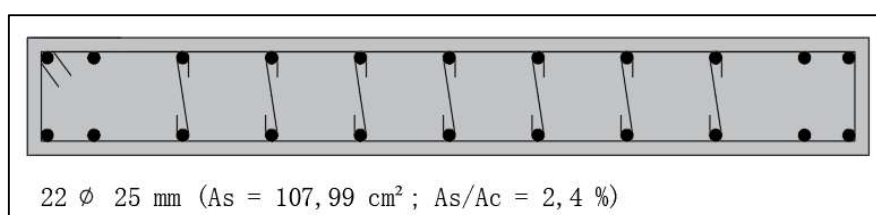
4.3.3 Detalhamento final

Tendo a seção do pilar-parede P6 resistido às verificações de flexão e cisalhamento para uma armadura de ϕ 25 mm a cada 8 in., ou 20 cm, o detalhamento da peça consistirá em 20 barras de 25 mm. Contudo, WIGHT e MACGREGOR (2012) afirmam que é muito comum a adoção de mais barras nas extremidades de pilares-parede a fim de aumentar a taxa de armadura nessas regiões, chegando assim a uma quantidade de 22 barras de 25 mm, totalizando uma área de aço de 107,99 cm². Porém o próprio autor não fornece nenhuma informação mais minuciosa, por isso neste trabalho serão adotadas 2 barras adicionais.

A armadura transversal resultante foi de 10 mm a cada 25 cm, resultando em uma área de aço de 3,20 cm²/m.

Além disso, conforme exigências da norma americana discutidas em 3.2.5, foram previstos estribos suplementares para as armaduras com espaçamento superior a 15 cm em relação às barras amarradas por estribos.

Figura 34 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo o ACI 318-19



Fonte: Autora (2021)

4.4 CSA A23.3-14

No dimensionamento do pilar-parede pela CSA A23.3-14, inicialmente foram calculadas as quantidades mínimas de armadura longitudinal e transversal e, em seguida, foi feita a verificação da segurança da peça à flexão e ao cisalhamento.

4.4.1 Armadura mínima do P6 segundo a CSA A23.3-14

Os dados da geometria e da solicitação e o cálculo da armadura mínima longitudinal e transversal e do espaçamento máximo encontram-se a seguir.

Tabela 19 - Geometria, solicitação e armaduras mínimas do P6 segundo a CSA

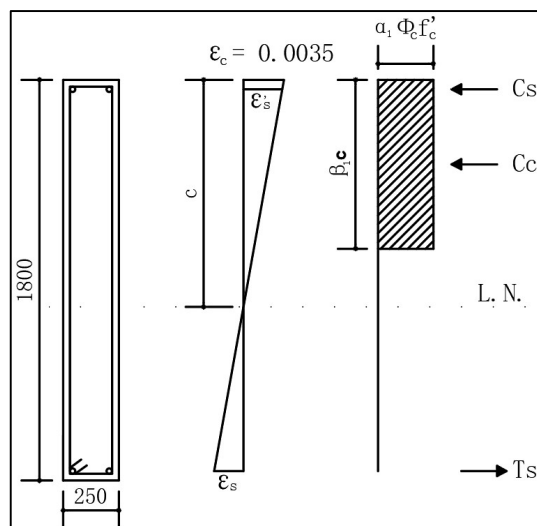
Geometria	
t	0,25 m
L_p	1,80 m
l_e	3,00 m
A_c	0,45 m ²
I	0,12 m ⁴
Solicitação	
N_{Sd}	4075,00 kN
$M_{1d,B,x}$	12,52 kN.m
$M_{1d,A,x}$	21,23 kN.m
$M_{1d,B,y}$	1714,52 kN.m
$M_{1d,A,y}$	2520,19 kN.m
As,mín e s,máx	
$S_{,máx}$	500 mm
$A_{s,min,est}$	4,76 cm ²
$A_{sv,min}$	7,50 cm ² /m
A_{sc}	34,36 cm ²
$A_{st,min}$	9,00 cm ² /m

Fonte: Autora (2021)

4.4.2 Verificação à flexão

Para a verificação à flexão da peça, foi calculada a distância da linha neutra à seção mais comprimida de concreto, c , a partir do equilíbrio das resultantes de compressão e tração na seção do pilar-parede com a força axial solicitante. Em seguida, com o valor de c , foi possível encontrar o momento resistente.

Figura 35 – Equilíbrio da seção do P6 segundo a CSA



Fonte: Autora (2021)

$$C_c = [(\beta_1 c) \cdot t] \cdot (\alpha_1 \phi_c f'_c) = [(0,9c) \cdot 250] \cdot (0,808 \cdot 0,6 \cdot 27,96) = 3049,88c$$

$$T = (1,8 - 2c) \cdot (A_{sv} \phi_s f_y) = (1,8 - 2c) \cdot (1500 \cdot 0,85 \cdot 500) = 573750 - 637500c$$

Sabendo que:

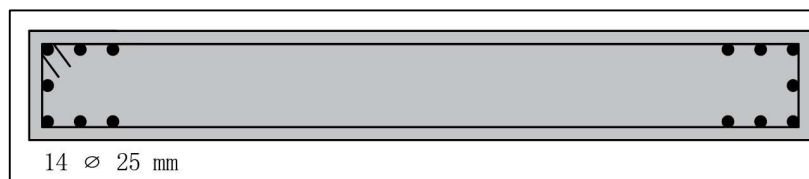
$$C - T = N_d = 4075000 \text{ N}$$

Resolvendo as equações, encontra-se:

$$c = 1207,55 \text{ mm} = 1,21 \text{ m}$$

O momento resistente do pilar-parede pode ser determinado calculando-se o momento em relação ao centro geométrico da seção transversal, considerando a contribuição apenas da armadura concentrada nas extremidades, segundo JABBOUR (2000). Assim, o momento resistente capaz de atender a segurança da peça foi encontrado para a seguinte configuração de armadura concentrada:

Figura 36 - Armadura concentrada nas extremidades para a verificação à flexão



Fonte: Autora (2021)

Calculando o momento fletor resistente a partir do equilíbrio das forças da seção, tem-se:

$$M_r = A_{sc} \phi_s f_y \left(\frac{1800}{2} - 30 - 10 - \frac{150}{2} \right) + \left[(\beta_1 c) \cdot 250 \cdot \alpha_1 \phi_c f'_c \cdot \left(\frac{1800}{2} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right]$$

$$M_r = 3436 \cdot 0,85 \cdot 500 \left(\frac{1800}{2} - 30 - 10 - \frac{150}{2} \right) +$$

$$+ \left[(0,9 \cdot 1207,55) \cdot 250 \cdot 0,808 \cdot 0,65 \cdot 27,96 \cdot \left(\frac{1800}{2} - \frac{0,9 \cdot 1207,55}{2} \right) \right] = 2569,16 \text{ kN.m}$$

$$\therefore M_r = 2569,16 \text{ kN.m} > M_{sd} = 2520,19 \text{ kN.m}$$

Pode-se concluir que a seção resiste à flexão.

4.4.3 Verificação ao cisalhamento

A verificação ao cisalhamento foi feita de acordo com o formulário disposto em 3.3.3, com os resultados do cálculo dos parâmetros na tabela a seguir.

Figura 37 - Verificação do P6 ao cisalhamento de acordo com a CSA A23.3-14

Verificação ao cisalhamento	
ϕ_c	0,65
λ	1,00
V_f	49,50 kN
$d_v = 0,8l_w$	1,44 m
ϵ_x	0,002
$\epsilon_{x,máx}$	0,003
Sze	300 mm
β	0,10
$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$	128,11 kN

Fonte: Autora (2021)

A partir da comparação entre o valor da resistência ao cisalhamento da peça V_c encontrado e o valor da sollicitação de cisalhamento da peça V_f , pode-se concluir que a peça resiste ao cisalhamento com a taxa mínima de armadura transversal $A_{st,min} = 9,00 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Sendo assim, nenhuma armadura extra para resistir ao cisalhamento é necessária, visto que o seguinte critério da norma é atendido:

- Para $V_f \leq V_c$:

$$\frac{A_v}{s} = 0$$

4.4.4 Detalhamento final

O detalhamento final do pilar-parede P6 de acordo com o dimensionamento pela CSA A23.3-14 conta com as armaduras:

- Armadura longitudinal concentrada nas extremidades (A_{sc}):

$$14 \text{ barras de } 25 \text{ mm} \rightarrow A_{sc} = 68,72 \text{ cm}^2$$

- Armadura longitudinal distribuída (A_{sv}):

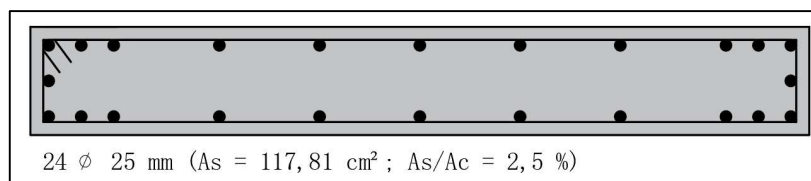
$$10 \text{ barras de } 25 \text{ mm} \rightarrow A_{sv} = 49,09 \text{ cm}^2$$

- Armadura transversal mínima ($A_{st,min}$):

$$10 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm} \rightarrow A_{sv} = 5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Não foi encontrada nenhuma recomendação acerca dos estribos suplementares na CSA A23.3.-14, não sendo utilizada, portanto, nenhuma armadura contra a flambagem das barras neste detalhamento. Uma alternativa de detalhamento para a área de $A_{st,min} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ é o uso de estribos de $\phi 10 \text{ mm}$ a cada 15 cm .

Figura 38 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo a CSA A23.3-14



Fonte: Autora (2021)

4.5 EN 1992-1-1:2004

O dimensionamento do pilar-parede P6 segundo as recomendações da norma europeia de concreto armado foi realizado de acordo com os procedimentos abordados em 3.4. Os resultados são apresentados e discutidos nos próximos itens.

4.5.1 Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem e cálculo da esbeltez

A verificação da dispensa da análise dos efeitos de 2ª ordem foi feita de acordo com os critérios apresentados em 3.4.1 e 3.4.2. Além disso, o cálculo da esbeltez do pilar-parede resultou em um valor superior ao limite. Os resultados são expressos na Tabela 20, a partir dos quais pode-se concluir que deve ser feita a análise dos efeitos em questão.

Tabela 20 - Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem segundo a EN 1992-1-1:2004

Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem	
F _{v,Ed}	4075,00 kN
n _s	10
L	30,00 m
E _{cm}	30672 MPa
λ _{cE}	1,2
E _{cd} = E _{cm} /λ _{cE}	25560 MPa
σ _N	9,06 MPa
W	0,14 m ³
σ _M	19 MPa
k ₁	0,31
$F_{V,Ed} \leq k_1 \frac{n_s \sum E_{cd} I_c}{n_s + 1,6 L^2}$	Não
$1 \sqrt{\frac{F_{V,Ed}}{EI}}$	1,09 kN
$1 \sqrt{\frac{F_{V,Ed}}{EI}} \leq 0,85$	Não
Verificação da esbeltez limite	
A	0,7
B	1,1
C	1,02
n = NE _d /(Ac f _{cd})	0,45
$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$	23,34
l ₀	3,00
i	0,07
λ = l ₀ / i	41,57

Fonte: Autora (2021)

4.5.2 Cálculo dos efeitos de 2ª ordem pelo método da curvatura nominal

A determinação dos efeitos de 2ª ordem foi feita de acordo com o método baseado na curvatura nominal, o qual tem seu procedimento de cálculo demonstrado em 3.4.4. A tabela a seguir contém os resultados do cálculo.

Tabela 21 - Cálculo dos esforços de 2ª ordem pelo método da curvatura nominal

Determinação dos esforços de 2ª ordem	
$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$	0,45
$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$	0,85
$n_u = 1 + \omega$	1,85
n_{bal}	0,4
$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$	0,96
φ_{ef}	0
$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$	1,00
$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	0,0163
d	0,20 m
$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d)$	0,18
$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$	0,18
l_0	3,00 m
c	10
$e = (1/r) l_0^2 / c$	0,16 m
$M_2 = N_{Ed} e_2$	648,26 kN.m
M_{0Ed}	2520,19 kN.m
$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$	3168,45 kN.m

Fonte: Autora (2021)

4.5.3 Verificação ao cisalhamento

A verificação ao cisalhamento do pilar-parede P6 foi feita de acordo com 3.4.5 e tem seus resultados encontrados na Tabela 22. Como pode-se observar na tabela, a peça apresentou uma resistência ao cisalhamento superior à solicitação.

Tabela 22 - Verificação ao cisalhamento do P6 segundo o Eurocódigo 2

Verificação ao cisalhamento	
V_{Ed} (força)	49,50 kN
V_{Ed} (tensão)	0,11 MPa
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$	9,06 MPa
$0,2 f_{cd}$	4,00 MPa
$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$	2,01
k	2,00
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	0,54
k_1	0,15
$V_{Rd,c} = v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$	1,14 MPa
$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$	Sim

Fonte: Autora (2021)

4.5.4 Detalhamento final

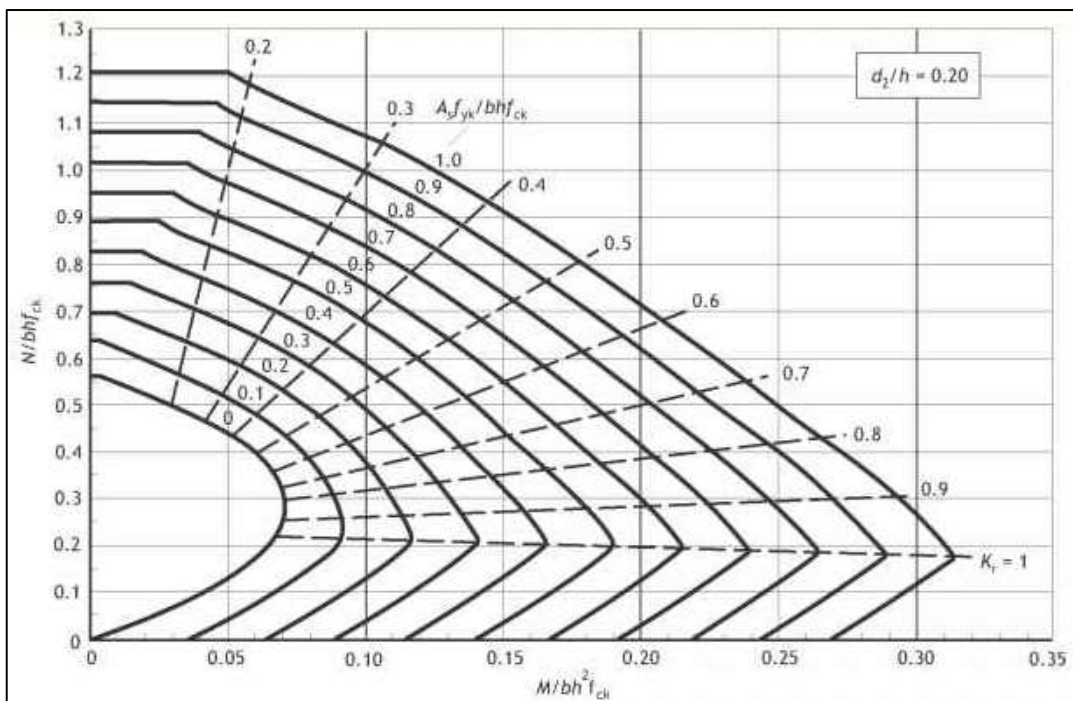
A partir do valor de momento fletor total considerando os efeitos de 1ª e 2ª ordem, M_{Ed} , foi possível calcular os parâmetros adimensionais de força normal e de momento fletor, e aplica-los ao ábaco correspondente. O ábaco utilizado foi aquele correspondente a $d_2/h = 0,2$, reproduzido na Figura 39. Assim, foi possível obter-se a taxa mecânica de armadura ω_{tot} e calcular, a partir dela, a área de armadura longitudinal necessária, que resultou em $155,17 \text{ cm}^2$. Uma alternativa de dimensionamento que atende esta área é o uso de 32 barras de $\phi 25 \text{ mm}$, totalizando uma $A_{s,v} = 157,08 \text{ cm}^2$. Os resultados são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 - Determinação da armadura longitudinal do P6 de acordo com o Eurocódigo 6

Armadura longitudinal	
$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}}$	0,20
$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}}$	0,45
d_2	0,05 m
d_2 / h	0,21
ω_{tot}	0,75
$A_{s,tot} = \omega_{tot} b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	155,17 cm^2

Fonte: Autora (2021)

Figura 39 - Ábaco adimensional para seções retangulares com $d_2/h = 0,2$



Fonte: COLUMN DESIGN CHARTS (2021)

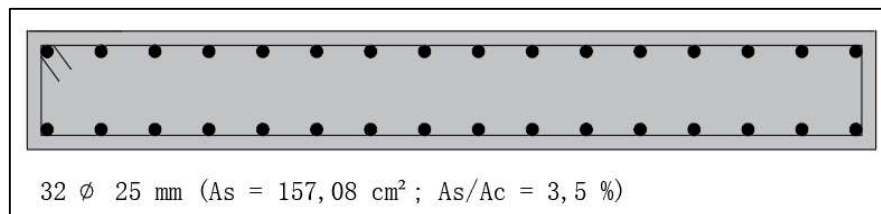
A determinação da armadura transversal foi feita conforme 3.4.7, com os resultados apresentados na Tabela 24. O valor de $A_{s,hmín}$ encontrado foi de $10,91 \text{ cm}^2/\text{m}$. Uma alternativa de detalhamento para esta área é o uso de estribos de $\phi 10 \text{ mm}$ a cada $7,0 \text{ cm}$.

Tabela 24 - Determinação da armadura transversal do P6 de acordo com o Eurocódigo 2

Armadura transversal	
$25\% A_{s,v}$	$10,91 \text{ cm}^2/\text{m}$
$0,001 A_c$	$4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$
$A_{s,hmín} \geq \begin{cases} 25\% A_{s,v} \\ 0,001 A_c \end{cases}$	$10,91 \text{ cm}^2/\text{m}$

Fonte: Autora (2021)

Figura 40 - Detalhamento final do pilar-parede P6 segundo o EN 1992-1-1:2004



Fonte: Autora (2021)

4.6 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

A partir dos resultados obtidos pela NBR 6118:2014 e pelas normas internacionais ACI 318-19, CSA A23.3-14 e EN 1992-1-1:2004, foi elaborada uma tabela com resumo dos resultados de armaduras longitudinais e transversais para efeitos de comparação.

Tabela 25 - Resumo dos resultados de armaduras longitudinais e transversais das normas

Norma	Armadura longitudinal	Armadura transversal
NBR 6118:2014 (Software TQS)	$34 \phi 25 \text{ mm}$	$\phi 10 \text{ c/ } 6 \text{ cm}$
NBR 6118:2014 (Cálculo manual)	$34 \phi 25 \text{ mm}$	$\phi 10 \text{ c/ } 6,5 \text{ cm}$
ACI 318:19	$22 \phi 25 \text{ mm}$	$\phi 10 \text{ c/ } 25 \text{ cm}$
CSA A23.3:14	$24 \phi 25 \text{ mm}$	$\phi 10 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$
EN 1992-1-1:2004	$32 \phi 25 \text{ mm}$	$\phi 10 \text{ c/ } 7 \text{ cm}$

Fonte: Autora (2021)

Analisando-se apenas as quantidades de armadura obtidas de acordo com a norma brasileira, no dimensionamento do software e no cálculo manual, a adoção de 6 cm de espaçamento pelo programa se dá ao fato do mesmo considerar apenas números inteiros, não podendo, assim, resultar no mesmo valor do cálculo manual, de 6,5 cm.

Quando comparados os detalhamentos das normas internacionais ao da brasileira, o EN 1992-1-1:2004 teve os resultados mais próximos, com uma diferença de 4 barras de ϕ 25 mm em relação ao cálculo mais conservador da NBR 6118:2014.

A CSA A23.3:14 e o ACI 318:19 foram mais divergentes em relação as outras normas, porém apresentaram resultados semelhantes, com uma diferença de 2 barras longitudinais de ϕ 25 mm entre os dois.

5 DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Em condições usuais, as estruturas dos mais diversos materiais, incluindo as de concreto armado, são projetadas à temperatura ambiente. Contudo, a depender das características da edificação, das prescrições normativas e da legislação estadual sobre o tema (notadamente o Código Estadual de Prevenção contra Incêndio), ela deve ser verificada também em situação de incêndio.

Segundo a NBR 14432:2001 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento, o sistema de segurança contra o incêndio consiste em um conjunto de meios passivos e ativos capazes de minimizar o risco à vida e a redução da perda patrimonial.

A proteção ativa é definida como um tipo de proteção que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, e é composta pelas instalações prediais de proteção contra incêndio, tais como extintores, rede de hidrantes, sistemas automáticos de detecção de calor e fumaça, brigada contra incêndio, etc.

A proteção passiva, por sua vez, compreende um conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, que é funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, de forma que não estabelece condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo e facilitando a fuga dos usuários e a aproximação da equipe de combate para o desenvolvimento de suas ações.

Sendo assim, a verificação da estrutura de concreto armado em situação de incêndio é classificada como uma proteção passiva no combate ao incêndio. Pode-se concluir, então, que tal verificação da perda de resistência dos materiais estruturais contribui para a redução do risco à vida dos usuários, por assegurar o não desabamento dos elementos construtivos sobre os usuários ou sobre a equipe de combate, garantindo que a estrutura resista a tempo de haver o resgate e evacuação dos usuários.

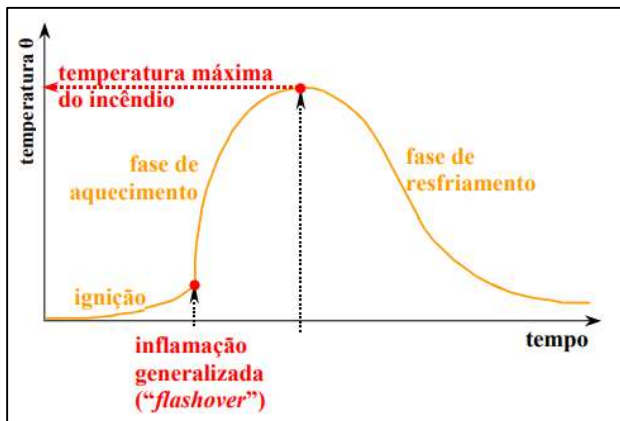
É importante destacar que a NBR 15200:2012 aborda apenas os requisitos de incêndio das estruturas. Sendo assim, ela deve ser usada em conjunto e em complemento a NBR 6118:2014, que estabelece critérios quanto à durabilidade e à resistência dos materiais em situação normal, à temperatura ambiente.

5.1 INCÊNDIO-PADRÃO E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Segundo a seção 7 da NBR 15200:2012, a ação correspondente ao incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão o qual é definido na NBR 14432:2001. Tal intervalo é chamado de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) e é definido na norma em questão a partir de características da edificação, incluindo sua arquitetura e uso.

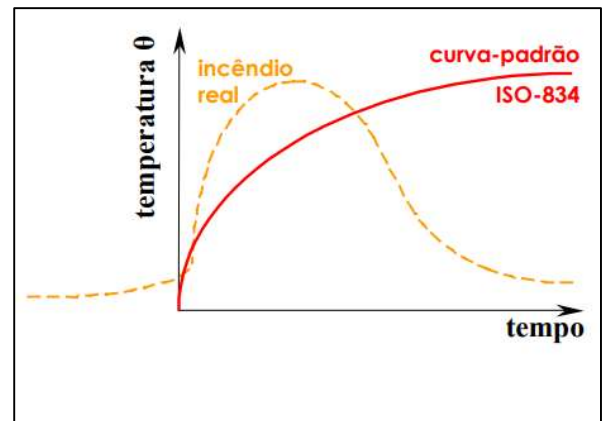
A curva do incêndio-padrão é uma curva fictícia, não representando a situação real de um incêndio, mas servindo como um modelo padrão. COSTA e SILVA (2003) definem que um incêndio real é composto por três estágios: a ignição, uma região que consiste no início da inflamação, terminando no instante do *flashover*; a fase de aquecimento, que é definida como uma região caracterizada por uma mudança repentina de crescimento de temperatura; e a fase de resfriamento, ramo descendente que representa a redução de temperatura dos gases no ambiente.

Figura 42 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real



Fonte: COSTA e SILVA (2003)

Figura 41 - Modelo do incêndio natural



Fonte: COSTA e SILVA (2003)

A NBR 14432:2001 define o TRRF como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão, e a resistência ao fogo como a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável. Ela também define o incêndio-padrão como a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela seguinte expressão:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1)$$

Sendo:

- t: tempo, em minutos;
- θ_0 : temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, geralmente tomada igual a 20°C;
- θ_g : temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t.

Assim, para determinar o esforço resistente de um elemento estrutural é necessário ter conhecimento da resistência do mesmo na temperatura atingida durante o incêndio.

O TRRF pode ser obtido através da Tabela A.1 da NBR 14432:2001, ou nas instruções técnicas do Corpo de Bombeiros do local onde a edificação se situa.

5.2 MÉTODO TABULAR

A NBR 15200:2012 apresenta em sua subseção 8.2 o método tabular, que consiste em uma verificação ao incêndio das dimensões mínimas de espessura (b_{\min}) e da distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1).

As dimensões mínimas para pilares-parede com até duas faces expostas ao fogo são apresentadas na Tabela 13 da norma, reproduzida a seguir.

Tabela 26 - Dimensões mínimas para pilares-parede ^a

TRRF mín	Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Uma face exposta	Duas faces expostas	Uma face exposta	Duas faces expostas
	1	2	3	4
30	100/10	120/10	120/10	120/10
60	110/10	120/10	130/10	140/10
90	120/20	140/10	140/25	170/25
120	140/25	160/25	160/35	220/35
180	180/40	200/45	210/50	270/55
^a Pilar-parede conforme ABNT NBR 6118				

Fonte: NBR 15200 (2012)

A norma também apresenta as dimensões mínimas para pilares em sua Tabela 12, reproduzida na Tabela 20 deste documento. Esta, porém, retrata apenas pilares de até uma face exposta ao fogo, sendo ainda mais simplificada que a Tabela 13 de pilares-parede.

Tabela 27 - Dimensões mínimas para pilares com uma face exposta ao fogo

TRRF mín	Combinações de b_{\min}/c_1 mm/mm
30	155/25
60	155/25
90	155/25
120	175/35
180	230/55

Fonte: NBR 15200 (2012)

Como o método tabular tem sua aplicação reduzida a pilares com apenas uma face exposta ao fogo e pilares-parede com duas faces expostas ao fogo, a norma apresenta o método analítico para a determinação do tempo de resistência ao fogo de pilares e o método tabular geral para o dimensionamento de pilares. Ressalta-se que estes dois últimos métodos dizem respeito apenas a pilares, sendo usados neste trabalho para a verificação de pilares-parede.

5.3 MÉTODO ANALÍTICO PARA A DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO DE PILARES

O método analítico é aplicado à situação de exposição de mais de uma face do pilar ao fogo. Segundo a subseção 8.3 da NBR 15200:2012, o tempo de resistência ao fogo (TRF) de um pilar pode ser determinado por meio da seguinte equação:

$$TRF = 120 \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8}$$

Onde:

$$R_{\mu} = 83[1 - \mu_{fi}]$$

$$R_a = 1,60[c_1 - 30], \text{ com } c_1 \text{ em mm}$$

$$R_l = 9,60[5 - l_{ef,fi}]$$

$$R_b = 0,09b' \text{ para } 190 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$$

$$R_b = 40,5 \text{ para } b' > 450 \text{ mm}$$

$R_n = 0$ para $n = 4$, sendo n o número de barras longitudinais

$$R_n = 12 \text{ para } n > 4$$

Com:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}}$$

$$b' = 2A_c / (b + h) \text{ para } h \leq 1,5b$$

$$b' = 1,2b \text{ para } h > 1,5b$$

Sendo:

- $N_{Sd,fi}$: valor de cálculo da força axial em situação de incêndio;
- N_{Rd} : o valor de cálculo da força normal resistente do pilar calculado de acordo com a NBR 6118:2014, incluindo os efeitos da não linearidade geométrica e desconsiderados os efeitos das forças decorrentes do vento;
- c_1 : distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo;
- $l_{ef,fi}$: comprimento equivalente do pilar em situação de incêndio, em metros, e poderá sempre ser igual ao l_{ef} determinado em temperatura ambiente, conforme seção 15.6 da NBR 6118:2014;
- A_c : área da seção transversal do pilar, em milímetros quadrado;
- b : menor dimensão da seção transversal do pilar, em milímetros;
- h : maior dimensão da seção transversal do concreto, em milímetros.

A NBR 15200:2012 destaca que, para o uso dessa equação do TRF, as seguintes limitações devem ser respeitadas:

- $\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04$
- $25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm}$
- $b' \geq 190 \text{ mm}$
- $e \leq 0,15b$
- $l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m}$

Sendo:

- A_s : área total das armaduras;
- e : excentricidade de primeira ordem da força normal atuante em situação de incêndio, que pode ser assumida igual à excentricidade de primeira ordem da força normal atuante à temperatura ambiente, desconsiderando o efeito das forças decorrentes do vento.

Segundo a NBR 15200:2012, o comprimento equivalente do pilar pode ser reduzido para $l_{ef,fi} = 0,5l_{ef}$ caso o pilar esteja em um pavimento intermediário de um edifício de múltiplos pavimentos, e para $l_{ef,fi} = 0,7l_{ef}$ caso encontre-se no pavimento mais alto. Além disso, os pilares precisam possuir efeitos globais de 2ª ordem menores ou iguais a 10% dos efeitos globais de 1ª ordem.

A NBR 15200:2012 em sua subseção 8.1 permite que, na ausência de qualquer solicitação gerada pelas deformações impostas em situação de incêndio, as solicitações de cálculo em situação de incêndio podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente, tomando-se apenas as combinações de ações que não incluem o vento.

Sendo assim, μ_{fi} pode ser calculado, nessas situações, como:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} = 0,7 \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$$

5.4 MÉTODO TABULAR GERAL PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES

O método tabular geral pode ser utilizado em alternativa ao método analítico, e consiste na verificação das dimensões dos elementos estruturais de acordo com as dimensões mínimas apresentadas nas tabelas E.1 a E.9 da NBR 15200:2012, em função da classificação da edificação e do TRRF.

Nas tabelas da norma, utilizam-se os parâmetros de taxa mecânica de armadura, esforço normal reduzido, excentricidade de primeira ordem e esbeltez em situação de incêndio, que tem suas expressões:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0Sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})}$$

$$e = \frac{M_{0Sd,fi}}{N_{0Sd,fi}}$$

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r}$$

Sendo:

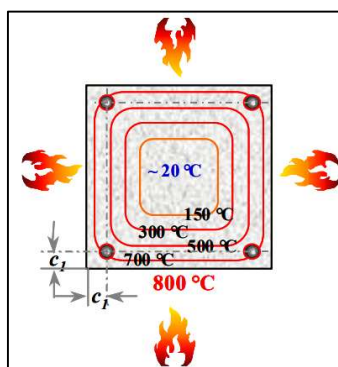
- ω : taxa mecânica de armadura;
- A_s : área total da seção das barras de aço;
- A_c : área da seção de concreto;
- f_{yd} : valor de cálculo da resistência do aço à temperatura ambiente, com $\gamma_s = 1,15$;
- f_{cd} : valor de cálculo da resistência do concreto à compressão à temperatura ambiente, com $\gamma_c = 1,4$;
- e : excentricidade de 1ª ordem em situação de incêndio;
- λ_{fi} : esbeltez em situação de incêndio;
- $l_{ef,fi}$: comprimento efetivo do pilar;
- r : raio de giração.

A NBR 15200:2012 adota os valores de $\gamma_s = 1,0$ e $\gamma_c = 1,0$, sendo abordado por SILVA (2016) que esses valores são incorretos, sendo considerados como corretos pelo autor os coeficientes com valores de $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_c = 1,4$. Dessa forma, neste trabalho foram empregados os valores adotados pelo autor, por terem sido julgados mais adequados.

COSTA e SILVA (2005) explicam que as tabelas do “método tabular” se baseiam no princípio de que quanto mais afastada estiver a armadura da face exposta ao calor, menor é a sua temperatura. Os autores concluem que, em síntese, quanto maior o valor de c_1 , menor é a temperatura de um ponto qualquer da seção.

A Figura 43 demonstra a variação da temperatura nas diferentes camadas da seção transversal de uma seção submetida ao calor em todas as faces. Conforme o valor de c_1 aumenta, a temperatura da camada diminui.

Figura 43 - Distribuição de temperatura na seção de concreto submetida ao calor em todas as faces



Fonte: COSTA e SILVA (2005)

5.5 SOFTWARE FIREPIL DO IBRACON

O FirePil trata-se de um software para análise da resistência ao fogo de pilares de concreto armado com base no método tabular descrito no Anexo E da ABNT NBR 15200:2012 e elaborado pelo IBRACON CT 305 – Comitê Técnico de Segurança das Estruturas de Concreto contra Incêndio | SC4 – Subcomitê 4.

Os resultados são obtidos por meio da aplicação direta do método tabular geral para dimensionamento de pilares descrito em 5.4, uma vez inseridos os dados referentes à geometria do pilar, esforços atuantes, resistência dos materiais, armadura e TRRF.

Destaca-se que o software é voltado apenas para pilares comuns, sendo utilizado neste trabalho para a verificação de pilares-parede com o objetivo de analisar os resultados do método tabular geral para esses elementos.

5.6 AVALIAÇÃO GERAL SOBRE OS MÉTODOS TABULARES DA NBR 15200:2012

Uma consideração a ser feita acerca das faces do pilar-parede expostas ao fogo, indicadas no método tabular, é o fato de uma das dimensões de sua seção transversal ser muito superior a outra, fazendo com que a superfície das duas faces menores do pilar-parede seja muito pequena e talvez desprezível quando comparada à superfície das duas faces maiores. Isso pode justificar o fato de existir apenas a verificação pelo método tabular da norma para pilares-parede com até duas faces expostas ao fogo, que seriam, a partir deste raciocínio, as duas faces maiores, desconsiderando-se as duas menores.

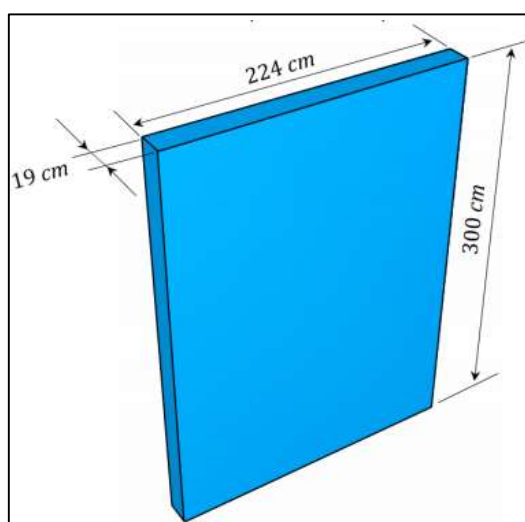
A partir dessa consideração, uma possível classificação geométrica do pilar-parede para verificação ao incêndio poderia ser feita a fim de determinar qual a relação entre a base e a altura da seção transversal do pilar-parede que permitiria a desconsideração dos efeitos da exposição das faces menores ao fogo.

5.7 EXEMPLO 01 DE APLICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PILAR-PAREDE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.7.1 Dados do Exemplo 01

O exemplo 01 de aplicação foi retirado de KIMURA (2016), e trata-se de um pilar-parede de altura de 3,00 m, com dimensões da seção transversal iguais a 19 x 224 cm e cobrimento de 25 mm. A área da seção transversal de concreto é de 4256 cm². O concreto adotado é o C35 e o aço adotado é o CA-50. A geometria e os esforços solicitantes da peça são detalhados a seguir.

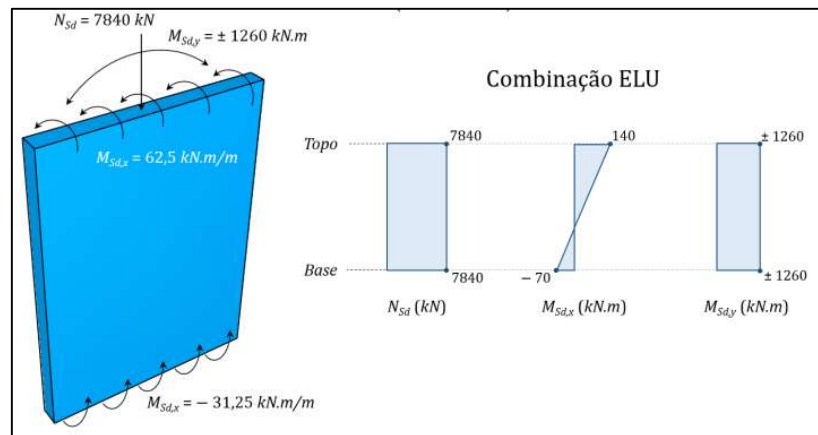
Figura 44 - Dimensões do pilar-parede do exemplo 01



Fonte: KIMURA (2016)

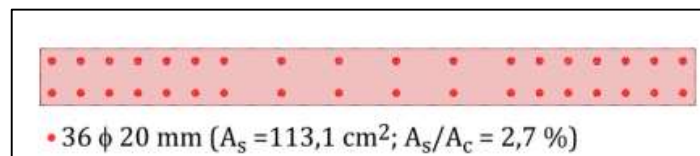
O detalhamento final da peça consiste em 36 barras de 20 mm de diâmetro, resultando em uma área total de 113,1 cm². O cálculo da armadura transversal não é feito no exemplo, porém, sabendo-se que a quantidade mínima exigida pela norma é de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face, foi encontrado um valor por metro de face de 14,40 cm²/m, podendo ser adotado um diâmetro de 8,0 mm para os estribos.

Figura 45 - Esforços solicitantes do exemplo 01



Fonte: KIMURA (2016)

Figura 46 - Detalhamento do pilar-parede do exemplo 01



Fonte: KIMURA (2016)

5.7.2 Determinação do TRRF

O pilar-parede do exemplo retirado de KIMURA (2016) não apresenta em seus dados a altura total do edifício. Sendo assim, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) não será definido para este exemplo, e sim apenas calculado o tempo de resistência ao fogo (TRF) associado ao pilar-parede.

5.7.3 Método tabular

Como não foi especificada a posição do pilar-parede no edifício, foram consideradas as duas situações possíveis pelo método tabular, para o pilar-parede com uma e duas faces expostas ao fogo.

Sabendo-se que o cobrimento do pilar-parede é de 25 mm, que as armaduras longitudinais empregadas tiveram diâmetro de 20 mm, e que o diâmetro dos estribos é de 8 mm, tem-se:

$$c_1 = 25 + 8 + \frac{20}{2} = 43 \text{ mm}$$

5.7.3.1 Pilar-parede com uma face exposta ao fogo

De acordo com a Tabela 13, para um TRRF de 120 min, $\mu_{fi} = 0,7$ e uma face exposta ao fogo, a combinação de b_{min}/c_1 deve ser de 160/35.

Visto que o pilar-parede do exemplo 01 possui dimensões de b/c_1 iguais a 190/43, a segurança ao incêndio do pilar-parede com uma face exposta ao fogo estaria atendida pelo método tabular para um TRRF de 120 min.

5.7.3.2 Pilar-parede com duas faces expostas ao fogo

De acordo com a Tabela 13, para um TRRF de 90 min, $\mu_{fi} = 0,7$ e duas faces expostas ao fogo, a combinação de b_{min}/c_1 deve ser de 170/25.

Visto que o pilar-parede do exemplo 01 possui dimensões de b/c_1 iguais a 190/43, a segurança ao incêndio do pilar-parede com duas faces expostas ao fogo estaria atendida pelo método tabular para um TRRF de 90 min.

5.7.4 Método analítico para a determinação do TRF

O valor de c_1 corresponde à distância entre o CG da armadura longitudinal e a face do elemento exposta ao fogo.

A fim de se estar a favor da segurança, foi considerado que toda a capacidade resistente do pilar-parede está sendo utilizada, assim:

$$N_{Sd} = N_{Rd}$$

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} = 0,7 \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,7$$

Como $h > 1,5b$, o cálculo de b' é feito a partir da seguinte equação:

$$b' = 1,2b = 1,2 \cdot 190 = 228 \text{ mm}$$

Pode-se então calcular as condições de aplicação da equação do TRF:

- $\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04 \rightarrow \frac{A_s}{A_c} = 0,027 \leq 0,04$
- $25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm} \rightarrow 25 \text{ mm} \leq 43 \leq 80 \text{ mm}$
- $b' \geq 190 \text{ mm} \rightarrow b' = 228 \text{ mm} \geq 190 \text{ mm}$
- $e \leq 0,15b \rightarrow e = \frac{M_{0Sd,fi}}{N_{0Sd,fi}} = \frac{0,7 \cdot 1260}{0,7 \cdot 7840} = 160,71 \text{ mm} \geq 0,15b = 0,15 \cdot 190 = 28,50 \text{ mm}$
- $l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m} \rightarrow l_{ef,fi} = 3 \text{ m} \leq 6 \text{ m}$

A partir da verificação dos critérios do método, o critério da excentricidade máxima igual a $0,15b$ não foi atendido, não podendo, portanto, ser aplicado o método analítico para este exemplo.

5.7.5 Método tabular geral para dimensionamento de pilares

A partir dos valores de área total de armadura, área da seção transversal de concreto, e das resistências dos materiais, pode-se obter:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{113,1 \cdot \frac{500}{1,15}}{4256 \cdot \frac{35}{1,4}} = 0,46$$

$$\nu_{fi} = \frac{N_{0Sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} = \frac{0,7 \cdot 7840}{0,7(4256 \cdot \frac{35}{1,4} + 113,1 \cdot \frac{500}{1,15})} = 0,50$$

$$e = \frac{M_{0Sd,fi}}{N_{0Sd,fi}} = \frac{0,7 \cdot 1260}{0,7 \cdot 7840} = 160,71 \text{ mm}$$

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} = \frac{l_{ef,fi}}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{300}{\frac{19}{\sqrt{12}}} = 54,70$$

Aplicando os parâmetros calculados nas tabelas do anexo E da NBR 15200:2012, a partir do resultado de $\omega = 0,46$, adotando-se $\omega = 0,50$ para estar a favor da segurança, seria possível a utilização das tabelas E.4, E.5 e E.6 da norma. Verificando os critérios de excentricidade das tabelas, tem-se:

- Tabela E.4: $e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm}$ para $b \leq 400 \text{ mm}$

$$e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm} < e = 160,71 \text{ mm}$$

- Tabela E.5: $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ para $b \leq 400 \text{ mm}$

$$e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b = 0,25 \cdot 190 = 47,5 \text{ mm} < e = 160,71 \text{ mm}$$

- Tabela E.6: $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ para $b \leq 400 \text{ mm}$

$$e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b = 0,5 \cdot 190 = 95 \text{ mm} < e = 160,71 \text{ mm}$$

Conclui-se, então, que os critérios de $e_{m\acute{a}x}$ impostos pelas tabelas não são atendidos pela excentricidade encontrada no exemplo, não sendo possível a verificação do pilar-parede do exemplo 01 pelo método tabular geral para dimensionamento de pilares.

5.7.6 Cálculo pelo software FirePil

Inseridos os parâmetros do exemplo 01 de geometria do pilar, esforços atuantes, resistência dos materiais, armadura e TRRF da peça no software, o resultado obtido diz que é impossível o dimensionamento pelo método tabular geral da NBR 15200:2012.

Isso se dá devido ao não atendimento do critério de excentricidade máxima para a utilização da equação para o cálculo do TRRF.

5.8 EXEMPLO 02 DE APLICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DE UM PILAR-PAREDE EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.8.1 Dados do Exemplo 02

O exemplo 02 de aplicação se trata do pilar-parede P6 do edifício modelo utilizado neste trabalho. A geometria, os esforços solicitantes e as resistências dos materiais da peça encontram-se em 4.1, bem como seu detalhamento final.

5.8.2 Determinação do TRRF

A edificação trata de um edifício residencial com altura total de 30 m, conforme 4.1. A partir da Tabela A.1 da NBR 14432:2001 e da Tabela A da IT 08/2018 do Corpo de Bombeiros do Rio Grande do Norte, que se encontra no Anexo A deste documento, o tempo requerido de resistência ao fogo para os elementos da edificação em questão é de 90 minutos.

A partir disso, é necessário então calcular o tempo de resistência ao fogo (TRF) do pilar-parede para compará-lo ao TRRF e verificar, assim, a segurança da peça ao incêndio.

5.8.3 Método tabular

A partir da posição do pilar-parede em planta, foi considerada a situação com o pilar-parede com duas faces expostas ao fogo.

Sabendo-se que o cobrimento do pilar-parede é de 30 mm, o diâmetro dos estribos é de 8 mm, e as armaduras longitudinais empregadas tiveram diâmetro de 25 mm, tem-se:

$$c_1 = 30 + 10 + \frac{25}{2} = 52,5 \text{ mm}$$

De acordo com a Tabela 26, para um TRRF de 90 min, $\mu_{fi} = 0,7$ e duas faces expostas ao fogo, a combinação de b_{min}/c_1 deve ser de 170/25.

Visto que o pilar-parede do exemplo 02 possui dimensões de b/c_1 iguais a 250/52,5, a segurança ao incêndio é atendida pelo método tabular, pois o pilar-parede atende ao TRRF de 90 min.

5.8.4 Método analítico para a determinação do TRF

A fim de se estar a favor da segurança, foi considerado que toda a capacidade resistente do pilar-parede está sendo utilizada, assim:

$$N_{Sd} = N_{Rd}$$

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Sd,fi}}{N_{Rd}} = 0,7 \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 0,7$$

Como $h > 1,5b$, o cálculo de b' é feito a partir da seguinte equação:

$$b' = 1,2b = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ mm}$$

Com $b = h = 19 \text{ cm}$ e $n = 36$ barras, pode-se calcular as condições de aplicação da equação do TRF:

- $\frac{A_s}{A_c} \leq 0,04 \rightarrow \frac{A_s}{A_c} = 0,035 \leq 0,04$
- $25 \text{ mm} \leq c_1 \leq 80 \text{ mm} \rightarrow 25 \text{ mm} \leq 52,5 \leq 80 \text{ mm}$
- $b' \geq 190 \text{ mm} \rightarrow b' = 300 \text{ mm} \geq 190 \text{ mm}$
- $e \leq 0,15b \rightarrow e = \frac{M_{0Sd,fi}}{N_{0Sd,fi}} = \frac{0,7 \cdot 2520}{0,7 \cdot 4075} = 618,40 \text{ mm} \geq 0,15b = 0,15 \cdot 250 = 37,50 \text{ mm}$
- $l_{ef,fi} \leq 6 \text{ m} \rightarrow l_{ef,fi} = 3 \text{ m} \leq 6 \text{ m}$

A partir da verificação dos critérios do método, o critério da excentricidade inferior a $0,15b$ não foi atendido, não podendo, portanto, ser aplicado o método analítico para este exemplo.

5.8.5 Método tabular geral para dimensionamento de pilares

A partir dos valores de área total de armadura, área da seção transversal de concreto, e das resistências dos materiais, pode-se obter:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{176,7 \cdot \frac{500}{1,15}}{4500 \cdot \frac{30}{1,4}} = 0,80$$

$$v_{fi} = \frac{N_{0Sd,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})} = \frac{0,7 \cdot 4075}{0,7(4500 \cdot \frac{30}{1,4} + 176,7 \cdot \frac{500}{1,15})} = 0,24$$

$$e = \frac{M_{0Sd,fi}}{N_{0Sd,fi}} = \frac{0,7 \cdot 2520}{0,7 \cdot 4075} = 618,40 \text{ mm}$$

$$\lambda_{fi} = \frac{l_{ef,fi}}{r} = \frac{l_{ef,fi}}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{300}{\frac{25}{\sqrt{12}}} = 41,57$$

Aplicando os parâmetros calculados nas tabelas do anexo E da NBR 15200:2012, a partir do resultado de $\omega = 0,80$, adotando-se $\omega = 1,0$ para estar a favor da segurança, seria possível a utilização das tabelas E.7, E.8 e E.9 da norma. Verificando os critérios de excentricidade das tabelas, tem-se:

- Tabela E.7: $e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm}$ para $b \leq 400 \text{ mm}$
 $e_{m\acute{a}x} = 10 \text{ mm} < e = 618,40 \text{ mm}$
- Tabela E.8: $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b$ para $b \leq 400 \text{ mm}$
 $e_{m\acute{a}x} = 0,25 \times b = 0,25 \cdot 250 = 62,5 \text{ mm} < e = 618,40 \text{ mm}$
- Tabela E.9: $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b$ para $b \leq 400 \text{ mm}$
 $e_{m\acute{a}x} = 0,5 \times b = 0,5 \cdot 250 = 125 \text{ mm} < e = 618,40 \text{ mm}$

Conclui-se, então, que os critérios de $e_{m\acute{a}x}$ impostos pelas tabelas não são atendidos pela excentricidade encontrada no exemplo, não sendo possível a verificação do pilar-parede do exemplo 02 pelo método tabular geral para dimensionamento de pilares.

5.8.6 Cálculo pelo software FirePil

Inseridos os parâmetros do exemplo 02 de geometria do pilar, esforços atuantes, resistência dos materiais, armadura e TRRF da peça no software, o resultado obtido diz que é impossível dimensionar pelo método tabular geral da NBR 15200:2012.

Isso se dá devido ao não atendimento do critério de excentricidade máxima para a utilização da equação para o cálculo do TRRF.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal a análise comparativa entre os procedimentos de dimensionamento de pilares-parede segundo a NBR 6118:2014 através do programa computacional TQS e do cálculo manual, o ACI 318-19, a CSA A23.3-14 e o EN 1992-1-1:2004, e o dimensionamento em situação de incêndio segundo a normalização nacional.

Dessa forma, as conclusões foram divididas entre o dimensionamento dos pilares-parede de acordo com as normas internacionais, considerando as ações normais, e o dimensionamento desses elementos quando submetidos à ação excepcional do incêndio, a fim de discutir separadamente sobre os resultados obtidos nesses estudos.

6.1 DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM AS NORMAS INTERNACIONAIS

A análise dos resultados obtidos nos dimensionamentos segundo as diferentes normas estudadas na pesquisa mostrou que a NBR 6118:2014 teve o dimensionamento mais conservador entre as normas, tanto na análise do software quanto no cálculo manual.

Ainda, comparando apenas as quantidades de armadura transversal obtidas de acordo com a norma brasileira, no dimensionamento do software e no cálculo manual, a diferença de entre os espaçamentos de 6,0 cm e 6,5 cm se dá pelo fato do programa considerar apenas números inteiros para esse valor.

Quando comparados os detalhamentos das normas internacionais ao da brasileira, o EN 1992-1-1:2004 teve os resultados mais próximos desta, o que pode ser justificado devido a semelhança nos métodos de cálculo das normas, nos quais os efeitos de 2ª ordem são levados em conta na determinação da armadura final. O EN 1992-1-1:2004, por sua vez, não adota um método de faixas isoladas, que pode justificar o resultado superestimado da NBR 6118:2014, que não considera a interação existente entre as faixas. As armaduras transversais também respeitaram o mesmo critério fornecido por ambas as normas de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face.

Quanto ao detalhamento das armaduras transversais, os resultados da NBR 6118:2014 e do EN 1992-1-1:2004 foram bastante similares, por apresentarem critérios de armadura mínima transversal parecidos. Isso leva a conclusão que os valores obtidos para essas armaduras

segundo a norma brasileira podem ser considerados como regulares quando comparados ao Eurocódigo 2, não sendo considerados excessivos.

A CSA A23.3:14 e o ACI 318:19 tiveram resultados menos conservadores que as demais normas, apresentando resultados semelhantes entre si, com uma diferença de 2 barras longitudinais de ϕ 25 mm entre os dois. A quantidade de armadura transversal dessas normas foi muito inferior àquela das demais normas, chegando a do ACI 318:19 a ser quase 5 vezes menor que a da NBR 6118:2014. Isso pode ser justificado em razão do critério de espaçamento máximo da norma americana, o qual é muito menos conservador que aqueles utilizados pelas outras normas.

Destaca-se que a norma brasileira e a europeia apresentam resultados diferentes quando comparadas à norma americana e à canadense por apresentarem um procedimento de cálculo em que consideram os efeitos de 2ª ordem no cálculo da armadura final, diferentemente destas, que dimensionam os pilares-parede de acordo com a atuação apenas do momento segundo a direção mais rígida.

Por fim, pode-se concluir que a consideração dos efeitos de segunda ordem localizados em faixas isoladas do pilar-parede feita pela NBR 6118:2014 fez com que o dimensionamento resultasse em um elemento com mais armadura, ressaltando uma possível imprecisão do método simplificado proposto pela norma brasileira.

6.2 DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste trabalho, foi estudado o dimensionamento dos pilares-parede de acordo com três dos métodos propostos pela NBR 15200:2012 para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio: o método tabular, o método analítico para determinação do tempo de resistência ao fogo de pilares e o método tabular geral para pilares. Entre eles, apenas o método tabular fornece informações acerca de pilares-parede, sendo os outros específicos apenas para pilares comuns.

A partir desse estudo, concluiu-se que o método tabular apresenta poucas alternativas para se proceder o dimensionamento, com informações acerca de apenas duas situações possíveis de exposição para os pilares-parede, com uma ou duas faces expostas ao fogo. Apesar de ser uma limitação do método, essa pode ser justificada devido ao fato de uma das dimensões

da seção transversal desses elementos ser muito superior a outra, fazendo com que apenas as duas faces maiores da seção contribuam para a superfície de contato com o incêndio.

Isso leva ao questionamento de uma possível classificação geométrica do pilar-parede que determinasse a relação entre a base e a altura da sua seção transversal em situação de incêndio. Esse critério de geometria permitiria a desconsideração dos efeitos da exposição das faces menores ao fogo, uma vez que elas têm uma superfície muito inferior à superfície das faces maiores e, a depender da razão apresentada em relação a estas, poderiam ter sua contribuição pra resistência da peça desprezada.

Quanto ao método analítico para pilares, este surge em alternativa ao método tabular para pilares com mais de uma face exposta ao fogo. Ambos os exemplos de pilares-parede estudados não puderam ser verificados pelo método, visto que não atenderam ao critério da excentricidade máxima. Assim, pode-se concluir que, para tornar possível a utilização do método analítico para a determinação do TRF de pilares-parede, seriam necessárias mais tabelas com critérios possíveis para sua utilização.

Finalmente, no que diz respeito ao método tabular geral, os critérios de excentricidade impostos pelas tabelas utilizadas no método não são atendidos pelas excentricidades encontradas nos exemplos 01 e 02 de aplicação desta monografia. Da mesma forma que para o método analítico, para que se torne possível a aplicação do método tabular geral a pilares-parede, seria necessário que as tabelas e os critérios para sua utilização fossem adaptados aos valores usuais dos parâmetros para esses elementos.

REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE 318. **Building code requirements for structural concrete: (ACI 318-19); and Commentary (ACI 318R-19)**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.

AMARAL, Caroline Molin do. **Análise comparativa do dimensionamento de pilares-parede conforme as normas NBR 6118:2014 e ACI 318:2014**. Monografia (Graduação), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

ARAÚJO, J. M. **Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 9, p. 29–37. Rio Grande, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

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

BIASIOLI, F.; MANCINI, G.; JUST, M.; CURBACH, M.; WALRAVEN, J.; GMAINER, S.; ARRIETA, J.; FRANK, R.; MORIN, C.; ROBERT, F. **Eurocódigo 2: Background & Applications – Design of concrete buildings: Worked examples**. Luxembourg: European Commission, 2014.

CAMPOS, Maurício Castelo Branco de Noronha; RIBEIRO, Paulo Marcelo Vieira; OLIVEIRA, Romilde Almeida de. **Numerical analysis of reinforced concrete shear walls with rectangular cross section**. Revista IBRACON Estruturas Materiais, vol. 13, no. 6, e13614, 2020. Disponível em <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952020000600014>>.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. Design of concrete structures: (**CSA A23.3-14**). Mississauga, 2014.

CARDOSO JÚNIOR, Sander David. **Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado**. Monografia (Pós-graduação), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2020.

CEN. Eurocódigo 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004). Brussels, 2004.

COLUMN DESIGN CHARTS. **Eurocode Standards**, 2021. Disponível em: <https://www.eurocode.us/concrete-design/info-dol.html>. Acesso em: 23 ago. 2021.

COMPUTERS & STRUCTURES, INC. **Shear Wall Design Manual: CSA A23.3-04 for ETABS 2016**. United States of America, 2015.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de pilares em situação de incêndio, conforme a nova NBR 15200:2004 – Uma análise crítica**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Recife, 2005.

JABBOUR, Samer. **Comparative design of reinforced concrete shear walls**. Engineering Report, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, 2000.

KIMURA, A. E.; FRANÇA, R. L. S. Exemplos de aplicação dos conceitos da seção 15: dimensionamento de pilar-parede. In: BUERNO, S.; KIMURA, A. (coord). **ABNT NBR 6118:2014: comentários e exemplos de aplicação**. São Paulo: IBRACON, 2015. P. 311-325.

KIMURA, Alio Ernesto. **Cálculo de Pilares de Concreto Armado – Introdução, Visão Geral & Exemplos**. São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2016.

MEDEIROS, Mayara de Freitas. **Dimensionamento e detalhamento de pilares-parede**. Monografia (Graduação), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016. Disponível em <<http://monografias.ufrn.br/handle/123456789/2309>>.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/pt-br.php>>.

RIO GRANDE DO NORTE. Corpo de Bombeiros: Polícia Militar do Estado do Rio Grande do Norte. **Instrução técnica nº 08/2018: Resistência ao fogo dos elementos de construção**. Rio Grande do Norte, 2018.

SILVA, Jordlly Reydson de Barros; HOROWITZ, Bernardo. **Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete shear walls**. Revista IBRACON Estruturas e Materiais, vol. 13, no. 6, e13603, 2020 Acesso em <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952020000600003>>.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012**. 2. Ed., São Paulo: Blucher, 2016.

VENTURINI, Wilson Sérgio. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1987.

WIGHT, K. James; MACGREGOR, G. James. **Reinforced concrete: mechanics and design**. New Jersey: Pearson Education, 2012.

ANEXO A

Figura A.1 – Valores do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo hs		Altura da edificação h							
			Classe S ₂ hs > 10 m	Classe S ₁ hs ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h ≤ 30 m	Classe P ₅ 30 m < h ≤ 80 m	Classe P ₆ 80 m < h ≤ 120 m	Classe P ₇ 120 m < h ≤ 150 m	Classe P ₈ 150 m < h ≤ 250 m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180
		C-2 e C-3	90	60	60	60	60	90	120	150	150	180
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	120	150	180
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6, F-8 e F-10	90	60	60	60	60	90	120	150	180	-
		F-3, F-4 e F-7	90	60	ver item A.2.3.3.	30	30	60	90	120	120	-
		F-9	90	60	30	60	60	90	120	-	-	-
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60	30	60	60	90	120	120	150	180
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60	30	30	30	60	90	120	120	150
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
		H-2, H-3 e H-5	90	60	30	60	60	90	120	150	180	180
I	Industrial	I-1	90	60	30	30	30	60	90	120	-	-
		I-2	120	90	30	30	60	90	120	-	-	-
		I-3	120	90	60	60	90	120	-	-	-	-
J	Depósitos	J-1	60	30	ver item A.2.3.4.	30	30	60	-	-	-	-
		J-2	90	60	30	30	30	60	-	-	-	-
		J-3	90	60	30	60	60	120	-	-	-	-
		J-4	120	90	60	60	90	120	-	-	-	-
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120	120	120	-	-	-	-	-
		M-1	150	150	150	-	-	-	-	-	-	-
M	Especial	M-5	120	90	60	60	90	120	120	120	120	150
		M-3	120	90	90	90	120	120	120	120	120	150
		M-3	120	90	90	90	120	120	120	120	120	150

NOTAS:

1. Casos não enquadrados serão definidos pelo SIVICI do Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo;
2. O TRRF dos subsolos não pode ser inferior ao TRRF dos pavimentos situados acima do solo (ver item 5.10);
3. Para edificações de madeira: verificar item 5.20;
4. Para indústrias ou depósitos com inflamáveis, considerar I-3 e J-4, respectivamente.