

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MILENI CRISTINA DA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE CONSIDERANDO O
AUMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO**

MARINGÁ
2018

MILENI CRISTINA DA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE CONSIDERANDO O
AUMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

MARINGÁ
2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)

S586d Silva, Mileni Cristina da
Dimensionamento de pilar-parede considerando o aumento da resistência à compressão do concreto / Mileni Cristina da Silva. -- Maringá, 2018.
94 f. : il., color., figs., tabs.

Orientador(a): Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

1. Dimensionamento. 2. Pilar-parede. 3. Estruturas de concreto. 4. Concreto armado. 5. Concreto de alta resistência. I. Vanderlei, Romel Dias, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 21.ed. 624.1834

AHS-CRB 9/1065

MILENI CRISTINA DA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE CONSIDERANDO O
AUMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Aprovada em 30 de agosto de 2018.



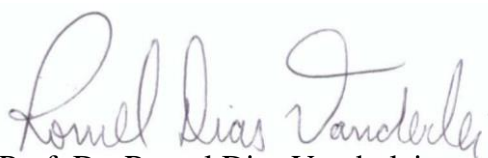
Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

Membro UEM



Prof. Dr. Gilberto Carbonari

Membro UEL



Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

Orientador UEM

Em memória dos meus avós Hermínio e Andrelina,
que mesmo na simplicidade me deixaram sábios
ensinamentos que levarei comigo por toda a vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, porque Dele e por Ele, e para Ele, são todas as coisas.

A toda a minha família, pelo constante incentivo e entusiasmo, por serem sempre minha base, meu porto seguro e meu amparo. Meus pais Armelindo e Marli, meu irmão Márcio e minha cunhada Rosa, minha irmã Marcella e meu cunhado Wagner, minhas sobrinhas Maria Luísa e Rafaela, meu sobrinho João Felipe, a vocês todo meu amor e minha gratidão. Aos meus tios, tias, primos e primas que sempre estiveram presentes me apoiando em todas as conquistas.

Ao meu companheiro Muryel, que tem sido essencial em todos os momentos da minha vida, por todo seu amor, dedicação, compreensão e companheirismo, pela contribuição diária e pelo apoio incondicional.

Ao meu orientador, professor Romel Dias Vanderlei, pelo tempo dedicado, pela paciência e pelos conhecimentos transmitidos, que foram primordiais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Vladimir José Ferrari e Anamaria Malachini Miotto Farah, membros da banca de qualificação, por se disponibilizarem a contribuir para a realização deste estudo.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, que contribuíram para minha formação ao longo da graduação e do mestrado. Estendo este agradecimento a todos os servidores, em especial Juarez Antonio dos Santos, Marli Silveira e Jordina Prado que sempre estiveram dispostos a colaborar.

Aos arquitetos e também professores desta Universidade, Tânia Nunes Galvão Verri e Carlos Augusto de Melo Tamanini, que não pouparam esforços para me apoiar e me incentivar nesta caminhada.

A todos os colegas do mestrado, em especial Bruno Pavezi, Cláudio Nuernberg Junior, Gabriel Trindade Caviglione, Guilherme Macêdo Fregonezi e Henrique César Campagnolo Gimenes, pela troca de conhecimentos e pelos momentos compartilhados.

A todos os meus amigos que me ajudaram, que acreditaram em mim, deram bons conselhos e compreenderam minhas ausências, durante o período de realização deste trabalho.

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela bolsa de mestrado concedida durante o período de realização das disciplinas.

À Universidade Estadual de Maringá, pela oportunidade de cursar graduação e mestrado em uma instituição pública e de qualidade.

À Diretoria de Obras e Projetos da Prefeitura do Campus Universitário, da qual me orgulho em atualmente integrar a equipe, também como servidora desta Universidade.

“Quando passares pelas águas, eu serei contigo;
quando, pelos rios, eles não te submergirão;
quando passares pelo fogo, não te queimarás, nem
a chama arderá em ti.”

Isaías 43:2

RESUMO

Na última revisão da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, foram introduzidos critérios de dimensionamento de estruturas utilizando concretos de alta resistência, o que traz a necessidade de se analisar e comparar diferentes elementos estruturais, estudando-se a influência de sua geometria e da resistência do material para possibilitar uma otimização do dimensionamento dos elementos que constituem as estruturas de concreto armado. A utilização de pilares-parede vem se tornando cada dia mais comum em grandes obras, principalmente na construção de edifícios altos e pontes, por proporcionar maior rigidez à estrutura como um todo. Neste contexto, este estudo avalia quais as vantagens ou desvantagens da utilização de concretos de resistências maiores em pilares-parede, através do dimensionamento de um modelo utilizando o método aproximado da norma para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. Os esforços deste modelo foram majorados para se avaliar a otimização do dimensionamento para edifícios mais altos. Sabe-se que ao aumentar a resistência do concreto, proporcionalmente a taxa de armadura é reduzida, porém o custo-benefício é uma variável que também deve ser levada em consideração, já que os concretos de alta resistência ainda possuem custos elevados. As dimensões do pilar-parede estudado não foram alteradas, pois apesar de analisado isoladamente, sabe-se que estes elementos são frequentemente utilizados para contribuir com a estabilidade global e trazer equilíbrio para a estrutura, o que seria descartado no caso da alteração da seção transversal. Observou-se que o dimensionamento utilizando concretos de alta resistência trouxe ganhos significativos para pilares-parede de edifícios com aproximadamente 30 pavimentos em diante, trazendo custos mais baixos que os concretos convencionais, além dos outros benefícios trazidos pela utilização deste material, como a qualidade e a durabilidade da estrutura.

Palavras-chave: Dimensionamento. Pilar-parede. Estruturas de concreto. Concreto armado. Concreto de alta resistência.

ABSTRACT

The last review of the Brazilian standard for reinforced concrete design ABNT NBR 6118:2014 includes criteria for application of high-strength concrete, reflecting on the need of analyzing and comparing different structural elements, while studying the influence of their geometry and the strength of the material on a possible optimization when dimensioning the elements that are part of the structural system. The use of shear wall has becoming more and more common in major construction projects, mainly on high-rise buildings and bridges, because of the increase on hardness of the entire building. In this scenario, the present study evaluates the advantages and disadvantages of the use of higher resistance concrete in shear walls, with the dimensioning of a model using the approximate method of the norm to consider second order localized effects. Forces of the model were also increased to evaluate the optimization of the design for taller buildings. It is known that when the strength of the concrete is increased, proportionally the reinforcement rate is reduced, but the cost-benefit is a variable that must also be considered, since the concrete of high strength still have high costs. The dimensions of the studied shear wall were not changed, because although it was analyzed separately, it is known that these elements are often used to contribute to the overall stability and bring balance to the structure, which would be discarded in case of cross-sectional area was not maintained. It could be observed that dimensioning shear wall using high-strength concrete brought significant gains for buildings of approximately 30 floors onwards, bringing lower costs than conventional concretes, in addition to the other benefits brought about the use of this material, such as quality and the durability of the structure.

Key-words: Structural design. Shear wall. Concrete structures. Reinforced concrete. High strength concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Pilar-parede	17
Figura 2.2 – Pilares-parede com uma ou mais superfícies associadas	18
Figura 2.3 – Seções típicas dos pilares-parede: (a) Seção aberta; (b) Seção fechada	18
Figura 2.4 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento	19
Figura 2.5 – Imperfeições geométricas dos pilares	20
Figura 2.6 – Envoltória mínima de 1ª ordem.....	21
Figura 2.7 – Envoltória mínima com 2ª ordem	21
Figura 2.8 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem	22
Figura 2.9 – Efeitos de 2ª ordem localizados	23
Figura 2.10 – Diagrama tensão-deformação idealizado	26
Figura 2.11 – Influência da resistência à compressão do concreto no diagrama $\sigma \times \varepsilon$	27
Figura 2.12 – Não-linearidade geométrica: (a) condição inicial; (b) condição deformada.....	28
Figura 2.13 – Comprimentos de flambagem para barras isoladas.....	36
Figura 2.14 – Comprimento equivalente ou comprimento de flambagem	37
Figura 2.15 – Vinculação de pilar-parede simples e composto.....	37
Figura 2.16 – Subdivisão do pilar-parede em faixas	38
Figura 2.17 – Avaliação aproximada do efeito de 2ª ordem localizado	38
Figura 2.18 – Distribuição de tensões ao longo da seção do pilar-parede.....	39
Figura 2.19 – Curva senoidal do pilar-padrão	40
Figura 2.20 – Estribos suplementares.....	45
Figura 2.21 – Subdivisão do pilar-parede em faixas	46
Figura 3.1 – Modelo 1 (Pilar-parede retangular apresentado por Kimura)	48
Figura 4.1 – Subdivisão do modelo de pilar-parede em faixas (planta).....	52
Figura 4.2 – Subdivisão do modelo de pilar-parede em faixas (perspectiva).....	52
Figura 4.3 – Gráfico $M_{d, tot, x}$ (kN. m) x f_{ck} do concreto (MPa).....	57
Figura 4.4 – Envoltória de momentos mínimos e momentos resistentes das faixas a_1 e a_5 (extremidades), pilar padrão com $1/r$ aproximada, concreto C25	58
Figura 4.5 – Gráfico A_s (cm ²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 1.....	61
Figura 4.6 – Gráfico A_{sw} (cm ²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 1	63
Figura 4.7 – Gráfico $M_{d, tot, x}$ (kN. m) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 2.....	64
Figura 4.8 – Gráfico A_s (cm ²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 2.....	65
Figura 4.9 – Gráfico A_{sw} (cm ²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 2	66

Figura 4.10 – Gráfico $M_{d,tot,x}$ ($kN.m$) x fck do concreto (MPa) – Modelo 3.....	67
Figura 4.11 – Gráfico A_s (cm^2) x fck do concreto (MPa) – Modelo 3.....	69
Figura 4.12 – Gráfico A_{sw} (cm^2) x fck do concreto (MPa) – Modelo 3.....	70
Figura 4.13 – Gráfico $M_{d,tot,x}$ ($tf.m$) x fck do concreto (MPa) – Modelo 4.....	71
Figura 4.14 – Gráfico A_s (cm^2) x fck do concreto (MPa) – Modelo 4.....	72
Figura 4.15 – Gráfico A_{sw} (cm^2) x fck do concreto (MPa) – Modelo 4.....	73
Figura 4.16 – Relação entre esforço normal N_d e área de aço A_s – Concretos C25 a C90.....	75
Figura 4.17 – Custo total do concreto por resistência.....	77
Figura 4.18 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 1.....	81
Figura 4.19 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 2.....	82
Figura 4.20 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 3.....	83
Figura 4.21 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 4.....	84
Figura 4.22 – Custo total do pilar-parede – Modelo 1.....	85
Figura 4.23 – Custo total do pilar-parede – Modelo 2.....	86
Figura 4.24 – Custo total do pilar-parede – Modelo 3.....	87
Figura 4.25 – Custo total do pilar-parede – Modelo 4.....	88
Figura 4.26 – Variação do custo total do pilar-parede.....	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de resistência de concretos estruturais.....	29
Tabela 2.2 – Características das barras de aço CA-50	44
Tabela 2.3 – Características dos fios de aço CA-60	45
Tabela 4.1 – Valores de Md, tot, x em $kN.m$ (Modelo 1 – Concreto C25 a C90).....	56
Tabela 4.2 - Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C25	59
Tabela 4.3 - Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C30	59
Tabela 4.4 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C35.....	59
Tabela 4.5 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C40.....	60
Tabela 4.6 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C45.....	60
Tabela 4.7 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C50 a C90	60
Tabela 4.8 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concretos C25 a C90.....	61
Tabela 4.9 – Valores de A_{sw} para o Modelo 1 com Concretos C25 a C90.....	62
Tabela 4.10 – Valores de Md, tot, x em $kN.m$ (Modelo 2 – Concreto C25 a C90).....	63
Tabela 4.11 – Valores de A_s para o Modelo 2 com Concretos C25 a C90.....	64
Tabela 4.12 – Valores de A_{sw} para o Modelo 2 com Concretos C25 a C90.....	66
Tabela 4.13 – Valores de Md, tot, x em $kN.m$ (Modelo 3 – Concreto C25 a C90).....	67
Tabela 4.14 – Valores de A_s para o Modelo 3 com Concretos C25 a C90.....	68
Tabela 4.15 – Valores de A_{sw} para o Modelo 3 com Concretos C25 a C90.....	69
Tabela 4.16 – Valores de Md, tot, x em $kN.m$ (Modelo 4 – Concreto C25 a C90).....	70
Tabela 4.17 – Valores de A_s para o Modelo 4 com Concretos C25 a C90.....	71
Tabela 4.18 – Valores de A_{sw} para o Modelo 4 com Concretos C25 a C90.....	73
Tabela 4.19 – Taxa de armadura para os modelos estudados – Concretos C25 a C90	74
Tabela 4.20 – Custo do concreto por m^3	76
Tabela 4.21 – Quantitativo de armadura longitudinal – Modelo 1.....	78
Tabela 4.22 – Quantitativo de armadura transversal – Modelo 1.....	79
Tabela 4.23 – Quantitativo de armadura transversal suplementar – Modelo 1	79
Tabela 4.24 – Custos totais de armadura (1/r aprox.) – Modelo 1	80
Tabela 4.25 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 1.....	80
Tabela 4.26 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 2.....	82
Tabela 4.27 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 3.....	83
Tabela 4.28 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 4.....	84

Tabela 4.29 – Custos totais de execução – Modelo 1.....	85
Tabela 4.30 – Custos totais de execução – Modelo 2.....	86
Tabela 4.31 – Custos totais de execução – Modelo 3.....	87
Tabela 4.32 – Custos totais de execução – Modelo 4.....	88
Tabela 4.33 – Melhor custo para cada modelo	89

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	OBJETIVO GERAL.....	16
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
2	REVISÃO DE LITERATURA	17
2.1	DEFINIÇÕES BÁSICAS	17
2.2	EFEITOS DE PRIMEIRA E SEGUNDA ORDEM.....	20
2.3	NÃO-LINEARIDADES	24
2.3.1	Não-linearidade Física.....	24
2.3.2	Não-linearidade Geométrica.....	27
2.4	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	28
2.5	ESTUDOS ANTERIORES	30
2.5.1	Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem	30
2.5.2	Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado.....	31
2.5.3	Análise de uma parede de cisalhamento de concreto armado	32
2.5.4	A utilização de concreto de alta resistência na produção de pilares.....	33
2.5.5	Efeito da rigidez de pilar-parede no comportamento sísmico de edifício de concreto armado	34
2.5.6	Avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios com pilares-parede de concreto armado	35
2.6	DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE CONFORME A ABNT NBR 6118:2014.....	36
2.6.1	Métodos aproximados para o cálculo de pilares.....	40
2.6.1.1	Método do pilar-padrão com curvatura aproximada	41
2.6.1.2	Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada	42
2.6.2	Armadura longitudinal em pilares.....	43
2.6.3	Armadura transversal em pilares-parede	44
2.6.4	Proteção contra flambagem.....	45
2.7	SOBRE O TQS	46

3 MATERIAIS E MÉTODOS	47
3.1 MODELO 1	48
3.2 MODELO 2	49
3.3 MODELO 3	50
3.4 MODELO 4	50
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	51
4.1 MODELO 1	53
4.2 MODELO 2	63
4.3 MODELO 3	67
4.4 MODELO 4	70
4.5 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS APRESENTADOS	74
4.6 QUANTITATIVOS E CUSTOS DE MATERIAIS	76
4.6.1 Concreto	76
4.6.2 Fôrmas de madeira.....	77
4.6.3 Aço	78
4.6.4 Custos totais	85
5 CONCLUSÃO.....	90
REFERÊNCIAS	92

1 INTRODUÇÃO

Um dos principais objetivos da engenharia estrutural é otimizar o projeto do edifício, considerando desempenho, durabilidade, eficiência, flexibilidade do projeto arquitetônico, consumo de materiais, entre outros itens considerados relevantes para que se obtenha um projeto considerado ideal, no ponto de vista do projetista. Diversas são as variáveis que devem ser avaliadas para se atingir tal objetivo, como por exemplo a escolha do material empregado e a definição do sistema estrutural utilizado.

O concreto como conhecemos hoje é um material composto por cimento, agregados (naturais ou britados) e água, com o eventual uso de aditivos e adições para melhorar suas características. O concreto armado, por sua vez, é obtido pela associação do concreto “simples” a barras de aço, que são capazes de resistir a esforços de tração.

Altamente resistente à compressão, barato e fácil de executar e moldar, atualmente é o material mais usado na construção de estruturas de edificações e grandes obras viárias como pontes, viadutos, passarelas, etc. Seu emprego é conhecido em todo o mundo, sendo que a estrutura de concreto armado em ambientes não agressivos, dura mais de cem anos e sem manutenção (BOTELHO e MARCHETTI, 2015).

O avanço tecnológico na produção de concretos com resistência cada vez maior e a crescente utilização desses concretos têm atraído pesquisas a respeito dos benefícios dos CAR (concretos de alta resistência). Em decorrência disso, as normas técnicas têm sofrido alterações, visando a estabelecer critérios para o uso adequado desses materiais.

A norma para a classificação do concreto para fins estruturais ABNT NBR 8953:2009, que esteve em vigor até 2015, separava o concreto nas classes I e II de resistência, sendo o segundo grupo correspondente a concretos denominados de alta resistência (55 a 100 MPa). Porém, como a ABNT NBR 6118:2007, que ficou em vigor até o ano de 2014, estabelecia requisitos básicos apenas para o projeto de estruturas de concretos convencionais, que possuem resistência à compressão de até 50 MPa, havia a necessidade de se recorrer a normas internacionais para realizar o dimensionamento de estruturas de concretos enquadrados na classe II de resistência. A partir do lançamento da nova norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, foram introduzidos critérios de dimensionamento de estruturas utilizando concretos de alta resistência no Brasil, também conhecidos como CAR, concretos estes que possuem resistência característica à compressão de 55 a 90 MPa. A utilização deste material tem se destacado devido à possibilidade de se dimensionar sistemas estruturais seguros e economicamente viáveis para estabilizar vãos cada vez maiores projetados pela engenharia.

Nesse contexto, surge-se a necessidade de se analisar e comparar diferentes elementos estruturais, estudando-se a influência de sua geometria e da resistência do material para possibilitar uma otimização do dimensionamento dos elementos que constituem as estruturas de concreto armado.

Um desses elementos é o pilar-parede, que se caracteriza por possuir seção transversal com uma dimensão pelo menos 5 vezes maior do que a outra. Por esse motivo, enquanto o pilar comum é dimensionado como um elemento linear, o pilar-parede deve ser analisado como um elemento de superfície, devendo-se considerar também os efeitos localizados que podem surgir nesse tipo de elemento estrutural. (ABNT NBR 6118:2014)

Em edifícios de múltiplos pavimentos, além de resistir às cargas verticais, um pilar-parede, em conjunto com os pórticos formados pelas vigas e pilares, tem grande responsabilidade na manutenção da estabilidade global da estrutura. Portanto, o emprego dos pilares-parede vem se tornando cada dia mais comum em grandes obras, principalmente na construção de edifícios altos e pontes, por proporcionar maior rigidez à estrutura como um todo e contribuir significativamente para a estabilidade global da estrutura. (KIMURA, 2010)

A estrutura de um edifício pode ser considerada indeslocável quando seus nós sofrem apenas pequenos deslocamentos sob a ação de forças horizontais, que não chegam a provocar esforços globais de segunda ordem significativos. Todavia, os esforços de primeira ordem provocados pelas forças horizontais devem ser sempre calculados se considerando a estrutura como deslocável. Dentro da estrutura de um edifício, é possível identificar subestruturas de contraventamento, que são responsáveis por resistir à maior parte dos esforços decorrentes das ações horizontais. Para garantir a indeslocabilidade, pode ser necessário projetar estes elementos estruturais especiais, como pilares-parede, também chamados de paredes estruturais.

Sistemas estruturais aporticados associados a pilares-parede, geram estruturas mais econômicas que aquelas formadas apenas por pórticos. E, além da questão econômica, dependendo do número de pavimentos, a questão da rigidez lateral acaba inviabilizando a estrutura constituída unicamente por pórticos, por exigir um número inaceitável de pilares internos (RODRIGUES JUNIOR, 2005).

Dentro deste contexto, o presente trabalho é proposto devido à importância do elemento pilar-parede, em virtude do aumento significativo do seu uso em estruturas de grandes obras, e também devido à possibilidade de se otimizar o dimensionamento desse elemento estrutural, utilizando-se concreto de alta resistência em substituição ao concreto convencional.

1.1 OBJETIVO GERAL

Com este estudo, pretende-se analisar a influência do aumento da resistência à compressão do concreto no dimensionamento de pilares-parede, utilizando-se resistências convencionais (20 a 50MPa) e os concretos de alta resistência (55 a 90 MPa), a partir do método de cálculo aproximado proposto pela ABNT NBR 6118:2014.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

São objetivos específicos deste estudo:

- Dimensionar um modelo de pilar-parede como um elemento isolado, a partir dos métodos aproximados descritos na ABNT NBR 6118:2014;
- Variar a resistência à compressão do concreto de 25 a 90 MPa e avaliar a influência desta variação no dimensionamento dos elementos;
- Variar os esforços atuantes no modelo estudado;
- Realizar um quantitativo de materiais utilizados para executar cada um dos modelos apresentados;
- Comparar os custos para que se possa avaliar qual resistência apresenta melhor relação custo-benefício para o modelo estudado.

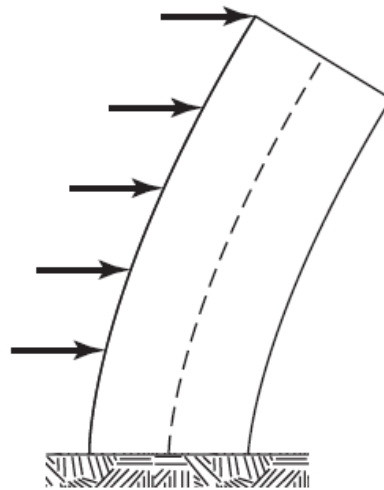
2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Pilares-parede são elementos de superfície, ou seja, bidimensionais, geralmente dispostos na vertical e submetidos a esforços de compressão. A ABNT NBR 6118:2014 distingue os pilares-parede dos pilares comuns através da geometria destes elementos. Para se ter um pilar-parede, é necessário que a menor dimensão de sua seção transversal seja menor que 1/5 da maior. Por este motivo, o pilar-parede não deve ser tratado como um pilar comum.

De acordo com Wight e Macgregor (2012), os pilares-parede ou “*shear walls*” (paredes de cisalhamento) são elementos estruturais de superfícies planas capazes de resistir a carregamentos laterais, provenientes de vento ou abalos sísmicos. São capazes também de resistir aos carregamentos gravitacionais e laterais transmitidos pelo restante da estrutura, bem como momentos em torno de sua direção mais rígida, conforme mostra a Figura 2.1.

Figura 2.1 – Pilar-parede



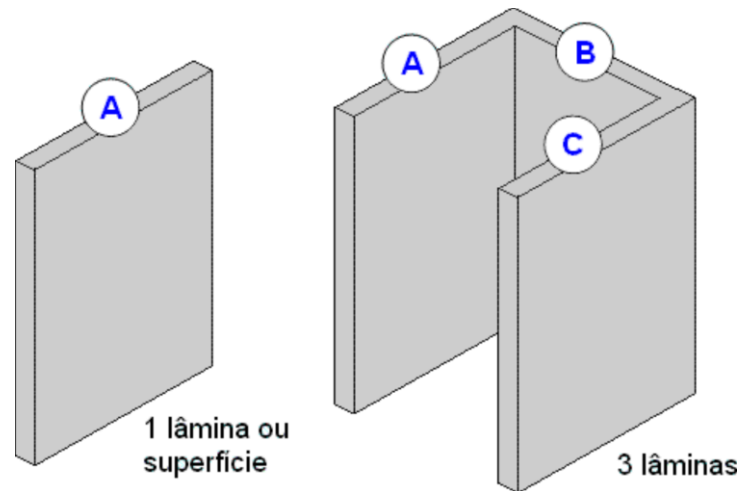
(b) Shear wall.

Fonte: WIGHT e MACGREGOR (2009)

Para Kimura (2010), o emprego de pilares-parede em edifícios de concreto armado tem sido muito comum no Brasil, ainda que existam muitas diferenças em relação aos países que possuem abalos sísmicos, onde é comum utilizar este elemento com maior espessura, e conseqüentemente com menor esbelteza.

Os pilares-parede podem ser classificados em simples ou compostos, de acordo com o número de superfícies associadas, que são comumente chamadas de lâminas. Os compostos são formados por mais de uma lâmina, enquanto que os simples possuem apenas uma, como pode ser observado na Figura 2.2.

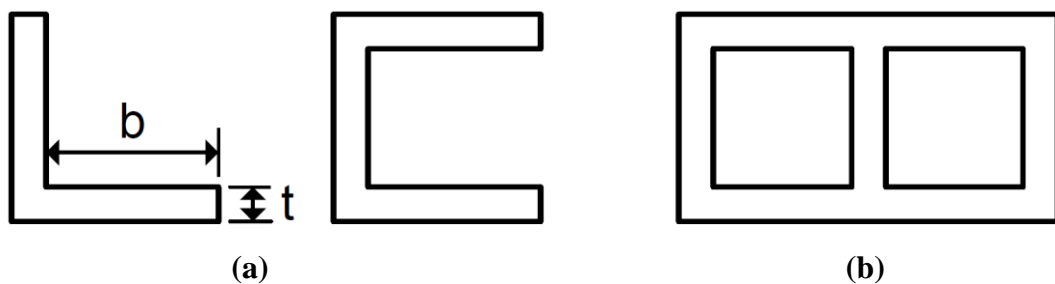
Figura 2.2 – Pilares-parede com uma ou mais superfícies associadas



Fonte: KIMURA (2010)

De acordo com Araújo (2003), os pilares-parede também podem ser classificados em relação à seção aberta ou fechada, conforme indicado na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Seções típicas dos pilares-parede: (a) Seção aberta; (b) Seção fechada



Fonte: ARAÚJO (2003)

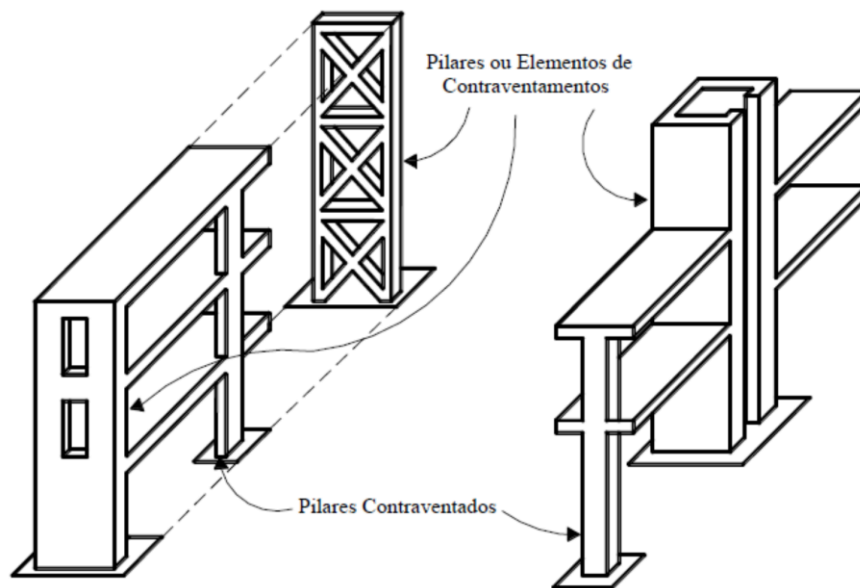
Os pilares-parede de seção aberta costumam ser encontrados em caixas de elevadores e escadas de edifícios altos, e podem contribuir significativamente para a estabilidade global do edifício, trabalhando ou não em conjunto com pórticos de contraventamento (BASTOS, 2017).

Em relação aos pilares-parede de seção fechada, estes são mais utilizados para estruturas de pontes, já que é possível manter uma grande rigidez do elemento, ao mesmo tempo em que se reduz significativamente o peso próprio da peça se comparado ao mesmo elemento com seção maciça, devido à pequena espessura das paredes. (ARAÚJO, 2003)

Ainda conforme Araújo (2003), os pilares-parede demandam um consumo maior de formas e armaduras, portanto sua utilização em pontes e edifícios altos apresentam vantagens quando se tem uma altura da ordem de pelo menos vinte metros, o equivalente a um edifício de aproximadamente sete pavimentos.

Dentro da estrutura de um edifício, é possível identificar subestruturas e elementos de contraventamento, que são responsáveis por resistir à maior parte dos esforços decorrentes das ações horizontais. De acordo com Süssekind (1984), toda estrutura deve ter um sistema de contraventamento devidamente estudado e dimensionado, independente das suas dimensões em planta e do número de andares. Os elementos de contraventamento são constituídos por pilares de grandes dimensões (pilares-parede), por treliças ou pórticos de grande rigidez, núcleos de rigidez, etc., como pode ser observado na Figura 2.4.

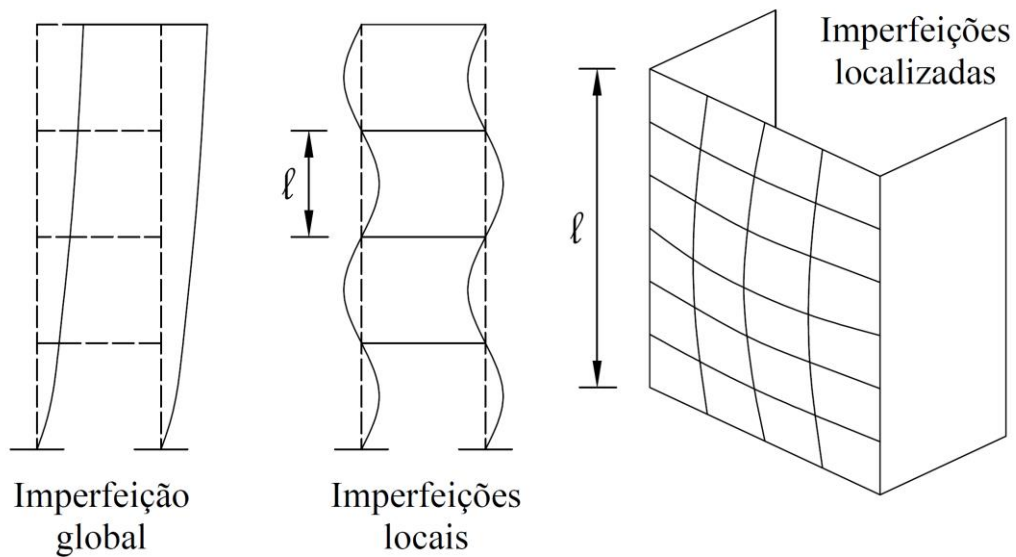
Figura 2.4 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento



Fonte: FUSCO (1981)

As imperfeições geométricas que ocorrem nos pilares dos edifícios podem ser globais, quando ocorrem devido a um desalinhamento do edifício como um todo e devem ser consideradas no projeto do sistema de contraventamento do edifício; ou locais, quando acontecem entre dois andares sucessivos e são consideradas no dimensionamento dos pilares contraventados, através de uma excentricidade accidental. Nos dois casos, as imperfeições se referem ao eixo do pilar. Em relação aos pilares-parede, existe a necessidade de se considerar as imperfeições localizadas que ocorrem ao longo da superfície de suas lâminas, como mostra a Figura 2.5. (ARAÚJO, 2003)

Figura 2.5 – Imperfeições geométricas dos pilares



Fonte: ARAÚJO (2003)

A ABNT NBR 6118:2014 permite que os pilares-parede sejam considerados como elementos lineares no modelo estrutural, desde que sua seção transversal tenha sua forma mantida e seja devidamente travada nos diversos pavimentos, e os efeitos de segunda ordem locais e localizados sejam avaliados adequadamente. Para isso, os pilares-parede são divididos em faixas, e tratados como várias barras isoladas, em que os efeitos de segunda ordem localizados do pilar-parede são assimilados aos efeitos de segunda ordem locais do pilar isolado equivalente à cada faixa.

2.2 EFEITOS DE PRIMEIRA E SEGUNDA ORDEM

Os efeitos de primeira ordem são aqueles em que se utiliza a configuração geométrica inicial para se estudar o equilíbrio da estrutura, ou seja, a estrutura encontra-se indeformada no momento da análise. Para cálculo dos efeitos de primeira ordem, pode-se considerar a integridade plena das seções transversais e o comportamento elástico-linear para os materiais.

A ABNT NBR 6118:2014 considera que o efeito das imperfeições locais nas estruturas reticuladas está atendido se for respeitado o valor de momento mínimo de primeira ordem:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h)$$

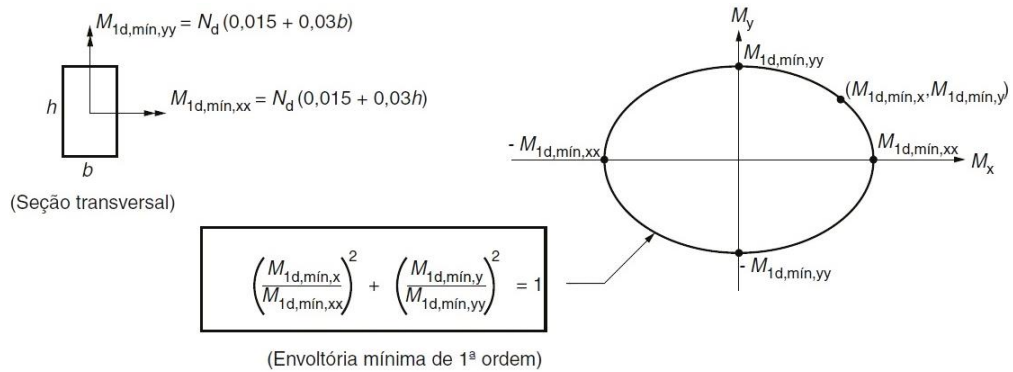
onde: $M_{1d,min}$ = momento mínimo de 1ª ordem

N_d = força normal de cálculo

h = altura da seção transversal na direção considerada, em metros

Para pilares de seção retangular, é possível definir uma envoltória mínima de primeira ordem, tomada a favor da segurança, de acordo com a Figura 2.6.

Figura 2.6 – Envoltória mínima de 1ª ordem

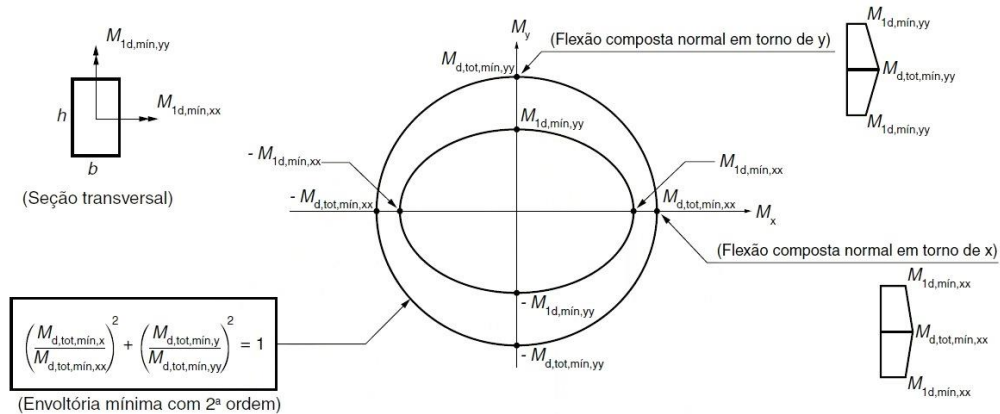


Sendo: $M_{1d,min,xx}$ e $M_{1d,min,yy}$ as componentes em flexão composta normal e $M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ as componentes em flexão composta oblíqua

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

A verificação do momento mínimo é considerada atendida quando se obtém uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de segunda ordem no dimensionamento adotado. Caso haja necessidade de calcular os efeitos locais de segunda ordem em alguma das direções do pilar, a verificação do momento mínimo deve considerar também a envoltória mínima com segunda ordem (Figura 2.7). A consideração desta envoltória mínima com segunda ordem pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de maneira isolada e com momentos fletores mínimos de primeira ordem atuantes nos extremos do pilar, nas suas direções principais. (ABNT NBR 6118:2014)

Figura 2.7 – Envoltória mínima com 2ª ordem



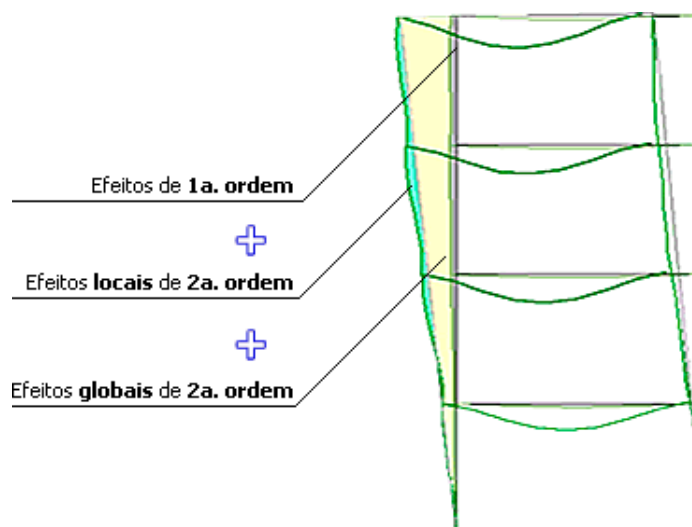
Sendo: $M_{d,tot,min,xx}$ e $M_{d,tot,min,yy}$ as componentes em flexão composta normal e $M_{d,tot,min,x}$ e $M_{d,tot,min,y}$ as componentes em flexão composta oblíqua

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Os efeitos de segunda ordem são aqueles em que a configuração deformada é considerada para a análise do equilíbrio. Os efeitos de segunda ordem são, portanto, vinculados aos da análise de primeira ordem. Na determinação dos efeitos de segunda ordem, deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais. Estes efeitos podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura.

Nos pilares convencionais, os efeitos de segunda ordem analisados são divididos em efeitos de segunda ordem globais e efeitos de segunda ordem locais. Na Figura 2.8, pode-se observar a diferença entre esses efeitos de segunda ordem globais e locais ao longo do pórtico de um edifício, bem como os efeitos de primeira ordem também.

Figura 2.8 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem

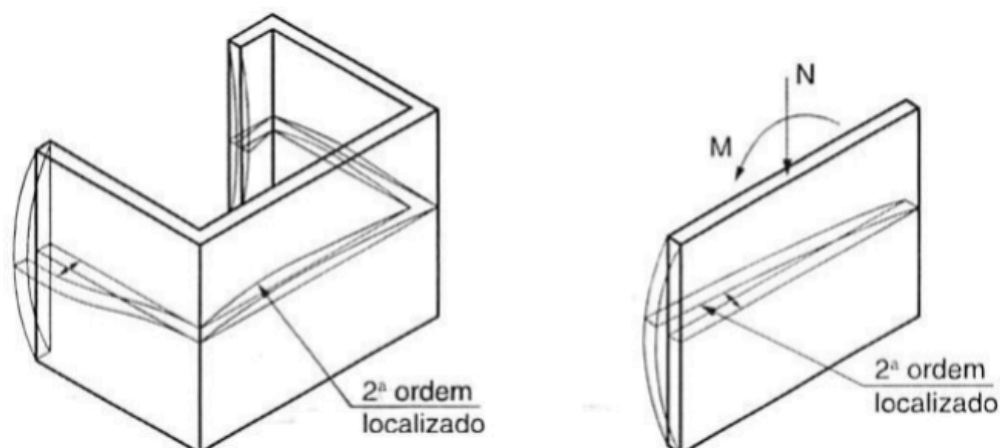


Fonte: KIMURA (2010)

Em relação aos pilares-parede, além dos efeitos de segunda ordem globais e locais, também devem ser analisados os efeitos de segunda ordem localizados (Figura 2.9).

De acordo com Bastos (2017), os efeitos de segunda ordem localizados passam a existir quando nas barras da estrutura os eixos não se mantêm retilíneos, afetando os esforços solicitantes ao longo delas. No caso dos pilares-parede, pode existir uma região que irá apresentar uma não retilíneidade maior do que a do eixo do pilar, ou seja, maior do que a não retilíneidade local e nessas regiões acabam surgindo os efeitos localizados. Segundo Kimura (2010), esses efeitos podem surgir nas extremidades devido ao aumento do esforço normal provocado pela atuação do momento fletor segundo sua direção mais rígida, e podem colaborar para o aumento da flexão longitudinal e da flexão transversal, resultando em um aumento considerável da armadura transversal nessas regiões.

Figura 2.9 – Efeitos de 2ª ordem localizados



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para pilares-parede em que a esbeltez λ de cada lâmina for menor que 90, a ABNT NBR 6118:2014 sugere que os efeitos de segunda ordem localizados sejam calculados a partir da subdivisão das lâminas do pilar-parede em faixas, e utilizando os mesmos métodos aproximados utilizados para pilar comum.

Neste dimensionamento aproximado sugerido pela ABNT NBR 6118:2014, existem casos em que os efeitos de segunda ordem localizados dos pilares-paredes podem ser desprezados: quando a base e o topo estiverem convenientemente fixados às lajes do edifício e quando a esbeltez λ de cada lâmina for menor que 35. De acordo com Araújo (2007), não há nenhum efeito de segunda ordem localizado que deve ser considerado no dimensionamento de pilares-parede de concreto armado, pois os acréscimos nos momentos de segunda ordem são pequenos, e o processo simplificado sugerido pela norma superavalia esses efeitos localizados.

Ainda segundo Araújo (2007), ao se projetar pilares-parede de concreto armado, a verificação adicional que deve ser considerada é quanto à possibilidade de flambagem local, principalmente ao se utilizar concretos de alta resistência. Quando se utilizam apenas concretos de resistências relativamente baixas, a seção do pilar-parede tem dimensões maiores, o que resulta em baixos valores para o índice de esbeltez de cada lâmina. Com a evolução e o aumento na utilização dos concretos de alta resistência, tornou-se possível calcular pilares-parede com grandes alturas e espessuras menores, resultando em pilares mais esbeltos, trazendo então uma preocupação maior com a flambagem local nos pilares-parede.

Para Kimura (2010), esse se trata de um assunto que gera muitas controvérsias e que ainda tem uma longa e difícil trajetória de estudos na busca de uma solução que tenha uma abrangência mais adequada e significativa.

2.3 NÃO-LINEARIDADES

Kimura (2010) define a análise não linear como um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não linear, invalidando a Lei de Hooke. Tradicionalmente, a análise de estruturas de concreto armado é feita mediante a hipótese que os materiais possuam um comportamento linear na relação tensão-deformação definida pela Lei de Hooke ou momento de curvatura, admitindo-se superposição de efeitos, matriz de rigidez dos materiais que compõe a estrutura como constante durante a fase de carregamento.

O concreto armado é um material que apresenta um comportamento não linear, isto é, possui uma relação não proporcional entre tensões e deformações, principalmente quando submetido a cargas elevadas.

2.3.1 Não-linearidade Física

Ao se analisar a instabilidade de pilares de concreto armado, surge um problema considerável que é a resposta não-linear do aço e do concreto nos respectivos diagramas de tensão-deformação. Este comportamento característico do material é conhecido como não-linearidade física. (AGUIAR e PINHEIRO, 2008)

Os edifícios de concreto armado devem ser analisados de forma a garantir que os efeitos de segunda ordem devidos à deslocabilidade horizontal da estrutura sejam corretamente avaliados. Para isso, a posição final da estrutura deve ser determinada de forma satisfatória.

Sabendo-se que os deslocamentos laterais resultantes de uma análise estrutural são diretamente afetados pela rigidez dos membros constituintes da estrutura, deve-se estimar essa rigidez através de processos que considerem a não-linearidade física dos materiais empregados.

Porém, a consideração da NLF acaba se tornando uma tarefa complexa para ser implementada em estruturas de concreto armado de grande porte. Isso porque, geralmente, nesse tipo de análise é utilizado um procedimento incremental e iterativo em que, para cada nível de carregamento da estrutura, a rigidez dos elementos estruturais é estabelecida a partir das relações constitutivas dos materiais e da disposição de armadura no elemento.

Uma maneira aproximada para se considerar a não-linearidade física em uma estrutura, ou seja, para se considerar a variação do comportamento do material à medida em que o carregamento é aplicado, é alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos que a compõe.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a não-linearidade física pode ser considerada de maneira aproximada para a análise dos esforços globais de segunda ordem em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, tomando-se para a rigidez dos pilares o seguinte valor:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_C I_C$$

onde: I_C = momento de inércia da seção bruta de concreto

E_C = valor representativo do módulo de deformação do concreto

Esse valor de rigidez adotado é aproximado e não pode ser utilizado para avaliar esforços locais de segunda ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.

O valor do módulo de elasticidade inicial dos concretos das classes I e II podem ser estimados utilizando as seguintes expressões:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 a 50 MPa (Classe I);}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55 a 90 MPa (Classe II).}$$

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

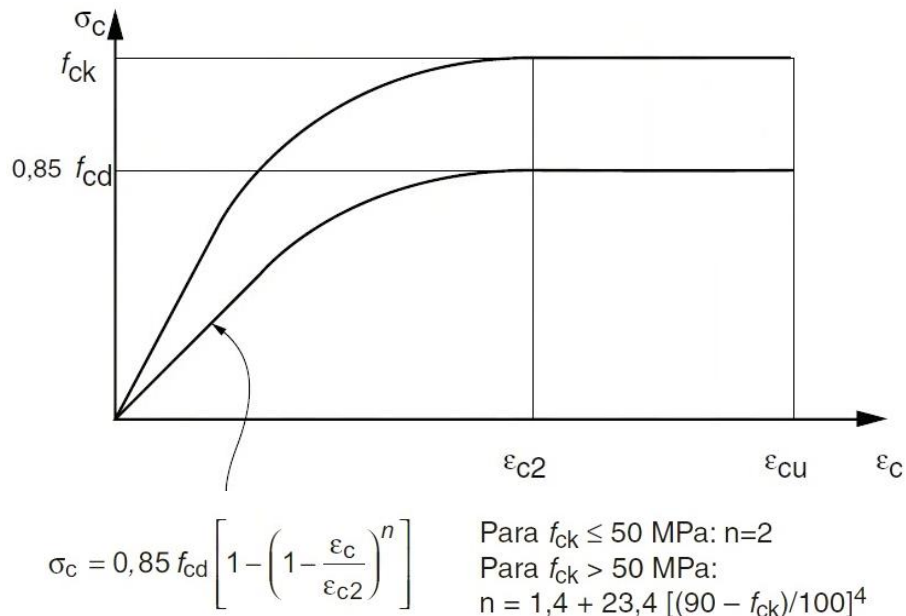
onde: E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

O módulo de deformação secante pode ser estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

sendo: $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$

Para análises no estado-limite último, pode ser empregado o diagrama tensão-deformação idealizado mostrado na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Diagrama tensão-deformação idealizado

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) podem ser adotados os valores definidos a seguir:

Para f_{ck} de 20 a 50 MPa (Classe I):

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

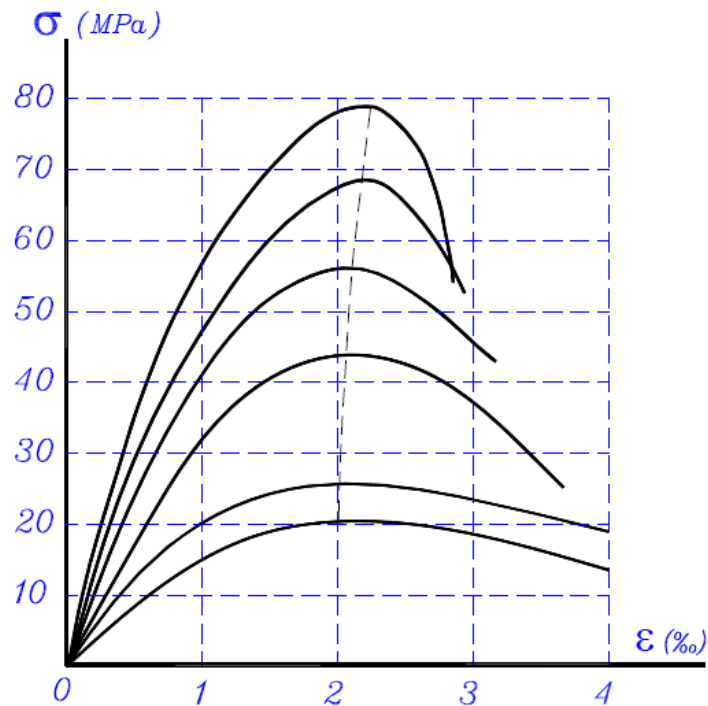
Para f_{ck} de 55 a 90 MPa (Classe II):

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$$

Aguiar e Pinheiro (2008) destacam que a resistência à compressão do concreto influencia diretamente a forma do diagrama tensão-deformação, pois quanto maior for a resistência, mais íngreme e mais linear será o ramo ascendente da curva, como pode ser observado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Influência da resistência à compressão do concreto no diagrama $\sigma \times \varepsilon$



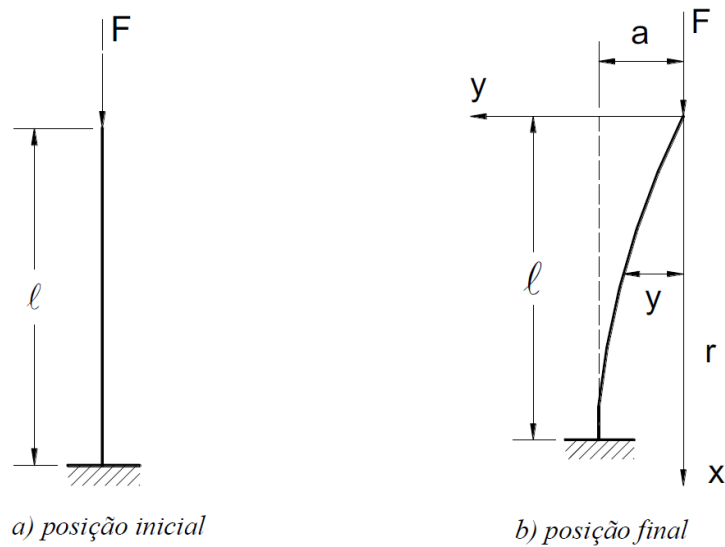
Fonte: AGUIAR E PINHEIRO (2008)

2.3.2 Não-linearidade Geométrica

A não-linearidade geométrica (NLG) é causada pela mudança de posição da estrutura no espaço. Uma estrutura pode ter um comportamento não-linear, mesmo que esta seja constituída de um material que obedeça à lei de Hooke. Neste caso, os efeitos não-lineares estão associados aos efeitos adicionais provenientes do deslocamento horizontal das estruturas, que ocasionam o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso.

Os efeitos gerados a partir do equilíbrio na configuração deformada, ou seja, os efeitos de segunda ordem, ocasionam uma resposta não-linear da estrutura. Dessa forma, a consideração da não-linearidade geométrica de uma estrutura levará em conta a condição de equilíbrio da estrutura em sua condição deformada, conforme mostra a Figura 2.12.

Figura 2.12 – Não-linearidade geométrica: (a) condição inicial; (b) condição deformada



Fonte: BASTOS (2017)

Existem processos numéricos aproximados, comumente denominados “P-Delta”, que são empregados para avaliar a não linearidade geométrica de forma refinada, encontrando forças horizontais fictícias que gerem momentos equivalentes aos momentos de segunda ordem. Estas forças equivalentes são calculadas de forma iterativa até que a posição final de equilíbrio seja obtida. Nestes métodos, a análise não-linear é substituída por uma série de análises lineares, sendo que, em cada etapa, as características de rigidez são consideradas como constantes. Em cada etapa, os resultados da etapa anterior são alterados e o processo só termina quando houver convergência, ou seja, quando os resultados se mantiverem praticamente os mesmos em duas etapas consecutivas.

2.4 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

O concreto é um material composto por cimento, água e agregados. O concreto armado é a associação de dois materiais estruturais (concreto e aço), e por este motivo apresenta um comportamento de difícil descrição. O diagrama tensão-deformação do concreto não é linear, e é variável para as várias classes de resistência.

Conforme surgem necessidades, pode-se incluir materiais como sílica ativa e superplastificantes que alteram a micro-estrutura do composto e aumentam sua resistência à compressão. De acordo com Jacomassi (2007), ao utilizar superplastificantes é possível obter a mesma trabalhabilidade do concreto fresco, mesmo reduzindo a quantidade de água, pois aumentam a fluidez da pasta. Ao se diminuir a quantidade de água, a porosidade final também diminui, o que aumenta a resistência à compressão do concreto.

Quando o concreto possui alguma propriedade específica para determinada aplicação, como por exemplo alta trabalhabilidade, alta durabilidade, baixa porosidade e permeabilidade, e a alta resistência, pode-se dizer que este é um CAD (concreto de alto desempenho). Para se aumentar a resistência do concreto, são utilizados processos que proporcionam também maior durabilidade, o que se leva a considerar de forma geral que o CAR pode ser também considerado um concreto de alto desempenho. Ou seja, os concretos de alta resistência podem ter características de concretos de alto desempenho, porém devem atender exclusivamente de maneira superior a resistência à compressão. Helene (2011) destaca que a diminuição da relação água-cimento, a otimização da granulometria dos agregados e as adições minerais garantem a obtenção de um concreto de alta resistência.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, concretos de alta resistência são aqueles com resistência característica à compressão (f_{ck}) superior a 50 MPa. Conforme esta norma, para estas resistências, os coeficientes de deformação específica correspondente ao patamar de escoamento e à ruptura do concreto começam a sofrer alterações. Os diagramas tensão-deformação também sofrem mudanças significativas devido ao aumento da resistência do material. Os concretos são divididos em dois grupos de resistência, de acordo com a ABNT NBR 8953:2015, sendo que os concretos convencionais pertencem ao Grupo I e os concretos de alta resistência se enquadram no Grupo II, conforme a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT NBR 8953:2015

Embora a Classe II especificada na norma de concreto para fins estruturais (ABNT NBR 8953:2015) contemplem concretos com resistências de 55 a 100 MPa, a norma de projeto de estruturas de concreto (ABNT NBR6118:2014) admite o dimensionamento de estruturas de concretos da Classe II com até 90 MPa.

2.5 ESTUDOS ANTERIORES

A norma para a classificação do concreto para fins estruturais ABNT NBR 8953:2009, que esteve em vigor até 2015, separava o concreto nas classes I e II de resistência, sendo o segundo grupo correspondente a concretos denominados de alta resistência (55 a 100 Mpa). Entretanto, para realizar o dimensionamento de estruturas de concretos enquadrados nessa classe, havia a necessidade de se recorrer a normas internacionais. Foi apenas em 2014, com a atualização da ABNT NBR 6118, que surgiram critérios de dimensionamento de estruturas utilizando concretos de alta resistência no Brasil.

Ao se pesquisar trabalhos anteriores que pudessem servir de base para este estudo, foram encontrados alguns trabalhos que tratam de pilares-parede de concreto armado utilizando concretos convencionais. Embora não tenham sido encontrados trabalhos que tratassem especificamente de pilares-parede com concretos de alta resistência, alguns estudos foram considerados relevantes, sendo aqui mencionados.

2.5.1 Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem (ARAÚJO, 2007)

Neste trabalho foi feita uma análise criteriosa do processo aproximado da ABNT NBR 6118:2003 para a consideração dos efeitos de segunda ordem localizados nos pilares-parede. O processo simplificado foi comparado com a solução exata fornecida pela teoria não-linear de placas. O método dos elementos finitos foi empregado na análise estrutural.

Para incluir os efeitos de segunda ordem em cada faixa isolada do pilar-parede, pode-se empregar qualquer um dos métodos apresentados na ABNT NBR 6118:2003 ou em outras normas de projeto. Em todos os casos, considera-se a não-linearidade geométrica (efeitos de segunda ordem) e a não-linearidade física, decorrente do comportamento não-linear do concreto armado. Entretanto, para evitar a introdução de erros decorrentes do método aproximado para a inclusão da não-linearidade física, considerou-se que o pilar é elástico linear. Desse modo, apenas os efeitos de segunda ordem localizados foram analisados neste trabalho.

O processo aproximado descrito anteriormente é comparado com a solução rigorosa, obtida fazendo-se a análise do pilar-parede como placa. Para isto emprega-se a teoria de placas de Mindlin, incluindo os termos das deformações no plano médio da placa, o que permite considerar a não linearidade geométrica. Foi realizado o estudo do pilar-parede sob flexão normal, pilar-parede sob flexão oblíqua, pilar-parede com um bordo apoiado e o outro livre e armaduras horizontais dos pilares-parede.

Do resultado desse estudo, podem ser tiradas as seguintes conclusões: o processo simplificado da ABNT NBR 6118:2003 superavalia os efeitos localizados e não há nenhum efeito de segunda ordem localizado importante que merece ser considerado no projeto dos pilares-parede de concreto armado; os momentos horizontais no pilar sofrem pouca influência dos efeitos de segunda ordem e, de um modo geral, eles são pequenos. Assim, foi recomendado que o processo da norma não seja empregado no projeto dos pilares-parede, já que este pode levar a um superdimensionamento das armaduras longitudinais.

Foram feitas também recomendações para o dimensionamento das armaduras horizontais dos pilares-parede, com base em resultados experimentais disponíveis. O autor avalia que não faz sentido determinar a armadura transversal como uma fração da armadura longitudinal, e que deveria ser dimensionada em flexão simples, pois independe do esforço normal e dos efeitos de segunda ordem. A principal função das armaduras horizontais nos pilares-parede deveria ser controlar a fissuração decorrente do impedimento da retração livre.

De acordo com o autor, a verificação adicional que deve ser considerada no projeto dos pilares-parede é quanto à possibilidade de flambagem local. Esse problema pode ser determinante no projeto de paredes esbeltas, especialmente quando se emprega concretos de alta resistência.

2.5.2 Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado (ARAÚJO, 2006)

O problema da flambagem local nos pilares com seção de parede fina tem sido bastante estudado para os pilares de aço. Porém, poucos estudos teóricos e experimentais têm sido feitos com o objetivo de analisar a ocorrência de flambagem local nos pilares de concreto armado.

Desta forma, este artigo buscou apresentar a formulação teórica do problema da flambagem local em pilares-parede de concreto armado. Com base nessa análise, o estudo propõe uma fórmula simples para reforço das lâminas do pilar que apresentam risco de flambagem local, que pode ser facilmente inserida nos procedimentos de projeto. Essa fórmula substitui o processo simplificado sugerido na ABNT NBR 6118:2003, que segundo o autor já foi mostrado ser inconsistente no estudo mencionado na subseção anterior. A equação proposta para o cálculo da taxa de armadura necessária (ρ_{nec}) nas lâminas do pilar-parede em que $\lambda > \lambda_{cr}$, onde λ é o índice de esbeltez de cada lâmina do pilar-parede e λ_{cr} índice de esbeltez crítico é a seguinte:

$$\rho_{nec} = \frac{\rho f_{yd} + (1 - \alpha_c) \sigma_{cd}}{\alpha_s f_{yd}}$$

A fórmula proposta foi baseada em uma formulação teórica consistente e foi validada por comparação com resultados experimentais disponíveis utilizando pilar-parede sem considerar flambagem local e considerando flambagem local. Constatou-se uma boa concordância do modelo teórico com os resultados experimentais. Para pilares com relação de esbelteza $b/t \leq 15$, não há nenhuma evidência de redução de capacidade. Por outro lado, se $b/t > 15$ há uma nítida redução da capacidade de carga do pilar com o crescimento da esbelteza, como uma consequência da flambagem local. O autor sugere, inclusive, que a fórmula proposta seja considerada em futuras revisões da norma.

2.5.3 Análise de uma parede de cisalhamento de concreto armado (HAUKSDÓTTIR, 2007)

Neste trabalho de mestrado, foi realizada uma análise não-linear de pilar-parede, também conhecido nas normas internacionais como “*shear wall*” (parede de cisalhamento). O edifício analisado se localiza em uma zona sísmica, portanto a análise foi realizada considerando esforços laterais provenientes de terremotos.

O principal objetivo deste estudo foi avaliar o comportamento não linear de um pilar-parede de concreto armado com diferentes arranjos de armaduras, em um edifício idealizado de três andares, localizado na zona sísmica do sul da Islândia, submetido a um esforço lateral crescente gradualmente. Apenas uma parede do edifício foi estudada, com apenas um material utilizado, e a carga de projeto foi calculada pelo método da força lateral do Eurocode 8. O modelo analítico do pilar-parede com seus limites e cargas aplicadas foi modelado em malha. Todos os nós no nível do solo foram fixados e o deslocamento do pilar-parede foi impedido.

Foram utilizados três métodos diferentes para o dimensionamento desta parede, sendo que o primeiro foi o “*Stringer Method*”, mais simplificado, e os outros dois por Elementos Finitos, um utilizando o *software* SAP2000 e outro utilizando um *software* mais específico, chamado ETABS. Para efeito de comparação, também foi feito um dimensionamento pelos requisitos mínimos do Eurocode 2, 2010.

O dimensionamento realizado pelo Método “*Stringer*” e o baseado na análise pelo ETABS ficaram muito semelhantes, pois nestes dois foram obtidos mais reforços em torno das aberturas do que nos outros dois métodos. Por outro lado, também foram semelhantes os resultados obtidos pelo SAP2000 em relação ao Eurocode 2.

O autor considera que os melhores resultados foram os encontrados no Método “*Stringer*” e no ETABS, pois as fissuras encontradas mesmo quando o edifício está sujeito a cargas sísmicas, foram consideradas aceitáveis.

2.5.4 A utilização de concreto de alta resistência na produção de pilares (PEINADO et al., 2012)

O principal objetivo deste artigo foi avaliar impactos econômicos e ambientais decorrentes da variação da resistência à compressão do concreto no dimensionamento e execução de pilares em edificações residenciais ou comerciais. Foi realizado de acordo com a ABNT NBR 8953:1992 e limitou-se à avaliação dos concretos com resistência à compressão classificados no Grupo I, sendo composto pelos concretos com resistências de 20 a 50 MPa.

Para o estudo, primeiramente foi feito o dimensionamento de um pilar com altura fixa de 3,20 metros de comprimento e seção quadrada variável, sendo submetido à carga de 100 tf, com a utilização do programa computacional *Oblíqua 1.0*, variando-se a resistência do concreto. Posteriormente, fez-se um levantamento dos custos de insumos, custos unitários de material e mão de obra necessários à produção desse pilar dos custos por m³ de concreto e do consumo de cimento por m³; estruturação das composições para obtenção dos custos parciais dos materiais e mão de obra de cada etapa referente à produção dos pilares (formas, aço e concreto); levantamento do consumo de cimento/pilar e comparação dos resultados de custos de execução e de consumo de cimento/pilar obtidos para os diversos pilares em função da classe de resistência do concreto.

A partir dos resultados, verificou-se que o custo do concreto e das formas para os pilares diminuíram com o aumento da resistência do concreto. Porém, houve uma pequena diminuição do consumo de aço até o pilar de concreto C40 e, com os pilares calculados com os concretos C45 e C50, houve um acréscimo no consumo de aço. Portanto, a partir do custo de produção de cada pilar, verificou-se que, ao aumentar a resistência até o pilar com concreto C40, há um decréscimo no custo por pilar, o que evidencia sua viabilidade econômica nesse caso.

Os pilares dimensionados com concreto C45 e C50 apresentaram custo de execução inferior aos pilares dimensionados com os concretos C20, C25 (referência) e C30, o que resultou na premissa de que, para esse caso, ainda é interessante fazer uso do concreto C45 ou do C50, uma vez que existe ganho econômico, aumento significativo na durabilidade do elemento estrutural e, com o acréscimo da resistência, a área da seção do pilar é reduzida. Assim, ao tomar-se como referência a seção do pilar C25, há uma redução de seção de 38% e 45% para os pilares dimensionados com C45 e C50, respectivamente.

Foi possível verificar que, com a utilização do CAR e com aumento do consumo de cimento/m³ de concreto conforme se dá o incremento de resistência, além da alta durabilidade das peças estruturais é possível obter pilares mais esbeltos, proporcionando maior aproveitamento dos espaços com custo inferior ao de uma peça em concreto convencional.

2.5.5 Efeito da rigidez de pilar-parede no comportamento sísmico de edifício de concreto armado (Denise Tholken, UTFPR) 2013

Este trabalho de dissertação teve como objeto o estudo do efeito da rigidez de pilar parede no comportamento estrutural de dois edifícios de concreto armado submetidos a sismos. Foram consideradas as premissas da norma brasileira ABNT NBR 15421:2006, que apresenta os critérios para projeto de estruturas resistentes a sismo. Foi aplicada a análise linear com emprego dos métodos da norma – método das forças horizontais equivalentes, método espectral e histórico de aceleração no tempo – em edifícios com dois tipos de sistemas estruturais, sendo eles pórtico de concreto e sistema dual pórtico de concreto e pilar parede.

Conforme definido na norma mencionada, todas as edificações devem ser concebidas com sistema estrutural que seja capaz de dissipar energia devido às ações sísmicas no sentido vertical e em duas direções horizontais ortogonais, assim como um mecanismo de resistência a esforços de torção.

Para o estudo foram considerados 4 modelos: (1) sistema de pórticos de concreto com 10 pavimentos, (2) sistema de pórticos de concreto com 30 pavimentos, (3) sistema dual composto de pórtico e pilares-parede de concreto com 10 pavimentos e (4) sistema dual composto de pórtico e pilares-parede de concreto com 30 pavimentos, a fim de comparar os resultados obtidos pelos três métodos de análise propostos pela norma, avaliar a influência do tipo de sistema estrutural utilizado e as diferenças apresentadas quando comparados os resultados obtidos para os diferentes sistemas estruturais.

Quando comparados os resultados de todos os modelos verifica-se que o método das forças equivalentes apresenta os resultados mais conservadores, enquanto que os métodos dinâmicos têm resultados mais aproximados e com os menores deslocamentos e esforços nas bases dos pilares analisados. É possível concluir que os edifícios de 10 andares têm deslocamento no topo da estrutura menor que os deslocamentos apresentados pelos edifícios de 30 andares, quando comparados os mesmos sistemas estruturais; assim como os edifícios com sistema estrutural dual pórtico de concreto e pilar parede apresentam deslocamento no topo da estrutura inferior ao deslocamento da estrutura de pórtico.

As diferenças de comportamento apresentadas pelas estruturas estão relacionadas ao centro rígido dos modelos (3) e (4) e a assimetria no sentido longitudinal do pilar parede. O engaste dos pilares restringe a rotação na base dos mesmos e o deslocamento relativo máximo ocorre nos pavimentos acima, a partir do ponto máximo as diferenças diminuem a cada andar devido à liberdade de movimento da estrutura de acordo com a altura.

2.5.6 Avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios com pilares-parede de concreto armado (VAQUINHAS, 2014)

Este trabalho de dissertação realiza uma análise do método simplificado apresentado no Eurocódigo 2, relativo à avaliação dos efeitos de segunda ordem em estruturas de edifícios com pilares-parede de concreto armado, ou como também chamados, paredes de betão armado.

São apresentados quatro modelos de estruturas, dois planos e dois tridimensionais, com e sem paredes resistentes, cujos efeitos de segunda ordem são calculados de acordo com o método da rigidez nominal e o método do Anexo H do Eurocódigo 2. Para que uma comparação fosse possível, foram efetuadas análises não lineares nos mesmos modelos de estruturas.

No que diz respeito ao processo de determinação dos esforços de segunda ordem de acordo com os métodos do EC2, considera-se que o método da rigidez nominal é um tanto moroso para um cálculo simplificado, mas traz resultados com bastante rigor quando comparados com os resultados de uma análise não linear, com a vantagem de ser mais rápido e exigir menos recursos computacionais para o efeito. Ao se utilizar o método do Anexo H do EC2, observa-se se o sistema de contraventamento tem deformações significativas ao esforço transversal, questão que o EC2 não especifica, ficando a critério do projetista. Esta situação não só conduz possivelmente a resultados substancialmente errados como pode haver dimensionamentos excessivos que inviabilizam o próprio método. No decorrer da execução, surge também a dúvida se os pilares são dimensionados de acordo com este método, isto porque os valores dos esforços obtidos são superiores aos valores aferidos numa ANL, o que não acontece durante a aplicação do método da rigidez nominal.

Conclui-se que o método de determinação dos efeitos de segunda ordem constante no Anexo H do EC2 é um método que pode ser uma boa alternativa às análises não lineares, que são sempre mais demoradas, nos casos em que os elementos de contraventamento sejam pouco solicitados axialmente. Nos casos em que as paredes sejam muito solicitadas axialmente a conclusão a que se chega é que o método irá majorar os momentos de todos os elementos por serem aplicadas forças horizontais adicionais em toda a estrutura, o que acaba tornando o método inviável.

Em relação ao método da rigidez nominal, conclui-se que para estruturas mais complexas, sejam edifícios altos sem paredes na periferia ou edifícios com poucos pisos mas com uma área de implantação grande e com poucos elementos de contraventamento, este método poderá ser inapropriado pois implica uma quantidade razoável de tempo de cálculo para aferir cada rigidez nominal dos elementos.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE CONFORME A ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 especifica que os efeitos de segunda ordem de pilares-parede podem ser desprezados se, para cada uma das lâminas componentes do pilar-parede, forem obedecidas as seguintes condições:

- 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 esbeltez λ_i de cada lâmina deve ser menor que 35.

Tanto para pilares comuns como para pilares-parede, o índice de esbeltez λ é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, nas direções a serem consideradas.

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

O raio de giração é a razão entre o momento de inércia na direção considerada, e a área da seção transversal.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Portanto, para seção transversal retangular, o índice de esbeltez é:

$$\lambda = \frac{3,46 l_e}{h}$$

Sendo: l_e = comprimento equivalente, ou comprimento de flambagem;

h = dimensão do pilar na direção considerada.

Figura 2.13 – Comprimentos de flambagem para barras isoladas

Representação das barras isoladas e seus deslocamentos devido à flambagem						
Legenda: - linhas tracejadas: barra no estado inicial - curvas contínuas: deformações por flambagem						
Comprimento de flambagem (L_{fl}) teórico	0,5 L	0,7 L	1,0 L	1,0 L	2,0 L	2,0 L
Comprimento de flambagem (L_{fl}) prático	0,65 L	0,8 L	1,2 L	1,0 L	2,1 L	2,0 L

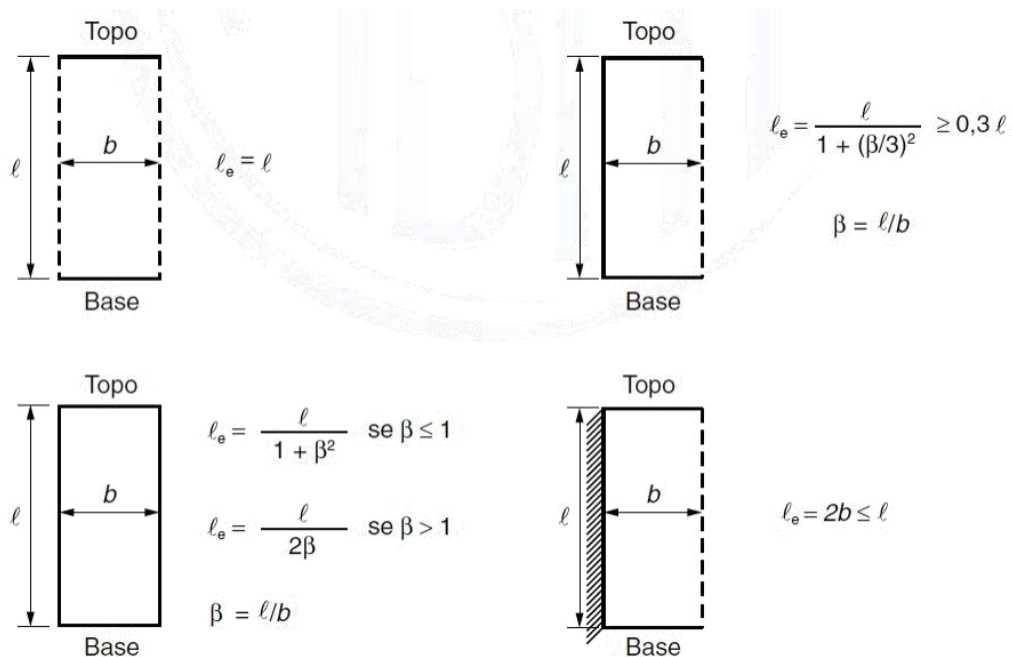
em que: L = comprimento da barra isolada.

Fonte: PORTO (2015)

Para pilares comuns, de acordo com a vinculação das extremidades, tem-se os respectivos comprimentos de flambagem do pilar, conforme apresentado na Figura 2.13.

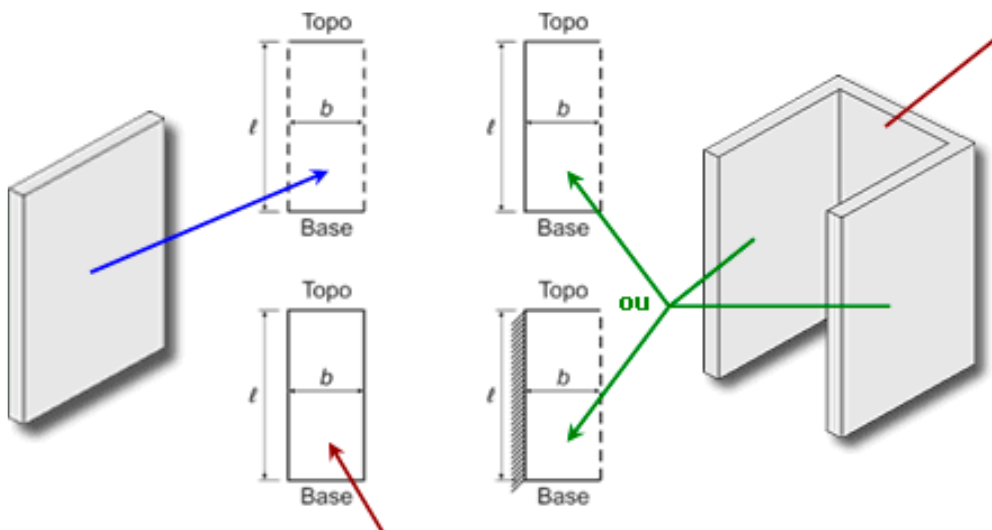
Para os pilares-parede, o comprimento equivalente deve ser calculado para cada lâmina que o constitui, de acordo com a vinculação, como mostra a Figura 2.14. Para exemplificar, na Figura 2.15 apresentam-se as condições de vinculação de um pilar-parede simples e de um pilar-parede composto por três lâminas.

Figura 2.14 – Comprimento equivalente ou comprimento de flambagem



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

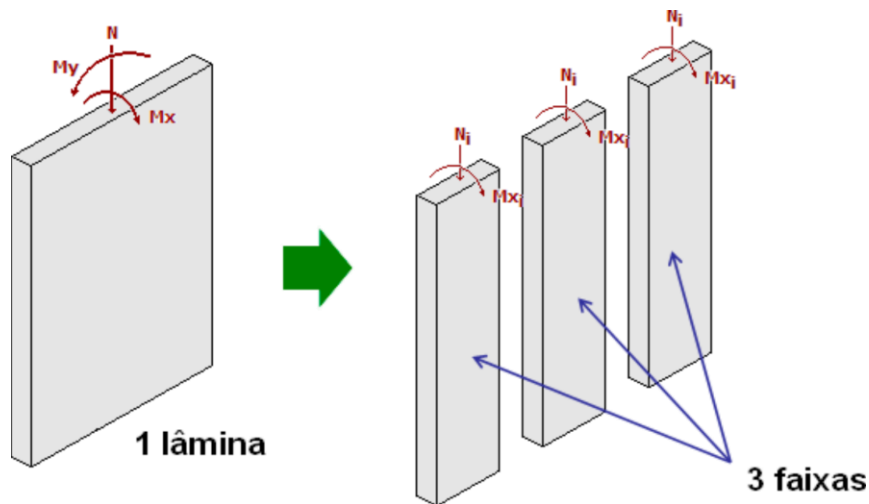
Figura 2.15 – Vinculação de pilar-parede simples e composto



Fonte: KIMURA (2010)

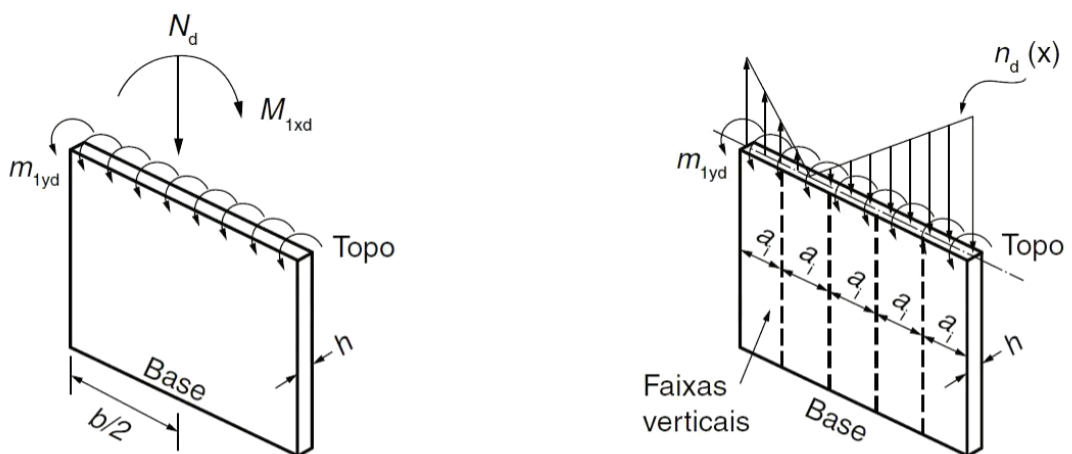
Quando o índice de esbeltez de uma lâmina constituinte do pilar-parede for maior que 35, os efeitos localizados de segunda ordem devem ser considerados. Para isto, o item 15.9.3 da NBR 6118:2014 recomenda a divisão do pilar-parede em faixas (Figura 2.16), onde os esforços são distribuídos proporcionalmente em cada faixa (Figura 2.17), com o intuito de se obter uma economia de armadura no centro do pilar.

Figura 2.16 – Subdivisão do pilar-parede em faixas



Fonte: KIMURA (2010)

Figura 2.17 – Avaliação aproximada do efeito de 2ª ordem localizado



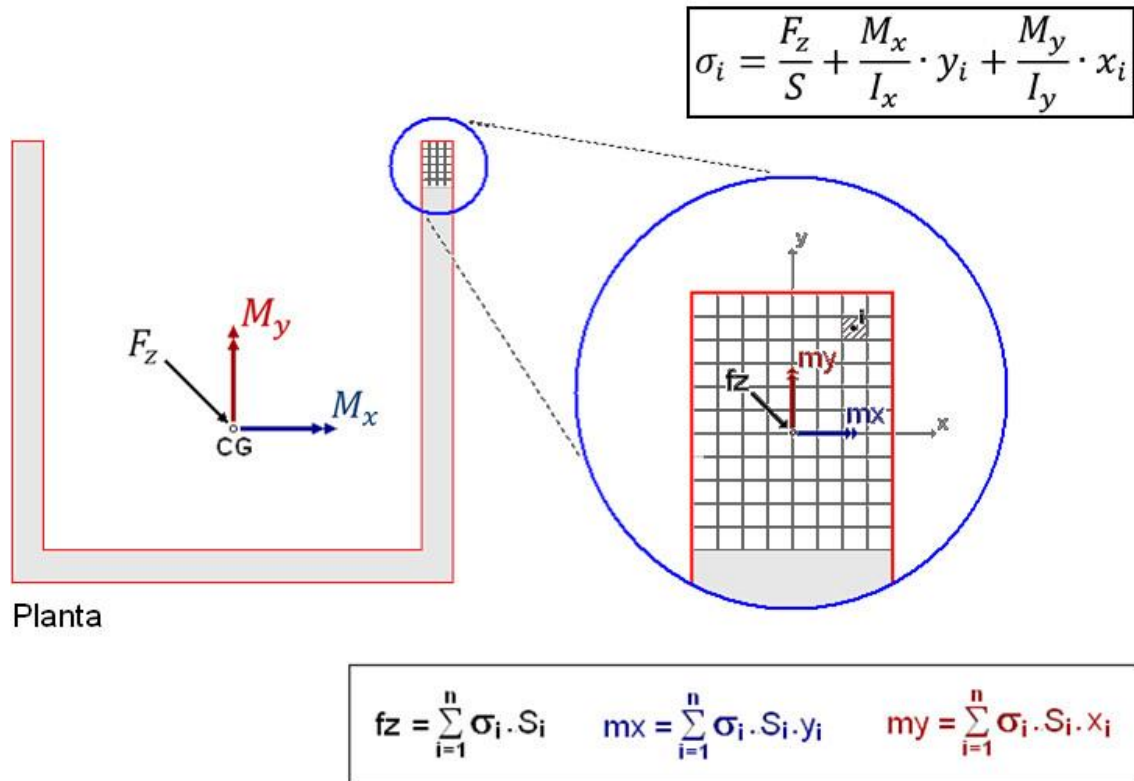
a) Esforços solicitantes

b) Distribuição aproximada dos esforços normais $n_d(x)$ devidos a N_d e M_{1xd}

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para se distribuir adequadamente os esforços em cada faixa, considera-se uma distribuição linear de tensões ao longo da seção do pilar-parede (Figura 2.18). Em função da variação dos esforços atuando numa mesma faixa do pilar-parede, adota-se que o esforço é constante e atuante no ponto médio para cada faixa.

Figura 2.18 – Distribuição de tensões ao longo da seção do pilar-parede



Fonte: KIMURA (2010)

Portanto, o esforço normal atuante em cada faixa pode ser dado por:

$$N_{Sd,faixa\ ai} = \frac{N_d}{n^{\circ}\ faixas} + \sum [(\sigma_{xi}) \cdot A_f]$$

$$N_{Sd,faixa\ ai} = \frac{N_d}{n^{\circ}\ faixas} + \left(\frac{M}{I} \cdot y\right) \cdot A_f$$

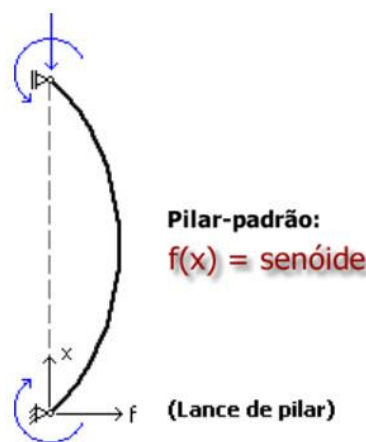
Para a obtenção dos momentos totais atuantes em cada faixa, podem ser utilizados os métodos de dimensionamento de pilares comuns, como por exemplo os métodos aproximados: pilar-padrão com curvatura aproximada e pilar padrão com rigidez κ aproximada.

2.6.1 Métodos aproximados para o cálculo de pilares

A ABNT NBR 6118:2014 permite a utilização de alguns métodos simplificados, em que as aproximações são relativas às não-linearidades física e geométrica.

O “pilar-padrão” é uma aproximação da deformada final do pilar, que é representada por uma curva senoidal, conforme mostra a Figura 2.19. Diversos estudos comprovam a eficiência dessa simplificação, que é válida até um determinado limite de esbeltez.

Figura 2.19 – Curva senoidal do pilar-padrão



Fonte: KIMURA (2010)

A linha elástica do pilar é dada pela equação:

$$f(x) = -y \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} x\right)$$

Onde y = deformação máxima do pilar

ℓ_e = comprimento equivalente do pilar

Sabendo-se que a curvatura se aproxima da segunda derivada da linha elástica, tem-se:

$$f'(x) = -y \cdot \frac{\pi}{\ell_e} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\ell_e} x\right)$$

$$\frac{1}{r} \cong f''(x) = y \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{\ell_e} x\right)$$

A flecha máxima ocorre na seção média do pilar, então, para $x = \ell/2$, obtém-se:

$$\frac{1}{r} = y \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right) = y \cdot \left(\frac{\pi}{\ell_e}\right)^2 = \frac{\ell_e^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r}$$

Aproximando o valor de π^2 , tem-se:

$$y = \frac{\ell_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Portanto, o momento de segunda ordem pode ser calculado:

$$M_{2d} = N \cdot a = N \cdot \frac{\ell_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

E o momento total pode ser obtido somando-se este momento à parcela inicial de primeira ordem.

2.6.1.1 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Este método pode ser empregado para pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Neste método, a não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada supondo-se que a deformação da barra seja senoidal, enquanto que a não-linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

O momento total máximo no pilar pode ser obtido pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{\ell_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

O momento $M_{1d,A}$ é o valor de cálculo de primeira ordem do momento M_A .

O termo $1/r$ é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

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

Sendo:

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

Onde: v = força normal adimensional

h = altura da seção na direção considerada

A força normal N_d é inserida na equação com sinal positivo (força normal de compressão).

2.6.1.2 Método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada

Esse método busca uma avaliação mais precisa da curvatura. Só pode ser empregado no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Neste método, a não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal, enquanto a não-linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

De acordo com o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118:2014, a rigidez secante $(EI)_{sec}$ é definida como a relação entre o momento resistente de cálculo e a correspondente curvatura na seção considerada, para um certo nível de força normal de cálculo:

$$(EI)_{sec} = \frac{M_{Rd}/1,1}{1/r}$$

O momento total máximo no pilar, incluindo os efeitos de segunda ordem pode ser calculado a partir da majoração dada abaixo, a ser aplicada ao momento de primeira ordem.

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

O valor da constante adimensional κ é dado pela expressão aproximada:

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

Sendo κ definido como:

$$\kappa = \frac{(EI)_{sec}}{A_c \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

A força normal adimensional v é a mesma definida na seção 2.5.1

O processo aproximado acima, em um caso de dimensionamento, recai na formulação direta dada abaixo:

$$A \cdot M_{Sd,tot}^2 + B \cdot M_{Sd,tot} + C = 0, \text{ onde } \begin{cases} A = 5 \cdot h \\ B = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot \ell_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \\ C = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \end{cases}$$

$$M_{Sd,tot,faixa a1,a5} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

2.6.2 Armadura longitudinal em pilares

A NBR 6118:2014 estabelece no item 17.3.5.3 os valores-limites para armadura longitudinais de pilares, conforme descrito a seguir:

A armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,mín} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (\text{Equação 2.1})$$

onde: $A_{s,mín}$ = área mínima de armadura longitudinal

N_d = esforço normal de cálculo

f_{yd} = resistência ao escoamento do aço

A_c = área da seção transversal

E a máxima armadura longitudinal permitida em pilares é:

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad (\text{Equação 2.2})$$

onde: $A_{s,máx}$ = área máxima de armadura longitudinal

Este percentual máximo deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda, portanto esse valor de 8% apresentado na Equação 2.2 se torna 4%, que seria a máxima armadura longitudinal incluindo os transpasses. De acordo com KIMURA (2010), valores acima de 2% da área da seção transversal já podem ser considerados elevados e devem ser analisados caso a caso.

No item 18.4.2.1, é estabelecido o diâmetro mínimo das barras longitudinais, que não pode ser inferior a 10 mm, nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal. Importante destacar também que, para seções retangulares, o número mínimo de barras distribuídas longitudinalmente é 4 (uma barra em cada vértice), conforme estabelecido no item 18.4.2.2.

Há também uma exigência em relação ao espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais, que deve ser igual ou superior a 20 mm, ao diâmetro da barra e a 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo.

Na Tabela 2.2 são apresentadas as características nominais das barras de aço CA-50, conforme a da ABNT NBR 7480:2007, que é a norma que especifica os parâmetros do aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado.

Tabela 2.2 – Características das barras de aço CA-50

Diâmetro (mm)	Massa nominal (kg/m)	Área da seção (cm²)
6,3	0,245	0,312
8,0	0,395	0,503
10,0	0,617	0,785
12,5	0,963	1,227
16,0	1,578	2,011
20,0	2,466	3,142
22,0	2,984	3,801
25,0	3,853	4,909
32,0	6,313	8,042
40,0	9,865	12,566

Fonte: ABNT NBR 7480:2007

Portanto, além de respeitar à relação apresentada na equação 2.1, a armadura longitudinal do pilar de seção retangular também deve ser igual ou superior a 4 barras de 10 mm, para cumprir o número mínimo de barras, e o diâmetro mínimo para pilares.

2.6.3 Armadura transversal em pilares-parede

A NBR 6118:2014 estabelece no item 18.5 que a armadura transversal de pilares-parede deve respeitar a armadura mínima de flexão de placas, ou quando não for calculada essa flexão, a armadura transversal deve ser de no mínimo 25% por metro da maior face da lâmina considerada.

Em relação ao diâmetro mínimo para estribos de pilares, de acordo com o item 18.4.3, este não pode ser inferior a 5 mm, nem a 1/4 do diâmetro da barra que constitui a armadura longitudinal. Há uma exceção para o caso em que as armaduras longitudinais e transversais sejam constituídas do mesmo tipo de aço, ou seja, quando possuem o mesmo valor característico de resistência ao escoamento, desde que o espaçamento máximo obedeça à equação 2.3.

$$s_{m\acute{a}x} = 90000 \left(\frac{\phi_t^2}{\phi} \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad (\text{Equação 2.3})$$

onde: ϕ_t = diâmetro da armadura transversal

ϕ = diâmetro da armadura longitudinal

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço

Sobre o espaçamento máximo para a armadura transversal de pilares, este deve ser igual ou inferior a 200 mm, à menor dimensão da seção e à 24 vezes o diâmetro para CA-25, ou 12 vezes o diâmetro para CA-50.

As barras de aço CA-25 apresentam as mesmas características apresentadas para o aço CA-50 na Tabela 2.2, e as propriedades do aço CA-60 para os diâmetros mais usuais estão apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Características dos fios de aço CA-60

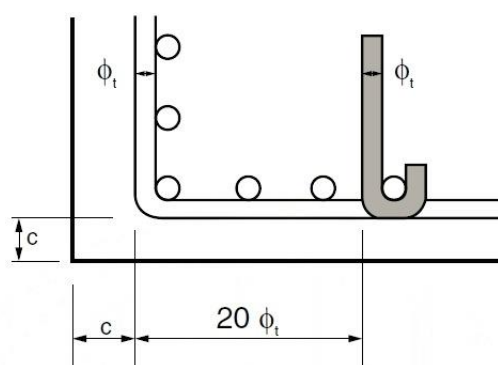
Diâmetro (mm)	Massa nominal (kg/m)	Área da seção (cm ²)
4,2	0,109	0,139
5,0	0,154	0,196
6,0	0,222	0,283
7,0	0,302	0,385
8,0	0,395	0,503
9,5	0,558	0,709

Fonte: ABNT NBR 7480:2007

2.6.4 Proteção contra flambagem

Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, devem ser tomadas medidas para evitá-la. Os estribos poligonais garantem a proteção contra a flambagem das barras longitudinais localizadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas à distância máxima de $20 \phi_t$ do canto, se nesse trecho não houver mais de duas barras sem contar as do canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, devem haver estribos suplementares, como mostra a Figura 2.20 (ABNT NBR 6118:2014).

[Figura 2.20 – Estribos suplementares



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.7 SOBRE O TQS

O sistema CAD/TQS é uma ferramenta computacional destinada à elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e em alvenaria estrutural. É baseado nas normas técnicas de concreto armado e protendido. A versão utilizada neste trabalho é a V20, Licença Universidades.

Para o cálculo de pilar-parede, o sistema CAD/TQS considera os efeitos localizados de segunda ordem de acordo com o método simplificado da NBR 6118:2014, em que o pilar-parede é dividido em faixas e posteriormente cada uma das faixas é calculada como um pilar isolado.

Em pilares-parede retangulares compostos somente por uma lâmina, o sistema faz uma análise específica se os efeitos localizados de 2ª. ordem precisam ou não ser considerados. Já no caso de pilares-parede de seção qualquer (por exemplo, um pilar em "U"), faz-se a divisão dos mesmos em diversas lâminas para que sejam analisadas separadamente e de acordo com a vinculação entre as mesmas.

Caso seja necessário calcular os efeitos localizados de 2ª. ordem, cada lâmina é então subdividida em faixas (respeitando as limitações exigidas pela norma), conforme mostra a Figura 2.21, e essas faixas são analisadas individualmente como pilares isolados.

Figura 2.21 – Subdivisão do pilar-parede em faixas



Fonte: Site TQS (2018)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia do trabalho consiste em dimensionar um modelo de pilar-parede como um elemento isolado, a partir dos métodos aproximados e levando em consideração as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, variando a resistência à compressão do concreto de 25 a 90 MPa, para avaliar a influência desta variação no dimensionamento destes elementos.

De acordo com o item 13.2.3 da norma mencionada, recomenda-se que as dimensões de pilares e pilares-parede sejam maiores que 19 cm. Os modelos adotados, definidos a partir de um modelo proposto por Kimura (2010), possuem seção transversal de 20 cm por 300 cm, com comprimento entre o topo e a base de 3 m.

Para efeito de comparação, os esforços atuantes no modelo inicial foram aumentados, adotando-se, portanto, um total de 4 modelos a serem analisados. Nestes modelos, as dimensões do elemento não foram alteradas, pois apesar de analisados individualmente, sabe-se que os pilares-parede são frequentemente utilizados para contribuir com a estabilidade global e trazer equilíbrio para a estrutura, o que seria descartado no caso da alteração da seção transversal.

Primeiramente, deve ser feita a análise da esbeltez de cada faixa do pilar-parede, para avaliar se há necessidade de se considerar os efeitos localizados de segunda ordem no dimensionamento dos modelos adotados.

Logo após, pode-se calcular os esforços proporcionalmente para cada faixa através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada e com rigidez κ aproximada, descritos na ABNT NBR 6118:2014, e utilizando planilhas do Microsoft Excel para auxiliar no cálculo.

Posteriormente, a versão V20 Universidades do Sistema CAD/TQS pode ser utilizada para o dimensionamento das faixas dos pilares-parede, calculando-as como pilares isolados e definindo a armadura longitudinal para cada uma delas, combinando os valores obtidos em tabelas que serão apresentadas no capítulo 4.

Utilizando os dados das tabelas mencionadas, e também com auxílio de planilhas do Excel, é possível gerar alguns gráficos comparativos para análise dos resultados.

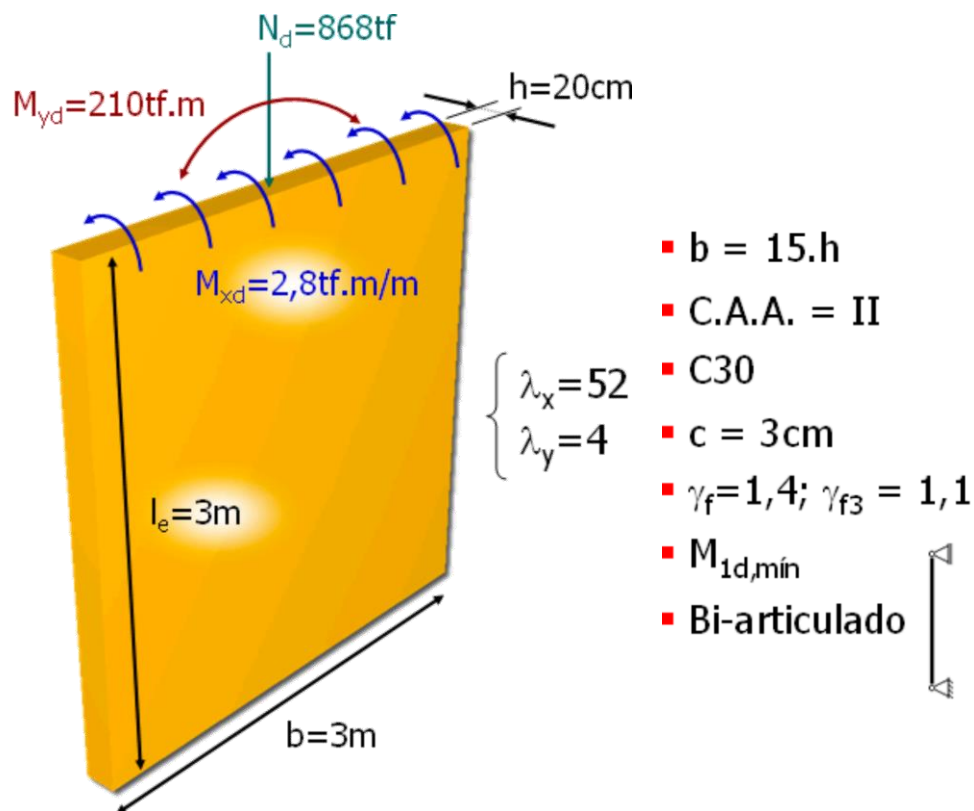
Por último, pode-se calcular um quantitativo de materiais necessários para executar cada um dos modelos apresentados e comparar os custos para que se possa avaliar qual resistência apresenta melhor relação custo-benefício para cada modelo estudado.

3.1 MODELO 1

O modelo adotado inicialmente, que será chamado de Modelo 1, foi o apresentado por Kimura, 2010. Trata-se de um pilar-parede biapoado, com espessura de 20 cm, comprimento da seção 300 cm, e altura de 3 metros. Este modelo está apresentado na Figura 3.1. A escolha do modelo se deve ao fato deste ser um pilar-parede amplamente divulgado em cursos, palestras e encontros da área, e por ser um objeto de estudos frequente a respeito do tema.

Apesar de o autor não ter mencionado se o modelo em questão faz parte de um edifício real, com o auxílio de pesquisas com projetistas de estruturas na região de Maringá, PR, chegou-se à conclusão que o elemento analisado pode ser comparado a um pilar-parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício com aproximadamente 20 pavimentos.

Figura 3.1 – Modelo 1 (Pilar-parede retangular apresentado por Kimura)



Fonte: KIMURA (2010)

A relação entre as dimensões da seção transversal do elemento estrutural analisado resulta que a menor dimensão corresponde a 1/15 da maior (20 cm / 300 cm). Portanto, de acordo com a NBR 6118:2014, segundo a subseção 14.4.2.4, o elemento estudado é um pilar-parede.

Da mesma forma que o autor, adotou-se a classe de agressividade II – moderada, para ambiente urbano (ABNT NBR 6118:2014 – item 6.4.1) e o cobrimento nominal recomendado para pilares em concreto armado que é de 30 mm (ABNT NBR 6118:2014 – item 7.4.7).

Em se tratando da resistência à compressão do concreto, o cálculo foi feito variando-se de 25 a 90 MPa, visto que o valor mínimo para a classe de agressividade adotada é de 25 MPa (ABNT NBR 6118:2014 – item 7.4.2). Para o coeficiente de ponderação das ações γ_f , foi adotado o valor de 1,4.

Os esforços solicitantes são:

Força normal de compressão, constante entre a seção do topo e a seção da base, com valor de cálculo igual a 8680 *kN*.

Momento fletor correspondente ao eixo de maior inércia (direção *y*), com valor de cálculo na seção do topo de 2100 *kN.m*.

Momento fletor correspondente ao eixo de menor inércia (direção *x*), com valor de cálculo na seção do topo e base de 84 *kN.m*.

3.2 MODELO 2

O adotado como Modelo 2, será o mesmo apresentado por KIMURA, 2010, porém com os esforços majorados em 25%. As dimensões e as condições de vinculação foram mantidas as mesmas, bem como o restante das considerações a respeito de classe de agressividade, cobrimento nominal e a variação da resistência à compressão do concreto.

Considerando o fato de que o Modelo 1 pode ser comparado a um pilar-parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício com aproximadamente 20 pavimentos, ao se majorar os esforços em 25%, pode-se dizer que o Modelo 2 seria equivalente ao mesmo edifício, porém com cerca de 25 pavimentos.

Os esforços solicitantes para o Modelo 2 são:

Força normal de compressão, constante entre a seção do topo e a seção da base, com valor de cálculo igual a 10850 *kN*.

Momento fletor correspondente ao eixo de maior inércia (direção *y*), com valor de cálculo na seção do topo de 2625 *kN.m*.

Momento fletor correspondente ao eixo de menor inércia (direção *x*), com valor de cálculo na seção do topo e base de 105 *kN.m*.

3.3 MODELO 3

O adotado como Modelo 3, será o mesmo apresentado por Kimura (2010), porém com os esforços majorados em 50%. As dimensões e as condições de vinculação foram mantidas as mesmas, bem como o restante das considerações a respeito de classe de agressividade, cobrimento nominal e a variação da resistência à compressão do concreto.

Considerando o fato de que o Modelo 1 pode ser comparado a um pilar-parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício com aproximadamente 20 pavimentos, ao se majorar os esforços em 50%, pode-se dizer que o Modelo 3 seria equivalente ao mesmo edifício, porém com cerca de 30 pavimentos.

Os esforços solicitantes para o Modelo 3 são:

Força normal de compressão, constante entre a seção do topo e a seção da base, com valor de cálculo igual a 13020 kN .

Momento fletor correspondente ao eixo de maior inércia (direção y), com valor de cálculo na seção do topo de 3150 kN.m .

Momento fletor correspondente ao eixo de menor inércia (direção x), com valor de cálculo na seção do topo e base de 126 kN.m .

3.4 MODELO 4

O adotado como Modelo 4, será o mesmo apresentado por Kimura (2010), porém com os esforços majorados em 75%. As dimensões e as condições de vinculação foram mantidas as mesmas, bem como o restante das considerações a respeito de classe de agressividade, cobrimento nominal e a variação da resistência à compressão do concreto.

Considerando o fato de que o Modelo 1 pode ser comparado a um pilar-parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício com aproximadamente 20 pavimentos, ao se majorar os esforços em 75%, pode-se dizer que o Modelo 4 seria equivalente ao mesmo edifício, porém com cerca de 35 pavimentos.

Os esforços solicitantes para o Modelo 4 são:

Força normal de compressão, constante entre a seção do topo e a seção da base, com valor de cálculo igual a 15190 kN .

Momento fletor correspondente ao eixo de maior inércia (direção y), com valor de cálculo na seção do topo de 3675 kN.m .

Momento fletor correspondente ao eixo de menor inércia (direção x), com valor de cálculo na seção do topo e base de 147 kN.m .

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para realizar o dimensionamento do pilar-parede conforme a ABNT NBR 6118:2014, primeiramente foram realizados alguns cálculos iniciais, apresentados a seguir.

O item 15.9.2 estabelece que a análise dos efeitos localizados de 2ª ordem do pilar-parede pode ser dispensada se a base e o topo de cada lâmina forem convenientemente fixados às lajes do edifício, e se o índice de esbeltez λ_i de cada lâmina for menor que 35. Neste caso, como o pilar-parede é composto de apenas uma lâmina, tem-se que $\ell_e = \ell$.

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

$$\lambda_{ix} = \frac{3,46 \cdot 3}{0,20} = 51,9 > 35$$

$$\lambda_{iy} = \frac{3,46 \cdot 3}{3} = 3,5 < 35$$

Como $\lambda_{iy} < 35$, não há necessidade de calcular os efeitos localizados de 2ª ordem na direção y , porém devem ser calculados na direção x , já que $\lambda_{ix} > 35$.

Para a consideração do efeito localizado de 2ª ordem, o item 15.9.3 da NBR 6118:2014 recomenda a divisão do pilar-parede em faixas não maiores que um metro, onde os esforços são distribuídos proporcionalmente em cada faixa, com o intuito de se obter uma economia de armadura no centro do pilar.

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

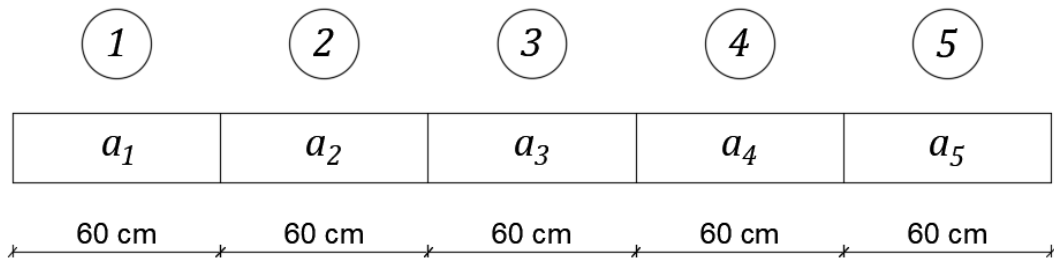
$$a_i = 3 \cdot 20 = 60 \text{ cm}$$

$$n^\circ \text{ de faixas} = \frac{300}{60} = 5$$

Portando, este pilar-parede foi subdividido em 5 faixas com dimensões 20x60cm, conforme mostram as Figuras 4.1 e 4.2. Cada faixa deve ser calculada como uma barra isolada, e o efeito localizado de 2ª ordem em torno da menor dimensão do pilar-parede é assimilado ao efeito local de 2ª ordem de cada pilar isolado.

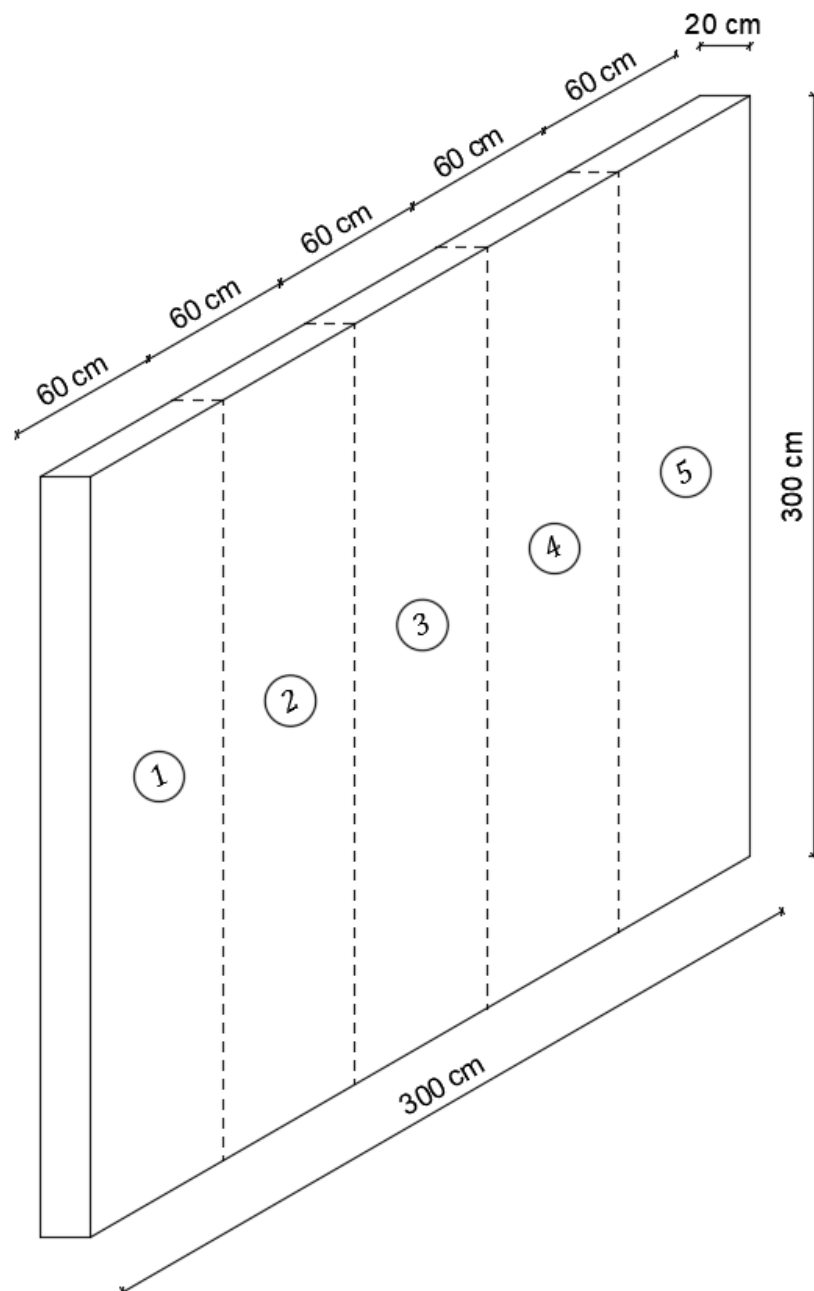
Como a dimensão do pilar-parede não foi alterada, essa subdivisão em faixas será a mesma para o cálculo de todos os modelos adotados.

Figura 4.1 – Subdivisão do modelo de pilar-parede em faixas (planta)



Fonte: Autor (2018)

Figura 4.2 – Subdivisão do modelo de pilar-parede em faixas (perspectiva)



Fonte: Autor (2018)

4.1 MODELO 1

Os esforços deverão ser distribuídos proporcionalmente na faixa central, nas faixas intermediárias e nas faixas da extremidade, sendo adotada a simetria do pilar-parede, considerando o caso mais desfavorável entre duas faixas equidistantes do centro.

$$N_{Sd,faixa\ ai} = \frac{N_d}{n^{\circ}\ faixas} + \left(\frac{M_y}{I} \cdot y\right) \cdot A_F$$

$$N_{Sd,faixa\ a1,a5} = \frac{8680}{5} + \frac{2100}{0,2 \cdot 3^3 / 12} \cdot 1,20 \cdot (0,2 \cdot 0,6) = \boxed{2408\ kN}$$

$$N_{Sd,faixa\ a2,a4} = \frac{8680}{5} + \frac{2100}{0,2 \cdot 3^3 / 12} \cdot 0,6 \cdot (0,2 \cdot 0,6) = \boxed{2072\ kN}$$

$$N_{Sd,faixa\ a3} = \frac{8680}{5} + \frac{2100}{0,2 \cdot 3^3 / 12} \cdot 0 = \boxed{1736\ kN}$$

A partir dos valores de N_{Sd} para cada faixa, pode-se calcular os momentos mínimos atuantes na direção x :

$$M_{xid,faixa\ ai} = \frac{84}{5} = 16,8\ kN \cdot m$$

$$M_{1d,mín,x,faixa\ a1,a5} = 2408 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 50,6\ kN \cdot m > M_{xid}$$

$$M_{1d,mín,x,faixa\ a2,a4} = 2072 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 43,5\ kN \cdot m > M_{xid}$$

$$M_{1d,mín,x,faixa\ a3} = 1736 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 36,5\ kN \cdot m > M_{xid}$$

Como $M_{xid} < M_{1d,mín}$ em todas as faixas, portanto adota-se $\alpha_b = 0,6$, conforme recomendado pelo item 15.9.3 da ABNT NBR 6118:2014.

No caso da direção y , os efeitos de segunda ordem foram dispensados, portanto para o dimensionamento, serão utilizados os momentos mínimos atuantes na direção y :

$$M_{1d,mín,y,faixa\ a1,a5} = 2408 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,6) = 79,46\ kN \cdot m$$

$$M_{1d,mín,y,faixa\ a2,a4} = 2072 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,6) = 68,38\ kN \cdot m$$

$$M_{1d,mín,y,faixa\ a3} = 1736 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,6) = 57,29\ kN \cdot m$$

Primeiramente, o dimensionamento é realizado utilizando concreto C25, que é a classe de resistência mínima para classe de agressividade II (urbana), de acordo com a Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Para encontrar o momento total na direção x , utilizou-se inicialmente o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, item 15.8.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014.

Cálculo da força normal adimensional:

$$v_{faixa\ a1,a5} = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{2408}{\left(0,6 \cdot 0,2 \cdot \frac{25000}{1,4}\right)} = 1,124$$

$$v_{faixa\ a2,a4} = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{2072}{\left(0,6 \cdot 0,2 \cdot \frac{25000}{1,4}\right)} = 0,967$$

$$v_{faixa\ a3} = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} = \frac{1736}{\left(0,6 \cdot 0,2 \cdot \frac{25000}{1,4}\right)} = 0,810$$

É possível então calcular a curvatura através da expressão:

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

$$\frac{1}{r_{x,faixa\ a1,a5}} = \frac{0,005}{0,2(1,124 + 0,5)} = 0,015$$

$$\frac{1}{r_{x,faixa\ a2,a4}} = \frac{0,005}{0,2(0,967 + 0,5)} = 0,017$$

$$\frac{1}{r_{x,faixa\ a3}} = \frac{0,005}{0,2(0,810 + 0,5)} = 0,019$$

E o momento total máximo em cada faixa:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,min} + N_{sd} \cdot \frac{\ell_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

$$M_{d,tot,x,faixa\ a1,a5} = 0,6 \cdot 50,6 + 2408 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,015 = \boxed{63,7\ kN \cdot m} > M_{1d,min}$$

$$M_{d,tot,x,faixa\ a2,a4} = 0,6 \cdot 43,5 + 2072 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,017 = \boxed{57,9\ kN \cdot m} > M_{1d,min}$$

$$M_{d,tot,x,faixa\ a3} = 0,6 \cdot 36,5 + 1736 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,019 = \boxed{51,7\ kN \cdot m} > M_{1d,min}$$

O cálculo dos momentos atuantes em cada faixa pode ser obtido também a partir do método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, item 15.8.3.3.3 da ABNT NBR 6118:2014, utilizando os mesmos valores de α_b , λ , ν e $M_{1d,A}$ já calculados para o método do pilar padrão com curvatura aproximada.

Para as faixas a_1 e a_5 (extremidades), tem-se:

$$A \cdot M_{Sd,tot}^2 + B \cdot M_{Sd,tot} + C = 0$$

$$A_{faixa a1,a5} = 5 \cdot h = 5 \cdot 0,20 = 1$$

$$\begin{aligned} B_{faixa a1,a5} &= h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot \ell_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \\ &= 0,2^2 \cdot 2408 - \frac{2408 \cdot 3^2}{320} - 5 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 50,6 = -1,75 \end{aligned}$$

$$C_{faixa a1,a5} = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} = -2408 \cdot 0,2^2 \cdot 0,6 \cdot 50,6 = -2922,43$$

$$\begin{aligned} M_{Sd,tot,faixa a1,a5} &= \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} = \frac{1,75 + \sqrt{(-1,75)^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-2922)}}{2 \cdot 1} \\ &= \frac{1,75 + \sqrt{3,05 + 11689,7}}{2} = \frac{1,75 + \sqrt{11692,75}}{2} = \frac{1,75 + 108,13}{2} \\ &= \boxed{54,9 \text{ kN.m}} > M_{1d,min,x} \end{aligned}$$

Verificação:

$$\kappa_{aprox} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{hN_d} \right) \nu = 32 \left(1 + 5 \frac{54,9}{0,2 \cdot 2408} \right) \cdot 1,124 = 56,47$$

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

$$M_{Sd,tot,faixa a1,a5} = \frac{0,6 \cdot 50,6}{1 - \frac{51,9^2}{120 \cdot 56,47 / 1,124}} = \frac{30,36}{1 - \frac{2700}{6030,28}} = \frac{30,36}{0,552} = \boxed{54,9 \text{ tf.m}} \therefore \text{OK!}$$

Portanto, pode-se calcular igualmente os momentos atuantes também nas faixas intermediárias (a_2 e a_4) e na faixa central (a_3).

$$M_{Sd,tot,faixa\ a2,a4} = \boxed{47,3\ kN.m}$$

$$M_{Sd,tot,faixa\ a3} = \boxed{39,6\ kN.m}$$

Da mesma maneira, é possível encontrar todos os momentos atuantes em cada uma das faixas, variando a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) entre 25 a 90 MPa. Esses valores foram calculados com o auxílio de planilhas do *software* Microsoft Excel 2016 e estão apresentados na Tabela 4.1.

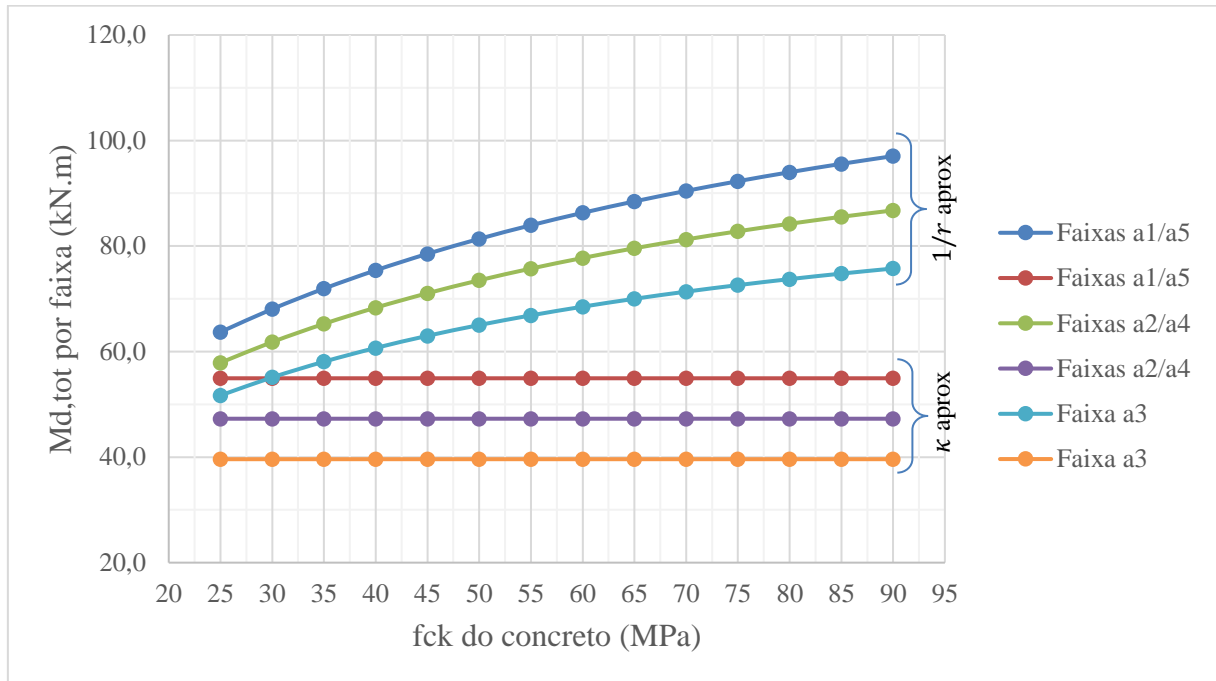
Tabela 4.1 – Valores de $M_{d,tot,x}$ em $kN.m$ (Modelo 1 – Concreto C25 a C90)

Classe do concreto	Faixas a_1 e a_5		Faixas a_2 e a_4		Faixa a_3	
	$1/r$ aprox	κ aprox	$1/r$ aprox	κ aprox	$1/r$ aprox	κ aprox
C25	63,7	54,9	57,9	47,3	51,7	39,6
C30	68,1	54,9	61,8	47,3	55,1	39,6
C35	71,9	54,9	65,3	47,3	58,1	39,6
C40	75,4	54,9	68,3	47,3	60,7	39,6
C45	78,5	54,9	71,1	47,3	63,0	39,6
C50	81,4	54,9	73,5	47,3	65,0	39,6
C55	83,9	54,9	75,7	47,3	66,9	39,6
C60	86,3	54,9	77,7	47,3	68,5	39,6
C65	88,5	54,9	79,6	47,3	70,0	39,6
C70	90,5	54,9	81,3	47,3	71,4	39,6
C75	92,3	54,9	82,8	47,3	72,6	39,6
C80	94,0	54,9	84,2	47,3	73,7	39,6
C85	95,6	54,9	85,5	47,3	74,8	39,6
C90	97,1	54,9	86,8	47,3	75,7	39,6

Fonte: Autor (2018)

A Figura 4.3 apresenta um gráfico comparativo entre os valores da Tabela 4.1. É possível perceber que o método do pilar padrão com curvatura aproximada apresenta momentos maiores, o que certamente levará a uma maior taxa de armadura longitudinal. Observa-se também que os valores dos momentos calculados pelo método do pilar-padrão com rigidez k aproximada não se altera em função da resistência à compressão do concreto.

Figura 4.3 – Gráfico $M_{d,tot,x}$ (kN.m) x f_{ck} do concreto (MPa)



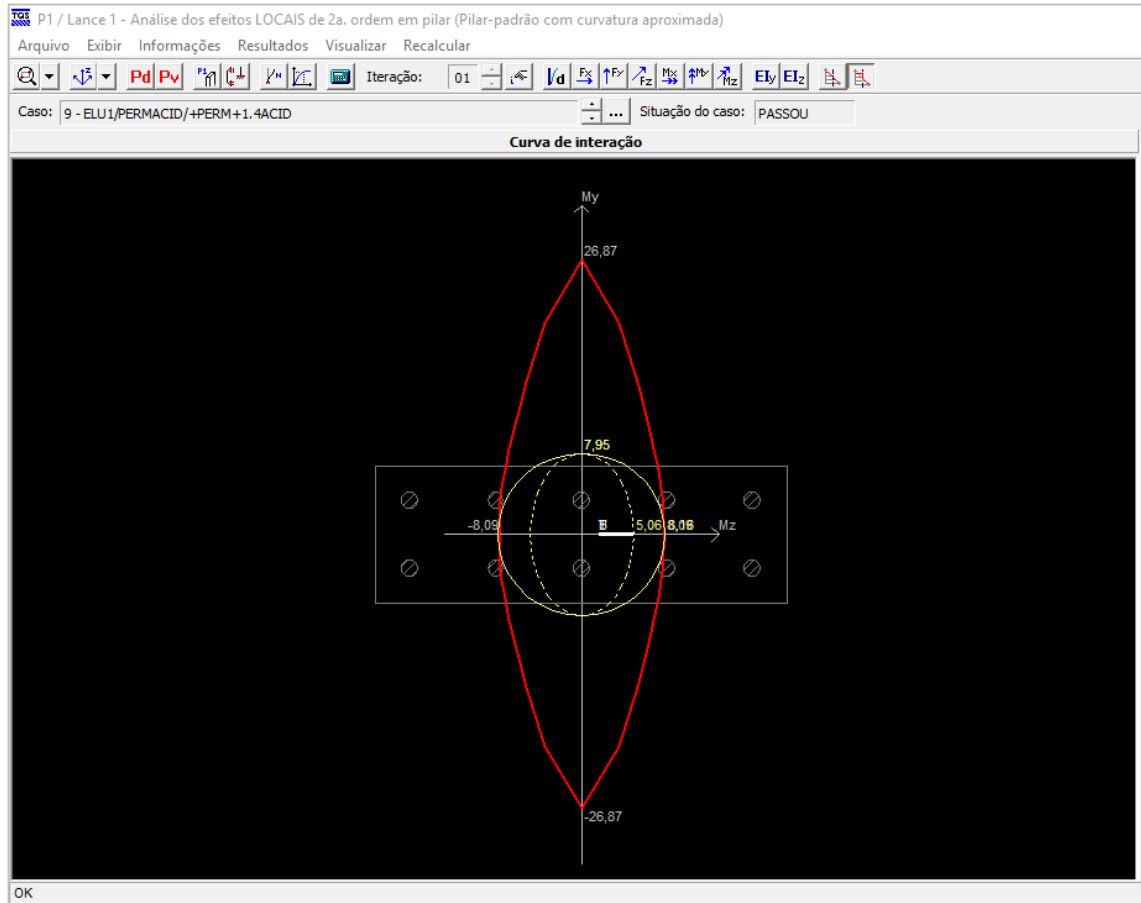
Fonte: Autor (2018)

A partir dos esforços atuantes em cada faixa, pode-se dimensionar cada uma delas como se fosse um pilar isolado, conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2014. Para isto, foi utilizada a ferramenta CAD Pilar, do *software* TQS.

Para o concreto de classe C25, foram dimensionadas primeiramente as faixas das extremidades (faixas a_1 e a_5), com o $M_{d,tot,x}$ calculado através do método do pilar padrão com curvatura aproximada, encontrando a envoltória de momentos resistentes e momentos mínimos apresentada na Figura 4.4. Para este caso, foram adotadas 8 barras de 25,0 mm para a armadura longitudinal. Posteriormente, dimensionou-se as mesmas faixas das extremidades (faixas a_1 e a_5), com o $M_{d,tot,x}$ calculado através do método do pilar padrão com rigidez aproximada, adotando-se 18 barras de 16,0 mm para a armadura longitudinal neste caso.

Esse mesmo procedimento foi repetido para todas as classes de concreto. Com auxílio do *software* TQS, foram analisadas todas as envoltórias de resistência para os dois métodos em cada faixa e para cada classe de concreto.

Figura 4.4 – Envoltória de momentos mínimos e momentos resistentes das faixas a1 e a5 (extremidades), pilar padrão com 1/r aproximada, concreto C25



Fonte: Software TQS (2018)

A escolha das barras para a armadura longitudinal foi realizada de forma que os momentos atuantes ficassem o mais próximo possível da envoltória de resistência, ou seja, buscou-se o dimensionamento mais econômico para cada faixa, porém sem variar o diâmetro das barras selecionadas para as faixas de um mesmo pilar-parede.

Os diâmetros disponíveis para esta escolha foram os já apresentados anteriormente na Tabela 2.2, iniciando em 10,0 mm (menor diâmetro permitido para pilares) até 25,0 mm (1/8 da menor dimensão da seção transversal). O diâmetro de 22,0 mm não foi utilizado, pois apesar de pertencer ao grupo especificado na ABNT NBR 7480:2007, este diâmetro nominal não faz parte do catálogo das principais empresas fabricantes de CA-50 no país.

Conforme aumenta-se a resistência do concreto, a armadura longitudinal começa a aproximar da mínima. Sabe-se que a armadura longitudinal mínima de um pilar é dada por:

$$A_{s,min} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c$$

Portanto, para cada faixa, tem-se:

$$A_{s,\text{mín},\text{faixas } a1,a5} = \left(0,15 \cdot \frac{2408}{50/1,15} \right) \geq 0,004 \cdot 20 \cdot 60$$

$$A_{s,\text{mín},\text{faixas } a1,a5} = \boxed{8,3 \text{ cm}^2} \geq 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín},\text{faixas } a2,a4} = \boxed{7,2 \text{ cm}^2} \geq 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín},\text{faixa } a3} = \boxed{6,0 \text{ cm}^2} \geq 4,8 \text{ cm}^2$$

Os valores obtidos para cada classe de resistência encontram-se nas Tabelas 4.2 a 4.7.

Tabela 4.2 - Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C25

Faixas	1/r aproximado			κ aproximado		
	Barras	A_s adotado	Taxa A_s	Barras	A_s adotado	Taxa A_s
a ₁ e a ₅	8 φ 25,0 mm	39,27 cm ²	3,27%	18 φ 16,0 mm	36,20 cm ²	3,02%
a ₂ e a ₄	6 φ 25,0 mm	29,45 cm ²	2,45%	12 φ 16,0 mm	24,13 cm ²	2,01%
a ₃	4 φ 25,0 mm	19,64 cm ²	1,64%	8 φ 16,0 mm	16,09 cm ²	1,34%
Total	32 φ 25,0 mm	157,09 cm²	2,62%	68 φ 16,0 mm	136,75 cm²	2,28%

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.3 - Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C30

Faixas	1/r aproximado			κ aproximado		
	Barras	A_s adotado	Taxa A_s	Barras	A_s adotado	Taxa A_s
a ₁ e a ₅	26 φ 12,5 mm	31,90 cm ²	2,66%	22 φ 12,5 mm	26,99 cm ²	2,25%
a ₂ e a ₄	18 φ 12,5 mm	22,09 cm ²	1,84%	12 φ 12,5 mm	14,72 cm ²	1,23%
a ₃	10 φ 12,5 mm	12,27 cm ²	1,02%	6 φ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
Total	98 φ 12,5 mm	120,25 cm²	2,00%	74 φ 12,5 mm	90,80 cm²	1,51%

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.4 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C35

Faixas	1/r aproximado			κ aproximado		
	Barras	A_s adotado	Taxa A_s	Barras	A_s adotado	Taxa A_s
a ₁ e a ₅	22 φ 12,5 mm	26,99 cm ²	2,25%	14 φ 12,5 mm	17,18 cm ²	1,43%
a ₂ e a ₄	12 φ 12,5 mm	14,72 cm ²	1,23%	6 φ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
a ₃	6 φ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 φ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
Total	74 φ 12,5 mm	90,80 cm²	1,51%	46 φ 12,5 mm	56,44 cm²	0,94%

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.5 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C40

Faixas	1/r aproximado			κ aproximado		
	Barras	A_s adotado	Taxa A_s	Barras	A_s adotado	Taxa A_s
a ₁ e a ₅	14 ϕ 12,5 mm	17,18 cm ²	1,43%	8 ϕ 12,5 mm	9,82 cm ²	0,82%
a ₂ e a ₄	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
a ₃	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
Total	46 ϕ 12,5 mm	56,44 cm²	0,94%	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm²	0,70%

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.6 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C45

Faixas	1/r aproximado			κ aproximado		
	Barras	A_s adotado	Taxa A_s	Barras	A_s adotado	Taxa A_s
a ₁ e a ₅	10 ϕ 12,5 mm	12,27 cm ²	1,02%	8 ϕ 12,5 mm	9,82 cm ²	0,82%
a ₂ e a ₄	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
a ₃	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
Total	38 ϕ 12,5 mm	46,63 cm²	0,78%	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm²	0,70%

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.7 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concreto C50 a C90

Faixas	1/r aproximado			κ aproximado		
	Barras	A_s adotado	Taxa A_s	Barras	A_s adotado	Taxa A_s
a ₁ e a ₅	8 ϕ 12,5 mm	9,82 cm ²	0,82%	8 ϕ 12,5 mm	9,82 cm ²	0,82%
a ₂ e a ₄	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
a ₃	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%	6 ϕ 12,5 mm	7,36 cm ²	0,61%
Total	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm²	0,70%	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm²	0,70%

Fonte: Autor (2018)

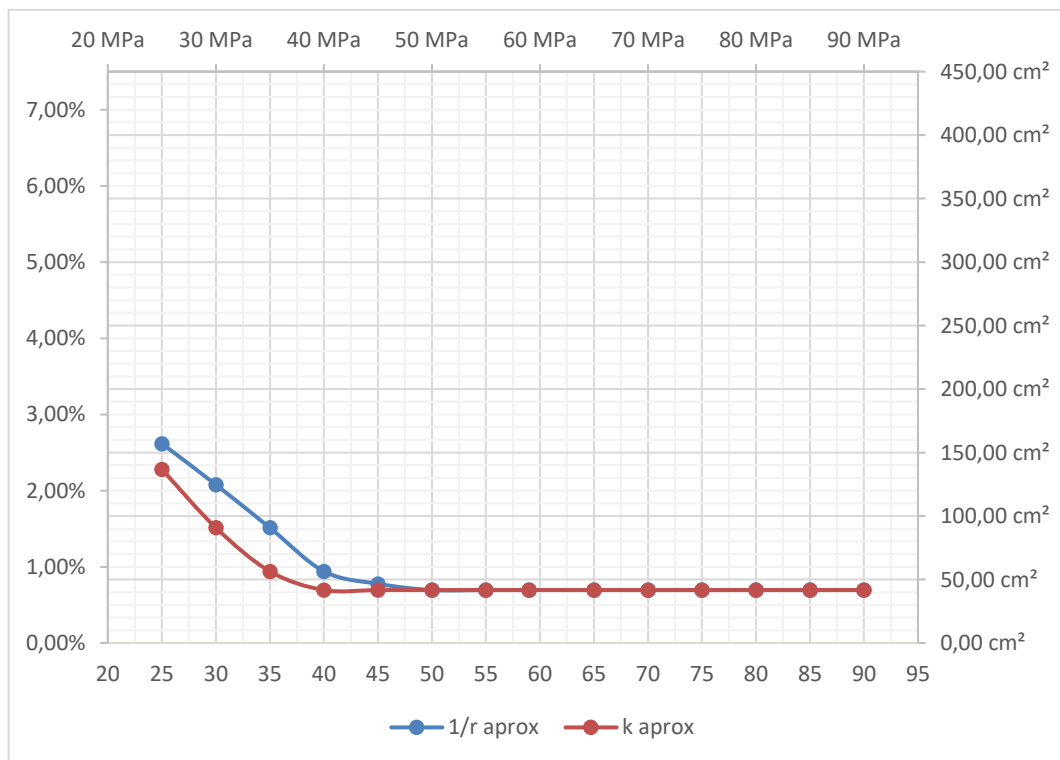
Através destes valores, é possível observar que a área de armadura longitudinal não se alterou a partir do concreto C40 para o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, e a partir do C50 para o método do pilar padrão com curvatura aproximada, pois a partir do momento em que a área de armadura longitudinal atinge o valor especificado para a armadura longitudinal mínima na ABNT NBR 6118:2014, se torna impossível reduzir esta armadura, mesmo que se aumente a resistência à compressão do concreto.

A Tabela 4.8 mostra uma síntese dos valores de armadura longitudinal em cm² dos valores apresentados nas Tabelas 4.2 a 4.7, dando origem ao gráfico apresentado na Figura 4.5.

Tabela 4.8 – Valores de A_s para o Modelo 1 com Concretos C25 a C90

f_{ck} do concreto	1/r aproximado				κ aproximado			
	A_s adotado		Taxa A_s		A_s adotado		Taxa A_s	
25 MPa	32 ϕ 25,0 mm	157,09 cm ²	2,62%		68 ϕ 16,0 mm	136,75 cm ²	2,28%	
30 MPa	98 ϕ 12,5 mm	120,25 cm ²	2,00%		74 ϕ 12,5 mm	90,80 cm ²	1,51%	
35 MPa	74 ϕ 12,5 mm	90,80 cm ²	1,51%		46 ϕ 12,5 mm	56,44 cm ²	0,94%	
40 MPa	46 ϕ 12,5 mm	56,44 cm ²	0,94%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
45 MPa	38 ϕ 12,5 mm	46,63 cm ²	0,78%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
50 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
55 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
60 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
65 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
70 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
75 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
80 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
85 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	
90 MPa	34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%		34 ϕ 12,5 mm	41,72 cm ²	0,70%	

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.5 – Gráfico A_s (cm²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 1

Fonte: Autor (2018)

Para o cálculo da armadura transversal, este deve ser realizado conforme já especificado na seção 2.5.2, considerando o valor da armadura transversal mínima de 25% por face da maior dimensão do pilar-parede, a cada metro.

Inicialmente, para o pilar-parede dimensionado utilizando concreto C25, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada, tem-se:

$$A_{sw} = 0,25 \cdot \frac{A_s}{2} \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,25 \cdot \frac{A_s}{2}}{s} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,25 \cdot \frac{157,09}{2}}{3} = \boxed{6,55 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Uma possível configuração seria ϕ de 12,5 mm a cada 18 cm:

$$A_{sw,adotado} = A_{\phi_t} \cdot \frac{100}{s} = 1,227 \cdot \frac{100}{18} =$$

$$A_{sw,adotado} = 6,82 \text{ cm}^2 > A_{sw} \therefore OK$$

Da mesma forma, a armadura transversal foi calculada com o auxílio de planilhas do *software* Microsoft Excel 2016 para cada um dos dimensionamentos apresentados, e os valores de A_{sw} encontram-se apresentados na Tabela 4.9.

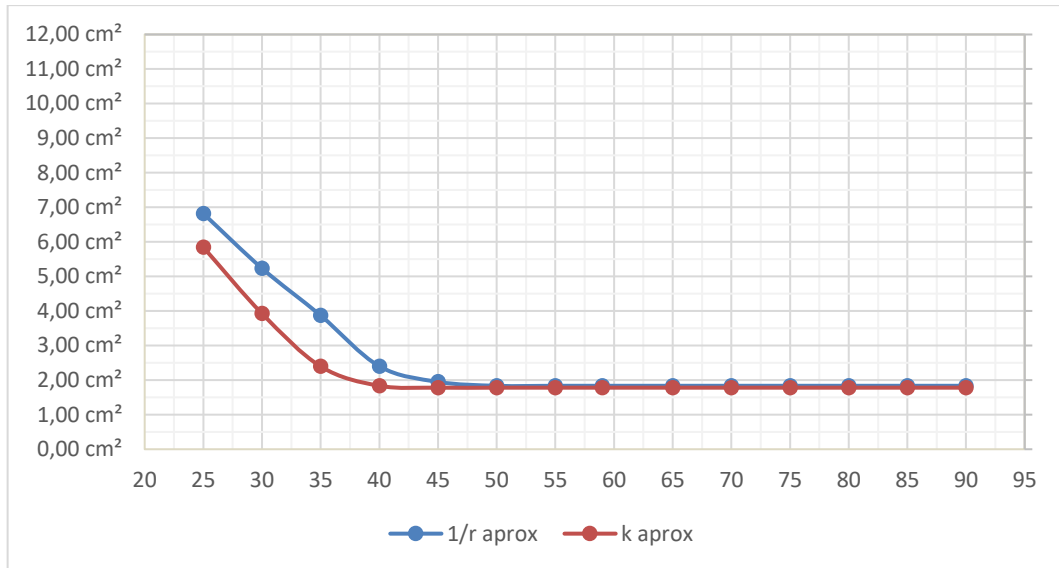
Tabela 4.9 – Valores de A_{sw} para o Modelo 1 com Concretos C25 a C90

f_{ck} do concreto	1/r aprox				κ aprox			
	$A_{sw,calc}$	ϕ_t	s	$A_{sw,adot}$	$A_{sw,calc}$	ϕ_t	s	$A_{sw,adot}$
25 MPa	6,55 cm ²	12,5 mm	18 cm	6,82 cm ²	5,70 cm ²	12,5 mm	21 cm	5,84 cm ²
30 MPa	5,20 cm ²	10,0 mm	15 cm	5,23 cm ²	3,78 cm ²	10,0 mm	20 cm	3,93 cm ²
35 MPa	3,78 cm ²	8,0 mm	13 cm	3,87 cm ²	2,35 cm ²	8,0 mm	21 cm	2,40 cm ²
40 MPa	2,35 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²	1,74 cm ²	6,3 mm	17 cm	1,84 cm ²
45 MPa	1,94 cm ²	6,3 mm	16 cm	1,95 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
50 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
55 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
60 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
65 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
70 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
75 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
80 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
85 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²
90 MPa	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²	1,74 cm ²	5,0 mm	11 cm	1,78 cm ²

Fonte: Autor (2018)

A partir dos dados apresentados na Tabela 4.9, obtém-se o gráfico da Figura 4.6.

Figura 4.6 – Gráfico A_{sw} (cm²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 1



Fonte: Autor (2018)

4.2 MODELO 2

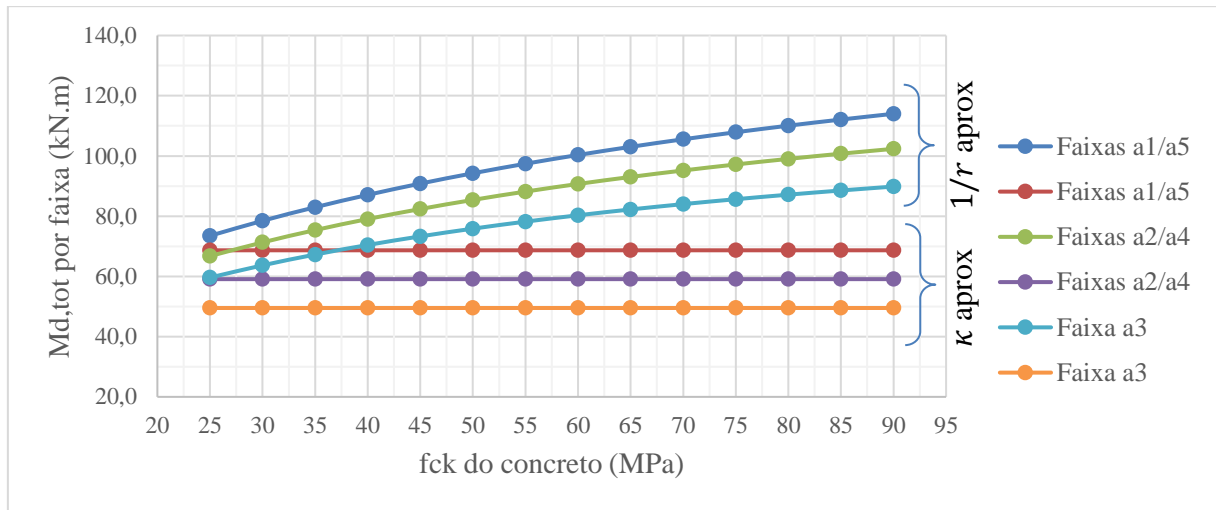
Para o Modelo 2, realizou-se o dimensionamento seguindo os mesmos passos adotados para o Modelo 1, e os valores dos momentos atuantes em cada uma das faixas, variando a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) entre 25 a 90 MPa, estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Valores de $M_{d,tot,x}$ em kN.m (Modelo 2 – Concreto C25 a C90)

Classe do concreto	Faixas a_1 e a_5		Faixas a_2 e a_4		Faixa a_3	
	1/r aprox	κ aprox	1/r aprox	κ aprox	1/r aprox	κ aprox
25	73,5	68,7	66,7	59,1	59,6	49,5
30	78,5	68,7	71,3	59,1	63,7	49,5
35	83,0	68,7	75,4	59,1	67,3	49,5
40	87,1	68,7	79,1	59,1	70,4	49,5
45	90,8	68,7	82,4	59,1	73,3	49,5
50	94,3	68,7	85,4	59,1	75,9	49,5
55	97,4	68,7	88,2	59,1	78,2	49,5
60	100,3	68,7	90,7	59,1	80,3	49,5
65	103,0	68,7	93,0	59,1	82,2	49,5
70	105,5	68,7	95,2	59,1	84,0	49,5
75	107,9	68,7	97,2	59,1	85,6	49,5
80	110,1	68,7	99,0	59,1	87,1	49,5
85	112,1	68,7	100,8	59,1	88,5	49,5
90	114,0	68,7	102,4	59,1	89,8	49,5

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.7 – Gráfico $M_{d,tot,x}$ (kN.m) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 2



Fonte: Autor (2018)

A Figura 4.7 apresenta um gráfico comparativo entre os valores da Tabela 4.10.

Da mesma forma que no modelo anterior, foram feitos os dimensionamentos para as faixas intermediárias e a faixa central, considerando os valores de N_{sd} calculados previamente e dos valores de $M_{d,tot,x}$ calculados pelos dois métodos utilizados. Esse mesmo procedimento foi repetido para todas as classes de concreto. Com auxílio do *software* TQS, foram analisadas todas as envoltórias de resistência para os dois métodos em cada faixa e para cada classe de concreto. A Tabela 4.11 mostra uma síntese dos valores de armadura longitudinal em cm^2 obtidos para o Modelo 2.

Tabela 4.11 – Valores de A_s para o Modelo 2 com Concretos C25 a C90

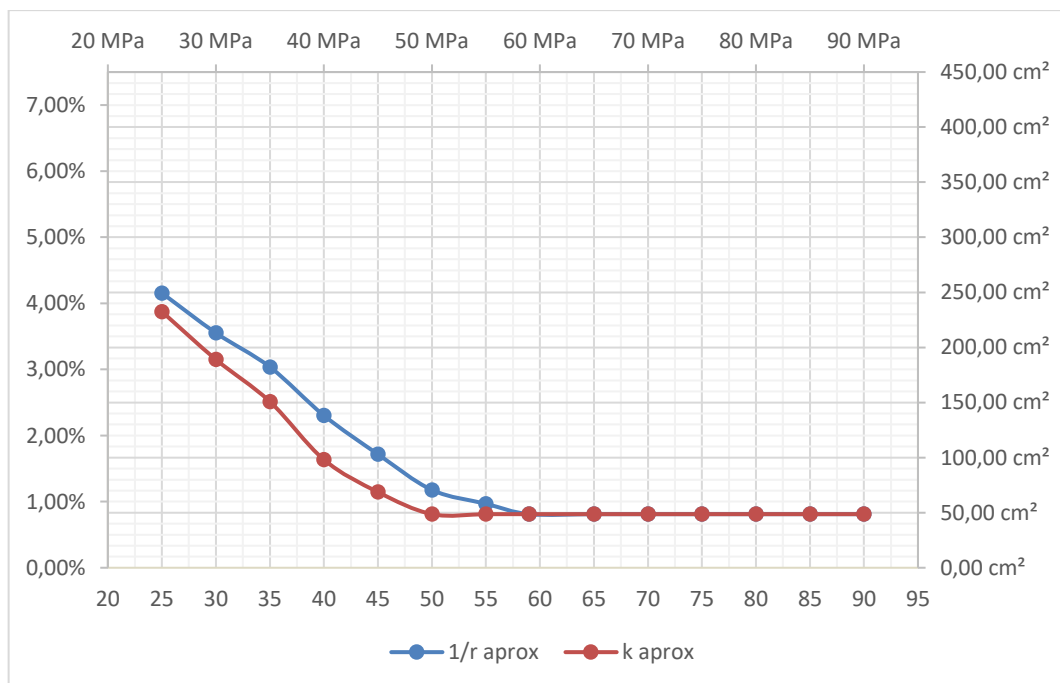
fck do concreto	1/r aproximado				κ aproximado			
	As adotado		Taxa As		As adotado		Taxa As	
25 MPa	124	φ 16,0 mm	249,36 cm^2	4,16%	74	φ 20,0 mm	232,51 cm^2	3,88%
30 MPa	106	φ 16,0 mm	213,17 cm^2	3,55%	94	φ 16,0 mm	189,03 cm^2	3,15%
35 MPa	58	φ 20,0 mm	182,24 cm^2	3,04%	48	φ 20,0 mm	150,82 cm^2	2,51%
40 MPa	44	φ 20,0 mm	138,25 cm^2	2,30%	80	φ 12,5 mm	98,16 cm^2	1,64%
45 MPa	84	φ 12,5 mm	103,07 cm^2	1,72%	14	φ 25,0 mm	68,73 cm^2	1,15%
50 MPa	90	φ 10,0 mm	70,65 cm^2	1,18%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
55 MPa	74	φ 10,0 mm	58,09 cm^2	0,97%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
60 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
65 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
70 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
75 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
80 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
85 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%
90 MPa	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%	62	φ 10,0 mm	48,67 cm^2	0,81%

Fonte: Autor (2018)

A partir destes valores, é possível observar que a área de armadura longitudinal não se alterou a partir do concreto C30 para o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, e a partir do C35 para o método do pilar padrão com curvatura aproximada, pois a partir do momento em que a área de armadura longitudinal atinge o valor especificado para a armadura longitudinal mínima na ABNT NBR 6118:2014, se torna impossível reduzir esta armadura, mesmo que se aumente a resistência à compressão do concreto.

Os valores de armadura longitudinal em cm^2 apresentados na Tabela 4.11 dão origem ao gráfico apresentado na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Gráfico A_s (cm^2) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 2



Fonte: Autor (2018)

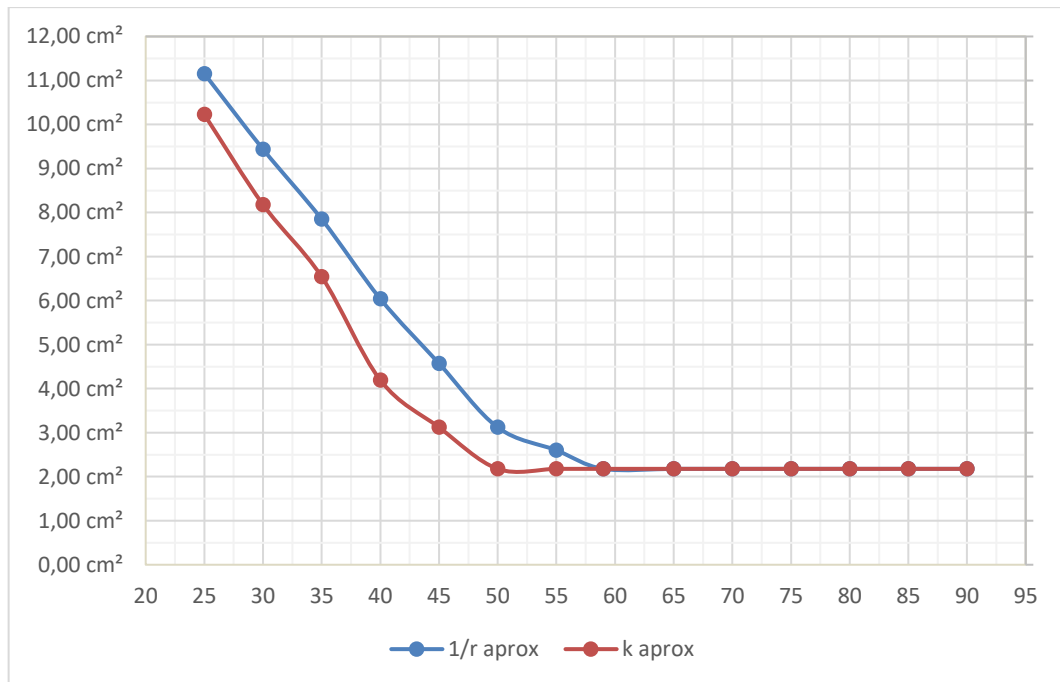
Para o cálculo da armadura transversal, este deve ser realizado conforme já especificado na seção 2.5.2, considerando o valor da armadura transversal mínima de 25% por face da maior dimensão do pilar-parede, a cada metro. A armadura transversal foi calculada com o auxílio de planilhas do *software* Microsoft Excel 2016 para cada um dos dimensionamentos apresentados, e os valores de A_{sw} encontram-se apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Valores de A_{sw} para o Modelo 2 com Concretos C25 a C90

f _{ck} do concreto	1/r aprox				κ aprox			
	A _{sw,calc}	φ _t	s	A _{sw,adot}	A _{sw,calc}	φ _t	s	A _{sw,adot}
25 MPa	10,39 cm ²	12,5 mm	11 cm	11,15 cm ²	9,69 cm ²	12,5 mm	12 cm	10,23 cm ²
30 MPa	8,88 cm ²	12,5 mm	13 cm	9,44 cm ²	7,88 cm ²	12,5 mm	15 cm	8,18 cm ²
35 MPa	7,59 cm ²	10,0 mm	10 cm	7,85 cm ²	6,28 cm ²	10,0 mm	12 cm	6,54 cm ²
40 MPa	5,76 cm ²	10,0 mm	13 cm	6,04 cm ²	4,09 cm ²	8,0 mm	12 cm	4,19 cm ²
45 MPa	4,29 cm ²	8,0 mm	11 cm	4,57 cm ²	2,86 cm ²	6,3 mm	10 cm	3,12 cm ²
50 MPa	2,94 cm ²	6,3 mm	10 cm	3,12 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
55 MPa	2,42 cm ²	6,3 mm	12 cm	2,60 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
60 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
65 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
70 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
75 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
80 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
85 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²
90 MPa	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²	2,03 cm ²	5,0 mm	9 cm	2,18 cm ²

Fonte: Autor (2018)

A partir dos dados apresentados na Tabela 4.13, obtém-se o gráfico da Figura 4.9.

Figura 4.9 – Gráfico A_{sw} (cm²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 2

Fonte: Autor (2018)

4.3 MODELO 3

Para o Modelo 3, realizou-se o dimensionamento seguindo os mesmos passos adotados para o Modelo 1, e os valores dos momentos atuantes em cada uma das faixas, variando a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) entre 25 a 90 MPa, estão apresentados na Tabela 4.13.

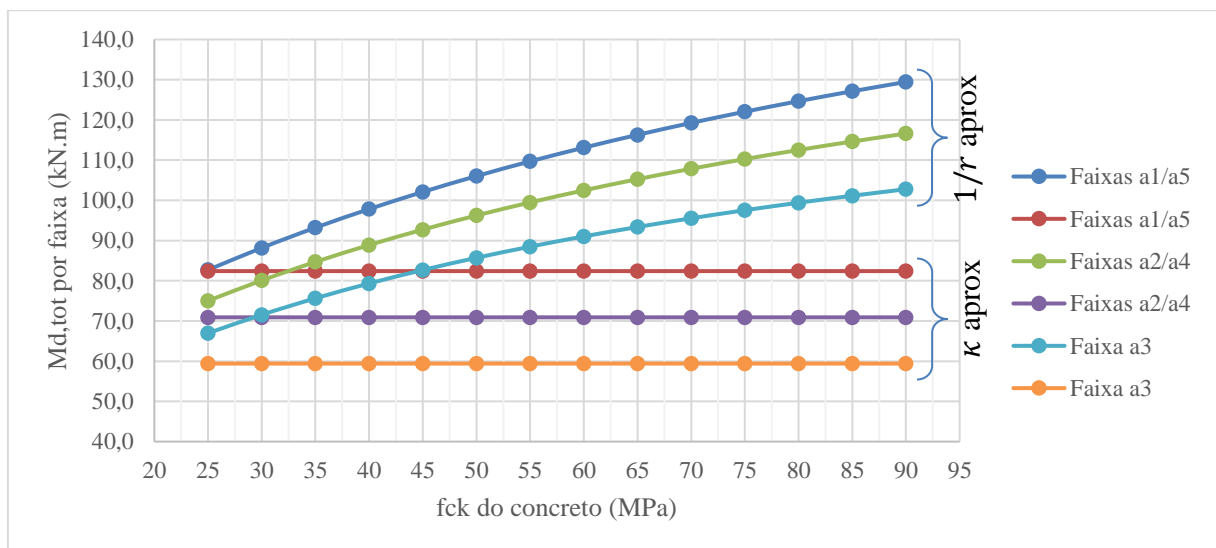
Tabela 4.13 – Valores de $M_{d,tot,x}$ em $kN.m$ (Modelo 3 – Concreto C25 a C90)

Classe do concreto	Faixas a_1 e a_5		Faixas a_2 e a_4		Faixa a_3	
	$1/r$ aprox	κ aprox	$1/r$ aprox	κ aprox	$1/r$ aprox	κ aprox
25	82,7	82,4	75,0	70,9	67,0	59,4
30	88,2	82,4	80,1	70,9	71,5	59,4
35	93,2	82,4	84,7	70,9	75,6	59,4
40	97,8	82,4	88,9	70,9	79,3	59,4
45	102,1	82,4	92,7	70,9	82,7	59,4
50	106,0	82,4	96,2	70,9	85,7	59,4
55	109,7	82,4	99,5	70,9	88,5	59,4
60	113,1	82,4	102,5	70,9	91,0	59,4
65	116,3	82,4	105,3	70,9	93,4	59,4
70	119,3	82,4	107,9	70,9	95,5	59,4
75	122,0	82,4	110,3	70,9	97,5	59,4
80	124,7	82,4	112,5	70,9	99,4	59,4
85	127,1	82,4	114,6	70,9	101,1	59,4
90	129,4	82,4	116,6	70,9	102,8	59,4

Fonte: Autor (2018)

A Figura 4.10 apresenta um gráfico comparativo entre os valores da Tabela 4.13.

Figura 4.10 – Gráfico $M_{d,tot,x}$ ($kN.m$) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 3



Fonte: Autor (2018)

Da mesma forma que nos modelos anteriores, foram feitos os dimensionamentos para as faixas intermediárias e a faixa central, considerando os valores de N_{sd} calculados previamente e dos valores de $M_{d,tot,x}$ calculados pelos dois métodos utilizados. Esse mesmo procedimento foi repetido para todas as classes de concreto. Com auxílio do *software* TQS, foram analisadas todas as envoltórias de resistência para os dois métodos em cada faixa e para cada classe de concreto.

A Tabela 4.14 mostra uma síntese dos valores de armadura longitudinal em cm^2 obtidos para o Modelo 3.

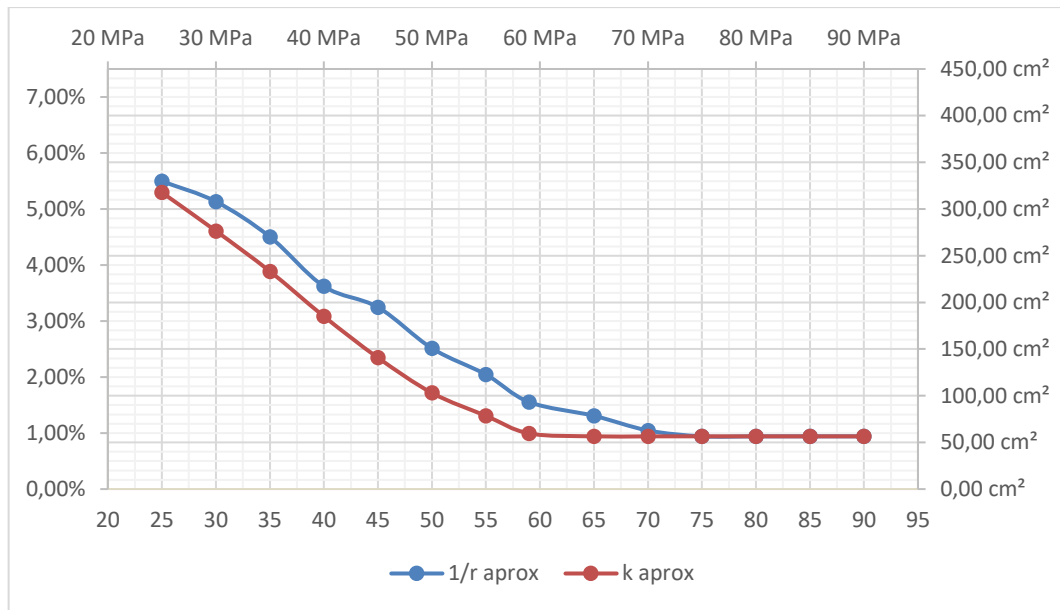
Tabela 4.14 – Valores de A_s para o Modelo 3 com Concretos C25 a C90

f _{ck} do concreto	1/r aproximado				κ aproximado					
	A _s adotado			Taxa A _s	A _s adotado			Taxa A _s		
25 MPa	164	φ	16,0 mm	329,80 cm ²	5,50%	158	φ	16,0 mm	317,74 cm ²	5,30%
30 MPa	98	φ	20,0 mm	307,92 cm ²	5,13%	88	φ	20,0 mm	276,50 cm ²	4,61%
35 MPa	86	φ	20,0 mm	270,21 cm ²	4,50%	116	φ	16,0 mm	233,28 cm ²	3,89%
40 MPa	108	φ	16,0 mm	217,19 cm ²	3,62%	92	φ	16,0 mm	185,01 cm ²	3,08%
45 MPa	62	φ	20,0 mm	194,80 cm ²	3,25%	70	φ	16,0 mm	140,77 cm ²	2,35%
50 MPa	48	φ	20,0 mm	150,82 cm ²	2,51%	84	φ	12,5 mm	103,07 cm ²	1,72%
55 MPa	100	φ	12,5 mm	122,70 cm ²	2,05%	100	φ	10,0 mm	78,50 cm ²	1,31%
60 MPa	76	φ	12,5 mm	93,25 cm ²	1,55%	76	φ	10,0 mm	59,66 cm ²	0,99%
65 MPa	100	φ	10,0 mm	78,50 cm ²	1,31%	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%
70 MPa	80	φ	10,0 mm	62,80 cm ²	1,05%	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%
75 MPa	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%
80 MPa	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%
85 MPa	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%
90 MPa	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%	72	φ	10,0 mm	56,52 cm ²	0,94%

Fonte: Autor (2018)

A partir destes valores, é possível observar que a área de armadura longitudinal não se alterou a partir do concreto C50 para o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, e a partir do C60 para o método do pilar padrão com curvatura aproximada, pois a partir do momento em que a área de armadura longitudinal atinge o valor especificado para a armadura longitudinal mínima na ABNT NBR 6118:2014, se torna impossível reduzir esta armadura, mesmo que se aumente a resistência à compressão do concreto.

Os valores de armadura longitudinal em cm^2 apresentados na Tabela 4.14 dão origem ao gráfico apresentado na Figura 4.11.

Figura 4.11 – Gráfico A_s (cm²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 3

Fonte: Autor (2018)

Para o cálculo da armadura transversal, este deve ser realizado conforme já especificado na seção 2.5.2, considerando o valor da armadura transversal mínima de 25% por face da maior dimensão do pilar-parede, a cada metro. A armadura transversal foi calculada com o auxílio de planilhas do *software* Microsoft Excel 2016 para cada um dos dimensionamentos apresentados, e os valores de A_{sw} encontram-se apresentados na Tabela 4.15.

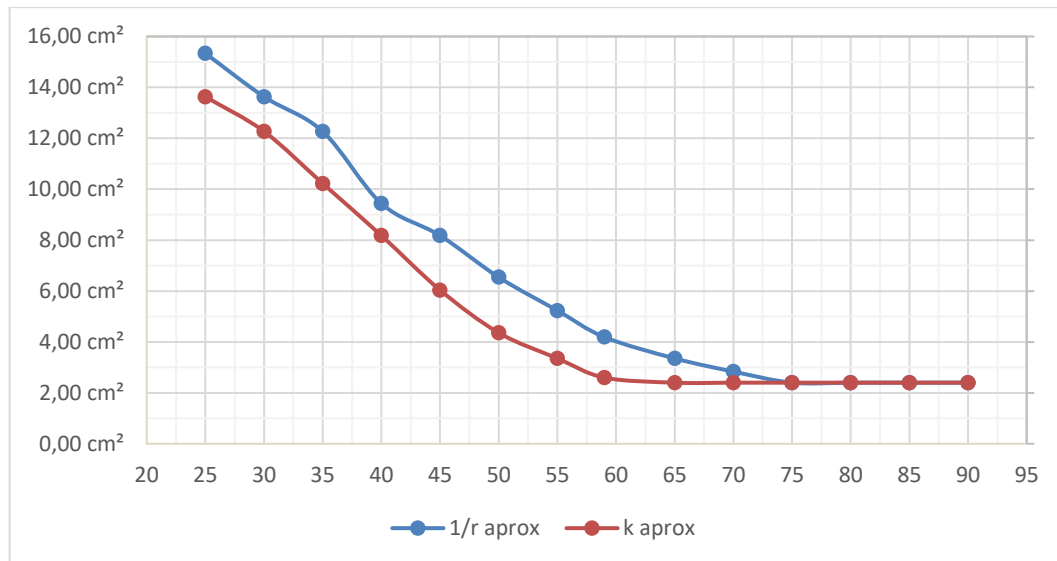
Tabela 4.15 – Valores de A_{sw} para o Modelo 3 com Concretos C25 a C90

f_{ck} do concreto	1/r aprox				κ aprox			
	$A_{sw,calc}$	ϕ_t	s	$A_{sw,adot}$	$A_{sw,calc}$	ϕ_t	s	$A_{sw,adot}$
25 MPa	13,74 cm ²	12,5 mm	8 cm	15,34 cm ²	13,24 cm ²	12,5 mm	9 cm	13,63 cm ²
30 MPa	12,83 cm ²	12,5 mm	9 cm	13,63 cm ²	11,52 cm ²	12,5 mm	10 cm	12,27 cm ²
35 MPa	11,26 cm ²	12,5 mm	10 cm	12,27 cm ²	9,72 cm ²	12,5 mm	12 cm	10,23 cm ²
40 MPa	9,05 cm ²	12,5 mm	13 cm	9,44 cm ²	7,71 cm ²	12,5 mm	15 cm	8,18 cm ²
45 MPa	8,12 cm ²	12,5 mm	15 cm	8,18 cm ²	5,87 cm ²	10,0 mm	13 cm	6,04 cm ²
50 MPa	6,28 cm ²	10,0 mm	12 cm	6,54 cm ²	4,29 cm ²	10,0 mm	18 cm	4,36 cm ²
55 MPa	5,11 cm ²	10,0 mm	15 cm	5,23 cm ²	3,27 cm ²	8,0 mm	15 cm	3,35 cm ²
60 MPa	3,89 cm ²	8,0 mm	12 cm	4,19 cm ²	2,49 cm ²	6,3 mm	12 cm	2,60 cm ²
65 MPa	3,27 cm ²	8,0 mm	15 cm	3,35 cm ²	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²
70 MPa	2,62 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²
75 MPa	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²
80 MPa	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²
85 MPa	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²
90 MPa	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²	2,36 cm ²	6,3 mm	13 cm	2,40 cm ²

Fonte: Autor (2018)

A partir dos dados apresentados na Tabela 4.15, obtém-se o gráfico da Figura 4.12.

Figura 4.12 – Gráfico A_{sw} (cm²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 3



Fonte: Autor (2018)

4.4 MODELO 4

Para o Modelo 4, realizou-se o dimensionamento seguindo os mesmos passos adotados para o Modelo 1, e os valores dos momentos atuantes em cada uma das faixas, variando a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) entre 25 a 90 MPa, estão apresentados na Tabela 4.16.

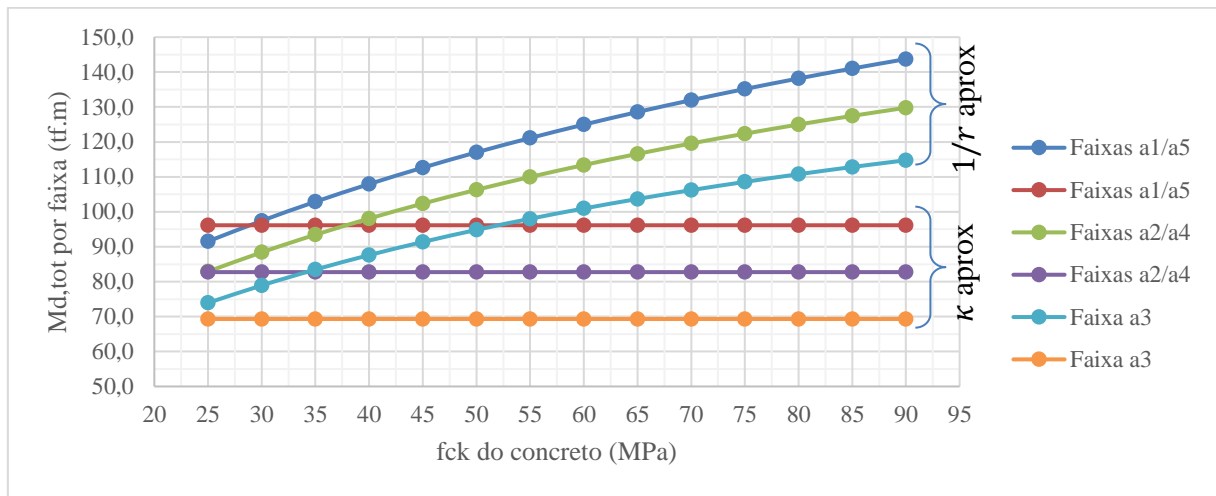
Tabela 4.16 – Valores de $M_{d,tot,x}$ em $kN.m$ (Modelo 4 – Concreto C25 a C90)

Classe do concreto	Faixas a_1 e a_5		Faixas a_2 e a_4		Faixa a_3	
	$1/r$ aprox	κ aprox	$1/r$ aprox	κ aprox	$1/r$ aprox	κ aprox
25	91,5	96,1	82,9	82,7	73,9	69,3
30	97,4	96,1	88,4	82,7	78,9	69,3
35	102,9	96,1	93,4	82,7	83,5	69,3
40	107,9	96,1	98,1	82,7	87,6	69,3
45	112,6	96,1	102,3	82,7	91,4	69,3
50	117,0	96,1	106,3	82,7	94,8	69,3
55	121,1	96,1	110,0	82,7	98,0	69,3
60	125,0	96,1	113,4	82,7	100,9	69,3
65	128,6	96,1	116,6	82,7	103,7	69,3
70	132,0	96,1	119,6	82,7	106,2	69,3
75	135,2	96,1	122,4	82,7	108,6	69,3
80	138,2	96,1	125,0	82,7	110,8	69,3
85	141,0	96,1	127,5	82,7	112,8	69,3
90	143,7	96,1	129,8	82,7	114,8	69,3

Fonte: Autor (2018)

A Figura 4.13 apresenta um gráfico comparativo entre os valores da Tabela 4.16.

Figura 4.13 – Gráfico $M_{d,tot,x}$ (tf.m) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 4



Fonte: Autor (2018)

Da mesma forma que nos modelos anteriores, foram feitos os dimensionamentos para as faixas intermediárias e a faixa central, considerando os valores de N_{Sd} calculados previamente e dos valores de $M_{d,tot,x}$ calculados pelos dois métodos utilizados. Esse mesmo procedimento foi repetido para todas as classes de concreto. Com auxílio do *software* TQS, foram analisadas todas as envoltórias de resistência para os dois métodos em cada faixa e para cada classe de concreto. A Tabela 4.17 mostra uma síntese dos valores de armadura longitudinal em cm^2 obtidos para o Modelo 4.

Tabela 4.17 – Valores de A_s para o Modelo 4 com Concretos C25 a C90

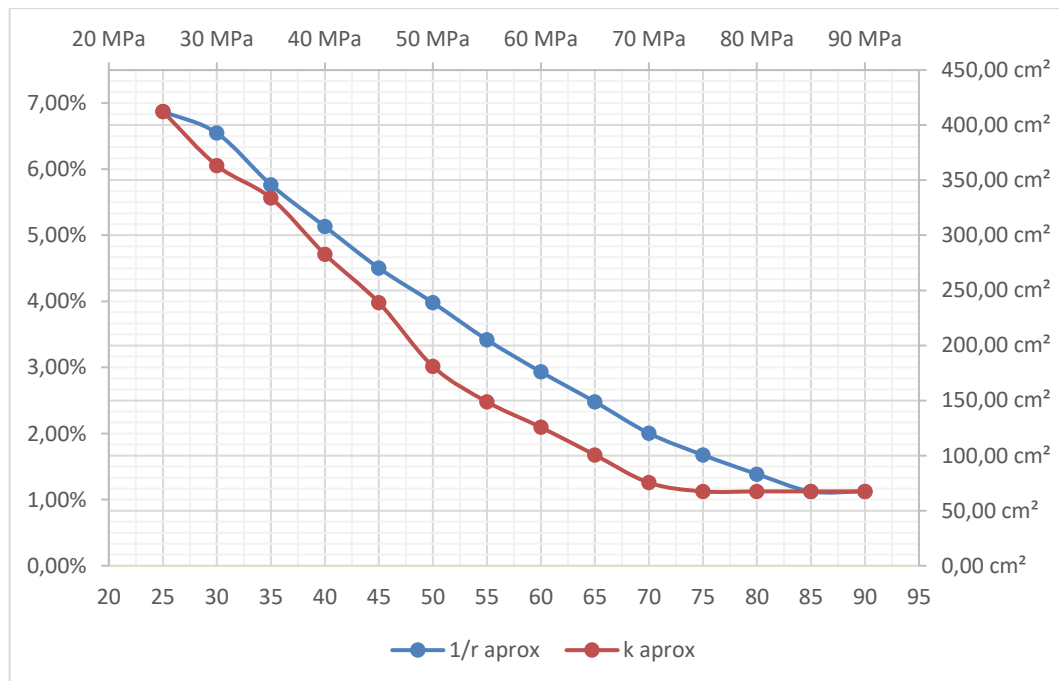
fck do concreto	1/r aproximado				κ aproximado			
	A_s adotado		Taxa A_s		A_s adotado		Taxa A_s	
25 MPa	84	φ 25,0 mm	412,36 cm^2	6,87%	84	φ 25,0 mm	412,36 cm^2	6,87%
30 MPa	80	φ 25,0 mm	392,72 cm^2	6,55%	74	φ 25,0 mm	363,27 cm^2	6,05%
35 MPa	172	φ 16,0 mm	345,89 cm^2	5,76%	68	φ 25,0 mm	333,81 cm^2	5,56%
40 MPa	98	φ 20,0 mm	307,92 cm^2	5,13%	90	φ 20,0 mm	282,78 cm^2	4,71%
45 MPa	86	φ 20,0 mm	270,21 cm^2	4,50%	76	φ 20,0 mm	238,79 cm^2	3,98%
50 MPa	76	φ 20,0 mm	238,79 cm^2	3,98%	90	φ 16,0 mm	180,99 cm^2	3,02%
55 MPa	102	φ 16,0 mm	205,12 cm^2	3,42%	74	φ 16,0 mm	148,81 cm^2	2,48%
60 MPa	56	φ 20,0 mm	175,95 cm^2	2,93%	40	φ 20,0 mm	125,68 cm^2	2,09%
65 MPa	74	φ 16,0 mm	148,81 cm^2	2,48%	50	φ 16,0 mm	100,55 cm^2	1,68%
70 MPa	98	φ 12,5 mm	120,25 cm^2	2,00%	24	φ 20,0 mm	75,41 cm^2	1,26%
75 MPa	32	φ 20,0 mm	100,54 cm^2	1,68%	86	φ 10,0 mm	67,51 cm^2	1,13%
80 MPa	106	φ 10,0 mm	83,21 cm^2	1,39%	86	φ 10,0 mm	67,51 cm^2	1,13%
85 MPa	86	φ 10,0 mm	67,51 cm^2	1,13%	86	φ 10,0 mm	67,51 cm^2	1,13%
90 MPa	86	φ 10,0 mm	67,51 cm^2	1,13%	86	φ 10,0 mm	67,51 cm^2	1,13%

Fonte: Autor (2018)

A partir destes valores, é possível observar que a área de armadura longitudinal não se alterou a partir do concreto C65 para o método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, e a partir do C75 para o método do pilar padrão com curvatura aproximada, pois a partir do momento em que a área de armadura longitudinal atinge o valor especificado para a armadura longitudinal mínima na ABNT NBR 6118:2014, se torna impossível reduzir esta armadura, mesmo que se aumente a resistência à compressão do concreto.

Os valores de armadura longitudinal em cm^2 apresentados na Tabela 4.17 dão origem ao gráfico apresentado na Figura 4.14.

Figura 4.14 – Gráfico A_s (cm^2) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 4



Fonte: Autor (2018)

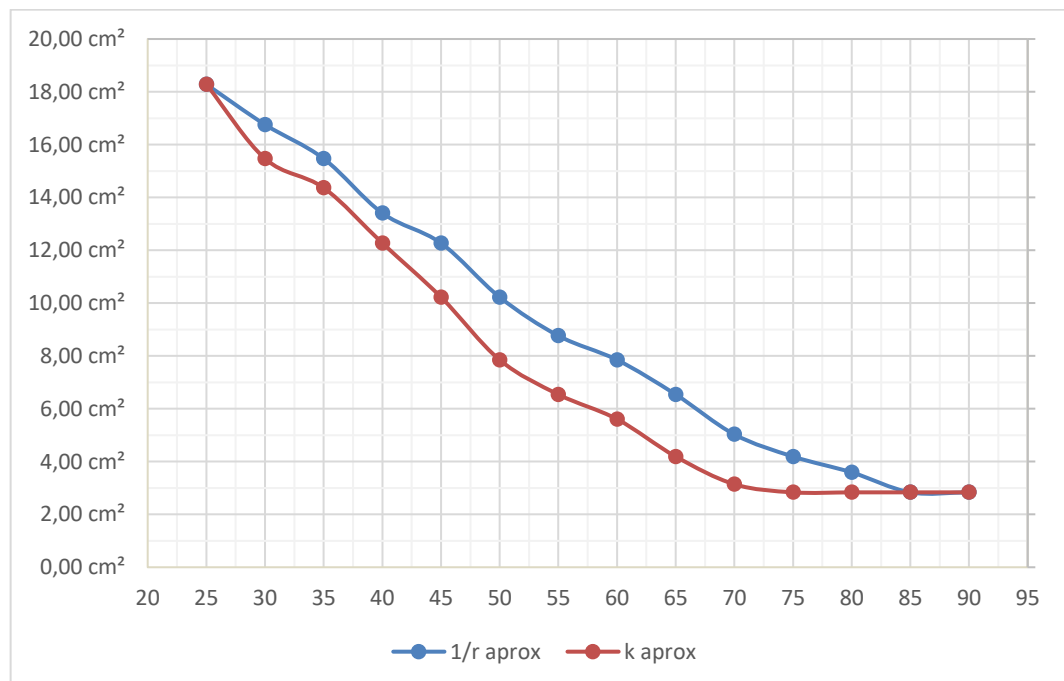
Para o cálculo da armadura transversal, este deve ser realizado conforme já especificado na seção 2.5.2, considerando o valor da armadura transversal mínima de 25% por face da maior dimensão do pilar-parede, a cada metro. A armadura transversal foi calculada com o auxílio de planilhas do *software* Microsoft Excel 2016 para cada um dos dimensionamentos apresentados, e os valores de A_{sw} encontram-se apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 – Valores de A_{sw} para o Modelo 4 com Concretos C25 a C90

f _{ck} do concreto	1/r aprox				κ aprox			
	A _{sw,calc}	φ _t	s	A _{sw,adot}	A _{sw,calc}	φ _t	s	A _{sw,adot}
25 MPa	17,18 cm ²	16,0 mm	11 cm	18,28 cm ²	17,18 cm ²	16,0 mm	11 cm	18,28 cm ²
30 MPa	16,15 cm ²	16,0 mm	12 cm	16,76 cm ²	15,14 cm ²	16,0 mm	13 cm	15,47 cm ²
35 MPa	14,41 cm ²	16,0 mm	13 cm	15,47 cm ²	13,91 cm ²	16,0 mm	14 cm	14,36 cm ²
40 MPa	12,83 cm ²	16,0 mm	15 cm	13,41 cm ²	11,78 cm ²	12,5 mm	10 cm	12,27 cm ²
45 MPa	11,26 cm ²	12,5 mm	10 cm	12,27 cm ²	9,95 cm ²	12,5 mm	12 cm	10,23 cm ²
50 MPa	9,95 cm ²	12,5 mm	12 cm	10,23 cm ²	7,54 cm ²	10,0 mm	10 cm	7,85 cm ²
55 MPa	8,55 cm ²	12,5 mm	14 cm	8,76 cm ²	6,20 cm ²	10,0 mm	12 cm	6,54 cm ²
60 MPa	7,33 cm ²	10,0 mm	10 cm	7,85 cm ²	5,24 cm ²	10,0 mm	14 cm	5,61 cm ²
65 MPa	6,20 cm ²	10,0 mm	12 cm	6,54 cm ²	4,19 cm ²	8,0 mm	12 cm	4,19 cm ²
70 MPa	5,01 cm ²	8,0 mm	10 cm	5,03 cm ²	3,14 cm ²	8,0 mm	16 cm	3,14 cm ²
75 MPa	4,19 cm ²	8,0 mm	12 cm	4,19 cm ²	2,81 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²
80 MPa	3,47 cm ²	8,0 mm	14 cm	3,59 cm ²	2,81 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²
85 MPa	2,81 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²	2,81 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²
90 MPa	2,81 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²	2,81 cm ²	6,3 mm	11 cm	2,84 cm ²

Fonte: Autor (2018)

A partir dos dados apresentados na Tabela 4.18, obtém-se o gráfico da Figura 4.15.

Figura 4.15 – Gráfico A_{sw} (cm²) x f_{ck} do concreto (MPa) – Modelo 4

Fonte: Autor (2018)

4.5 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS APRESENTADOS

A partir dos valores calculados para cada modelo apresentado, em que foi alterada apenas a grandeza dos esforços atuantes sobre o mesmo pilar-parede, tornou-se possível realizar uma análise comparativa dos resultados obtidos.

A Tabela 4.19 apresenta os valores da taxa de armadura encontrada a partir do método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada para os modelos de 1 a 4, variando-se a resistência do concreto. Com este método foram obtidas menores taxas de armadura em comparação ao método do pilar-padrão com curvatura aproximada, ou seja, foi o método mais econômico entre os dois utilizados.

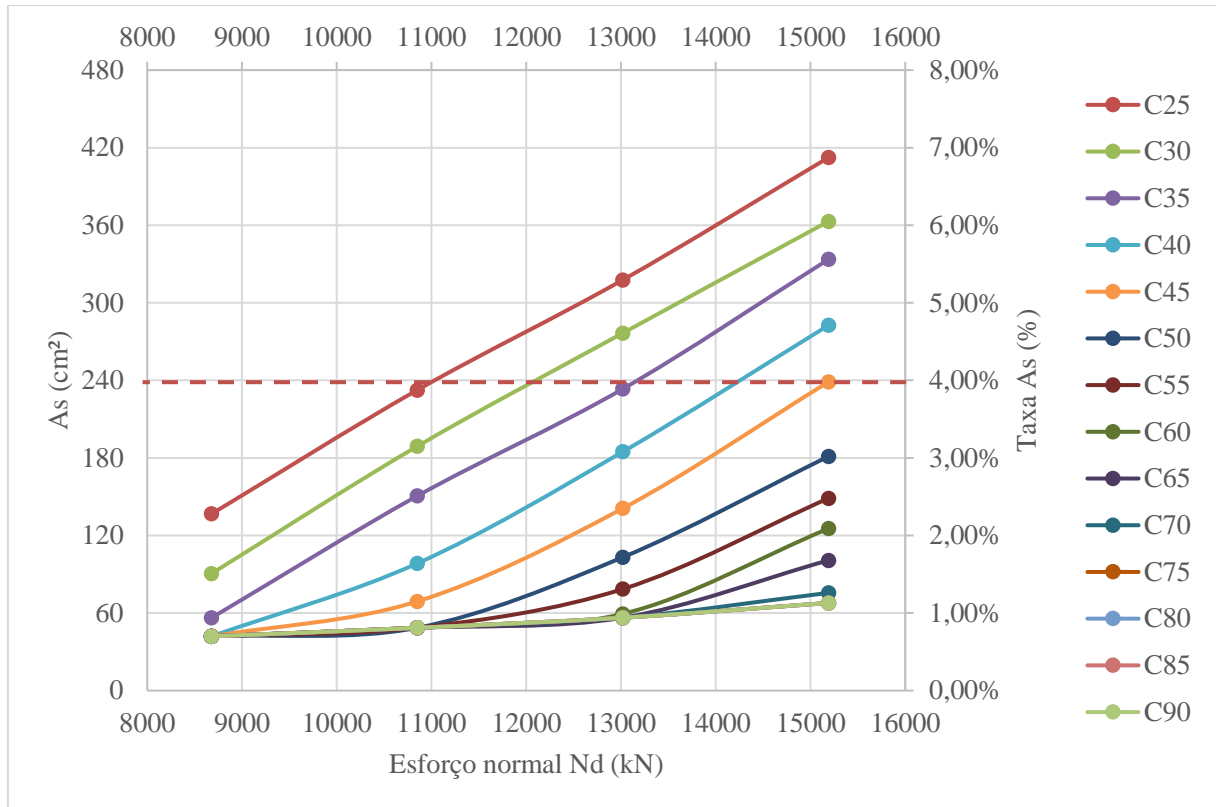
Tabela 4.19 – Taxa de armadura para os modelos estudados – Concretos C25 a C90

	Modelo 1 <i>Nd = x</i>	Modelo 2 <i>Nd = x+25%</i>	Modelo 3 <i>Nd = x+50%</i>	Modelo 4 <i>Nd = x+75%</i>
C25	2,28%	3,88%	5,30%	6,87%
C30	1,51%	3,15%	4,61%	6,05%
C35	0,94%	2,51%	3,89%	5,56%
C40	0,70%	1,64%	3,08%	4,71%
C45	0,70%	1,15%	2,35%	3,98%
C50	0,70%	0,81%	1,72%	3,02%
C55	0,70%	0,81%	1,31%	2,48%
C60	0,70%	0,81%	0,99%	2,09%
C65	0,70%	0,81%	0,94%	1,68%
C70	0,70%	0,81%	0,94%	1,26%
C75	0,70%	0,81%	0,94%	1,13%
C80	0,70%	0,81%	0,94%	1,13%
C85	0,70%	0,81%	0,94%	1,13%
C90	0,70%	0,81%	0,94%	1,13%

Fonte: Autor (2018)

Utilizando os resultados demonstrados na Tabela 4.19, é possível obter o gráfico apresentado na Figura 4.16, em que se pode observar a relação entre os esforços atuantes em cada modelo, com a taxa de armadura obtida em cada uma das classes de concreto.

Figura 4.16 – Relação entre esforço normal Nd e área de aço As – Concretos C25 a C90



Fonte: Autor (2018)

Ao se analisar o gráfico apresentado na Figura 4.16, pode-se perceber que foi possível dimensionar o pilar-parede do modelo proposto mesmo com esforços maiores, utilizando não só os concretos da classe II de resistência, mas também concretos de resistências C45 e C50, obtendo-se taxas de armadura aceitáveis (até 4,0%). Porém, a escolha da resistência a ser utilizada deve ser baseada em menores taxas de armadura, buscando encontrar o melhor custo-benefício para cada caso.

Para os casos em que os esforços atuantes no modelo utilizado são menores que 11000 kN aproximadamente, foi possível dimensionar utilizando qualquer resistência dentre as disponíveis (C25 a C90).

4.6 QUANTITATIVOS E CUSTOS DE MATERIAIS

Quando se aumenta a resistência à compressão do concreto, consequentemente se altera o dimensionamento do elemento, diminuindo a quantidade de armadura utilizada. Porém, o custo unitário do concreto pode subir significativamente conforme sobe sua resistência e, portanto, a redução na armadura pode não ser tão vantajosa ao se analisar a relação custo-benefício da utilização deste material. Portanto, essa análise pode ser realizada ao se quantificar os materiais e avaliar os custos relativos à execução deste elemento.

4.6.1 Concreto

O volume de concreto é o mesmo para todos os modelos, visto que as dimensões do pilar não foram alteradas.

$$V_{concreto} = b \cdot h \cdot \ell = 0,20 \cdot 3 \cdot 3 = 1,8 \text{ m}^3$$

Os custos unitários do concreto usinado incluindo serviço de bombeamento foram obtidos na tabela SINAPI 02/2018 de preços de insumos não desonerados para o estado do Paraná, e na ausência desta, em cotações de mercado na região de Maringá, PR. Em função dos valores unitários, foram calculados os valores totais para a execução dos pilares-parede de cada resistência e estes valores estão apresentados na Tabela 4.20. Para o valor do custo de mão-de-obra de concretagem, foi adotado um valor de R\$ 27,18 por m³ de concreto, baseado na composição sugerida também pela SINAPI.

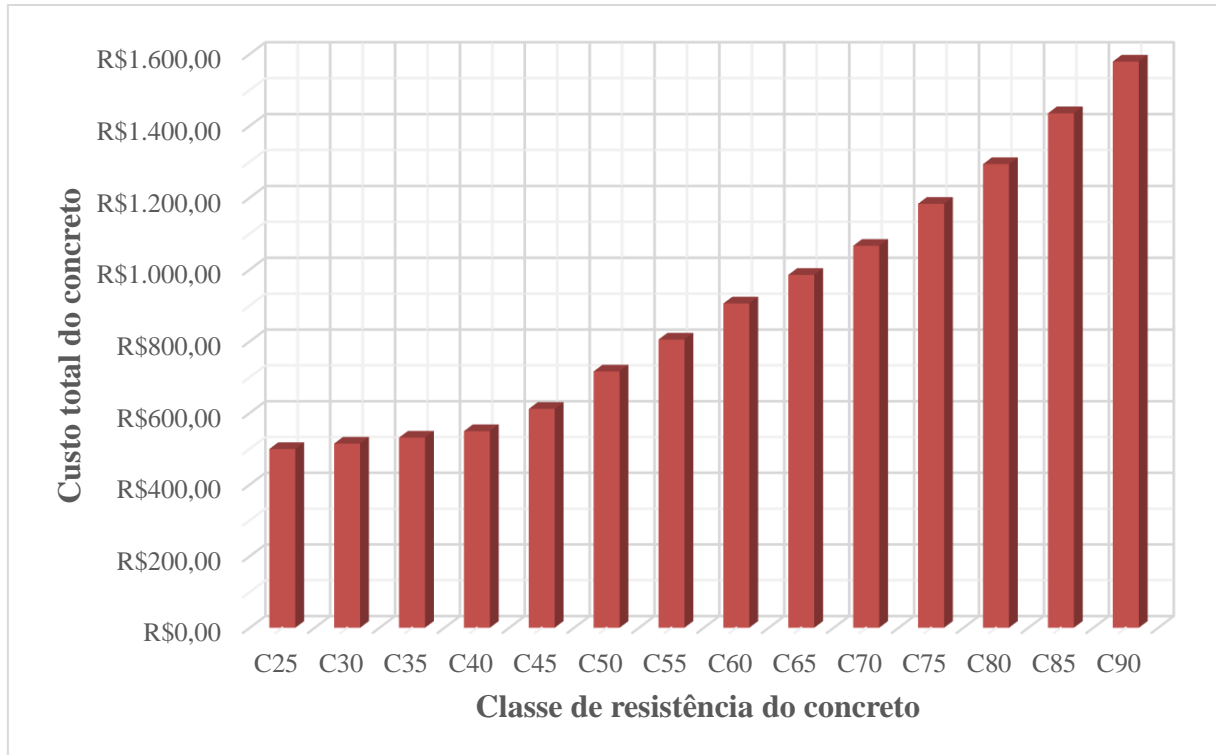
Tabela 4.20 – Custo do concreto por m³

f_{ck} do concreto	Referência	Custo por m³		Custo total
		Material	Mão-de-obra	
25 MPa	SINAPI	R\$250,10	R\$27,18	R\$499,10
30 MPa	SINAPI	R\$258,52	R\$27,18	R\$514,26
35 MPa	SINAPI	R\$267,78	R\$27,18	R\$530,93
40 MPa	SINAPI	R\$277,89	R\$27,18	R\$549,13
45 MPa	SINAPI	R\$312,42	R\$27,18	R\$611,28
50 MPa	SINAPI	R\$370,52	R\$27,18	R\$715,86
55 MPa	COTAÇÃO	R\$420,00	R\$27,18	R\$804,92
60 MPa	SINAPI	R\$475,78	R\$27,18	R\$905,33
65 MPa	COTAÇÃO	R\$520,00	R\$27,18	R\$984,92
70 MPa	COTAÇÃO	R\$565,00	R\$27,18	R\$1.065,92
75 MPa	COTAÇÃO	R\$630,00	R\$27,18	R\$1.182,92
80 MPa	SINAPI	R\$691,38	R\$27,18	R\$1.293,40
85 MPa	COTAÇÃO	R\$770,00	R\$27,18	R\$1.434,92
90 MPa	COTAÇÃO	R\$850,00	R\$27,18	R\$1.578,92

Fonte: Autor (2018)

O custo do concreto necessário para a execução de cada pilar-parede apresentado na Tabela 4.20 está representado também no gráfico da Figura 4.17.

Figura 4.17 – Custo total do concreto por resistência



Fonte: Autor (2018)

Na Figura 4.17, é possível observar que os custos dos concretos de alta resistência são bem elevados em relação aos de resistências convencionais, portanto apenas ao se avaliar a economia de armadura e o custo total de execução de cada pilar, que se torna possível selecionar qual seria a escolha mais econômica para cada caso.

4.6.2 Fôrmas de madeira

A área de fôrmas também não se altera:

$$A_{fôrmas} = 2 \cdot b \cdot \ell + 2 \cdot h \cdot \ell = 19,2 \text{ m}^2$$

O custo unitário para montagem e desmontagem de fôrmas de pilares retangulares com área das seções maior que 0,25 m², pé direito simples, sem reutilização, foi obtido na tabela SINAPI 02/2018 de preços de composições não desonerados para o estado do Paraná, sendo possível assim calcular o valor total por pilar. Este valor não se altera, visto que as dimensões do pilar não sofreram modificações.

$$Custo_{fôrma\ de\ madeira} = R\$ 145,84 \cdot 19,2\ m^2 = R\$ 2800,13$$

4.6.3 Aço

Primeiramente, levanta-se o quantitativo de armadura longitudinal, transversal e suplementar para o Modelo 1. Apenas a armadura que está contida no pilar foi considerada, sem incluir eventuais excessos para transpasse no próximo pavimento. Foram desconsiderados também os transpasses que podem ocorrer eventualmente no interior do pilar. O quantitativo de armadura longitudinal está apresentado na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 – Quantitativo de armadura longitudinal – Modelo 1

f _{ck} do concreto	1/r aprox				κ aprox			
	A _s adotado	Peso (kg)	A _s adotado	Peso (kg)				
25 MPa	32 φ 25,0 mm	157,09 cm ²	369,89	68 φ 16,0 mm	136,75 cm ²	321,91		
30 MPa	62 φ 16,0 mm	124,68 cm ²	293,51	74 φ 12,5 mm	90,80 cm ²	213,79		
35 MPa	74 φ 12,5 mm	90,80 cm ²	213,79	46 φ 12,5 mm	56,44 cm ²	132,89		
40 MPa	46 φ 12,5 mm	56,44 cm ²	132,89	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
45 MPa	38 φ 12,5 mm	46,63 cm ²	109,78	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
50 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
55 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
60 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
65 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
70 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
75 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
80 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
85 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		
90 MPa	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23	34 φ 12,5 mm	41,72 cm ²	98,23		

Fonte: Autor (2018)

Os quantitativos de armadura transversal e de armadura transversal suplementar para o Modelo 1 estão apresentados nas Tabelas 4.22 e 4.23, respectivamente.

Tabela 4.22 – Quantitativo de armadura transversal – Modelo 1

f_{ck} do concreto	1/r aprox			κ aprox		
	ϕ (mm)	Comp total	Peso	ϕ (mm)	Comp total	Peso
25 MPa	12,5	101,60 m	97,84 kg	12,5	88,90 m	85,61 kg
30 MPa	10,0	127,00 m	78,36 kg	10,0	95,25 m	58,77 kg
35 MPa	8,0	146,05 m	57,69 kg	8,0	88,90 m	35,12 kg
40 MPa	6,3	146,05 m	35,78 kg	6,3	107,95 m	26,45 kg
45 MPa	6,3	114,30 m	28,00 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
50 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
55 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
60 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
65 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
70 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
75 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
80 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
85 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg
90 MPa	5,0	171,45 m	26,40 kg	5,0	171,45 m	26,40 kg

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.23 – Quantitativo de armadura transversal suplementar – Modelo 1

f_{ck} do concreto	1/r aprox			κ aprox		
	ϕ (mm)	Comp total	Peso	ϕ (mm)	Comp total	Peso
25 MPa	12,5	3,00 m	2,89 kg	12,5	6,75 m	6,50 kg
30 MPa	10,0	6,00 m	3,70 kg	10,0	6,75 m	4,16 kg
35 MPa	8,0	6,75 m	2,67 kg	8,0	4,25 m	1,68 kg
40 MPa	6,3	4,25 m	1,04 kg	6,3	3,00 m	0,74 kg
45 MPa	6,3	3,00 m	0,74 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
50 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
55 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
60 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
65 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
70 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
75 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
80 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
85 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg
90 MPa	5,0	3,00 m	0,46 kg	5,0	3,00 m	0,46 kg

Fonte: Autor (2018)

A partir dos quantitativos, pode-se calcular os custos relativos à armadura, utilizando a tabela SINAPI 02/2018 de preços de insumos e de composições não desonerados para o estado do Paraná, em que os custos são apresentados em kg, por diâmetro, e incluem material e mão-de-obra. Os custos totais de armadura foram calculados para os dois métodos e estão apresentados nas Tabelas 4.24 e 4.25.

Tabela 4.24 – Custos totais de armadura (1/r aprox.) – Modelo 1

f_{ck} do concreto	A_s	A_{sw}	A_{sw} supl	Total
25 MPa	R\$3.203,23	R\$1.087,01	R\$32,10	R\$4.322,34
30 MPa	R\$3.099,44	R\$1.003,78	R\$47,42	R\$4.150,65
35 MPa	R\$2.375,16	R\$477,67	R\$22,08	R\$2.874,91
40 MPa	R\$1.476,45	R\$296,63	R\$8,63	R\$1.781,72
45 MPa	R\$1.219,68	R\$232,15	R\$6,09	R\$1.457,92
50 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
55 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
60 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
65 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
70 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
75 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
80 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
85 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
90 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.25 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 1

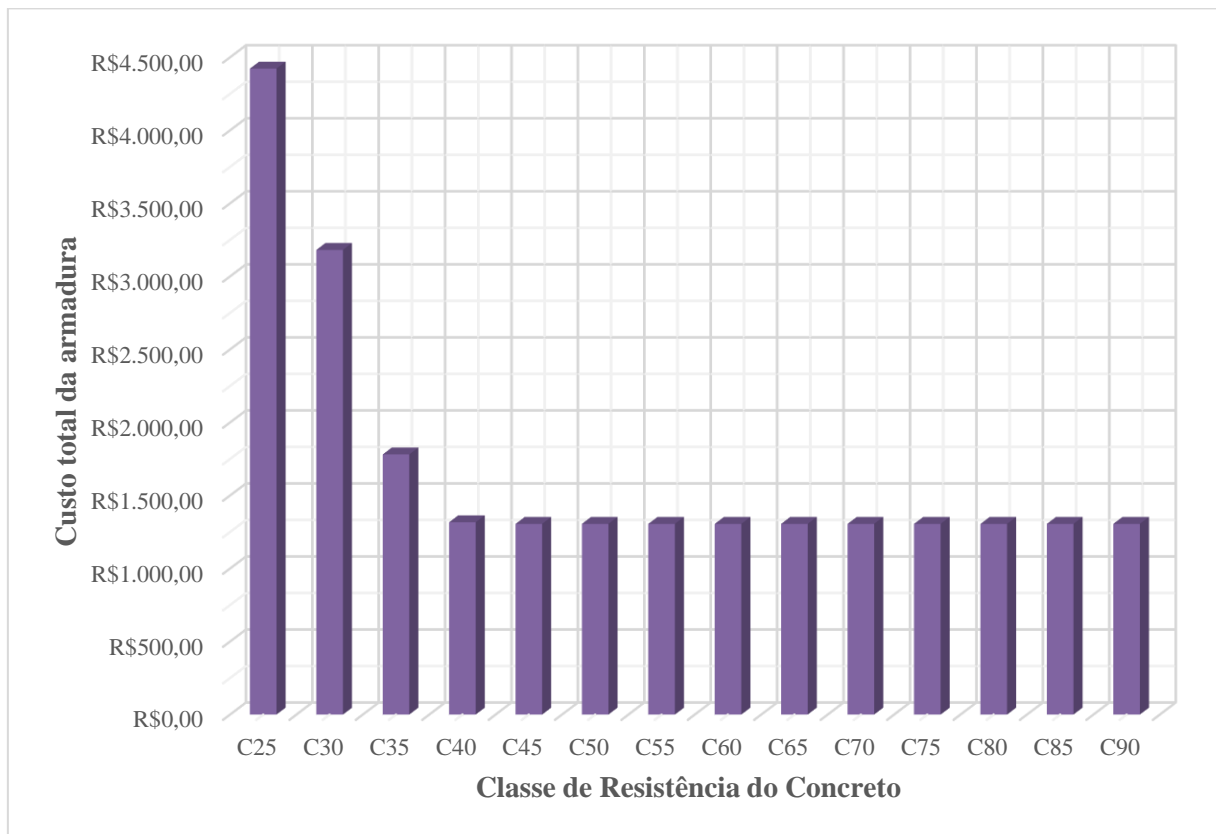
f_{ck} do concreto	A_s	A_{sw}	A_{sw} supl	Total
25 MPa	R\$3.399,39	R\$951,13	R\$72,22	R\$4.422,74
30 MPa	R\$2.375,16	R\$752,83	R\$53,35	R\$3.181,35
35 MPa	R\$1.476,45	R\$290,76	R\$13,90	R\$1.781,11
40 MPa	R\$1.091,29	R\$219,25	R\$6,09	R\$1.316,64
45 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
50 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
55 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
60 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
65 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
70 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
75 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
80 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
85 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68
90 MPa	R\$1.091,29	R\$210,70	R\$3,69	R\$1.305,68

Fonte: Autor (2018)

Conforme já observado anteriormente, o método mais econômico é o do pilar padrão com rigidez κ aproximada, portanto os custos da Tabela 4.25 é que serão utilizados para o cálculo do valor total de execução do pilar-parede do Modelo 1.

A Figura 4.18 apresenta os custos totais de armadura para o Modelo 1, considerando os dados apresentados na Tabela 4.25.

Figura 4.18 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 1



Fonte: Autor (2018)

Da mesma forma, são calculados os quantitativos e os custos da armadura total para os outros três modelos apresentados.

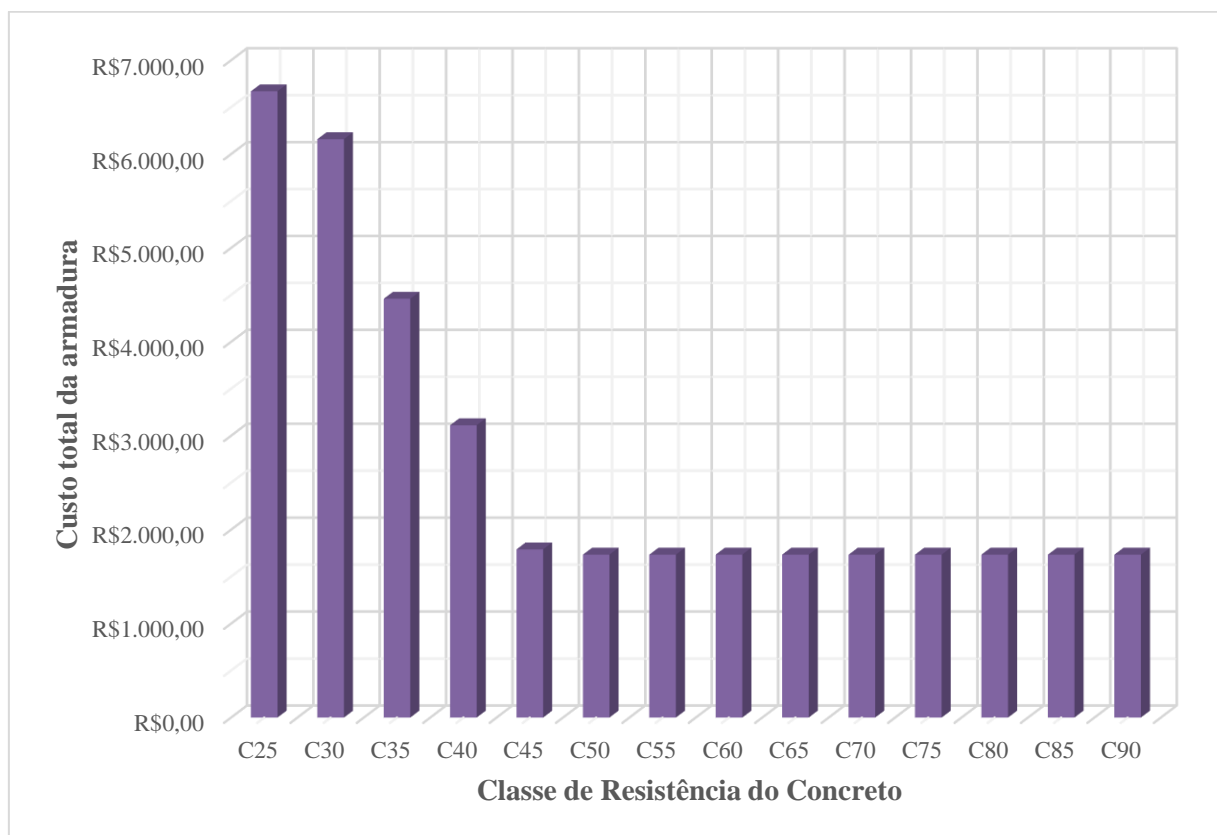
Os custos calculados para a armadura adotada pelo método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada para os Modelos 2, 3 e 4 estão apresentados respectivamente nas Tabelas 4.26, 4.27 e 4.28, bem como os gráficos relacionados que se encontram nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21.

Tabela 4.26 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 2

f_{ck} do concreto	A_s	A_{sw}	A_{sw} supl	Total
25 MPa	R\$4.888,75	R\$1.698,46	R\$82,92	R\$6.670,12
30 MPa	R\$4.699,16	R\$1.358,76	R\$101,64	R\$6.159,56
35 MPa	R\$3.171,08	R\$1.254,72	R\$33,59	R\$4.459,39
40 MPa	R\$2.567,74	R\$519,21	R\$24,53	R\$3.111,48
45 MPa	R\$1.401,41	R\$386,92	R\$2,03	R\$1.790,36
50 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
55 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
60 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
65 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
70 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
75 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
80 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
85 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38
90 MPa	R\$1.470,10	R\$257,52	R\$6,76	R\$1.734,38

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.19 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 2

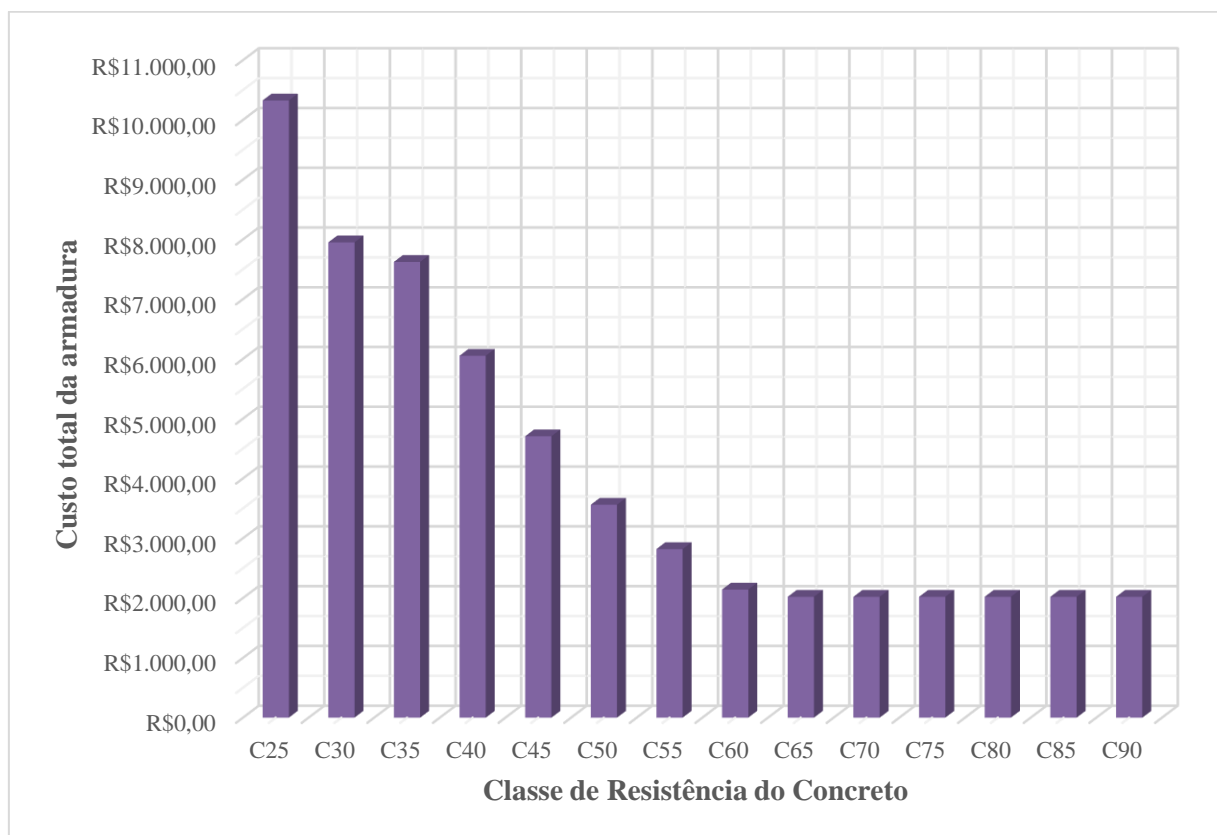


Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.27 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 3

f_{ck} do concreto	A_s	A_{sw}	A_{sw} supl	Total
25 MPa	R\$7.898,58	R\$2.241,96	R\$184,56	R\$10.325,10
30 MPa	R\$5.813,64	R\$2.038,15	R\$98,97	R\$7.950,76
35 MPa	R\$5.798,96	R\$1.698,46	R\$125,71	R\$7.623,13
40 MPa	R\$4.599,18	R\$1.358,76	R\$93,62	R\$6.051,56
45 MPa	R\$3.499,37	R\$1.154,35	R\$51,37	R\$4.705,09
50 MPa	R\$2.696,13	R\$803,02	R\$61,25	R\$3.560,41
55 MPa	R\$2.371,13	R\$415,37	R\$31,89	R\$2.818,39
60 MPa	R\$1.802,06	R\$322,43	R\$16,76	R\$2.141,24
65 MPa	R\$1.707,21	R\$296,63	R\$16,76	R\$2.020,61
70 MPa	R\$1.707,21	R\$296,63	R\$16,76	R\$2.020,61
75 MPa	R\$1.707,21	R\$296,63	R\$16,76	R\$2.020,61
80 MPa	R\$1.707,21	R\$296,63	R\$16,76	R\$2.020,61
85 MPa	R\$1.707,21	R\$296,63	R\$16,76	R\$2.020,61
90 MPa	R\$1.707,21	R\$296,63	R\$16,76	R\$2.020,61

Fonte: Autor (2018)

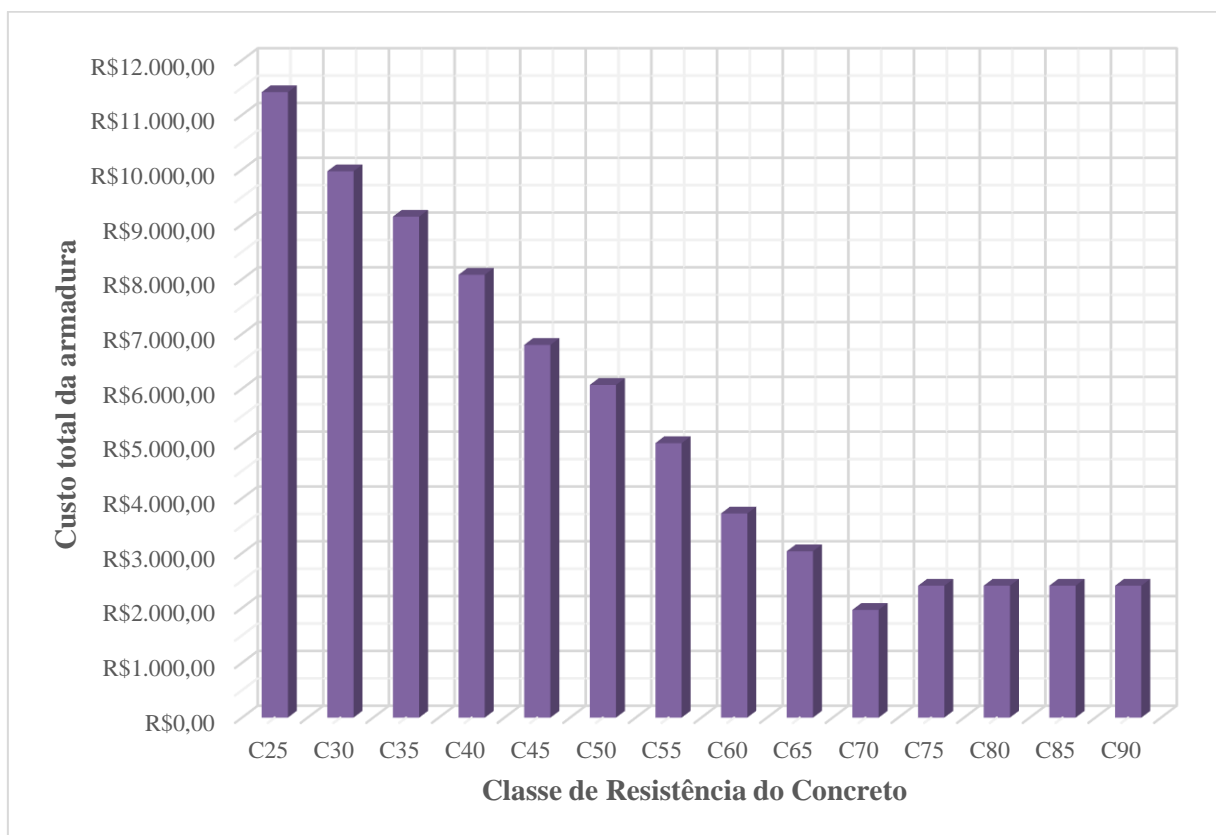
Figura 4.20 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 3

Fonte: Autor (2018)

Tabela 4.28 – Custos totais de armadura (κ aprox.) – Modelo 4

f_{ck} do concreto	A_s	A_{sw}	A_{sw} supl	Total
25 MPa	R\$8.408,48	R\$2.856,99	R\$149,97	R\$11.415,44
30 MPa	R\$7.407,47	R\$2.433,73	R\$129,14	R\$9.970,34
35 MPa	R\$6.806,86	R\$2.222,10	R\$112,48	R\$9.141,45
40 MPa	R\$5.945,77	R\$2.038,15	R\$96,29	R\$8.080,21
45 MPa	R\$5.020,87	R\$1.698,46	R\$80,24	R\$6.799,57
50 MPa	R\$4.499,19	R\$1.505,67	R\$65,21	R\$6.070,07
55 MPa	R\$3.699,34	R\$1.254,72	R\$53,35	R\$5.007,41
60 MPa	R\$2.642,57	R\$1.053,97	R\$27,66	R\$3.724,20
65 MPa	R\$2.499,55	R\$519,21	R\$15,54	R\$3.034,30
70 MPa	R\$1.585,54	R\$373,83	R\$6,54	R\$1.965,91
75 MPa	R\$2.039,17	R\$348,22	R\$19,29	R\$2.406,69
80 MPa	R\$2.039,17	R\$348,22	R\$19,29	R\$2.406,69
85 MPa	R\$2.039,17	R\$348,22	R\$19,29	R\$2.406,69
90 MPa	R\$2.039,17	R\$348,22	R\$19,29	R\$2.406,69

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.21 – Custo total da armadura por resistência – Modelo 4

Fonte: Autor (2018)

4.6.4 Custos totais

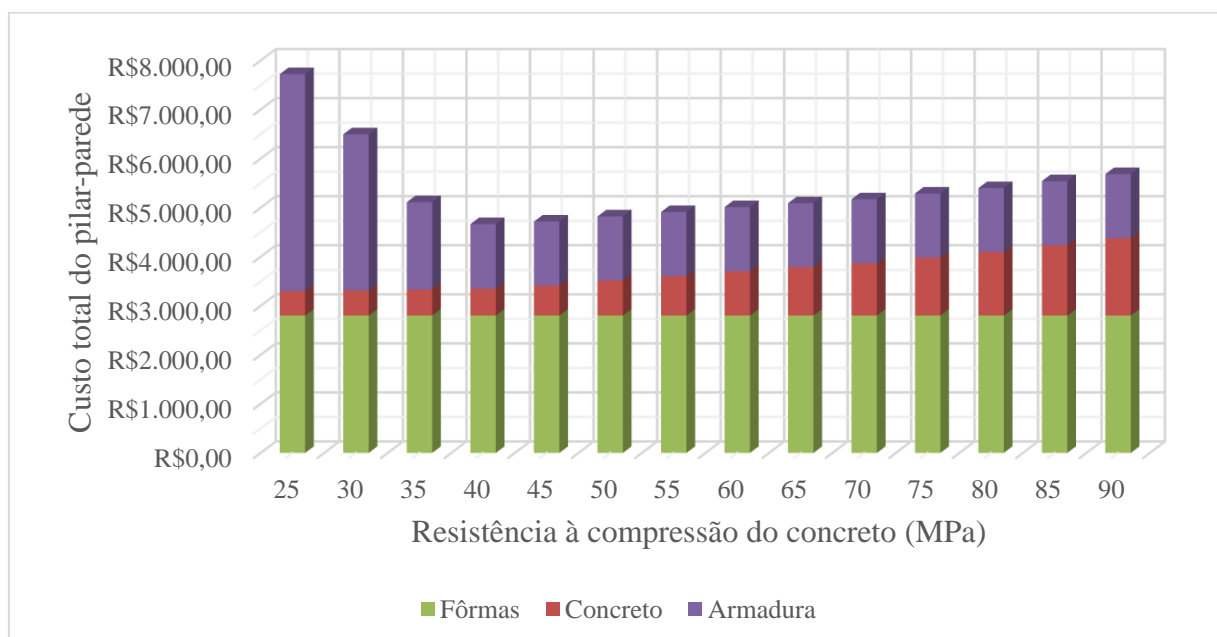
A partir dos quantitativos e cálculo de custos realizados nas seções 4.6.1, 4.6.2 e 4.6.3, pode-se obter o custo total de execução de cada modelo apresentado. O custo total para a execução do Modelo 1 está apresentado na Tabela 4.29 e no gráfico da Figura 4.22.

Tabela 4.29 – Custos totais de execução – Modelo 1

f_{ck} do concreto	Custos			
	Concreto	Fôrmas	Armadura	Total
25 MPa	R\$499,10	R\$2.800,13	R\$4.422,74	R\$7.721,97
30 MPa	R\$514,26	R\$2.800,13	R\$3.181,35	R\$6.495,74
35 MPa	R\$530,93	R\$2.800,13	R\$1.781,11	R\$5.112,17
40 MPa	R\$549,13	R\$2.800,13	R\$1.316,64	R\$4.665,90
45 MPa	R\$611,28	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$4.717,09
50 MPa	R\$715,86	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$4.821,67
55 MPa	R\$804,92	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$4.910,73
60 MPa	R\$905,33	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.011,14
65 MPa	R\$984,92	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.090,73
70 MPa	R\$1.065,92	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.171,73
75 MPa	R\$1.182,92	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.288,73
80 MPa	R\$1.293,40	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.399,21
85 MPa	R\$1.434,92	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.540,73
90 MPa	R\$1.578,92	R\$2.800,13	R\$1.305,68	R\$5.684,73

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.22 – Custo total do pilar-parede – Modelo 1



Fonte: Autor (2018)

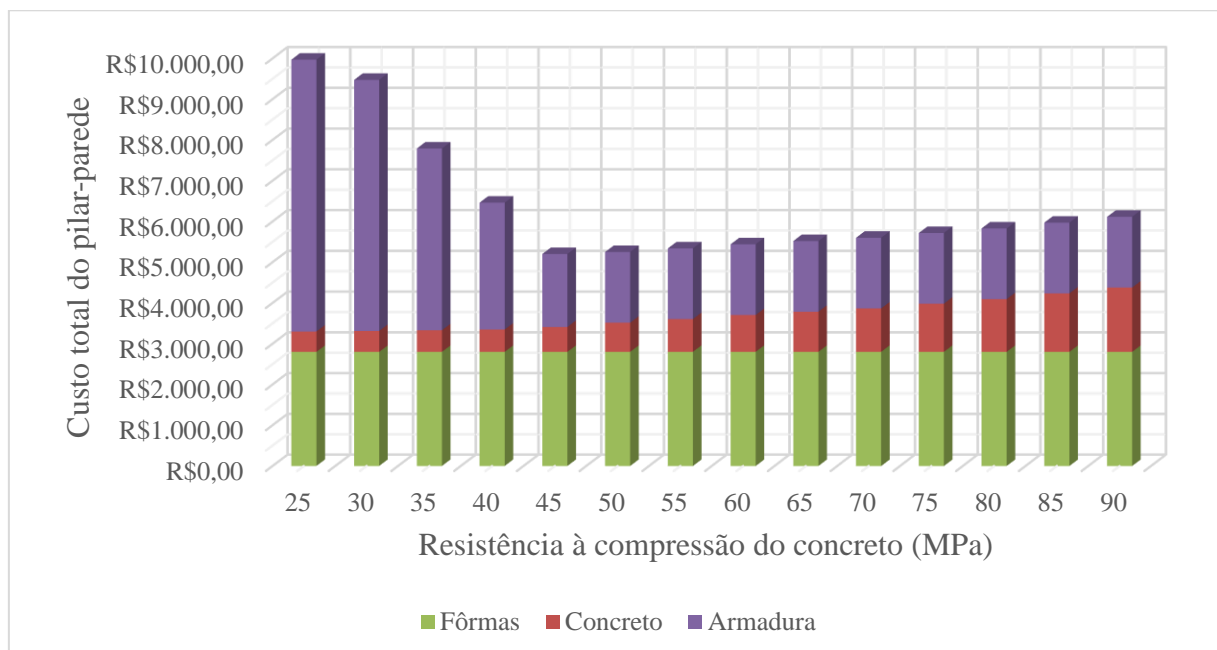
Portanto, ao analisar os dados da Tabela 4.29 e do gráfico da Figura 4.22, tem-se que o pilar-parede do Modelo 1 tem o melhor custo quando dimensionado para a resistência de 40 MPa. Conforme pode ser observado na Tabela 4.30 e na Figura 4.23, para o Modelo 2 o melhor custo ocorre para a resistência de 45 MPa.

Tabela 4.30 – Custos totais de execução – Modelo 2

f _{ck} do concreto	Custos			
	Concreto	Fôrmas	Armadura	Total
25 MPa	R\$499,10	R\$2.800,13	R\$6.670,12	R\$9.969,35
30 MPa	R\$514,26	R\$2.800,13	R\$6.159,56	R\$9.473,95
35 MPa	R\$530,93	R\$2.800,13	R\$4.459,39	R\$7.790,45
40 MPa	R\$549,13	R\$2.800,13	R\$3.111,48	R\$6.460,74
45 MPa	R\$611,28	R\$2.800,13	R\$1.790,36	R\$5.201,77
50 MPa	R\$715,86	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.250,37
55 MPa	R\$804,92	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.339,43
60 MPa	R\$905,33	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.439,84
65 MPa	R\$984,92	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.519,43
70 MPa	R\$1.065,92	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.600,43
75 MPa	R\$1.182,92	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.717,43
80 MPa	R\$1.293,40	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.827,91
85 MPa	R\$1.434,92	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$5.969,43
90 MPa	R\$1.578,92	R\$2.800,13	R\$1.734,38	R\$6.113,43

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.23 – Custo total do pilar-parede – Modelo 2



Fonte: Autor (2018)

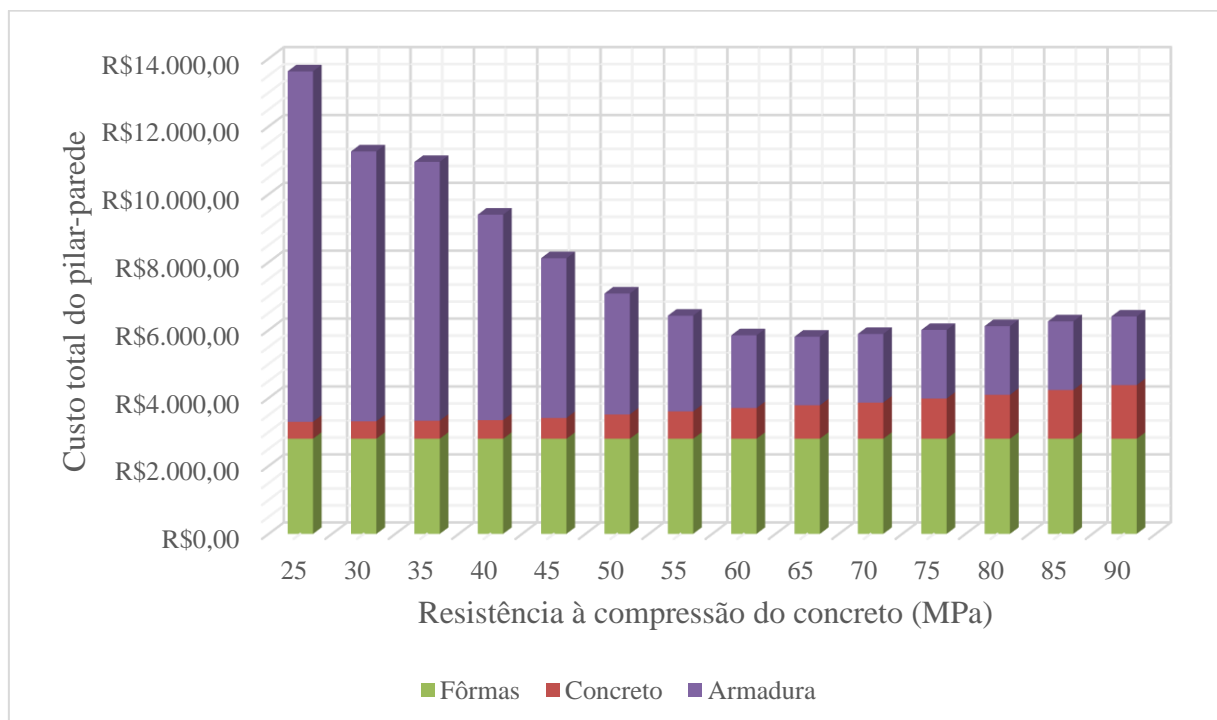
Para o Modelo 3, os custos totais estão apresentados na Tabela 4.31 e o respectivo gráfico se encontra na Figura 4.24. Observa-se que, para o Modelo 3, o melhor custo ocorre para o concreto de 65 MPa.

Tabela 4.31 – Custos totais de execução – Modelo 3

f_{ck} do concreto	Custos			
	Concreto	Fôrmas	Armadura	Total
25 MPa	R\$499,10	R\$2.800,13	R\$10.325,10	R\$13.624,33
30 MPa	R\$514,26	R\$2.800,13	R\$7.950,76	R\$11.265,15
35 MPa	R\$530,93	R\$2.800,13	R\$7.623,13	R\$10.954,19
40 MPa	R\$549,13	R\$2.800,13	R\$6.051,56	R\$9.400,82
45 MPa	R\$611,28	R\$2.800,13	R\$4.705,09	R\$8.116,50
50 MPa	R\$715,86	R\$2.800,13	R\$3.560,41	R\$7.076,40
55 MPa	R\$804,92	R\$2.800,13	R\$2.818,39	R\$6.423,44
60 MPa	R\$905,33	R\$2.800,13	R\$2.141,24	R\$5.846,70
65 MPa	R\$984,92	R\$2.800,13	R\$2.020,61	R\$5.805,66
70 MPa	R\$1.065,92	R\$2.800,13	R\$2.020,61	R\$5.886,66
75 MPa	R\$1.182,92	R\$2.800,13	R\$2.020,61	R\$6.003,66
80 MPa	R\$1.293,40	R\$2.800,13	R\$2.020,61	R\$6.114,14
85 MPa	R\$1.434,92	R\$2.800,13	R\$2.020,61	R\$6.255,66
90 MPa	R\$1.578,92	R\$2.800,13	R\$2.020,61	R\$6.399,66

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.24 – Custo total do pilar-parede – Modelo 3



Fonte: Autor (2018)

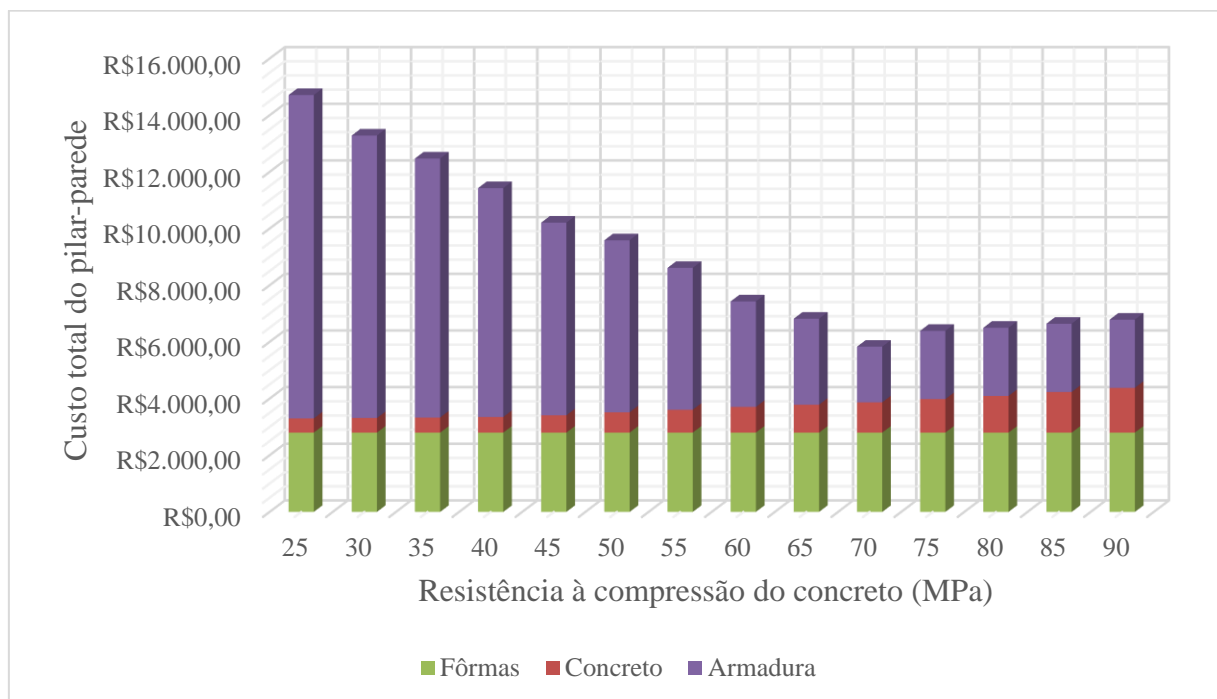
Para o Modelo 4, os custos totais estão apresentados na Tabela 4.32 e o respectivo gráfico se encontra na Figura 4.25. Observa-se que para este modelo, o melhor custo ocorre para o concreto de 70 MPa.

Tabela 4.32 – Custos totais de execução – Modelo 4

f_{ck} do concreto	Custos			
	Concreto	Fôrmas	Armadura	Total
25 MPa	R\$499,10	R\$2.800,13	R\$11.415,44	R\$14.714,67
30 MPa	R\$514,26	R\$2.800,13	R\$9.970,34	R\$13.284,73
35 MPa	R\$530,93	R\$2.800,13	R\$9.141,45	R\$12.472,51
40 MPa	R\$549,13	R\$2.800,13	R\$8.080,21	R\$11.429,47
45 MPa	R\$611,28	R\$2.800,13	R\$6.799,57	R\$10.210,98
50 MPa	R\$715,86	R\$2.800,13	R\$6.070,07	R\$9.586,06
55 MPa	R\$804,92	R\$2.800,13	R\$5.007,41	R\$8.612,46
60 MPa	R\$905,33	R\$2.800,13	R\$3.724,20	R\$7.429,66
65 MPa	R\$984,92	R\$2.800,13	R\$3.034,30	R\$6.819,35
70 MPa	R\$1.065,92	R\$2.800,13	R\$1.965,91	R\$5.831,96
75 MPa	R\$1.182,92	R\$2.800,13	R\$2.406,69	R\$6.389,74
80 MPa	R\$1.293,40	R\$2.800,13	R\$2.406,69	R\$6.500,22
85 MPa	R\$1.434,92	R\$2.800,13	R\$2.406,69	R\$6.641,74
90 MPa	R\$1.578,92	R\$2.800,13	R\$2.406,69	R\$6.785,74

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.25 – Custo total do pilar-parede – Modelo 4



Fonte: Autor (2018)

A partir dessa análise de quantitativos e custos, observa-se que conforme aumentam os esforços atuantes sobre os pilares-parede, maiores as vantagens em se utilizar concretos de maiores resistências. Para o modelo inicial (Modelo 1), que pode ser comparado a um pilar-parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício de aproximadamente 20 pavimentos, o melhor custo ocorre com resistência de 40 MPa, enquanto que para um mesmo edifício, porém aproximadamente 25 pavimentos (Modelo 2), o melhor custo ocorre com a resistência à compressão do concreto de 45 MPa. Portanto, observa-se que para edifícios da ordem de 30 pavimentos em diante (como nos Modelos 3 e 4), os melhores custos começam a ocorrer ao se utilizar concretos de alta resistência.

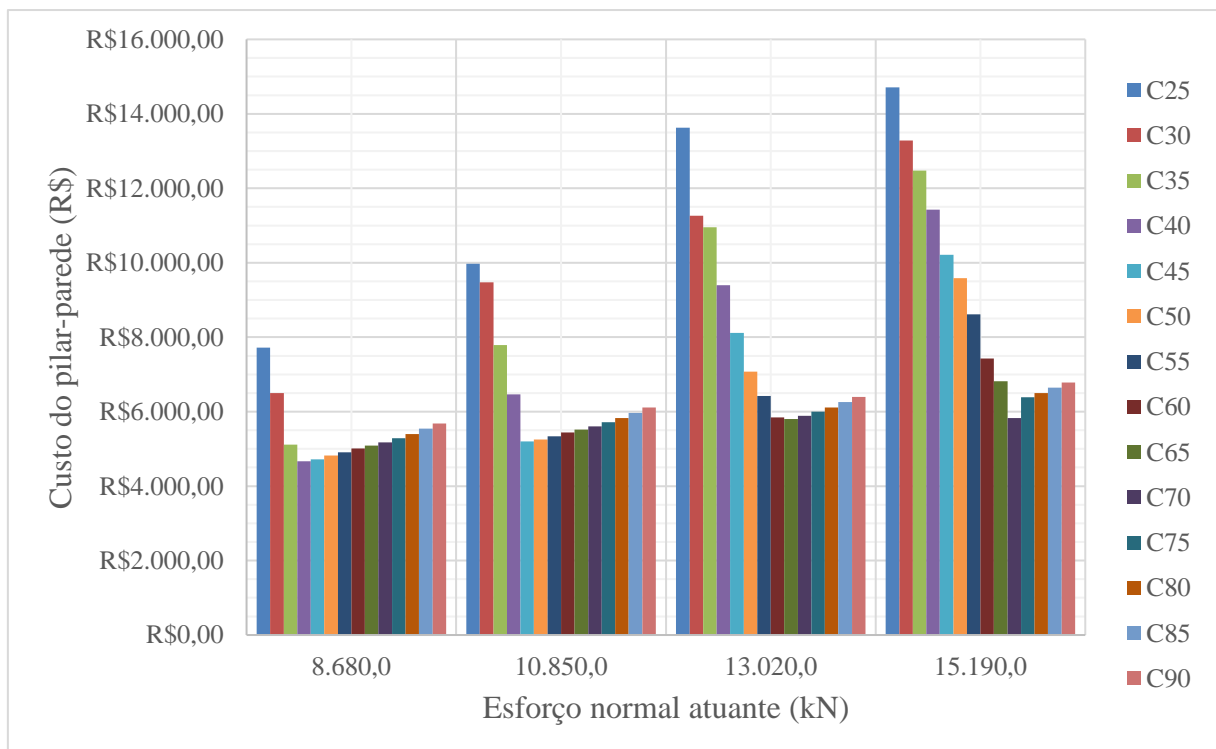
Foi realizada uma comparação entre os melhores custos para cada modelo, conforme pode ser observado na Tabela 4.33 e no gráfico da Figura 4.26.

Tabela 4.33 – Melhor custo para cada modelo

Modelo	f_{ck} do concreto	Nd (kN)	Valor total
1	40 MPa	8680	R\$4.665,90
2	45 MPa	10850	R\$5.201,77
3	65 MPa	13020	R\$5.805,66
4	70 MPa	15190	R\$5.831,96

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.26 – Variação do custo total do pilar-parede



Fonte: Autor (2018)

5 CONCLUSÃO

O estudo abordou uma análise no dimensionamento de um modelo de pilar-parede isolado, considerando os esforços de segunda ordem localizados atuantes no elemento, e observando a influência do aumento da resistência à compressão do concreto, para avaliar possíveis ganhos de desempenho ou de economia em relação aos concretos de resistências menores.

O modelo adotado foi dimensionado utilizando os métodos aproximados descritos na ABNT NBR 6118:2014. Foram calculados primeiramente os esforços e momentos atuantes proporcionalmente em cada faixa do elemento e em seguida foram obtidas as áreas de aço longitudinal e transversal.

Para o dimensionamento da armadura, foi utilizado concreto com resistência de 25MPa, e posteriormente aumentou-se a resistência a cada 5MPa, até chegar a 90MPa. Observou-se que para este modelo, a área de aço se manteve constante a partir de 40MPa, pois atingiu o percentual mínimo definido pela ABNT NBR 6118:2014.

A partir do modelo utilizado inicialmente, adotou-se mais três modelos de mesma configuração, aumentando apenas os esforços atuantes no elemento. Para o segundo modelo, a área de aço se manteve constante a partir de 50MPa, e para o terceiro e quarto, se mantiveram constantes a partir de 65 e 75MPa, respectivamente.

Para cada modelo utilizado, calculou-se a quantidade necessária de materiais para executar cada um dos elementos dimensionados. Como a dimensão dos modelos não se altera, a área de formas e o volume de concreto se mantêm constantes, variando-se apenas o quantitativo de armadura longitudinal e transversal.

O volume de concreto para cada modelo se mantém constante, porém a resistência à compressão varia, variando também o custo unitário do volume de concreto. Portanto, uma análise de custos foi realizada para se obter a melhor escolha de resistência para cada modelo, sendo que no primeiro modelo foi de 40MPa, no segundo 45MPa, no terceiro 65MPa e no último 70MPa.

A partir dos modelos analisados, foi possível observar que para os dois modelos iniciais, em que o elemento pode ser comparado a um pilar-parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício de aproximadamente 20 e 25 pavimentos, a solução mais econômica está nos concretos com resistências de 40 e 45 MPa, que pertencem à classe I de resistência (concretos convencionais), porém são resistências mais altas do que as que costumam ser mais utilizadas (25 a 35 MPa). Para os outros dois modelos, em que se pode comparar o elemento a um pilar-

parede pertencente ao pavimento térreo de um edifício de aproximadamente 30 e 35 pavimentos, a solução mais econômica está nos concretos de alta resistência, mais especificamente com resistências de 65 e 70 MPa.

Uma solução que pode ser interessante do ponto de vista arquitetônico, é a otimização do dimensionamento do pilar-parede a cada lance, ou seja, para cada pavimento pode ser utilizada uma classe de resistência diferente, para que o pilar-parede não sofra alteração nas suas dimensões e tenha uma boa relação custo-benefício desde o primeiro até o último pavimento do edifício.

Sabe-se que a utilização dos concretos de alta resistência traz outros benefícios devido à qualidade do material, aumentando também a durabilidade da estrutura. No caso de edifícios mais altos, o uso do concreto de alta resistência pode se tornar viável também pelo ponto de vista econômico. Esta vantagem em relação ao custo-benefício ao se utilizar concretos de alta resistência não seria possível antes da última revisão da ABNT NBR 6118:2014, já que a revisão anterior não contemplava a classe II de resistência para o dimensionamento de elementos de concreto armado.

Pode-se dizer que a utilização dos concretos de alta resistência no dimensionamento de pilares-parede se torna viável também nos casos em que os esforços são elevados o suficiente para tornar impossível seu dimensionamento utilizando concretos convencionais, devido à taxa de armadura ser muito elevada e ultrapassar o limite estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, e essa alteração na resistência do material vem como uma alternativa para que não seja necessário o aumento da seção transversal do elemento estrutural.

REFERÊNCIAS

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

_____. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **ABNT NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **ABNT NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

AGUIAR, E. A. B.; PINHEIRO, L. M. **Pilares de Concreto de Alto Desempenho: Particularidades sobre o Projeto**. Cadernos de Engenharia de Estruturas: São Carlos, 2008.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado. Vol.2**. 2ª ed. Ed. Dunas. Rio Grande, 2003.

_____. **Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.9, p.29-37. Novembro, 2006.

_____. **Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.10, p.1-10. Julho, 2007.

BASTOS, P. S. S. **Pilares de concreto armado**. Notas de Aula. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2017.

BOTELHO, M.H.C.; MARCHETTI, O.; **Concreto Armado eu te amo**. Vol 1. 8ª ed. Editora Blucher: São Paulo, 2015.

EUROCÓDIGO 2. **Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. EN 1992-1-1:2010.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais e estados limites últimos: Teoria e Aplicações**. Rio de Janeiro: Ed. Guanabara Dois S.A., 1981.

HAUKSDÓTTIR, B. **Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall**. M.Sc Thesis – DTU Denmark Technical University, Dinamarca, 2007.

HELENE, P. et. at. **Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho**. IBRACON: Concreto: Ciência e Tecnologia, São Paulo, 2011.

JACOMASSI, L. M. C. **Avaliação do Comportamento de Pilares de Concreto Armado de Alta Resistência: Simulação Numérica Utilizando o Código de Cálculo CASTEM**. 2007. 85f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Escola de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 2007.

KIMURA, A. E. **Apostila do curso de Pós-graduação em Projeto de Estruturas de Concreto: Módulo EE05 – Pilares**. FESP – Faculdade de Engenharia de São Paulo, 2010.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete Mechanics and Design**. 6ª ed. Upper Saddle River: Pearson, 2012.

PEINADO, H. P. et al. **A utilização de concreto de alta resistência na produção de pilares: estudo de impacto econômico e ambiental**. Universidade Estadual de Maringá: Simpósio de pós-graduação em Engenharia Urbana, 2012.

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado, conforme NBR 6118/2014**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

RODRIGUES JÚNIOR, S. J. **Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado.** Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2005.

SÜSSEKIND, J.C. **Curso de concreto – Volume 2.** 4ª ed. Ed. Globo, Porto Alegre, 1984.

THOLKEN, D. **Efeito da rigidez de pilar-parede no comportamento sísmico de edifício de concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

VAQUINHAS, H. M. R. **Avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios com paredes de betão armado.** Dissertação (Mestrado em Construção Civil, Estruturas) – Instituto Politécnico de Setúbal, Portugal, 2014.

WIGHT, James K; MACGREGOR, James G. **Reinforced concrete: mechanics and design.** 5th ed. Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall, 2009.