

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

**GUILHERME MACÊDO FREGONEZI**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS CONCRETOS DE ALTA  
RESISTÊNCIA EM PILARES NO DIMENSIONAMENTO DE  
EDIFÍCIOS**

MARINGÁ  
2017

**GUILHERME MACÊDO FREGONEZI**

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS CONCRETOS DE ALTA  
RESISTÊNCIA EM PILARES NO DIMENSIONAMENTO DE  
EDIFÍCIOS**

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

Co-orientador: Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow

MARINGÁ  
2017

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

F859e Fregonezi, Guilherme Macêdo  
Estudo da influência dos concretos de alta resistência em pilares no dimensionamento de edifícios / Guilherme Macêdo Fregonezi. -- Maringá, 2017.  
135 f. : figs., tabs.  
  
Orientador: Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei.  
Coorientador: Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.  
  
1. Otimização estrutural. 2. Pilares. 3. Concreto de alta resistência. I. Vanderlei, Romel Dias, orient. II. Wutzow, Wilson Wesley, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 693.5


GVS-003790

GUILHERME MACÊDO FREGONEZI

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS CONCRETOS DE ALTA  
RESISTÊNCIA EM PILARES NO DIMENSIONAMENTO  
DE EDIFÍCIOS.

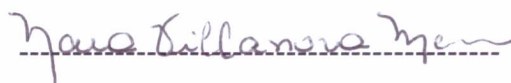
Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 23 de agosto de 2017.



Prof. Dr. Vladimir Guilherme Haach

**Membro EESC/USP**



Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Nara Villanova Menon

**Membro UEM**

-----  
Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow

**Coorientador UEM**



Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

**Orientador UEM**

Dedico este trabalho a todos que, de alguma forma, me incentivaram e me apoiaram durante seu desenvolvimento, em especial aos meus pais, irmãos e demais familiares e amigos.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao concluir mais essa importantíssima etapa em minha vida, agradeço primeiramente a Deus pelas bênçãos concedidas, pela sabedoria com que me guia e por sempre renovar minha sabedoria, determinação e fé.

Aos meus pais Maurício e Eliane, ao meu irmão Gustavo, à minha cunhada Juliana e também à minha linda e maravilhosa sobrinha Isabela, às minhas queridas avós Helena e Thereza, à minha tia Maria Inês e aos demais familiares que tanto amo, pela união, apoio incondicional e amor. Agradeço imensamente ao meu irmão Giovan, por me apoiar tanto e desde o início nesse desafio.

Ao meu orientador Romel Dias Vanderlei por todo apoio, dedicação e atenção com que conduziu a orientação, assim como pelos brilhantes ensinamentos nas disciplinas da graduação e do mestrado.

Ao meu co-orientador Wilson Wesley Wutzow por todo o auxílio concedido com a modelagem da estrutura no programa CAD/TQS, do qual possui profundo conhecimento, além das dicas e conselhos de extrema importância durante o desenvolvimento da dissertação.

Ao engenheiro civil Rinaldo Ramirez pela concessão do projeto estrutural utilizado como modelo para os estudos e análises.

Aos amigos de infância, do oeste paulista, por sempre estarem comigo. A todos os amigos que fiz em Maringá-PR durante o período de graduação e mestrado, pelos quais tenho enorme carinho e gratidão. Aos amigos e colegas de trabalho de Diamante do Norte-PR, pela receptividade e cordialidade comigo desde o princípio.

Aos funcionários e professores do departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá que sempre se prontificaram a ajudar e sanar quaisquer dúvidas e problemas. Em especial à secretária do PCV, Marli Siqueira, por todo o suporte e auxílio durante o período de mestrado, e também ao professor Carlos Humberto Martins pelos conhecimentos transmitidos durante as disciplinas da graduação e mestrado, além do período de iniciação científica, e principalmente por ter me apoiado a ingressar no mestrado.

Há uma força motriz mais poderosa que o vapor, a  
eletricidade e a energia atômica: a vontade.

Albert Einstein

## RESUMO

Seguindo a constante evolução da tecnologia e dos métodos construtivos, os elementos estruturais buscam incessantemente por otimizações, visando maiores resistências com menores dimensões, aproveitando ao máximo os materiais empregados. O concreto de alta resistência vem sendo difundido e estudado ao longo dos anos no mundo todo, inclusive no Brasil. O reflexo disso é a atualização da norma que trata do assunto no país, a ABNT NBR 6118, que foi atualizada no ano de 2014 com os conceitos e cálculos diferenciados para os concretos de resistência do grupo II (resistências características à compressão de  $f_{ck,28 \text{ dias}}$  55 MPa até 90 MPa). Desta forma, o intuito do presente trabalho foi analisar a influência do uso de concreto de alta resistência em pilares no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos, utilizando a ferramenta computacional CAD/TQS versão 18. Foram feitas análises de deformabilidade horizontal, parâmetros de estabilidade, seções otimizadas, além de quantitativos e custos dos principais materiais empregados (concreto, aço e fôrmas). Os resultados obtidos foram satisfatórios, visto que, com o uso do concreto de alta resistência, foi possível reduzir em 32% a área total dos pilares, bem como reduzir os custos totais do edifício, conferindo maior durabilidade sem maiores custos e, principalmente, sem prejuízo à segurança estrutural, pois as variações dos parâmetros de estabilidade global foram da ordem de 2% para o parâmetro  $\gamma_z$  e de 5% para o coeficiente  $\alpha$ .

**Palavras-chave:** Otimização estrutural. Pilares. Concreto de alta resistência.



## ABSTRACT

Following the constant evolution in the technology and in building methods, structural elements always search for optimization, aiming at greater resistances in smaller dimensions, taking most advantage of the employed materials. High-strength concrete has enjoyed widespread usage and research around the world in recent years, as well as in Brazil. A result of that is the 2014 update of the Brazilian regulation on this topic, ABNT NBR 6118, which included different concepts and calculations for concrete resistances within group II (characteristic compressive strength of  $f_{ck,28 \text{ dias}}$  55 MPa to 90 MPa). Considering that, the aim of this paper was to analyze the influence of using high-strength concrete in columns during the dimensioning of a multi-story building, making use of CAD/TQS version 18 computational tool. We analyzed horizontal deformation, stability parameters, optimal sections, as well as quantity take-off and cost estimation for the main materials to be employed (concrete, steel, formworks). The results were satisfactory, since the use of high-strength concrete made a possible reduction of 32% in total column area, as well as a reduction in total construction cost, granting more durability without more expenses and, mainly, without lowering structural safety, as variations in global stability were 2% for parameter  $\gamma_z$  and 5% for  $\alpha$  coefficient.

**Keywords:** Structural optimization. Columns. High-strength concrete.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Fator topográfico $S_1(z)$	23
Figura 3.2	Coefficientes de arrasto para edificações	27
Figura 3.3	Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários	29
Figura 3.4	Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade	30
Figura 3.5	Momentos fletores nos pilares de extremidade provenientes da ligação com a viga não contínua sobre o pilar	30
Figura 3.6	Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto	31
Figura 3.7	Comprimentos de flambagem	32
Figura 3.8	Situações de pilares contraventados de edifícios: a) Situação real; b) Situação simplificada	32
Figura 3.9	Distâncias $l_0$ e $l$	33
Figura 3.10	Excentricidades iniciais no topo e na base do pilar	35
Figura 3.11	Casos de excentricidades iniciais	36
Figura 3.12	Imperfeições geométricas globais	37
Figura 3.13	Elementos de travamento (tracionado ou comprimido)	38
Figura 3.14	Verificação de um lance do pilar: a) Falta de retilineidade do pilar; b) Desaprumo do pilar	38
Figura 3.15	Casos de excentricidade de segunda ordem	40
Figura 3.16	Pilares contraventados	41
Figura 3.17	Diagramas $\sigma \times \epsilon$ de alguns materiais	42
Figura 3.18	Comportamento não-linear do concreto armado	43
Figura 3.19	Diagrama tensão-deformação específica do concreto armado	44
Figura 3.20	Relação momento-curvatura	45
Figura 3.21	Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal	47
Figura 3.22	Reações antes e depois da deformação	47
Figura 3.23	Efeitos de segunda ordem	49
Figura 3.24	Efeitos de segunda ordem significativos e desprezíveis	49
Figura 3.25	Simplificação de edifício em coluna engastada	51
Figura 3.26	Linha elástica do pilar	52
Figura 3.27	Produto de rigidez equivalente para uma estrutura qualquer	52
Figura 3.28	Acréscimos sucessivos para obtenção de $M_2$	56

Figura 3.29	Iterações do processo P-Delta	60
Figura 3.30	a) Situação indeslocada; b) Situação deslocada; c) Análise das forças atuantes	61
Figura 3.31	Pilar sujeito à compressão excêntrica	66
Figura 3.32	Configurações fletidas: a) Equilíbrio estável; b) Equilíbrio instável	66
Figura 3.33	Deformada estável	67
Figura 3.34	Elástica do pilar-padrão	68
Figura 3.35	Envoltória mínima de primeira ordem	72
Figura 3.36	Envoltória mínima com segunda ordem	72
Figura 3.37	Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland	76
Figura 3.38	Atuação da sílica ativa na zona de interface entre a pasta e o agregado: a) e b) Concreto sem sílica ativa, antes e depois da hidratação; c) e d) Concreto com sílica ativa antes e depois da hidratação	77
Figura 3.39	Diagrama tensão-deformação idealizado	83
Figura 3.40	Diagrama retangular	84
Figura 3.41	Diagrama tensão-deformação bilinear de tração	85
Figura 3.42	Diagramas tensão-deformação para diferentes classes de resistência	86
Figura 3.43	Deformações longitudinais e transversais	86
Figura 4.1	Planta baixa do edifício	92
Figura 4.2	Corte esquemático do edifício	93
Figura 4.3	Modelo estrutural IV	94
Figura 4.4	Simulação aproximada do efeito construtivo	94
Figura 4.5	Classe de agressividade	95
Figura 4.6	Configurações de vento no programa CAD/TQS	97
Figura 4.7	Cargas nas lajes	98
Figura 4.8	Cargas nas vigas	99
Figura 4.9	Planta baixa com designação das lajes	100
Figura 4.10	Características das lajes nervuradas	100
Figura 4.11	Vista 3D do edifício	101
Figura 4.12	Mensagem de erro de dimensionamento	102

Figura 4.13	Envoltória de momentos resistentes	102
Figura 4.14	Envoltória de momentos resistentes e momentos mínimos	103
Figura 5.1	Solicitações no pilar	106
Figura 5.2	Análise dos efeitos locais de segunda ordem	107
Figura 5.3	Detalhamento do pilar	107
Figura 5.4	Varição das alturas das seções transversais dos pilares	109
Figura 5.5	Varição da área total dos pilares	110
Figura 5.6	Varição dos deslocamentos horizontais	112
Figura 5.7	Varição do $\gamma_z$	114
Figura 5.8	Varição do $\alpha$	114
Figura 5.9	Consumo de concreto	115
Figura 5.10	Consumo de aço	116
Figura 5.11	Consumo de fôrmas	117
Figura 5.12	Varição dos custos de concreto	119
Figura 5.13	Varição dos custos de aço	122
Figura 5.14	Varição dos custos de fôrmas	124
Figura 5.15	Varição dos custos totais	125

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios residenciais	21
Tabela 3.2	Valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios comerciais	21
Tabela 3.3	Redução das cargas acidentais	22
Tabela 3.4	Fator $S_2$	25
Tabela 3.5	Valores mínimos do fator estatístico $S_3$	26
Tabela 3.6	Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$	28
Tabela 3.7	Parâmetros $\psi$ e $\alpha_{lim}$	53
Tabela 3.8	Classificação em grupos das classes de resistência de concretos estruturais	73
Tabela 3.9	Tipos de cimento produzidos no Brasil	75
Tabela 3.10	Influência dos tipos de cimento nas argamassas e concretos	75
Tabela 4.1	Módulos de elasticidade	96
Tabela 4.2	Altura dos pavimentos	99
Tabela 4.3	Dimensões dos pilares	104
Tabela 5.1	Alturas mínimas das seções transversais dos pilares	108
Tabela 5.2	Área total dos pilares	110
Tabela 5.3	Deslocamentos horizontais	111
Tabela 5.4	Parâmetros de estabilidade global	113
Tabela 5.5	Custos unitários de concreto	118
Tabela 5.6	Consumo de concreto por elemento estrutural	118
Tabela 5.7	Custos de concreto	119
Tabela 5.8	Custos unitários de aço	120
Tabela 5.9	Consumo de aço por diâmetro	121
Tabela 5.10	Custos de aço	121
Tabela 5.11	Consumo de fôrmas	123
Tabela 5.12	Custos de fôrmas	123
Tabela 5.13	Custos totais	125

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>16</b>
1.1 JUSTIFICATIVA	18
<b>2 OBJETIVOS</b>	<b>19</b>
2.1 OBJETIVO GERAL	19
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
<b>3 REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>20</b>
3.1 DEFINIÇÕES BÁSICAS	20
<b>3.1.1 Ações</b>	<b>20</b>
3.1.1.1 Ações verticais	20
3.1.1.1.1 <i>Carga permanente</i>	20
3.1.1.1.2 <i>Carga acidental</i>	20
3.1.1.2 Ação do vento nas edificações	22
3.1.1.2.1 <i>Velocidade do vento</i>	22
3.1.1.2.2 <i>Fator <math>S_1</math></i>	23
3.1.1.2.3 <i>Fator <math>S_2</math></i>	24
3.1.1.2.4 <i>Fator <math>S_3</math></i>	25
3.1.1.2.5 <i>Força de arrasto e coeficiente de arrasto</i>	26
<b>3.1.2 Resistência de cálculo</b>	<b>27</b>
<b>3.1.3 Pilares de concreto armado</b>	<b>28</b>
<b>3.1.4 Índice de esbeltez</b>	<b>31</b>
<b>3.1.5 Excentricidades</b>	<b>35</b>
3.1.5.1 Excentricidade inicial	35
3.1.5.2 Excentricidade acidental	36
3.1.5.3 Excentricidade devido à fluência	39
3.1.5.4 Excentricidade de segunda ordem	39
<b>3.1.6 Contraventamento</b>	<b>40</b>
3.2 ESTABILIDADE GLOBAL	41

<b>3.2.1 Não-linearidades</b>	<b>43</b>
3.2.1.1 Não-linearidade física	43
3.2.1.2 Não-linearidade geométrica	46
<b>3.2.2 Efeitos de segunda ordem</b>	<b>48</b>
<b>3.2.3 Parâmetros de estabilidade</b>	<b>50</b>
3.2.3.1 Parâmetro $\alpha$	50
3.2.3.2 Coeficiente $\gamma_z$	55
<b>3.2.4 Processo P-Delta</b>	<b>59</b>
<b>3.2.5 Relação flecha/altura</b>	<b>61</b>
<b>3.2.6 Fatores que influenciam a estabilidade global</b>	<b>62</b>
3.2.6.1 Carregamento	63
3.2.6.2 Rigidez	64
<b>3.2.7 Efeitos locais de segunda ordem</b>	<b>65</b>
3.2.7.1 Método geral	65
3.2.7.2 Pilar-padrão	67
3.2.7.3 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada	69
3.2.7.4 Método do pilar-padrão com rigidez $\kappa$ aproximada	70
3.2.7.5 Momento mínimo e envoltórias de primeira e segunda ordem	71
<b>3.3 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA</b>	<b>73</b>
<b>3.3.1 Considerações iniciais</b>	<b>73</b>
<b>3.3.2 Materiais constituintes</b>	<b>74</b>
3.3.2.1 Cimento	74
3.3.2.2 Adições minerais	76
3.3.2.3 Adições químicas	78
3.3.2.4 Água de amassamento	78
3.3.2.5 Agregados	79
3.3.2.6 Procedimentos de dosagem e mistura	80
<b>3.3.3 Propriedades mecânicas</b>	<b>80</b>
3.3.3.1 Módulo de elasticidade	81
3.3.3.2 Diagrama tensão-deformação ( $\sigma \times \epsilon$ )	82
3.3.3.3 Coeficiente de Poisson	86
<b>3.4 ESTUDOS ANTERIORES – ANÁLISES DE ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS / CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA</b>	<b>87</b>

3.4.1 Wordell (2003): Avaliação da instabilidade global de edifícios altos	87
3.4.2 Moncayo (2011): Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado	88
3.4.3 Torrico (2010): Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade	88
3.4.4 Noriega (2011): Comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência sob flexão composta reta e oblíqua	89
<b>4 METODOLOGIA</b>	<b>91</b>
4.1 MODELAGEM ESTRUTURAL	91
<b>4.1.1 Características do modelo</b>	<b>93</b>
<b>4.1.2 Ações</b>	<b>96</b>
4.1.2.1 Vento	96
4.1.2.2 Ações nas lajes	97
4.1.2.3 Ações nas vigas	98
4.2 DIMENSIONAMENTO PRÉVIO	99
4.3 OTIMIZAÇÃO DAS SEÇÕES DOS PILARES	101
4.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	105
<b>5 RESULTADOS</b>	<b>106</b>
5.1 SEÇÕES OTIMIZADAS	108
5.2 DEFORMABILIDADE HORIZONTAL	111
5.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL	112
5.4 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS	115
<b>5.4.1 Concreto</b>	<b>115</b>
<b>5.4.2 Aço</b>	<b>116</b>
<b>5.4.3 Fôrmas</b>	<b>116</b>
5.5 CUSTOS	117
<b>5.5.1 Concreto</b>	<b>117</b>



<b>5.5.2 Aço</b>	<b>120</b>
<b>5.5.3 Fôrmas</b>	<b>122</b>
<b>5.5.4 Custos totais</b>	<b>124</b>
<b>6 CONCLUSÃO</b>	<b>127</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>129</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento tecnológico e a alta competitividade do mercado atual impõem que os processos estejam em constante evolução. No setor da construção civil, esse fato reflete sobre os materiais e métodos empregados, afetando diretamente um dos mais abrangentes dele: o concreto. O concreto é um dos materiais mais empregados neste setor por apresentar características como: facilidade na preparação e no uso, resistência às intempéries, ao fogo, aos esforços solicitantes, baixo custo-benefício. No entanto, seu comportamento é muito complexo por se tratar de um material heterogêneo. Segundo Mehta e Monteiro (2008), macroscopicamente o concreto pode ser considerado um material bifásico, composto de partículas de agregados com forma e tamanhos variados dispersas em uma massa de pasta de cimento hidratada. Entre outros fatores que dificultam a compreensão deste material, têm-se as diferenças entre resistências à compressão e à tração, a não-linearidade física (considerada pelo diagrama tensão-deformação), a presença de microfissuras, retenção de água e retração, etc. (TORRICO, 2010).

A resposta do concreto às tensões aplicadas depende não somente do tipo de tensão, mas também de como a combinação de vários fatores afeta a porosidade dos diferentes componentes estruturais deste. Os fatores incluem propriedades e proporções dos materiais que formam o traço, o grau de compactação e as condições de cura. Do ponto de vista da resistência, a relação entre água/cimento e a porosidade são os fatores mais importantes, pois independente de outros fatores, afetam a porosidade da matriz da argamassa de cimento e da zona de transição na interface entre a matriz e o agregado graúdo (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A grande evolução das resistências dos concretos nos últimos tempos deve-se à quantidade de estudos e pesquisas do comportamento e das propriedades dos materiais constitutivos desta mistura. O uso dos concretos de altas resistências (CAR) aliado aos modelos matemáticos de cálculo cada vez mais próximos aos reais traz a possibilidade de se projetar edificações e obras de arte mais arrojadas, com menores seções transversais e respeitando os critérios de segurança e durabilidade (TORRICO, 2010). Dentre as vantagens do CAR, destacam-se a maior capacidade de carregamento, menores dimensões das peças, peso próprio reduzido, maior rigidez lateral e menor encurtamento axial (ACI 441, 1997). Mehta e Monteiro (1994) descrevem que as altas resistências do CAR são efeitos das reduções da porosidade, da heterogeneidade e da microfissuração na pasta e na zona de transição, apresentando comportamento diferente do concreto convencional.

O CEB-FIP Model Code 1990 (*Comité Euro-International Du Béton*) define o concreto de alta resistência como um concreto com resistência à compressão superior a 50 MPa. Entretanto, o ACI 363R-92 (*American Concrete Institute*) reconheceu que o concreto de alta resistência varia numa base geográfica, pois, em regiões que o concreto com resistência de 9.000 psi (62 MPa) já está sendo produzido comercialmente, concretos considerados de alta resistência estão na faixa de 12.000 a 15.000 psi (83 – 103 MPa). Todavia, em regiões onde o limite do concreto produzido comercialmente é de 5.000 psi (34 MPa), concretos com 9.000 psi (62 MPa) são considerados de alta resistência.

No Brasil, a ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e a ABNT NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, classificam as estruturas de concreto em dois grupos de resistência característica à compressão aos 28 dias: Grupo I ( $20 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ dias}} \leq 50 \text{ MPa}$ ) e Grupo II ( $55 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ dias}} \leq 90 \text{ MPa}$ ). Somente a partir da última atualização que a norma brasileira sobre projeto de estruturas de concreto trouxe diferenças nos equacionamentos e considerações para os dois grupos de resistência. É importante destacar algumas delas, as quais serão explanadas ao longo deste estudo: nos cálculos de resistência à tração média; nas considerações dos parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico ( $\varepsilon_{c2}$ ) e de deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura ( $\varepsilon_{cu}$ ) nas análises de estado-limite último (ELU) empregando o diagrama tensão-deformação idealizado; nos cálculos de módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) e, conseqüentemente, de módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ); no valor do coeficiente de fluência  $\varphi(t_\infty, t_0)$ , entre outras.

De acordo com Vanderlei (1999), o CAR pode ser obtido com o uso de cimento Portland comum, desde que sejam tomadas medidas adequadas no controle tecnológico, nas baixas relações água/cimento, além do uso de adições, tais como: escória de alto forno, sílica ativa ou cinzas volantes. Devido às baixas relações água/cimento, é de fundamental importância o uso de aditivos superplastificantes para fornecer trabalhabilidade ao concreto. Segundo Caldarone (2009), a produção do CAR não exige materiais exóticos ou processos especiais de fabricação, mas quando comparado com o concreto convencional, as variações nas características e na qualidade dos materiais constituintes da mistura geram diferenças significativas no produto final. Todos os materiais devem ser otimizados na mistura com o intuito de se obter uma resistência máxima (PRADO, 2001). Em decorrência de suas características e de acordo com a literatura sobre o assunto, o CAR torna-se mais frágil devido à potencialização de suas características. A ductilidade desejada pode ser alcançada reduzindo o espaçamento máximo

entre os estribos em 50%, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135° (ABNT NBR 6118:2014) fornecendo ao concreto um confinamento lateral passivo (TORRICO, 2010). Diversos pesquisadores declaram que a taxa de armadura transversal está diretamente relacionada com a tensão lateral de confinamento. Muitos estudos experimentais buscaram encontrar taxas de armadura transversais (armaduras de confinamento do concreto) para diferentes configurações de pilares feitos de CAR, como os de Agostini (1992), Paiva (1994), Lima (1997), Saatcioglu e Razvi (1998) e Queiroga, Giongo e Takeya (1999).

Quanto mais alto e esbelto o edifício, maiores são as solicitações presentes neste, principalmente decorrentes das ações horizontais. Nestes casos, a análise da estabilidade global e a avaliação dos efeitos de segunda ordem passam a assumir fundamental importância no projeto estrutural. Em linhas gerais, todas as estruturas são deslocáveis. Em estruturas mais rígidas, os deslocamentos decorrentes das ações horizontais são ínfimos, no entanto, em estruturas menos rígidas, tais deslocamentos são tão relevantes que se não forem corretamente considerados podem levar a estrutura ao colapso.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Os processos de racionalização aliados à industrialização da construção civil trouxeram profundas alterações na forma de construir edificações no Brasil e no mundo. Em virtude disso, os cálculos estruturais vêm evoluindo há anos, juntamente com a qualidade dos materiais e dos processos envolvidos nesta área. Atualmente, o mercado demanda que as estruturas se tornem mais resistentes, seguras e com grande poder de flexibilização para atender às necessidades existentes. O concreto de alta resistência (CAR) é um material que permite que isso se torne realidade devido às suas características de durabilidade, resistência e segurança. Este material vem sendo difundido e estudado ao longo dos anos no mundo todo, inclusive no Brasil. O reflexo disso é a atualização da norma que trata do assunto no Brasil, a ABNT NBR 6118, que foi atualizada no ano de 2014 com os conceitos e cálculos diferenciados para os concretos de resistência do grupo II (resistências características à compressão de  $f_{ck,28 \text{ dias}}$  55 MPa até 90 MPa), sendo que, em sua última versão no ano de 2007, os procedimentos eram voltados apenas aos concretos convencionais com  $f_{ck,28 \text{ dias}}$  até 50 MPa. Devido aos avanços tecnológicos, a tendência é que os edifícios se tornem cada vez mais altos e com menores seções transversais, aumentando sua esbelteza e maximizando os efeitos globais de segunda ordem. O intuito deste

estudo é mostrar alternativas viáveis de uso de CAR em pilares após análise minuciosa dos parâmetros de estabilidade global.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste estudo é analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) dos pilares na deformabilidade, estabilidade global e consumo de materiais (concreto, aço, fôrmas de madeira) de um edifício de múltiplos pavimentos através de ferramenta computacional.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Em decorrência do objetivo geral deste estudo, definiram-se os seguintes objetivos específicos:

- Compreender as características, diferenças e particularidades do CAR com relação ao concreto armado convencional;
- Verificar a influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) dos pilares e da redução das seções transversais destes na deslocabilidade horizontal da estrutura;
- Verificar a influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) dos pilares e da redução das seções transversais destes nos parâmetros de estabilidade global  $\alpha$  e  $\gamma_z$  da estrutura;
- Otimizar as seções transversais dos pilares de modo que os parâmetros relacionados à estabilidade e resistência sejam atendidos, visando à segurança do edifício e o melhor aproveitamento dos materiais – concreto, aço e madeira (fôrmas).
- Calcular coeficientes comparativos que envolvam a quantidade dos materiais utilizados e seus respectivos custos (inclusive mão de obra) para cada  $f_{ck}$  considerado.

### **3 REVISÃO DA LITERATURA**

#### **3.1 DEFINIÇÕES BÁSICAS**

##### **3.1.1 Ações**

###### **3.1.1.1 Ações verticais**

A ABNT NBR 6120:1980 classifica as ações verticais em duas categorias: carga permanente e carga acidental.

###### *3.1.1.1.1 Carga permanente*

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes (ABNT NBR 6120:1980). No caso de edifícios, as ações permanentes são constituídas pelos pesos próprios dos elementos estruturais – lajes, vigas, pilares, blocos ou sapatas de fundações, dos elementos de vedação, das paredes de alvenaria, entre outros elementos (GIONGO, 2007).

###### *3.1.1.1.2 Carga acidental*

Segundo a ABNT NBR 6120:1980, as cargas acidentais são aquelas que podem atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso, por exemplo: pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, entre outras, e são supostas uniformemente distribuídas, com os valores mínimos indicados nas tabelas abaixo, adaptadas da referida norma, reunindo apenas os carregamentos para edificações residenciais ou comerciais.

**Tabela 3.1 – Valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios residenciais**

<b>Cargas verticais acidentais em edifícios residenciais</b>	
<b>Local</b>	<b>Carga (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Dormitórios, salas, cozinhas e banheiros	1,5
Despensas, áreas de serviço e lavanderias	2,0
Forros sem acesso a pessoas	0,5
Escadas sem acesso ao público	2,5
Corredores sem acesso ao público	2,0
Garagens	3,0
Terraços sem acesso ao público	2,0

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6120 (1980)

**Tabela 3.2 – Valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios comerciais**

<b>Cargas verticais acidentais em edifícios residenciais</b>	
<b>Local</b>	<b>Carga (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Salas de uso geral e banheiros	2,0
Escadas com acesso ao público	3,0
Corredores com acesso ao público	3,0
Terraços com acesso ao público	3,0
Garagens	3,0
Restaurantes	3,0

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6120 (1980)

A norma ainda sugere que na avaliação das ações nos pilares e nas fundações de edifícios destinados a escritórios, residências e casas comerciais, as ações acidentais podem ser reduzidas conforme os valores indicados na Tabela 3.3. Para efeito de aplicação dos valores de redução indicados, o pavimento do edifício destinado a forro deve ser considerado como piso para efeito de contabilidade do número de pisos que atuam sobre o elemento. Jamais estas reduções podem ser feitas quando a edificação for destinada a depósitos.

**Tabela 3.3 – Redução das cargas acidentais**

<b>Número de pisos que atuam sobre o elemento</b>	<b>Redução percentual das cargas acidentais (%)</b>
1, 2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980)

### 3.1.1.2 Ação do vento nas edificações

Moncayo (2011) declara que a ação do vento em edificações depende de dois aspectos: meteorológicos e aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos relacionam-se com a velocidade do vento a ser considerada no projeto da estrutura de uma dada edificação, que é avaliada a partir de considerações sobre o local de construção da edificação, o tipo de terreno, a altura da edificação, a rugosidade do terreno e o tipo de ocupação.

Os aspectos aerodinâmicos relacionam-se com a análise do vento considerando a forma da edificação, pelo fato do vento ter comportamento variável em função desta. (GONÇALVES et al., 2007).

#### 3.1.1.2.1 Velocidade do vento

De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, a velocidade básica do vento ( $V_o$ ) é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, com probabilidade de que seja igualada ou excedida de 63% (período de recorrência médio de 50 anos), a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Além disso, como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal. Através da multiplicação da velocidade básica do vento e dos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , que serão abordados, é possível obter a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) incidente em uma edificação.

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.1)$$



### 3.1.1.2.2 Fator $S_1$

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno onde o edifício será construído. A ABNT NBR 6123:1988 considera, basicamente, as três situações:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;
- Para taludes e morros, o valor do fator  $S_1$  é obtido a partir do ângulo de inclinação  $\theta$ , como mostrado na Figura 3.1. No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes),  $S_1 = 1,0$ . Já no ponto B,  $S_1$  é uma função da altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado ( $z$ ) e da diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro ( $d$ ):

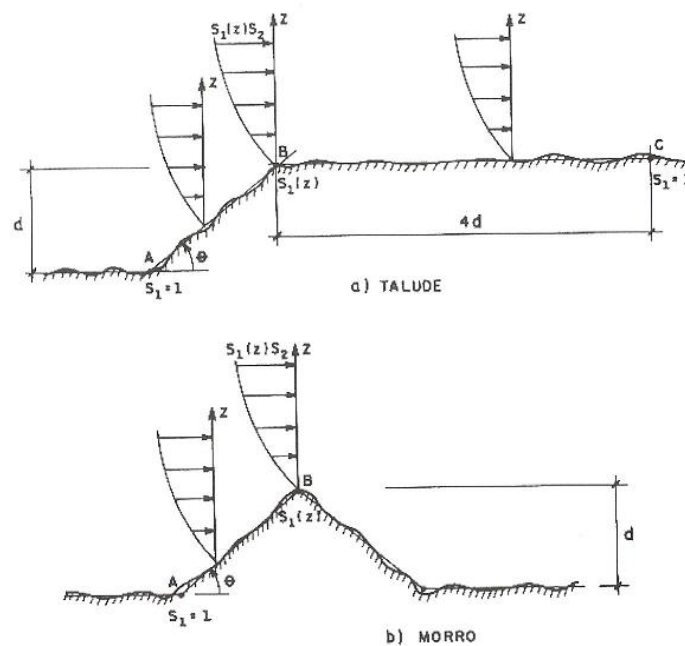
$$\theta \leq 3^\circ: \quad S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d) \cdot 0,31 \geq 1$$

- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$ .

**Figura 3.1 – Fator topográfico  $S_1(z)$**



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

### 3.1.1.2.3 Fator $S_2$

O fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação considerada. A rugosidade está diretamente associada à velocidade do vento quando há presença de obstáculos naturais ou artificiais.

A ABNT NBR 6123:1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias:

CATEGORIA I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;

CATEGORIA II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 metro;

CATEGORIA III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual 3,0 metros;

CATEGORIA IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 metros.

CATEGORIA V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros.

Com relação às dimensões da edificação, a norma define três classes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente.

CLASSE A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros;

CLASSE B: Toda edificação ou parte dela para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;

CLASSE C: Toda edificação ou parte dela para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Assim sendo, os valores de  $S_2$  para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações são mostrados na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4 – Fator  $S_2$**

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6123 (1988)

#### 3.1.1.2.4 Fator $S_3$

O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A ABNT NBR 6123:1988 aponta alguns valores mínimos para este fator em virtude do tipo de edificação, mostrados na Tabela 3.5:

**Tabela 3.5 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$** 

	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6123 (1988)

#### 3.1.1.2.5 Força de arrasto e coeficiente de arrasto

A consideração de vento em edificações altas recebe um tratamento, dentro de uma análise global, em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida através de um comportamento global da edificação, representada por um coeficiente, denominado coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) (GONÇALVES, 2007).

A ABNT NBR 6123:1988 denota que a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela é obtida pela soma vetorial das forças de vento atuantes, sendo que, a componente da força global na direção do vento é chamada de força de arrasto ( $F_a$ ), obtida pela Equação 3.2:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.2)$$

sendo que:

$A_e$ : é a área frontal efetiva – área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”);

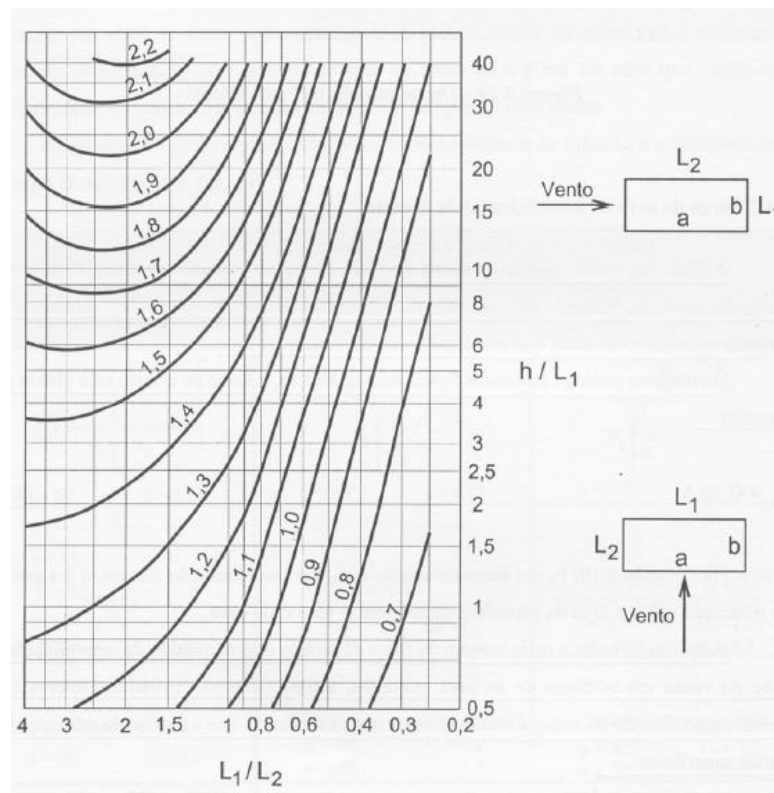
$q$ : é a pressão dinâmica do vento, determinada pela Equação 3.3:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.3)$$

sendo  $q$  em  $N/m^2$  e  $V_k$  em  $m/s$ .

Para vento coincidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, deve-se usar o ábaco da Figura 3.2 para obtenção dos coeficientes de arrasto.

**Figura 3.2 – Coeficientes de arrasto para edificações**



Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6123 (1988)

### 3.1.2 Resistência de cálculo

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a resistência de cálculo  $f_d$  é dada pela Equação 3.4:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3.4)$$

No caso específico da resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ), a expressão acima é válida apenas para verificações em idades iguais ou superiores a 28 dias.

O coeficiente de ponderação das resistências ( $\gamma_m$ ) é dado pela Equação 3.5:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (3.5)$$

Para análises em ELU, os valores deste coeficiente são mostrados na Tabela 3.6.

**Tabela 3.6– Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$**

Combinações	Concreto	Aço
	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Associações	1,2	1,15
Pórticos	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A norma ainda ressalta que, para execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (transporte, adensamento, etc.), o coeficiente  $\gamma_c$  deve ser multiplicado por 1,1. Já no caso de corpos de prova extraídos da própria estrutura, admite-se dividir o valor de  $\gamma_c$  por 1,1. Para o aço, admite-se o uso de CA-25 em obras de pequena importância (sem a realização do controle de qualidade) desde que o coeficiente  $\gamma_s$  seja multiplicado por 1,1.

Para análises em ELS, os limites estabelecidos não necessitam de minoração, desta maneira,  $\gamma_m = 1,0$ .

### 3.1.3 Pilares de concreto armado

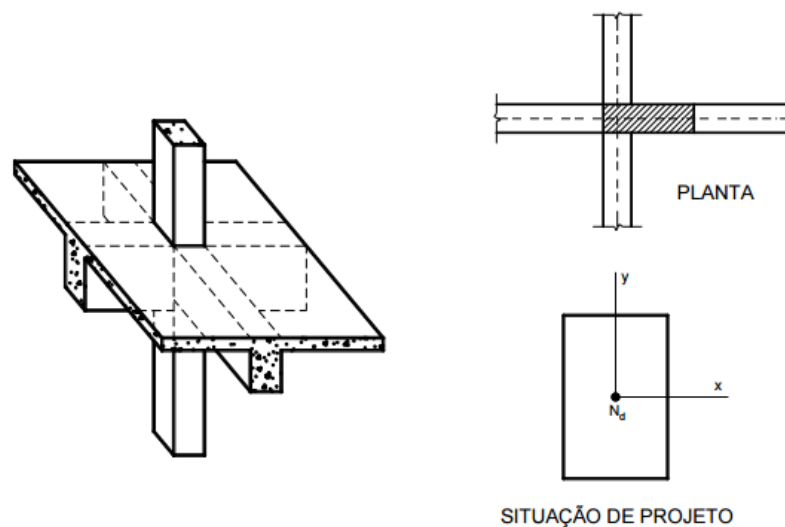
Os pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (ABNT NBR 6118:2014). São elementos estruturais de fundamental importância, que têm a função de receber as cargas atuantes sobre a estrutura e transmiti-las às fundações. Formam, juntamente com as vigas, os pórticos que resistem às ações verticais e horizontais, garantindo a estabilidade global da estrutura.

O dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem as forças normais ( $N_d$ ), os momentos fletores ( $M_{dx}$  e  $M_{dy}$ ) e, no caso de ações horizontais, as forças cortantes ( $V_{dx}$  e  $V_{dy}$ ) (BASTOS, 2015). Segundo Fusco (1981), em um projeto estrutural, os pilares podem ser classificados como: pilares intermediários,

pilares de extremidade e pilares de canto, desde que sejam pilares adequadamente contraventados. A cada um desses tipos básicos de pilares corresponde uma situação de projeto diversa.

Os pilares intermediários são considerados de compressão centrada em virtude das vigas e lajes serem contínuas sobre ele, não havendo excentricidade inicial de carga  $e$ , conseqüentemente, momentos fletores pequenos e desprezíveis (FUSCO, 1981; BASTOS, 2015).

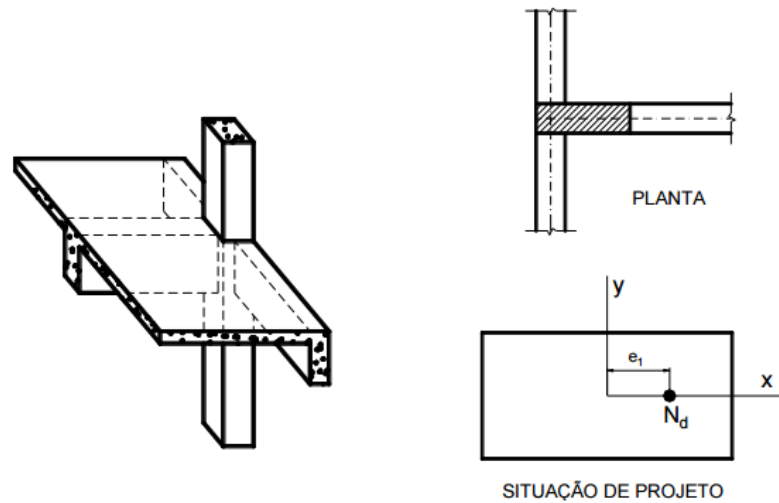
**Figura 3.3 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares intermediários**



Fonte: Bastos (2015)

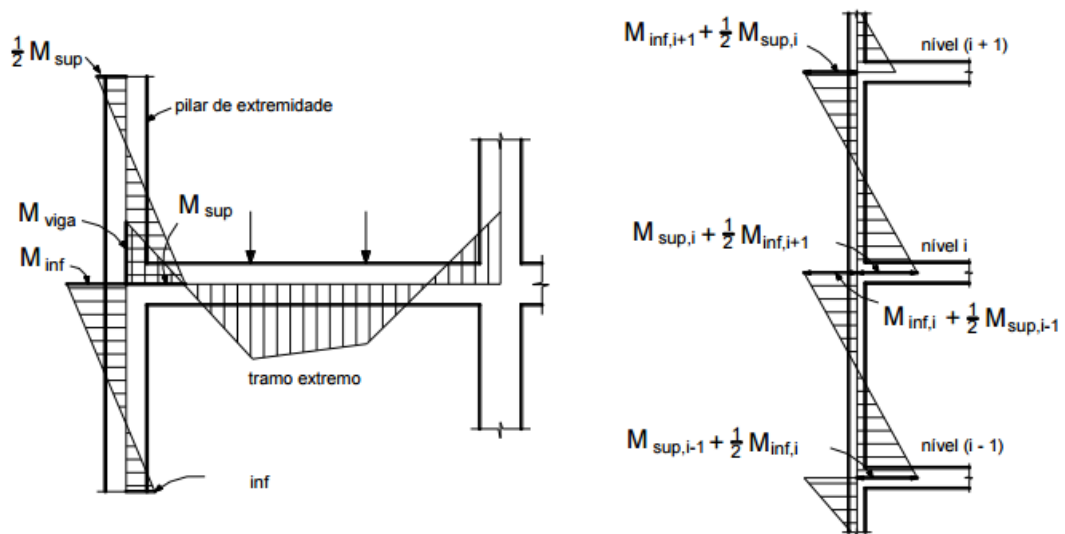
Os pilares de extremidade são aqueles que são os extremos para uma das vigas que passam por ele, ou seja, não há continuidade de uma viga com relação ao pilar. Geralmente encontram-se posicionados nas bordas das edificações, também chamados de pilares laterais ou de borda. Na situação de projeto, ocorre a flexão composta normal, decorrente da não continuidade da viga, existindo, portanto, excentricidades  $e_1$  de primeira ordem nas seções de topo e base dos pilares e, por conseguinte, os momentos fletores  $M_A$  e  $M_B$  de primeira ordem em uma direção do pilar (BASTOS, 2015).

**Figura 3.4 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de extremidade**



Fonte: Bastos (2015)

**Figura 3.5 – Momentos fletores nos pilares de extremidade provenientes da ligação com a viga não contínua sobre o pilar**

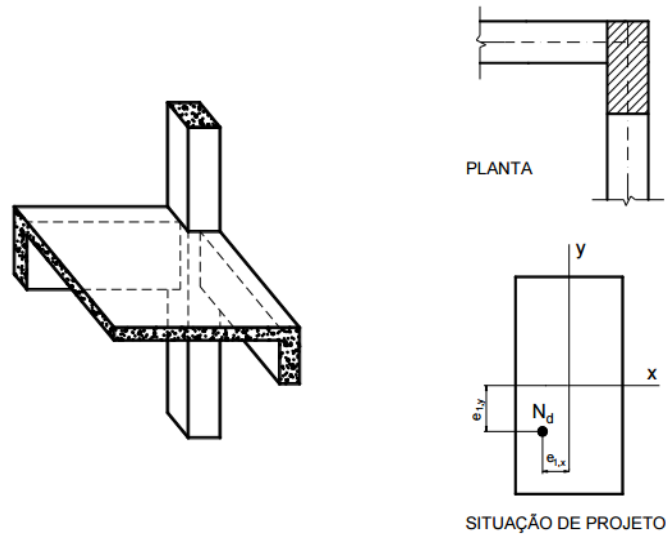


Fonte: Fusco (1981)

Os pilares de canto, em tese, encontram-se posicionados nos cantos dos edifícios. Neste caso, as duas vigas que passam pelo pilar não apresentam continuidade com relação ao pilar, ou seja, são interrompidas nele, apresentando assim um caso de flexão composta oblíqua. Nas seções de base e de topo destes pilares existem excentricidades de primeira ordem nas duas direções do pilar  $e_{1x}$  e  $e_{1y}$ , gerando, conseqüentemente, momentos fletores  $M_A$  e  $M_B$  de primeira ordem nas extremidades do pilar, nas duas direções.



**Figura 3.6 – Arranjo estrutural e situação de projeto dos pilares de canto**



Fonte: Bastos (2015)

### 3.1.4 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é definido como a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, nas direções a serem consideradas (ABNT NBR 6118:2014).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (3.6)$$

em que:

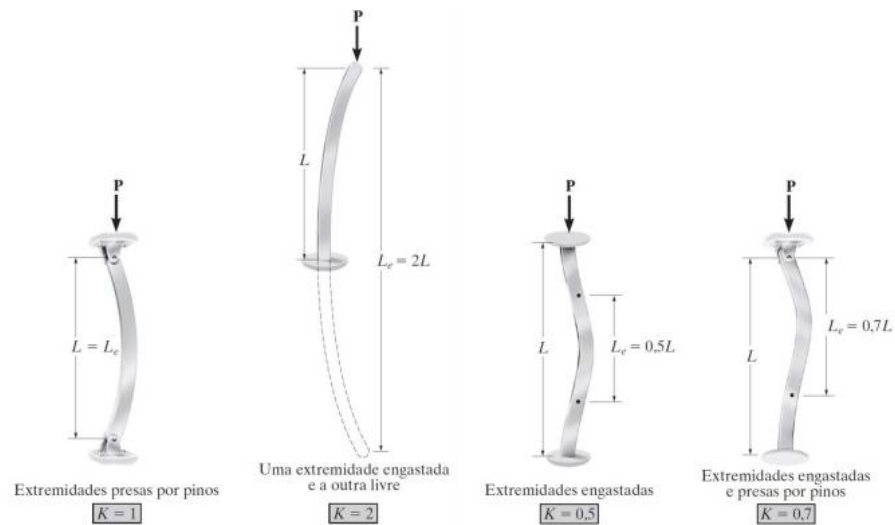
- $l_e$ : é o comprimento de flambagem (ou comprimento equivalente);
- $i$ : é o raio de giração, definido pela Equação 3.7:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3.7)$$

- $I$ : é o momento de inércia na direção considerada;
- $A$ : área da seção transversal.

O comprimento de flambagem de uma peça é determinado em concordância com as vinculações de topo e de base desta peça, isto é, existe um coeficiente  $K$  para cada tipo de vinculação que multiplicado pelo comprimento da peça, resultando no comprimento de flambagem:  $l_e = K \cdot L$ .

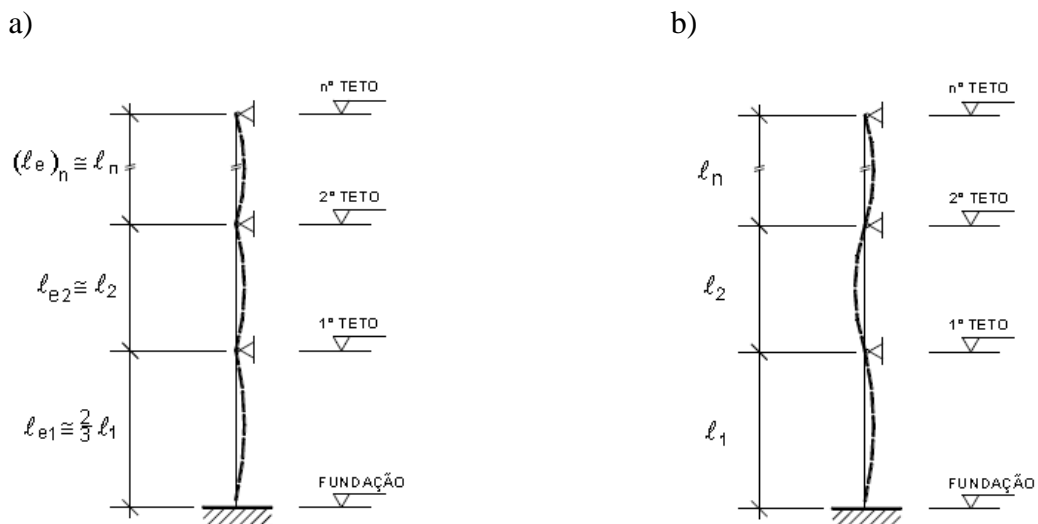
**Figura 3.7 – Comprimentos de flambagem**



Fonte: Paliga (2013)

Em edifícios, a linha deformada dos pilares contraventados apresenta-se como ilustrado na Figura 3.8a, podendo ser simplificado como mostrado na Figura 3.8b:

**Figura 3.8 - Situações de pilares contraventados de edifícios: a) Situação real; b) Situação simplificada;**



Fonte: Sussekind (1984)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o comprimento equivalente  $l_e$  do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em suas extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

$$\ell_e \leq \begin{cases} \ell_0 + h \\ \ell \end{cases} \quad (3.8)$$

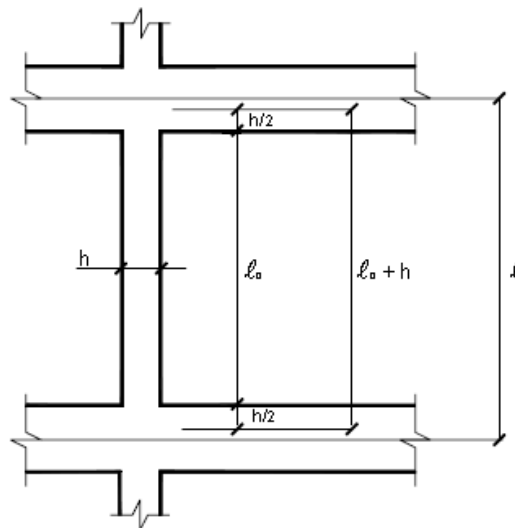
sendo que:

$\ell_0$ : é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h$ : é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

$\ell$ : é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

**Figura 3.9 – Distâncias  $\ell_0$  e  $\ell$**



Fonte: Pinheiro (2007)

A norma brasileira ainda estipula um valor limite para o índice de esbeltez, classificado como  $\lambda_1$ . Este parâmetro depende basicamente de três fatores preponderantes: a excentricidade relativa de primeira ordem  $e_1/h$  na extremidade do pilar onde ocorre o momento de primeira ordem de maior valor absoluto; a vinculação dos extremos da coluna isolada; e a forma do diagrama de momentos de primeira ordem. Ele pode ser calculado segundo a Equação 3.9:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (3.9)$$

O valor de  $\alpha_b$  varia em conformidade com a vinculação dos pilares:

a) para pilares biapoiados sem cargas transversais ( $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,40$ ):

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_A}{M_B} \quad (3.10)$$

sendo que:

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

b) para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura e para pilares em biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo (descrito no item 3.2.7.5):  $\alpha_b = 1,00$ .

c) para pilares em balanço ( $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$ ):

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \quad (3.11)$$

sendo que:

$M_A$  é o momento de primeira ordem no engaste e  $M_C$  é o momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

O ACI 318 (1995) classifica o parâmetro  $C_m$  como sendo um fator de equivalência de correção de momentos – equivalente ao fator  $\alpha_b$  da norma brasileira. Tanto o ACI como o CEB-MC (1990), calculam a esbeltez limite em função da razão entre os momentos fletores ou entre as excentricidades nas extremidades do pilar, ao contrário da norma brasileira que considera a excentricidade relativa ( $e_1/h$ ).

De acordo com o índice de esbeltez, os pilares podem ser classificados em (PINHEIRO, 2007):

- pilares robustos ou pouco esbeltos:  $\lambda \leq \lambda_1$
- pilares de esbeltez média:  $\lambda_1 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos ou muito esbeltos:  $90 < \lambda \leq 140$

- pilares excessivamente esbeltos:  $140 < \lambda \leq 200$

“Os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ( $\lambda \leq 200$ ). Apenas no caso de elementos pouco comprimidos com força normal menor que  $0,10 f_{cd} \cdot A_c$ , o índice de esbeltez pode ser maior que 200” (ABNT NBR 6118:2014).

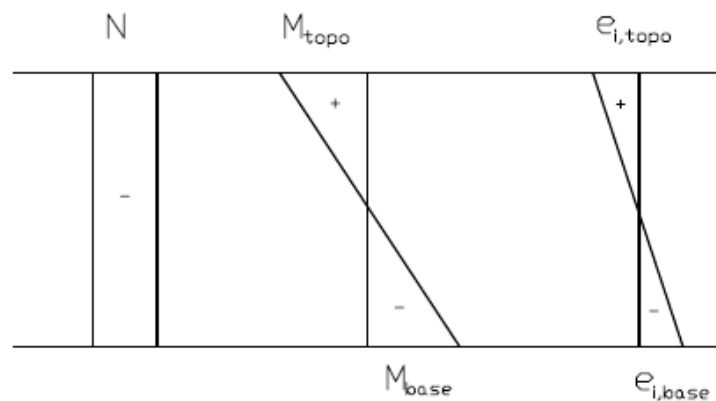
### 3.1.5 Excentricidades

#### 3.1.5.1 Excentricidade inicial

A excentricidade de primeira ordem ( $e_1$ ) ocorre devido à possibilidade de ocorrência de momentos fletores externos solicitantes, que podem ocorrer ao longo do comprimento do pilar, ou em virtude de o ponto teórico de aplicação da força normal não estar localizado no centro de gravidade da seção transversal, isto é, existência de uma excentricidade inicial (BASTOS, 2015). Em estruturas usuais de edifícios, ocorre um monolitismo nas ligações entre vigas e pilares que compõem os pórticos. A excentricidade inicial, proveniente das ligações dos pilares com as vigas neles interrompidas, ocorre em pilares de extremidade e de canto (PINHEIRO, 2007). A partir das ações atuantes em cada tramo do pilar, as excentricidades iniciais no topo e na base são obtidas segundo a Equação 3.12:

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad (3.12)$$

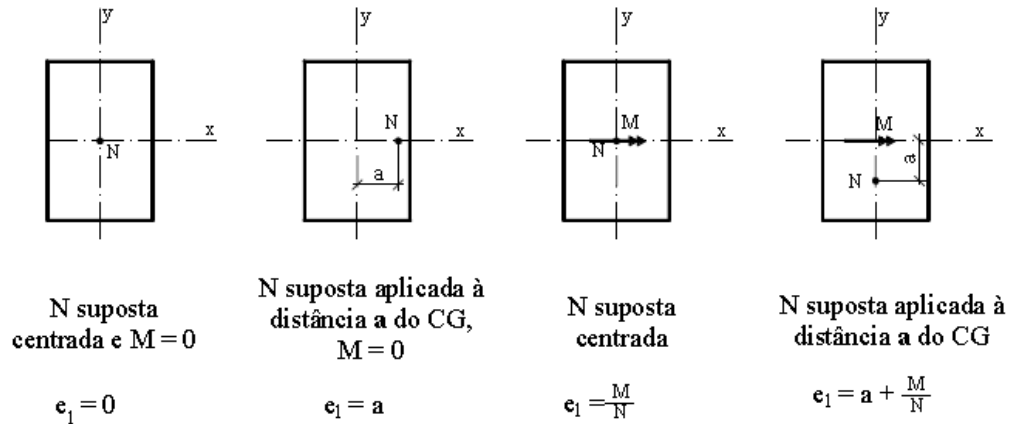
**Figura 3.10 – Excentricidades iniciais no topo e na base do pilar**



Fonte: Pinheiro (2007)

Considerando a força normal ( $N$ ) e um momento fletor ( $M$ ) independente da força normal, a Figura 3.11 ilustra os casos possíveis de excentricidades iniciais:

**Figura 3.11 – Casos de excentricidades iniciais**



Fonte: Bastos (2015)

### 3.1.5.2 Excentricidade acidental

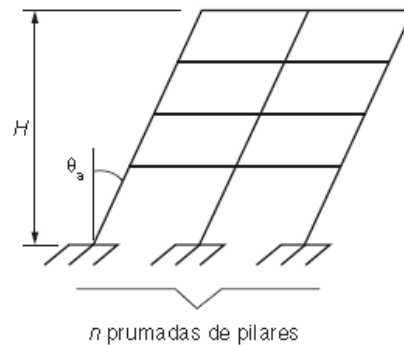
Em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada em verificações do ELU. Tais imperfeições podem ser divididas em: imperfeições globais e imperfeições locais.

Pinheiro (2007) alega que muitas das imperfeições podem ser compensadas apenas pelos coeficientes de ponderação, mas não as imperfeições dos eixos das peças, pois elas têm efeitos significativos sobre a estabilidade da estrutura.

#### a) Imperfeições globais

Na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais – nas análises em ELU –, conforme mostra a Figura 3.12.

**Figura 3.12 – Imperfeições geométricas globais**



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (3.13)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (3.14)$$

sendo que:

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

$\theta_{1\text{máx}} = 1/200$ ;

H: é a altura total da edificação (em metros);

n: é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

A norma ainda recomenda que: para pilares com predominância de lajes lisas ou cogumelo, deve-se considerar  $\theta_a = \theta_1$ ; e para pilares isolados em balanço, deve-se adotar  $\theta_1 = 1/200$ .

A consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada segundo as possibilidades:

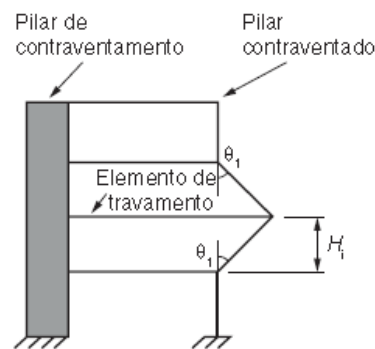
- quando 30% da ação do vento for maior que o desaprumo, considera-se somente a ação do vento;
- quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de  $\theta_{1\text{mín}}$ ;
- nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do  $\theta_{1\text{mín}}$ . Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na

mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, ou seja, como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

b) Imperfeições locais

No caso de elementos que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento – normalmente vigas e lajes –, deve-se considerar a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado.

**Figura 3.13 – Elementos de travamento (tracionado ou comprimido)**

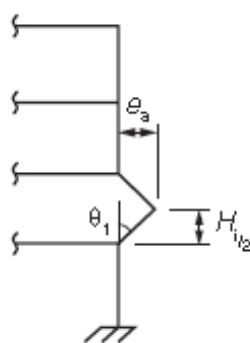


Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

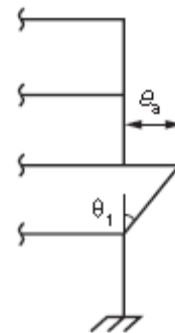
No caso de dimensionamento ou verificação de um lance do pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retilineidade do eixo do pilar.

**Figura 3.14 – Verificação de um lance do pilar: a) Falta de retilineidade do pilar; b) Desaprumo do pilar**

a)



b)



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)



Pinheiro (2007) e Bastos (2015) citam que a excentricidade acidental para um lance do pilar resulta do ângulo  $\theta_1$ , através da Equação 3.15:

$$e_a = \theta_1 \frac{H_i}{2} \quad (3.15)$$

### 3.1.5.3 Excentricidade devido à fluência

Também chamada de excentricidade suplementar por Pinheiro (2007), esta leva em consideração o efeito da fluência. Obrigatoriamente deve ser considerado este efeito para pilares com índice de esbeltez  $\lambda > 90$ . O valor dessa excentricidade  $e_c$ , em que o índice c refere-se à “creep” (fluência, em inglês) (PINHEIRO, 2007), pode ser calculado de forma aproximada através da Equação 3.16:

$$e_c = \left( \frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \left( 2,718^{\frac{\varphi N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}} - 1 \right) \quad (3.16)$$

sendo que:

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{l_e^2} \quad \text{é a força de flambagem de Euler;}$$

$M_{Sg}$  e  $N_{Sg}$ : são os esforços solicitantes devidos à combinação quase permanente;

$e_a$ : é a excentricidade acidental devida a imperfeições locais;

$\varphi$ : é o coeficiente de fluência;

$E_{ci}$ : módulo de elasticidade tangente inicial;

$I_c$ : momento de inércia na seção de concreto;

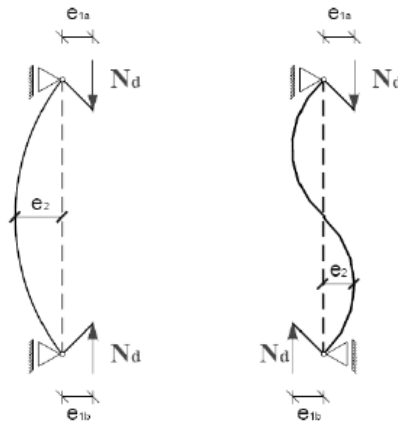
$l_e$ : comprimento equivalente do pilar.

### 3.1.5.4 Excentricidade de segunda ordem

A força normal atuante no pilar, diante das excentricidades iniciais (excentricidades de primeira ordem), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, chamada

de excentricidade de segunda ordem. Nos pilares considerados de forma isolada, a excentricidade varia ao longo de seu eixo longitudinal.

**Figura 3.15 – Casos de excentricidade de segunda ordem**

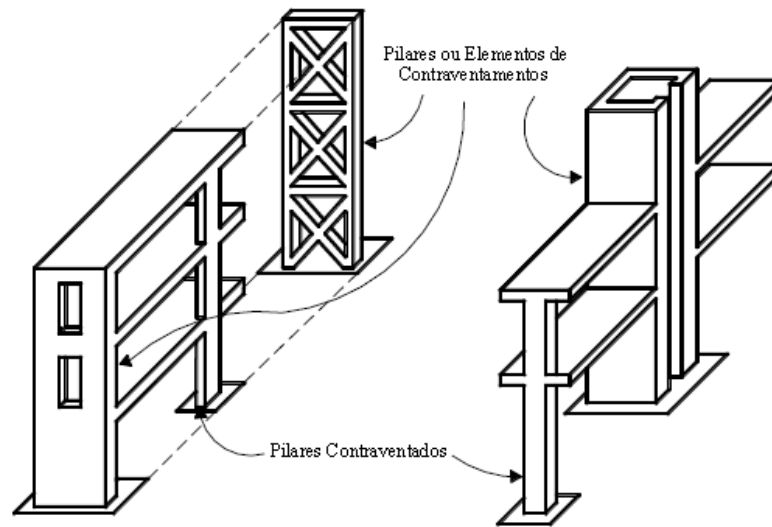


Fonte: Melges (2007)

### 3.1.6 Contraventamento

A estrutura de um edifício pode ser considerada como um sistema tridimensional, formado por elementos lineares e laminares que precisam ser projetados de modo que resistam às ações verticais e horizontais, apresentando estabilidade global. Os pilares são elementos destinados à estabilidade vertical e os demais elementos estruturais são responsáveis pela transmissão das ações verticais até a fundação, por garantirem a estabilidade horizontal do edifício que será submetido às ações horizontais e ainda asseguram a indeslocabilidade dos nós dos pilares menos rígidos (BASTOS, 2015). A ABNT NBR 6118:2014 define que, dentro da estrutura, existem subestruturas de grande rigidez que resistem a maior parte dos esforços decorrentes das ações horizontais, podendo ser chamadas de subestruturas de contraventamento. Por sua vez, os demais elementos são chamados de elementos contraventados. As subestruturas de contraventamento são constituídas por pilares de grandes dimensões (pilares-parede ou simplesmente paredes estruturais), por treliças ou pórticos de grande rigidez, núcleos de rigidez, entre outras.

**Figura 3.16 – Pilares contraventados**



Fonte: Fusco (1981)

Em tese, procura-se fazer com que a estrutura de contraventamento, composta por dois ou mais elementos de contraventamento e pelas lajes do edifício, tenha rigidez suficiente para que os demais pilares possam ser considerados como participantes de uma estrutura rígida (FUSCO, 1981). Bastos (2015) afirma que as lajes dos diversos pavimentos também podem participar da estabilidade horizontal ao atuarem como elementos de rigidez infinita no próprio plano (classificado como diafragma rígido), fazendo, por exemplo, a ligação entre elementos de contraventamento formado por pórticos.

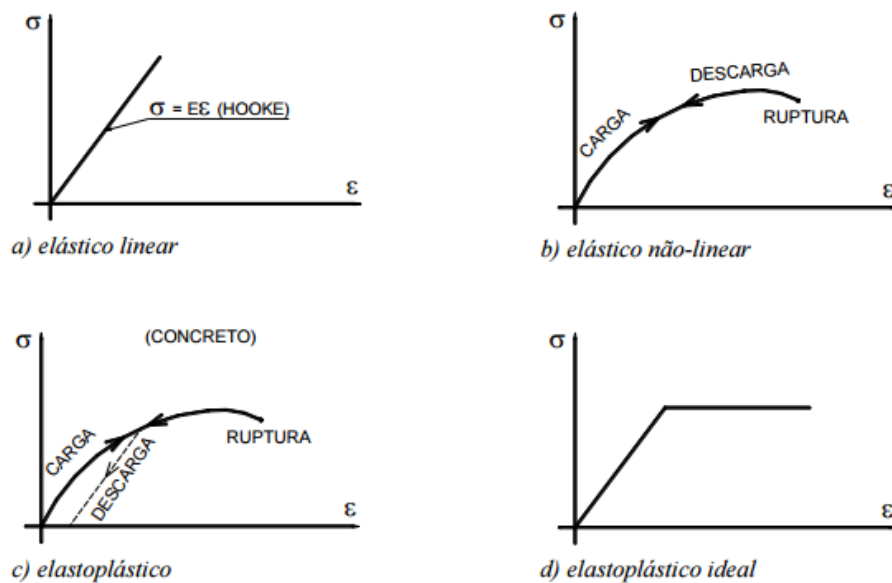
“Toda estrutura, independentemente do número de andares e das dimensões em planta, deve ter seu sistema de contraventamento estudado e adequadamente dimensionado” (SUSSEKIND, 1984).

### 3.2 ESTABILIDADE GLOBAL

A verificação da estabilidade global é de fundamental importância na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, pois visa garantir a segurança da estrutura em seu estado limite último, situação em que há a perda da capacidade resistente dessa estrutura devido ao aumento das deformações. Para tanto, existem os parâmetros de estabilidade global. Antes de comentar sobre eles, é importante ressaltar a diferença entre os materiais que possuem comportamento elástico-linear e não-linear. Um material tem comportamento elástico-linear

quando este obedece à Lei de Hooke, ou seja, há proporcionalidade entre tensão ( $\sigma$ ) e deformação ( $\epsilon$ ). Caso contrário, seu comportamento é não-linear. O conceito de não-linearidade é fundamental na análise e nos cálculos das estruturas de concreto armado. Pelo fato das estruturas estarem simultaneamente sob ações horizontais e verticais, há o surgimento de ações adicionais provenientes de seus deslocamentos, podendo comprometer a segurança (PINTO, 1997).

**Figura 3.17 – Diagramas  $\sigma$  x  $\epsilon$  de alguns materiais**



Fonte: Bastos (2015)

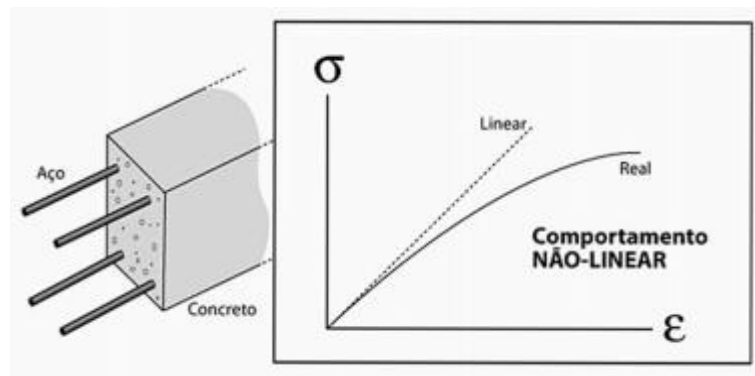
Na engenharia de estruturas, consideram-se três tipos de não-linearidades: não-linearidade física, não-linearidade geométrica e a não-linearidade de contato. A não-linearidade de contato não é comum em estruturas de concreto armado, pois trata-se de alterações nas condições de contorno (vinculações) durante o processo de deformação da estrutura. Por sua vez, forças inicialmente prescritas, externamente aplicadas ao contorno, podem ter sua ação alterada em função do processo de deformação da estrutura (PROENÇA, 2010). Sendo assim apenas a não-linearidade física e não-linearidade geométrica são consideradas nos cálculos e nos projetos de edifícios de concreto armado.

### 3.2.1 Não-linearidades

#### 3.2.1.1 Não-linearidade física

A não-linearidade física está relacionada às alterações das propriedades dos materiais que compõem a estrutura, ou seja, é uma propriedade intrínseca de cada material. No caso do concreto armado, a não-linearidade física é resultante dos comportamentos do aço e do concreto.

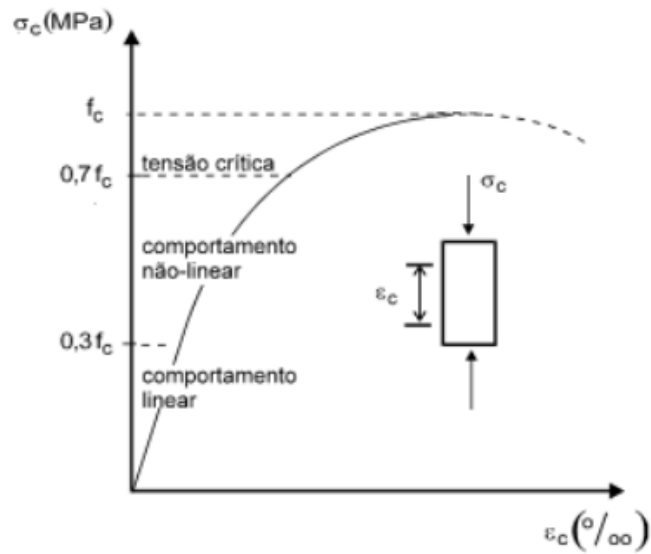
**Figura 3.18 – Comportamento não-linear do concreto armado**



Fonte: Garcez (2013)

Segundo Pinto (1997) os efeitos da fissuração, da fluência e do escoamento da armadura, conferem ao concreto armado um comportamento não-linear. O concreto é considerado um material elastoplástico, embora apresente comportamento aproximadamente elástico-linear para tensões da ordem de até 30% da máxima tensão de compressão e, a partir desta, inicia-se a plastificação do concreto, caracterizada pela deflexão e pelo trecho descendente da curva tensão-deformação, como mostrado na Figura 3.19.

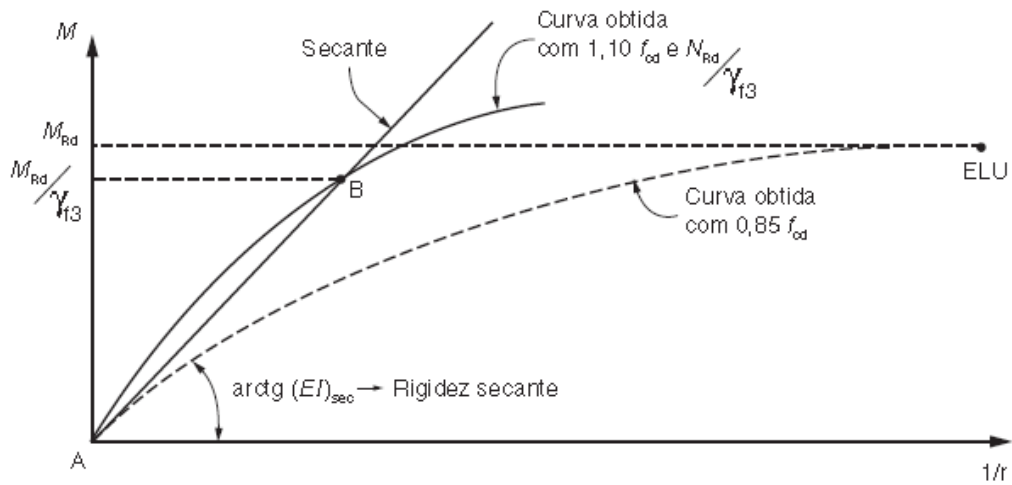
**Figura 3.19 – Diagrama tensão-deformação específica do concreto armado**



Fonte: Garcez (2013)

Em virtude da curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade (E) do material não se mantém constante. Além disso, conforme aumentam-se as solicitações sob a estrutura de concreto armado, ocorre a fissuração, reduzindo significativamente o valor do momento de inércia das seções transversais, ou seja, a rigidez da seção transversal é variável (WORDELL, 2003). De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o principal efeito da não-linearidade pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante. Além disso, a norma ressalta que a deformabilidade dos elementos deve ser calculada com base nos diagramas tensão-deformação dos materiais, e que a tensão de pico do concreto deve ser igual a  $1,10 f_{cd}$  já incluído o efeito de carga mantida (Rusch), e a do aço deve ser igual a  $f_{yd}$ , com os valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  utilizados para o ELU.

**Figura 3.20 – Relação momento-curvatura**



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A norma destaca que:

A curva cheia AB, obtida considerando o valor da força normal igual a  $N_{Rd}/\gamma_{f3}$ , que a favor da segurança pode ser linearizada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações. A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir o esforço resistente  $M_{Rd}$  correspondente à  $N_{Rd}$  (ponto máximo). A reta AB é caracterizada pela rigidez secante  $(EI)_{sec}$  que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua (ABNT NBR 6118:2014).

No entanto, a norma ainda fornece uma alternativa simplificada de cálculo das rigidezes dos elementos estruturais, para cálculo de efeitos de segunda ordem, considerando a não-linearidade física de forma aproximada (para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares) com coeficientes redutores diferenciados de rigidez para lajes, vigas e pilares:

- lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci}I_c$
- vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$  para  $A_s' \neq A_s$  e  
 $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci}I_c$  para  $A_s' = A_s$
- pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$ ,

em que  $I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

A norma salienta que tais valores de rigidez não podem ser usados para avaliar esforços locais de segunda ordem, mesmo com discretização maior da modelagem, pois são valores aproximados. Vale ressaltar que, segundo os resultados de Pinto (1997), as reduções de rigidez iguais a  $0,4 EI$  e  $0,5 EI$  para as vigas e  $0,8 EI$  para os pilares se mostram seguras, sendo correto adotar diferentes coeficientes redutores para vigas e pilares, visto que o estado de fissuração destes elementos não é o mesmo em virtude das solicitações a que estão submetidos.

A ABNT NBR 6118:2007 – versão anterior à última atualização –, propunha que, quando a estrutura de contraventamento fosse composta exclusivamente por vigas e pilares e o coeficiente  $\gamma_z$  fosse menor que 1,3, a rigidez das vigas e pilares poderia ser calculada pela simplificação  $EI_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$ , contudo, essa possibilidade foi suprimida após a atualização.

Na versão vigente, a norma enfatiza que a não-linearidade física presente nas estruturas de concreto armado deve, obrigatoriamente, ser considerada nos cálculos.

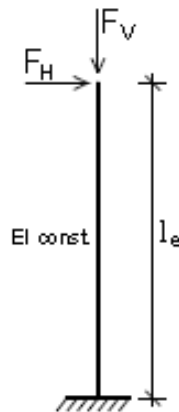
### 3.2.1.2 Não-linearidade geométrica

Os efeitos devidos à não-linearidade geométrica são aqueles decorrentes da mudança de posição da estrutura no espaço, ou seja, a estrutura é analisada em sua configuração final de equilíbrio e não apenas em sua configuração inicial (PINTO, 1997). A estrutura muda de posição no espaço em decorrência das solicitações a que ela está submetida. Segundo Scadelai (2004), quando a hipótese dos pequenos deslocamentos é admitida válida, a não-linearidade geométrica pode ser desconsiderada. No entanto, esta torna-se relevante nos casos em que os deslocamentos são significativamente relativos, podendo intensificar os problemas de instabilidade ou a interação do esforço axial com os momentos fletores. De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (*Comité Euro-International Du Béton*) o valor de cálculo das imperfeições geométricas não deve incluir efeitos de outras imperfeições estruturais, tais como tensões residuais por retração e fluência, falta de homogeneidade ou imperfeições locais do concreto.

Como exemplo, será ilustrada a situação de uma barra vertical engastada na base e livre no topo, submetida às forças horizontal ( $F_H$ ) e vertical ( $F_V$ ).



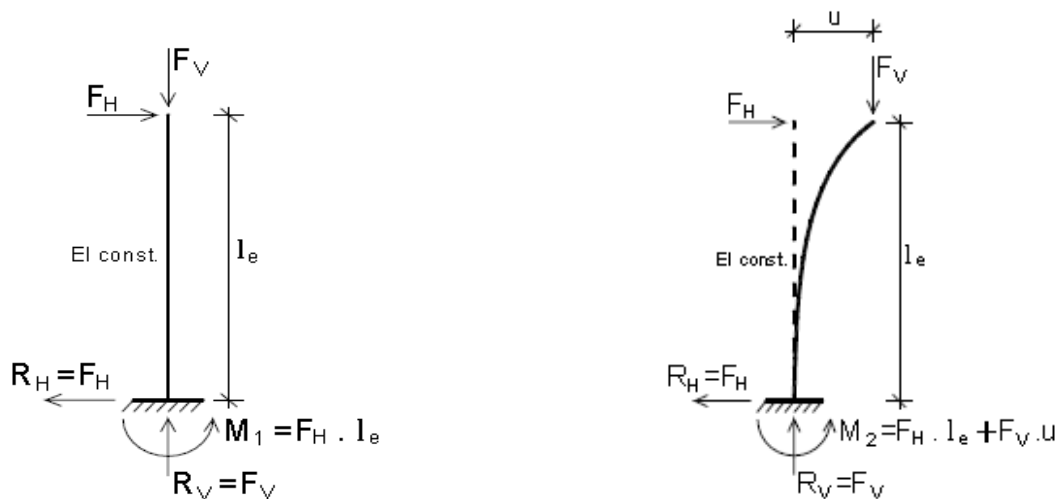
**Figura 3.21 – Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal**



Fonte: Moncayo (2011)

Em uma análise da estrutura na posição inicial (indeformada, ou seja, de primeira ordem), para que ela mantenha o equilíbrio, surgem reações na sua base: momento fletor de primeira ordem ( $M_1$ ), reação horizontal ( $R_H$ ) e reação vertical ( $R_V$ ). No entanto, se o equilíbrio for considerado na posição final (deformada, ou seja, de segunda ordem), o deslocamento ( $u$ ) devido à ação horizontal promoverá, juntamente com a força vertical ( $F_V$ ), um acréscimo de momento na base da barra ( $\Delta M = F_V \cdot u$ ). Portanto, o momento de segunda ordem ( $M_2$ ) será composto pela soma do momento de primeira ordem ( $M_1$ ) e do acréscimo de momento ( $\Delta M$ ). Isto posto, apenas quando a estrutura é analisada em sua posição deformada é que consideram-se os efeitos da não-linearidade geométrica.

**Figura 3.22 – Reações antes e depois da deformação**



Fonte: Moncayo (2011)

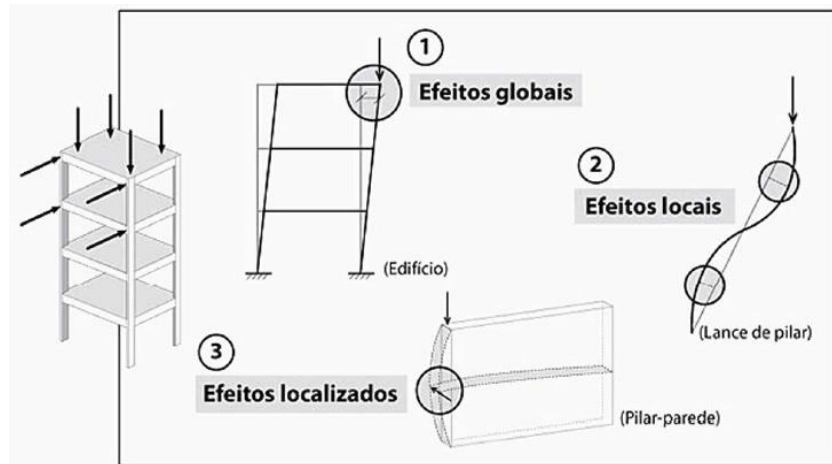
Nas estruturas rígidas os efeitos de segunda ordem são tão pequenos que se tornam desprezíveis, porém, nas estruturas flexíveis, tais efeitos são significativos e devem ser obrigatoriamente considerados (PINTO, 1997). Em cálculo de pilares, a não consideração dos efeitos de segunda ordem pode causar discrepâncias nos resultados, sendo fundamental tal análise.

### **3.2.2 Efeitos de segunda ordem**

Os efeitos de segunda ordem são obtidos em uma análise de equilíbrio considerando a posição deformada da estrutura e são somados aos efeitos de primeira ordem, cuja análise é feita na configuração inicial da mesma. Sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados (ABNT NBR 6118:2014).

Os efeitos globais de segunda ordem são aqueles provenientes dos deslocamentos dos nós das estruturas submetidas simultaneamente às ações verticais e horizontais. Por outro lado, os efeitos locais de segunda ordem surgem nas barras da estrutura, sempre que os eixos destas não se mantêm retilíneos, e afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo dessas barras (SCADELAI, 2004). Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilineidade maior que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores, chamados de efeitos de segunda ordem localizados (ABNT NBR 6118:2014).

**Figura 3.23 – Efeitos de segunda ordem**

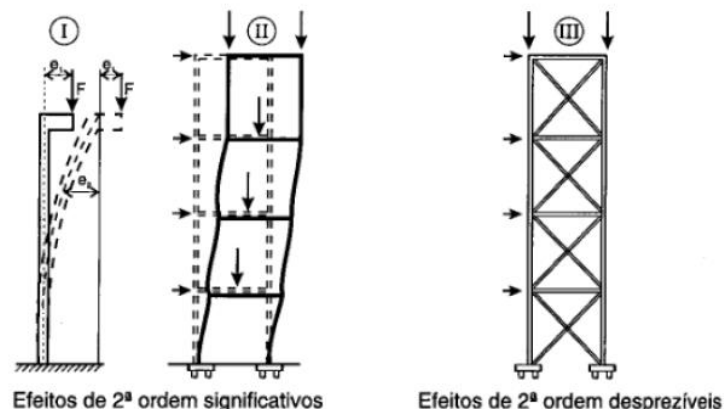


Fonte: Garcez (2013)

Para efeitos de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos ou de nós móveis. Nas estruturas de nós fixos, os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, conseqüentemente, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de segunda ordem. As estruturas de nós móveis são aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, conseqüentemente, os efeitos de segunda ordem são consideráveis (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). Nessas estruturas são considerados os esforços de segunda ordem globais, assim como os locais e localizados. (ABNT NBR 6118:2014; CEB-FIP MC, 1990).

A figura a seguir retrata os efeitos de segunda ordem afetando a estabilidade global das estruturas:

**Figura 3.24 – Efeitos de segunda ordem significativos e desprezíveis**



Fonte: Fusco (1995)

Da mesma forma que no exemplo da Figura 3.22, na situação I da Figura 3.24 nota-se que há um acréscimo de momento fletor devido aos esforços de segunda ordem. Na situação II, é possível verificar a influência dos efeitos de segunda ordem em estruturas altas, podendo levá-la ao colapso caso tais efeitos não sejam considerados. Já a situação III é um exemplo de estrutura de nós fixos, ou seja, de grande rigidez, em que podem ser desprezados os efeitos globais de segunda ordem (FUSCO, 1995). Nesta estrutura, os elementos de grande rigidez resistem à maior parte dos esforços decorrentes das ações horizontais, sendo chamados de elementos de contraventamento. Tais elementos podem ser de nós fixos ou nós móveis. Os demais elementos são chamados de elementos contraventados (ABNT NBR 6118:2014).

### 3.2.3 Parâmetros de estabilidade

#### 3.2.3.1 Parâmetro $\alpha$

O parâmetro  $\alpha$  é utilizado unicamente para determinar a influência dos efeitos de segunda ordem na estabilidade global da estrutura. Esse parâmetro foi definido por Hubert Beck e Gert König (1967) que passou a ser adotado pelo CEB até 1990. O CEB-MC 1990 suprimiu este parâmetro, no entanto, a norma brasileira em vigência ABNT NBR 6118:2014 e o Eurocode EC-2 (2004) ainda o utilizam para determinação do grau de estabilidade da estrutura. Pelo fato da estrutura ser considerada um meio elástico, a fissuração destas não é considerada (MONCAYO, 2011).

A ABNT NBR 6118:2014 prescreve que:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} \quad (3.17)$$

sendo que:

$H_{tot}$ : é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

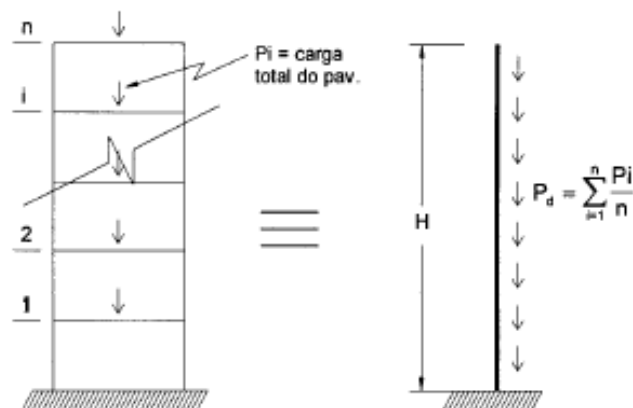
$N_k$ : é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$ : representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs}I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

$I_c$ : é o momento de inércia considerando a seção bruta dos pilares

Franco (1985) associou um edifício alto a uma coluna engastada na base, com os pavimentos tipo conferindo às cargas verticais o caráter de carregamento uniformemente distribuído.

**Figura 3.25 – Simplificação de edifício em coluna engastada**



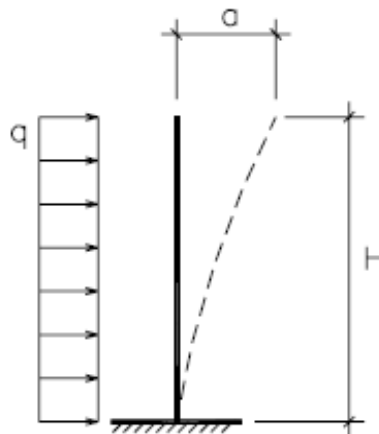
Fonte: Pinto (1997)

Para que essa analogia seja possível, deve-se estender às estruturas dos edifícios altos os conceitos de produto de rigidez equivalente e parâmetro de forma da linha elástica.

A rigidez equivalente, comentada anteriormente, pode ser calculada da seguinte maneira:

- calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura  $H_{tot}$ , tal que, sob ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

**Figura 3.26 – Linha elástica do pilar**



Fonte: Wordell (2003)

Desta forma, a equação da linha elástica fornece o valor do módulo de rigidez  $EI$  do pilar equivalente, segundo a Equação 3.18:

$$EI = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a} \quad (3.18)$$

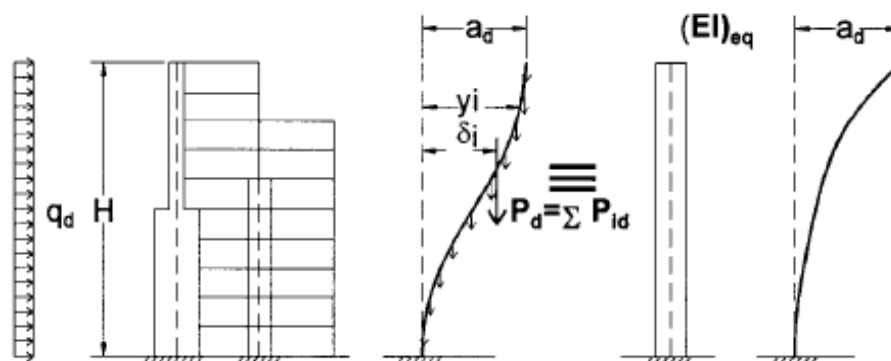
sendo que:

$q$ : é a ação lateral uniformemente distribuída;

$H$ : é a altura total do edifício;

$a$ : é o deslocamento de topo do edifício quando submetido à ação lateral ( $q$ ).

**Figura 3.27 – Produto de rigidez equivalente para uma estrutura qualquer**



Fonte: Pinto (1997)

De acordo com Franco (1985) limites diferentes para o parâmetro  $\alpha$  podem ser estabelecidos mediante ao tipo de contraventamento da estrutura do edifício, uma vez que este é o responsável pela forma da linha elástica da estrutura. A deformada da estrutura relaciona-se com o parâmetro de forma da linha elástica ( $\psi$ ), expresso por:

$$\psi = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i}{a \cdot N} \quad (3.19)$$

sendo que:

- $P_i$ : é a força vertical atuante no pavimento  $i$ ;
- $y_i$ : é o deslocamento horizontal no pavimento  $i$ ;
- $a$ : é o deslocamento no topo da estrutura;
- $N$ : é o somatório das ações verticais atuantes;
- $n$ : é o número de pavimentos.

Logo, segundo os autores, os valores para o parâmetro  $\alpha_{lim}$ , podem ser obtidos segundo a Equação 3.20:

$$\alpha_{lim} = \sqrt{\frac{2}{11 \cdot \psi}} \quad (3.20)$$

**Tabela 3.7 – Parâmetros  $\psi$  e  $\alpha_{lim}$**

<b>Tipo de contraventamento</b>	<b><math>\psi</math></b>	<b><math>\alpha_{lim}</math></b>
<b>Pilares-parede</b>	0,40	0,7
<b>Associações</b>	0,50	0,6
<b>Pórticos</b>	0,67	0,5

Fonte: Lima (2001)

Com relação às prescrições da norma ABNT NBR 6118:2014 – assim como as do Código Modelo do CEB-FIP (1990) –, deve-se comparar o valor do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  com um parâmetro limite, chamado de  $\alpha_1$ . Este parâmetro limite é determinado como:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (3.21)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4 \quad (3.22)$$

sendo que:

n: é o número de níveis de barras horizontais (andaes) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

O valor limite  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$ , normalmente é aplicável às estruturas usuais de edifícios. Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adota-se  $\alpha_1 = 0,6$ . No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adota-se  $\alpha_1 = 0,7$  e, quando só houver pórticos, adota-se  $\alpha_1 = 0,5$ .

Em posse dos parâmetros citados, comparam-se ambos. Se  $\alpha < \alpha_1$ , a estrutura pode ser considerada como sendo de nós fixos. Caso contrário, considera-se como uma estrutura de nós móveis.

Vasconcelos (1997) propôs, em seu estudo apresentado no Colóquio sobre Estruturas de Concreto realizado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que o valor limite para o parâmetro  $\alpha$  seja dado pela Equação 3.23:

$$\alpha_{lim} = \frac{1}{\sqrt{1,2}} \left( 0,88 - 0,44 \cdot 10^{-0,144n} \right) \quad (3.23)$$

sendo que:

n: é o número de pavimentos do edifício.

Pelo fato da expressão acima convergir para 0,8 quando  $n \geq 13$ , pode-se tomar  $\alpha_{lim} = 0,8$  para  $n \geq 13$ , utilizando a Equação 3.23 somente quando  $n < 13$ .

Wordell (2003) relata que, como o objetivo deste parâmetro é somente fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem, se ficar demonstrado que existe a necessidade de se considerar os esforços adicionais devido aos deslocamentos da mesma, deve-se utilizar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.



### 3.2.3.2 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples, rápida e bastante eficiente. Este coeficiente originou-se dos estudos de Franco e Vasconcelos (1991) e foi criado com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de se estimar, com certa precisão, os esforços de segunda ordem. A vantagem deste coeficiente com relação ao parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é que, além de indicar o grau de estabilidade da estrutura, também avalia a amplificação dos momentos de primeira ordem para a obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os efeitos de segunda ordem sem a necessidade de avaliá-los separadamente. Este processo é semelhante ao introduzido pelo ACI 318 (1995) e fornece excelentes resultados.

Como definição desse parâmetro, segundo Pinto (1997), pode-se partir de uma análise linear para as ações horizontais, na qual seja calculado o momento de primeira ordem ( $M_1$ ) em relação à base da estrutura e os deslocamentos horizontais de cada pavimento. Assim, verifica-se que há o surgimento de acréscimos de momentos ( $\Delta M_2$ ) provenientes dos deslocamentos conjugados com as ações verticais solicitantes, e que esses acréscimos proporcionam o surgimento de novos deslocamentos. Esse processo ocorre sucessivamente, em forma de série, ao longo de várias etapas, diminuindo ao longo destas até que a estrutura atinja a estabilidade. Portanto, pode-se expressar o momento de segunda ordem pela Equação 3.24:

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \Delta M_4 + \dots + \Delta M_j \quad (3.24)$$

sendo que  $j$  é o número de iterações do processo (considerando-se que o momento de primeira ordem seja a primeira delas).

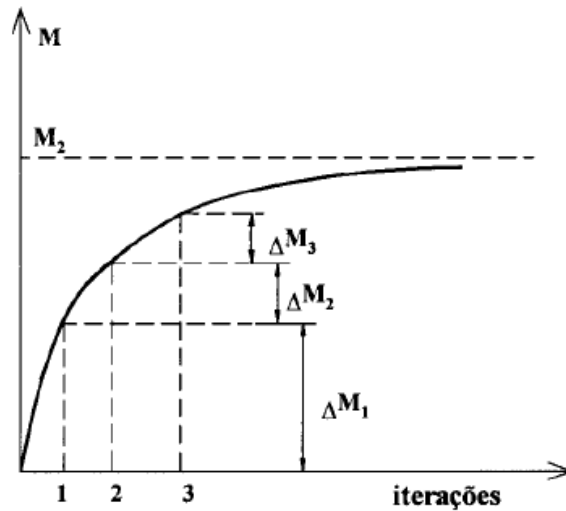
Supondo que os momentos da expressão acima constituam uma progressão geométrica decrescente de razão  $r \leq 1$  (CEB-FIP Manual of Buckling and Instability, 1978), esta razão pode ser descrita como sendo:

$$r = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \frac{\Delta M_4}{\Delta M_3} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{j-1}} \quad (3.25)$$

Reescrevendo a Equação 3.24, tem-se que:

$$M_2 = r^0 M_1 + r^1 M_1 + r^2 M_1 + \dots + r^n M_1 \quad (3.26)$$

**Figura 3.28 – Acréscimos sucessivos para obtenção de  $M_2$**



Fonte: Pinto (1997)

Reescrevendo a Equação 3.26 e aplicando o conceito de limites, tem-se que:

$$\lim_{j \rightarrow \infty} (1 + r + r^2 + \dots + r^{j-1}) M_1 = \frac{1}{1-r} M_1 \quad (3.27)$$

Como exposto na Equação 3.25, a razão  $r$  pode ser escrita como  $r = \Delta M_2 / \Delta M_1 = \Delta M_1 / \Delta M$ , pois considerando a primeira iteração com  $j = 1$  como sendo a primeira análise linear, o valor de  $\Delta M_2 = \Delta M$  e, conseqüentemente,  $\Delta M = M_1$ . Logo, o momento de segunda ordem será:

$$M_{2d} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_{1d} \quad (3.28)$$

Dividindo o momento de segunda ordem pelo momento de primeira ordem, tem-se a Equação 3.29 para o coeficiente  $\gamma_z$ :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (3.29)$$

Portanto, este coeficiente relaciona a magnitude dos efeitos de segunda ordem com relação aos de primeira ordem. Por exemplo:

- $\gamma_z = 1,05$  – Efeitos de segunda ordem representam cerca de 5% dos efeitos de primeira ordem;
- $\gamma_z = 1,20$  – Efeitos de segunda ordem representam cerca de 20% dos efeitos de primeira ordem.

Segundo Franco e Vasconcelos (1991), o limite estabelecido para o coeficiente  $\gamma_z$  é de 1,20. Carmo (1995), por sua vez, após análises realizadas em seu estudo, concluiu que é possível que o valor de  $\gamma_z$  supere o 1,20, podendo chegar até 1,30.

Pinto (1997) analisou o comportamento de 25 edifícios de concreto armado, em primeira e em segunda ordem, sendo projetados por diferentes projetistas de diversas partes do país. O autor considerou os problemas relativos à não-linearidade geométrica de duas maneiras: através de um processo simplificado, em que os esforços de primeira ordem são majorados pelo coeficiente  $\gamma_z$ ; e por um processo mais rigoroso, no qual a consideração é feita através de alterações incrementais na matriz de rigidez. Por conseguinte, verificou que, em pilares, para valores de  $\gamma_z$  entre 1,15 e 1,20, começam a aparecer diferenças da ordem de 3% contra a segurança e, além disso, essa diferença tende a aumentar para valores acima de 5%, caso o coeficiente ultrapasse 1,20. Já para vigas, as diferenças são da ordem de 3% contra a segurança para valores de  $\gamma_z$  superiores a 1,25. Portanto, a conclusão do autor é de que o estabelecimento de um limite superior a 1,20 deve ser evitado, pois a estimativa se mostra contra a segurança.

Assim como outros autores, Lima (2001) também concluiu que o limite de 1,20 é mais adequado para o coeficiente.

Correa, Ramalho e Graziano (1997), porém, concluíram que o limite para o coeficiente  $\gamma_z$  poderia ser de 1,25, devendo ser evitados valores superiores a este.

Oliveira (2007) avaliou a eficiência do coeficiente  $\gamma_z$  como majorador dos esforços de primeira ordem (momentos fletores, forças normais e cortantes) e das ações horizontais para a obtenção dos esforços de segunda ordem. O estudo foi realizado para estruturas que apresentam valor máximo de  $\gamma_z$  da ordem de 1,3. Concluiu-se que o coeficiente  $\gamma_z$  deve ser utilizado como majorador apenas dos momentos fletores de primeira ordem (e não das ações horizontais) para a obtenção dos momentos de segunda ordem. Para o caso de forças normais nos pilares e forças cortantes nas vigas, os valores obtidos em análises de primeira e segunda ordem são praticamente os mesmos, não necessitando da majoração pelo coeficiente  $\gamma_z$ .

A ABNT NBR 6118:2014 expõe tal coeficiente como sendo uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem globais, sendo válido para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares. O valor é dado pela Equação 3.30:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.30)$$

sendo que:

$M_{1,tot,d}$ : é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ : é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

A estrutura é considerada de nós fixos se  $\gamma_z \leq 1,1$ . Caso contrário, ela é classificada como de nós móveis. A norma ainda salienta que, para estruturas com  $\gamma_z \leq 1,3$ , uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem consiste na avaliação dos esforços finais (primeira e segunda ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95 \gamma_z$ . Nos casos em que  $\gamma_z \geq 1,3$ , essa solução aproximada não é válida, devendo ser realizada uma análise mais refinada na consideração da não-linearidade geométrica para cálculo dos esforços com métodos mais rigorosos como a modificação na matriz de rigidez ou o processo P-Delta.

A limitação do coeficiente  $\gamma_z$  para estruturas de até quatro pavimentos deve-se ao fato de que, nestes casos, ainda não se sabe qual coeficiente redutor de rigidez deve ser utilizado para os pilares para a consideração da não-linearidade física de forma aproximada. Outro motivo é que o cálculo deste coeficiente presume que as estruturas possuam pavimentos tipos idênticos e regularidade dos elementos estruturais ao longo da estrutura, o que não é tão comum para estruturas deste porte. Portanto, para estes casos sugere-se a utilização do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  para verificação da estabilidade do edifício e do processo P- $\Delta$  para avaliação dos esforços globais de segunda ordem (MONCAYO, 2011).

Carmo (1995) apresentou uma equação empírica que relaciona os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ :

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52 \alpha - 0,62 \alpha^2 + 0,46 \alpha^3 \quad (3.31)$$

Correa, Ramalho e Graziano (1997), apresentaram uma equação ainda mais simplificada:

$$\gamma_z = 1,10 - 0,33 \alpha + 0,50 \alpha^2 \quad (3.32)$$

Ainda sobre o assunto, os autores também apresentaram a Equação 3.33:

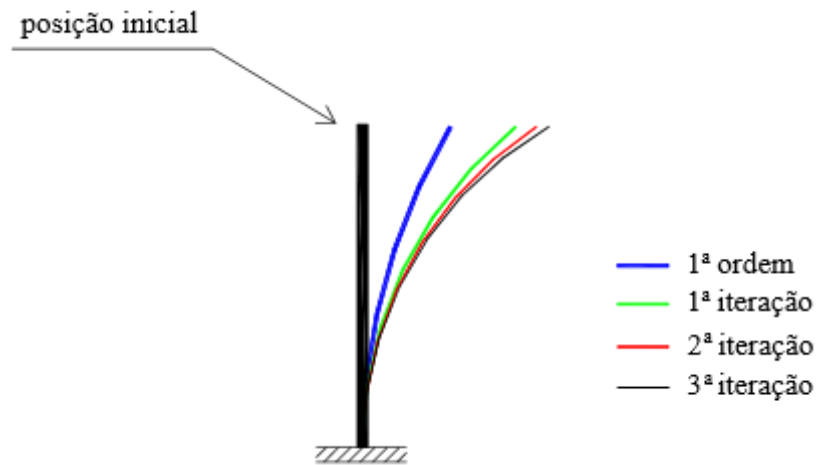
$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \gamma_f \cdot \alpha^2} \quad (3.33)$$

### 3.2.4 Processo P-Delta

O processo P-Delta é um método para determinação dos esforços globais de primeira e segunda ordem. No entanto, como ele não é um parâmetro de estabilidade, a avaliação da estabilidade global é realizada após a análise, ou seja, é um processo de análise não-linear geométrica (MONCAYO, 2011). Este processo tem essa nomenclatura pois associa a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal ( $\Delta$ ), na maioria das vezes envolvendo processos iterativos para alcançar as soluções, pois a geometria deformada da estrutura ainda é desconhecida durante a formulação das equações da cinemática e de equilíbrio (LOPES, SANTOS, SOUZA, 2005). Segundo Franco (1985), existem vários procedimentos de cálculo para análise e dimensionamento de estruturas de nós móveis, sendo que, cada uma delas considera as não-linearidades de forma diferente e a escolha do método apropriado dependerá da importância da obra e sua sensibilidade aos efeitos globais de segunda ordem. Na literatura encontram-se diversos métodos de análise P-Delta, tais como: Método de Dois Ciclos Iterativo, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa (LOPES, SANTOS, SOUZA, 2005; MONCAYO, 2011).

Bueno (2009) e Moncayo (2011) citam que o Método da Carga Lateral Fictícia é o mais conhecido dentro os citados, também sendo chamado de Método P-Delta Clássico. Nele, após a análise em primeira ordem, são feitas iterações consecutivas da deformada da estrutura até que esta tenda ao equilíbrio, conforme ilustra a Figura 3.29:

**Figura 3.29 – Iterações do processo P-Delta**



Fonte: Lima (2001)

Segundo Lima (2001), primeiramente faz-se a análise da estrutura indeformada (primeira ordem), submetida às ações horizontais (Figura 3.29). Com os deslocamentos resultantes desta primeira análise, determinam-se os deslocamentos relativos entre os pavimentos. As forças verticais em cada pavimento aliado aos deslocamentos relativos destes, geram acréscimos de momentos fletores. Logo, as forças horizontais fictícias a serem aplicadas iterativamente em cada pavimento são obtidas segundo a Equação 3.34:

$$H_i = \frac{\sum V_i \cdot d_i}{h_i} - \frac{\sum V_{i+1} \cdot d_{i+1}}{h_{i+1}} \quad (3.34)$$

sendo que:

$V_i$  e  $V_{i+1}$ : são as forças verticais acumuladas até o pavimento  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;

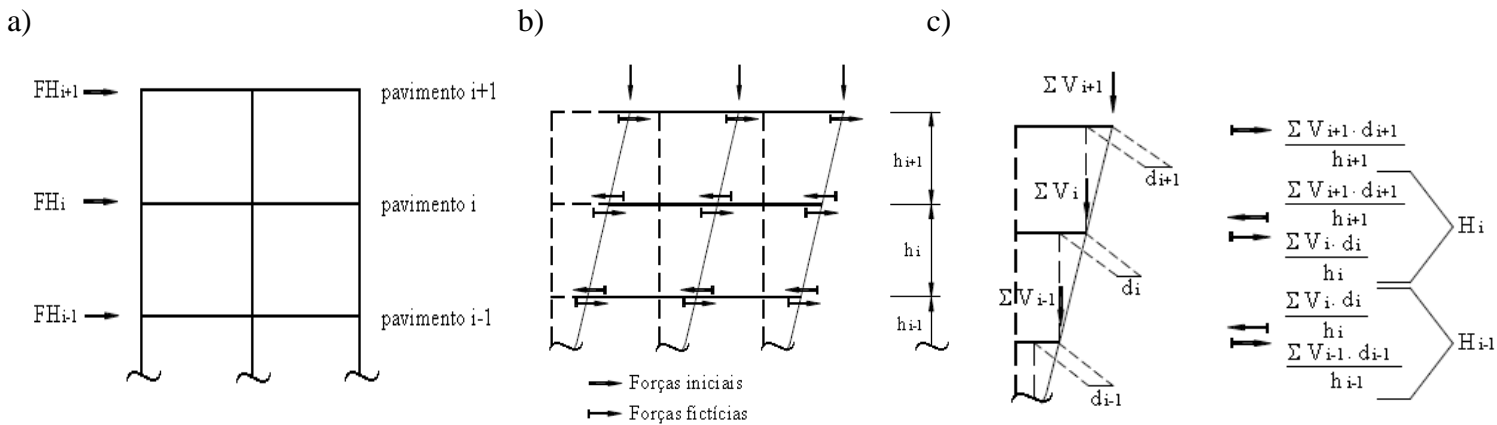
$h_i$  e  $h_{i+1}$ : são os pés-direitos dos pavimentos  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;

$d_i$  e  $d_{i+1}$ : são os deslocamentos horizontais relativos do pavimento  $i$  em relação ao pavimento  $i-1$  e do pavimento  $i+1$  em relação ao pavimento  $i$ , respectivamente.

Essas forças horizontais fictícias devem ser somadas às forças horizontais iniciais, resultando nas forças horizontais modificadas para a realização de nova análise. Com os novos deslocamentos encontrados, é dada sequência no processo iterativo até a convergência dos deslocamentos, ponto correspondente à posição de equilíbrio. Lima (1997) ainda destaca que as forças horizontais modificadas ao final de cada iteração devem ser determinadas pelo

somatório das forças horizontais fictícias com as forças horizontais iniciais, e não com as forças horizontais modificadas da iteração anterior.

**Figura 3.30 a) Situação indeslocada; b) Situação deslocada; c) Análise das forças atuantes**



Caso o deslocamento de uma dada iteração não supere a iteração anterior em mais de 2,5%, o processo pode ser interrompido (MACGREGOR e WIGHT, 2005). Segundo Lavall e Silva (1989), se após cinco ciclos iterativos os resultados não convergirem, pode ser que a estrutura seja excessivamente flexível.

### 3.2.5 Relação flecha/altura

A relação  $a/H$  ou “flecha/altura” (drift ratio) consiste na razão entre o máximo deslocamento lateral pela altura total do edifício, sendo um dos mais antigos índices utilizados para prever uma medida aproximada do desempenho da estrutura (estabilidade, performance de elementos estruturais e não estruturais e conforto de seus ocupantes (OLIVEIRA, 1998). É utilizada pela ABNT NBR 6118:2014 para verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) da estrutura e classificados em quatro grupos básicos:

- aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

- c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Os valores limites de deslocamento que visam proporcionar um comportamento satisfatório da estrutura em serviço são mostrados no Anexo A deste estudo.

Segundo Carmo (1995), de 1930 aos dias atuais, o valor da relação  $a/H$  tem diminuído, provavelmente em decorrência das mudanças na tecnologia construtiva e nas características do edifício, que ofereciam mais rigidez às estruturas antigas.

Com relação ao Anexo A, fica indefinido um valor limite da relação  $a/H$  para considerar os efeitos em elementos estruturais, não sendo um bom parâmetro para esse tipo de análises em edificações. Carmo (1995) ainda comenta que a relação  $a/H$  foi largamente utilizada por projetistas como parâmetro para indicar se a estrutura em análise oferece rigidez suficiente para suportar ações laterais, sendo esta relação apenas um parâmetro de projeto e não de verificação de estabilidade. Campoó, Corrêa e Ramalho (2007), através da análise de vinte e duas estruturas em alvenaria estrutural, concluíram que o valor da relação  $a/H$  não deve ser considerado para avaliar a grandeza dos efeitos de segunda ordem, utilizando-o apenas na verificação do estado-limite de deformações excessivas, bem como sugere a ABNT NBR 6118:2014. Além disso, eles também afirmam que não há correlação entre a relação citada com os demais parâmetros de estabilidade.

### **3.2.6 Fatores que influenciam a estabilidade global**

A avaliação da estabilidade global das estruturas pode ser feita através da análise dos parâmetros de instabilidade já citados neste estudo ( $\alpha$  e  $\gamma_z$ ) e, conforme sua classificação (nós fixos e nós móveis), serão considerados ou não os efeitos de segunda ordem. Todavia, estruturas que possuem parâmetros de instabilidade muito elevados não são desejáveis, dado que, por serem muito flexíveis, podem apresentar outros problemas como deformações excessivas e/ou



vibrações acima dos limites normativos. Bueno (2009) cita que existem vários fatores que influenciam a condição de estabilidade de uma edificação de maneira mais ou menos significativa, sendo possível manipulá-los para obter um comportamento global adequado. Portanto, a análise de tais parâmetros deve ser feita na fase inicial de projeto, possibilitando alterações nas características da estrutura para um melhor desempenho com relação à estabilidade global.

Observando as formulações dos parâmetros de instabilidade, percebe-se que os fatores que mais influenciam neles são: o carregamento atuante e a rigidez dos elementos que compõem a estrutura.

Sobre os parâmetros que podem influenciar em uma análise de estabilidade, destacam-se os estudos de MacGregor (1993) que trata da não-linearidade física em elementos estruturais, Carmo (1995) que realiza uma comparação entre os métodos disponíveis para a realização de uma análise de segunda ordem, Ghali e Neville (1993) que descreve a influência das paredes estruturais em uma análise tridimensional, Penner e Fusco (1997) que avalia a eficiência da caixa de elevador como estrutura isolada de contraventamento na rigidez de edifícios altos e Oliveira (2007) que estudou os processos aproximados utilizados para a consideração da não-linearidade física e não-linearidade geométrica na análise global das estruturas de concreto armado.

### 3.2.6.1 Carregamento

As cargas atuantes em uma estrutura podem provocar alterações na estabilidade global conforme a magnitude das mesmas. Porém, tal afirmação está relacionada apenas às cargas verticais, pois as horizontais não implicam diretamente na estabilidade. Um carregamento de vento aplicado em uma edificação irá provocar os deslocamentos laterais que, aliados aos carregamentos verticais, poderão maximizar os efeitos de segunda ordem. No entanto, por mais que se aumente a magnitude da carga de vento, os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$  permanecerão constantes, graças ao aumento concomitante dos deslocamentos laterais, aumentando os esforços de primeira ordem na mesma proporção que os de segunda ordem, mantendo constante a relação  $M_{2d}/M_{1d}$  (BUENO, 2009). No caso das cargas verticais, pode-se afirmar que estas influenciam diretamente a estabilidade global de uma estrutura (KIMURA, 2007).

Em sua pesquisa, Bueno (2009) analisou um edifício e comprovou as afirmações anteriores analisando um edifício, primeiramente, com velocidade básica do vento

(carregamento horizontal) de 40 m/s e, em seguida, com 50 m/s, concluindo que ocorrem alterações nas mesmas proporções nos momentos de primeira e segunda ordem, assim como no deslocamento horizontal de topo, portanto mantendo constante os parâmetros de instabilidade. Também concluiu que, ao modificar o tipo de utilização do prédio de residencial para comercial, potencializando os carregamentos verticais, há alteração apenas no momento de segunda ordem, modificando assim os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

### 3.2.6.2 Rigidez

A rigidez da estrutura pode ser considerada como um dos fatores mais importantes. Nas edificações, a rigidez considerada é relativa ao sistema de contraventamento da estrutura, compostos basicamente por vigas, pilares e treliças. A rigidez de uma estrutura implica diretamente na magnitude dos deslocamentos que esta irá sofrer em decorrência do carregamento horizontal (BUENO, 2009). As forças horizontais são consideradas na análise de forma simplificada atuando no nível de cada piso e, apesar das lajes conferirem grande rigidez nesse plano, pouco influenciam na estabilidade global (KIMURA, 2007). Oliveira (1998) evidencia que a rigidez dos edifícios altos não depende somente dos elementos estruturais e demonstra a contribuição das alvenarias na estabilidade.

Bueno (2009) cita que os grandes responsáveis pela rigidez da estrutura são os pórticos, formados por vigas e pilares. Nos casos de edifícios com escadas (de paredes estruturais com geometria não regular, normalmente utilizadas em L ou em U) e caixas de elevadores conferem grande rigidez ao conjunto, e muitas vezes são usadas como uma alternativa para aumentar a rigidez global da estrutura sem comprometer sua arquitetura. A alteração das seções dos elementos de contraventamento para aumentarem a inércia à flexão ou a mudança na posição de pilares e pórticos pode melhorar a estabilidade global da estrutura e seu desempenho de maneira significativa. Ainda segundo a autora, em seu estudo ela analisou a influência do posicionamento dos pilares e das seções transversais na rigidez de um edifício, concluindo que, quando dimensionados com seções adequadas e posicionados de forma correta, pensando-se na estrutura como um todo, o deslocamento lateral do topo do edifício diminui consideravelmente e, conseqüentemente, reduzindo o momento de segunda ordem, devido ao enrijecimento da estrutura.

### 3.2.7 Efeitos locais de segunda ordem

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o cálculo dos efeitos locais de segunda ordem pode ser feito pelo método geral ou por métodos aproximados. O método geral é obrigatório para pilares com índice de esbeltez  $\lambda > 140$ . Para os demais, é possível determinar os efeitos locais de segunda ordem por métodos aproximados, como o do pilar-padrão e do pilar-padrão melhorado, explicitando os seguintes processos: método do pilar-padrão com curvatura aproximada, método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada, método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N e  $1/r$  e método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua. Serão apresentados os conceitos do método geral, do pilar-padrão e dos métodos simplificados, como curvatura aproximada e rigidez  $\kappa$  aproximada.

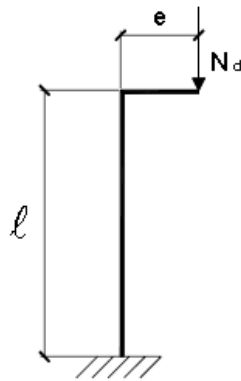
#### 3.2.7.1 Método geral

O método geral consiste em estudar o comportamento das estruturas de concreto armado à medida em que se aumenta o carregamento sobre ela ou sua excentricidade. Pode ser aplicado a qualquer tipo de pilar, inclusive nos casos em que as dimensões da peça, a armadura ou as forças aplicadas são variáveis ao longo do seu comprimento (PINHEIRO, 2007).

Scadelai (2004) declara que a consideração deste processo é justificável pela qualidade dos resultados obtidos, pois retratam com maior precisão o comportamento real da estrutura, considerando a não-linearidade geométrica de maneira precisa.

Para facilitar a compreensão do método, considere-se o pilar da Figura 3.31 engastado na base e livre no topo, submetido à força excêntrica de compressão  $N_d$ .

**Figura 3.31 – Pilar sujeito à compressão excêntrica**

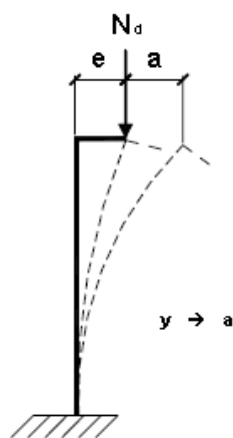


Fonte: Pinheiro (2007)

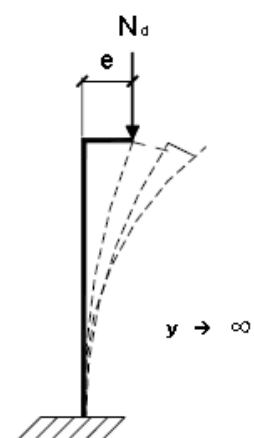
Pinheiro (2007) cita que, sob a ação do carregamento, o pilar apresenta uma deformação que, por ora, gera um momento incremental ( $N_d \cdot y$ ) nas seções, provocando novas deformações e novos momentos. Se as ações externas ( $N_d$  e  $M_d$ ) forem inferiores à capacidade resistente da barra, essa interação continua até que seja atingido um estado de equilíbrio para todas as seções da barra, caracterizando uma forma fletida estável (Figura 3.32a). Do contrário, se as ações externas forem superiores à capacidade resistente da barra, o pilar perde estabilidade, configurando um equilíbrio instável (Figura 3.32b). Portanto, a verificação deve ser feita na existência de forma fletida estável.

**Figura 3.32 – Configurações fletidas: a) Equilíbrio estável; b) Equilíbrio instável**

a)



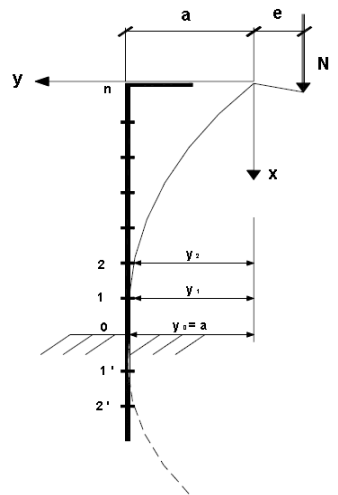
b)



Fonte: Pinheiro (2007)

Ainda segundo o autor, a estabilidade será atingida quando o pilar parar numa forma deformada estável, de flecha  $a$ , com equilíbrio alcançado entre esforços internos e externos, respeitada a compatibilidade entre curvaturas, deformações e posições da linha neutra, bem como as equações constitutivas dos materiais e sem haver, na seção crítica, deformação convencional de ruptura do concreto ou deformação plástica excessiva do aço.

**Figura 3.33 – Deformada estável**



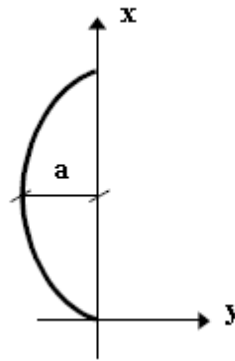
Fonte: Pinheiro (2007)

### 3.2.7.2 Pilar-padrão

O pilar-padrão é uma barra engastada na base e livre no topo, com curvatura conhecida. Destaca-se que o método do pilar-padrão é aplicável somente a pilares de seção transversal constante e em armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo (BASTOS, 2015; ABNT NBR 6118:2014).

Pinheiro (2007) fez considerações a respeito da definição do pilar-padrão e da forma para se obter a equação para o momento fletor de segunda ordem. Como simplificação, a linha elástica do pilar (indicada na Figura 3.34) pode ser tomada pela função senoidal.

**Figura 3.34 – Elástica do pilar-padrão**



Fonte: Pinheiro (2007)

$$y = -a \cdot \text{sen} \left( \frac{\pi}{l} x \right) \quad (3.35)$$

A primeira e a segunda derivada da função fornecem:

$$y' = -a \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \cos \left( \frac{\pi}{l} x \right) \quad (3.36)$$

$$y'' = a \cdot \left( \frac{\pi}{l} \right)^2 \cdot \text{sen} \left( \frac{\pi}{l} x \right) \quad (3.37)$$

Como a curvatura  $1/r \approx d^2y/dx^2$ , para a seção média tem-se que:

$$\left( \frac{1}{r} \right)_{x=l/2} = (y'')^2_{x=l/2} = a \cdot \left( \frac{\pi}{l} \right)^2 \quad (3.38)$$

Sendo assim, a flecha máxima será:

$$a = \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \left( \frac{1}{r} \right)_{x=l/2} \quad (3.39)$$

Para o caso do pilar em balanço, tem-se que:

$$a = \frac{l_e^2}{\pi^2} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{base} \quad (3.40)$$

A flecha máxima, também chamada de excentricidade máxima de segunda ordem, é considerada no dimensionamento dos pilares. Logo, o momento fletor de segunda ordem pode ser obtido pela equação:

$$M_{2d} = N_d \cdot a = N_d \cdot \frac{l_e^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r}\right) \quad (3.41)$$

### 3.2.7.3 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014, este método pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com índice de esbeltez  $\lambda \leq 90$ , ou seja, pilares de esbeltez média segundo a classificação de Pinheiro (2007) citada no item 3.1.4 deste estudo.

“A não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não-linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica” (ABNT NBR 6118:2014).

A norma especifica que o momento total máximo no pilar pode ser calculado segundo a Equação 3.42:

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r}\right) \geq M_{1d,A} \quad (3.42)$$

sendo que:

$\alpha_b$ : é o parâmetro definido no item 3.1.4;

$N_d$ : é a força normal solicitante de cálculo;

$l_e$ : é o comprimento de flambagem;

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

$1/r$ : é a curvatura na seção crítica, avaliada pela Equação 3.43:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (3.43)$$

A força normal adimensional ( $v$ ) é definida pela seguinte equação:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (3.44)$$

em que:

$A_c$ : é a área da seção transversal do pilar;

$f_{cd}$ : é a resistência característica à compressão de cálculo do concreto (definida no item 3.1.2);

$h$ : é a dimensão da seção transversal na direção considerada.

#### 3.2.7.4 Método do pilar-padrão com rigidez $\kappa$ aproximada

Assim como para o método supracitado, o uso deste método é permitido apenas para pilares com índice de esbeltez  $\lambda \leq 90$ , com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não-linearidade geométrica também é considerada de forma aproximada, supondo-se deformação senoidal da barra. Contudo, não-linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da rigidez (ABNT NBR 6118:2014).

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de primeira ordem.

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120(\kappa/v)}} \geq M_{1d,A} \quad (3.45)$$

Para o valor da rigidez adimensional  $\kappa$  pode ser utilizada a Equação 3.46:

$$\kappa_{approx} = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) v \quad (3.46)$$

As variáveis  $\alpha_b$ ,  $M_{1d,A}$ ,  $h$  e  $v$  são as mesmas definidas na subseção anterior. A variável  $\lambda$  representa o índice de esbeltez do pilar. A norma cita ainda que, em processos de dimensionamento, deve-se tomar  $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$ . Em processos de verificação, em que a armadura é conhecida,  $M_{Rd,tot}$  é o momento resistente calculado com a armadura conhecida e com  $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$ .



Nota-se que o cálculo da rigidez adimensional  $\kappa$  depende de  $M_{Rd,tot}$ , podendo ser resolvido através de um processo iterativo. Geralmente, duas ou três iterações são suficientes (ABNT NBR 6118:2014). Para evitar o processo iterativo, deve-se substituir a Equação 3.46 na Equação 3.45, obtendo uma equação de segundo grau que serve para calcular diretamente o valor do momento fletor total, com  $M_{d,tot}$  ao invés de  $M_{S,d}$  (ENCISO, 2010):

$$M_{d,tot}^2 + \left( \frac{1}{5} h N_d - \lambda^2 h N_d - \alpha_b M_{1d,A} \right) M_{d,tot} - \frac{1}{5} \alpha_b h N_d M_{1d,A} = 0 \quad (3.47)$$

### 3.2.7.5 Momento mínimo e envoltórias de primeira e segunda ordem

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o efeito das imperfeições locais ou de excentricidade acidental nos pilares e pilares-parede pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de primeira ordem ( $M_{1d,mín}$ ).

$$M_{1d,mín} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (3.48)$$

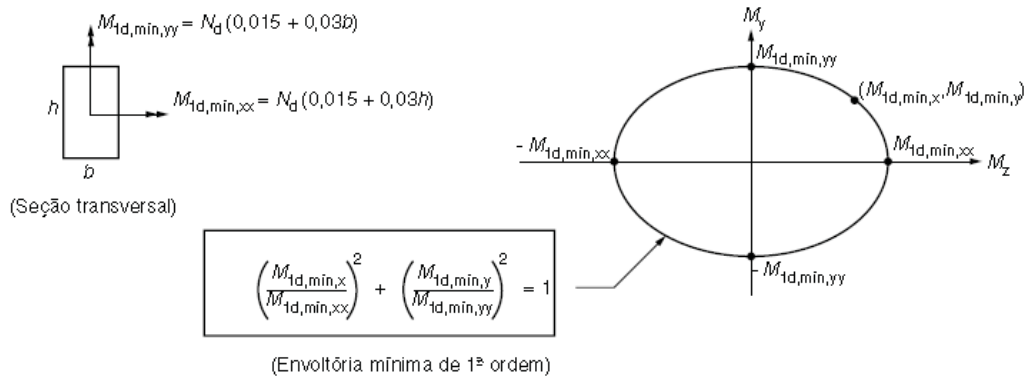
em que:

h: é a altura total da seção transversal na direção considerada (em metros).

Vale salientar que, a este momento, são somados os momentos de segunda ordem. O conceito de momento mínimo foi induzido na versão de 2003 da NBR 6118, advindo do ACI 318 (1995), que aborda que se os momentos atuantes no pilar são muito pequenos ou nulos, o projeto de pilares esbeltos deve-se basear sobre uma excentricidade mínima, dada pela consideração de um momento mínimo (BASTOS, 2015).

Ainda segundo a norma brasileira, para pilares de seção retangular, pode-se definir uma envoltória mínima de primeira ordem, tomada a favor da segurança, de acordo com a Figura 3.35.

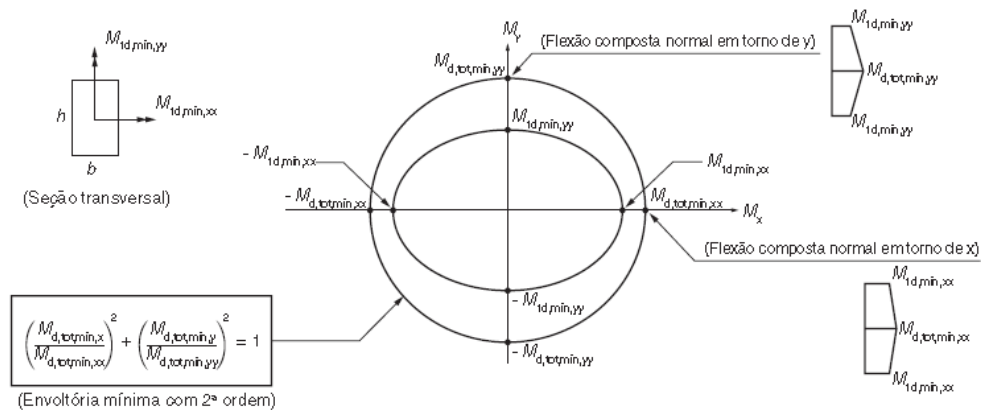
**Figura 3.35 – Envoltória mínima de primeira ordem**



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que incorpore a envoltória mínima de primeira ordem. Quando houver a 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. 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, em suas direções principais (ABNT NBR 6118:2014).

**Figura 3.36 – Envoltória mínima com segunda ordem**



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

### 3.3 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

#### 3.3.1 Considerações iniciais

O conceito de concreto de alta resistência (CAR) foi se modificando ao passar dos anos. Na década de 50, os concretos com 35 MPa eram considerados de alta resistência. Já na década de 70, eles já atingiam os 60 MPa. Nos anos 80 e 90, com o surgimento dos superplastificantes e com a utilização regular da sílica ativa, os concretos chegaram a resistências na ordem de 100 MPa, e, atualmente, os concretos podem ser empregados com resistências superiores a 150 MPa (AITCIN, 2000; TORRICO, 2010).

Para o ACI 363 (2010), concretos de alta resistência são aqueles que atingem resistência específica à compressão de, pelo menos, 55 MPa aos 28 dias. Ainda segundo a norma, este valor representa um estado de tensão em que cuidados especiais são necessários na sua produção e nas considerações de projeto.

A norma brasileira ABNT NBR 8953:2015 classifica os concretos estruturais (acima de C20) em dois grupos de resistência: grupo I (C20 até C50) e grupo II (C55 até C90).

**Tabela 3.8 – Classificação em grupos das 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)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para concretos do grupo II de resistência, os parâmetros de deformação específica correspondentes ao patamar de escoamento e à ruptura do concreto começam a sofrer alterações, além de mudanças significativas nos diagramas de tensão-deformação.

Os processos e materiais utilizados para a obtenção do CAR propiciam a evolução de outros atributos, não somente a resistência. Devido a isso, Lima (1997) relata que o CAR também pode ser considerado como um concreto de alto desempenho (CAD).

As ações realizadas para o aumento da resistência do concreto visando o CAR, caracterizadas principalmente pela diminuição de água na mistura e a escolha adequada dos agregados provocam reduções da porosidade da mistura e da fissuração interna inicial da sua microestrutura do concreto. Tais fatos resultam em um maior acúmulo de energia do concreto antes da ruptura, diminuindo sua ductilidade e tornando-a repentina e frágil (TORRICO, 2010).

### **3.3.2 Materiais constituintes**

Para Aitcin (2000), a seleção dos materiais e a otimização dos constituintes de um CAR trata-se mais de uma arte do que de uma ciência. E a melhor forma de garantir a seleção da maioria dos materiais adequados é através de ensaios prévios de laboratórios. Os materiais e princípios utilizados para a obtenção dos concretos convencionais não são os mesmos para serem aplicados na produção do CAR (TORRICO, 2010).

#### **3.3.2.1 Cimento**

O cimento é um aglomerante hidráulico obtido pela moagem do clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáticos (ABNT NBR 5732:1991). Torrico (2010) complementou a definição da norma citando que o cimento é um pó muito fino (as partículas podem se hidratar totalmente quando sua dimensão é menor que 10  $\mu\text{m}$  ou 0,01 mm) que provem da moagem do clínquer, que é uma mistura de materiais calcários (como rocha calcária e gesso), alumina e sílica calcinada (encontrada nas argilas) a temperaturas próximas a 1450 °C, aproximadamente em proporções de 80% e 20%, respectivamente, possuindo propriedades aglomerantes e aglutinantes.

O cimento Portland é o mais utilizado para a fabricação de concretos, incluindo os CAR. Suas características e quantidade numa mistura de CAR têm influência direta no produto final (ACI 363, 2010). Ainda segundo a norma americana, a escolha do tipo de cimento Portland é

extremamente importante para o CAR, devendo ser selecionado com base nas necessidades de desempenho.

Os principais tipos de cimento Portland existentes no Brasil – que diferem entre si conforme sua proporção de clínquer e sulfato de cálcio, de material carbonático e de adições como escórias, pozolanas e calcário – são resumidos na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9 – Tipos de cimento produzidos no Brasil**

Tipo de cimento portland	Sigla	composição (% em massa)				Norma Brasileira ABNT
		Clinquer + gesso	Escoria granulada de alto-forno (E)	Material pozzolânico (Z)	Material Carbonático (F)	
Comum	CP I	100	-	-	-	NBR 5732:1991
	CP I-S	99-95	1-5	-	-	
Composto	CP II-E	94-56	6-34	-	0-10	NBR 11578:1991
	CP II-Z	94-76	-	6-14	0-10	
	CP II-F	94-90	-	-	6-10	
Alto Forno	CP III	65-25	35-70	-	0-5	NBR 5735-EB 208:1991
Pozolânico	CP IV	85-45	-	15-50	0-5	NBR 5736:1991
Ata Resistência Inicial	CP V-ARI	100-95	-	-	0-5	NBR 5733:1991

Fonte: Adaptada de ABCP BT-106(2002)

A Tabela 3.10 mostra, de forma simplificada, como os diversos tipos de cimento agem sobre as argamassas e concretos de função estrutural com eles constituídos.

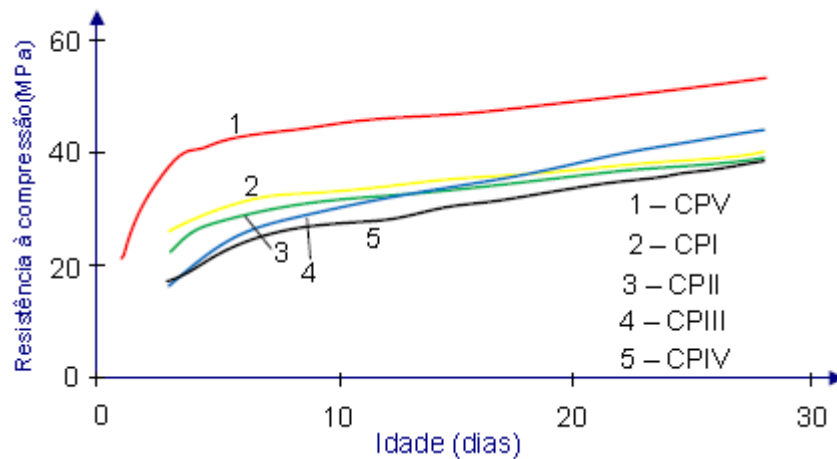
**Tabela 3.10 – Influência dos tipos de cimento nas argamassas e concretos**

Propriedade	Tipo de cimento portland						
	Comum e Composto	Alto-Forno	Pozolânico	Alta Resistência Inicial	Resistente aos Sulfatos	Branco Estrutural	Baixo Calor de Hidratação
Resistência à compressão	Padrão	Menor nos primeiros dias e maior no final da cura	Menor nos primeiros dias e maior no final da cura	Muito maior nos primeiros dias	Padrão	Padrão	Menor nos primeiros dias e padrão no final da cura
Calor gerado na reação do cimento com a água	Padrão	Menor	Menor	Maior	Padrão	Maior	Menor
Impermeabilidade	Padrão	Maior	Maior	Padrão	Padrão	Padrão	Padrão
Resistência aos agentes agressivos (água do mar e de esgotos)	Padrão	Maior	Maior	Menor	Maior	Menor	Maior
Durabilidade	Padrão	Maior	Maior	Padrão	Maior	Padrão	Maior

Fonte: ABCP BT-106 (2002)

Na Figura 3.37, a ABCP BT-106 (2002) apresenta a evolução da resistência média à compressão com o tempo para os diferentes tipos de cimento classificados no Brasil.

**Figura 3.37 – Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland**



Fonte: ABCP BT-106 (2002)

### 3.3.2.2 Adições minerais

Segundo Mehta e Monteiro (1994), os principais benefícios alcançados com as adições minerais são ambientais, econômicos e tecnológicos, sendo que neste último, podem melhorar a resistência à fissuração térmica, à expansão álcali-agregados e também ao ataque por sulfatos.

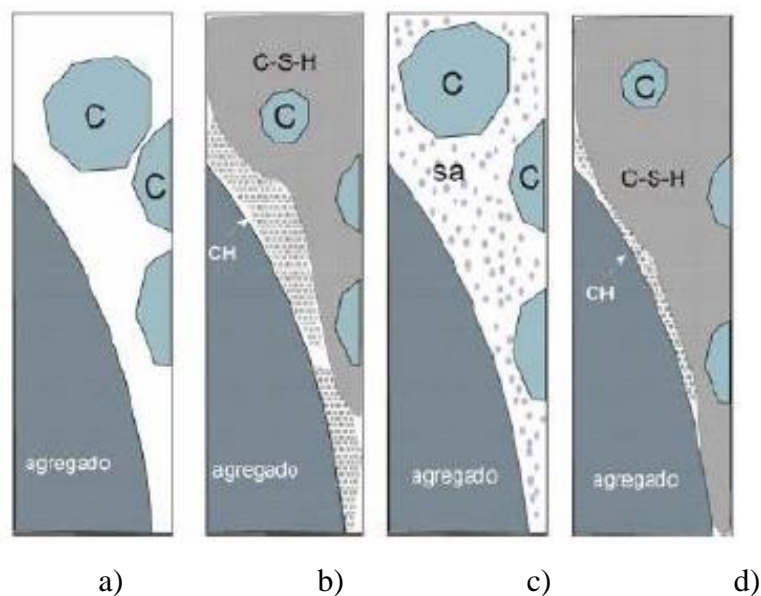
As adições podem ser classificadas em pouco reativas ou reativas mediante a sua ação na microestrutura do concreto. As reativas, como a sílica ativa, pozolanas, cinza de casca de arroz, cinza volante e metacaulinita contribuem na formação de silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Se após certo tempo não existir mais disponibilidade de cálcio hidratado, as adições reativas atuam como um fíler inerte, melhorando o conjunto fisicamente. As adições pouco reativas, proporcionam ao concreto uma estrutura mais compacta (são encapsuladas no interior do concreto), sendo alguns deles: fílers de calcário, quartzo, entre outros (TORRICO, 2010).

A adição mineral mais utilizada nos concretos é a sílica ativa, também conhecida no meio técnico como sílica, sílica volatilizada, fumo de sílica condensada ou sílica fume, microsílica, entre outros (VANDERLEI, 1999). Conforme a ASTM C1240/93, sílica ativa é um material pozolânico de alta finura (diâmetro médio de 0,2  $\mu\text{m}$  e massa específica de 2220  $\text{kg/m}^3$ ) composto basicamente de sílica amorfa, produzida a partir de fornos de arco voltaico,

como subproduto decorrente da obtenção do ferro sílico ou silício metálico, que contém em sua composição química um percentual mínimo de 85% de dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ). A redução de quartzo a silício em temperaturas de até 2000 °C produz vapor de  $\text{SiO}$ , que oxida e condensa, em zonas de baixa temperatura, a partículas esféricas minúsculas consistindo de sílica não cristalina, proporcionando uma altíssima reatividade com os produtos decorrentes da hidratação do cimento.

Torrico (2010) relata que a quantidade de sílica ativa normalmente adicionada ao cimento ou que o substitui está entre 5% a 15%. Por ser um material extremamente fino – entre 50 a 100 vezes mais fino que o cimento –, precisa de uma maior quantidade de água para proporcionar a mesma trabalhabilidade sem a sílica, logo torna-se necessário o uso de superplastificantes. O autor ainda afirma que a sílica ativa possui ações físicas no concreto, sendo que, no estado fresco, melhora a coesão, reduz a exsudação, reduz a segregação e melhora o empacotamento das partículas internas. Além disso, possui ação química (pozolânica) reagindo com o cálcio hidratado (CH) (que ocupa até 25% do volume da pasta e é um cristal com pequena resistência) para formar o C-S-H, aumentando suas propriedades de resistência e durabilidade. Com adição da sílica ativa no concreto, nota-se uma redução de CH e um incremento de C-S-H, obtendo-se uma zona de transição (pasta-agregado) mais coesa.

**Figura 3.38 – Atuação da sílica ativa na zona de interface entre a pasta e o agregado: a) e b) Concreto sem sílica ativa, antes e depois da hidratação; c) e d) Concreto com sílica ativa antes e depois da hidratação**



Fonte: Adaptada de Silva (2007)

### 3.3.2.3 Adições químicas

Aditivos químicos são substâncias que modificam as propriedades dos concretos através de uma ação química, física ou ambas. Os benefícios proporcionados por eles estão relacionados à eficiência ambiental, aumento da vida útil do concreto e velocidade da construção. Entre os principais aditivos químicos, tem-se: o superplastificante, plastificante retardador/acelerador de pega, incorporadores de ar, controladores de hidratação, expansores, entre outros (BASF, The Chemical Company).

A função dos aditivos químicos é de alterarem as características dos minerais já presentes na pasta, ao contrário dos materiais cimentícios suplementares, que consistem em adições minerais à pasta de cimento do concreto (CALDARONE, 2009).

Os aditivos químicos são muito utilizados na produção de CAR. Além de serem utilizados para a redução de água e ajuste do tempo de pega da mistura, podem ser empregados também para inibição da corrosão, modificação da viscosidade e controle da contração (ACI 363, 2010). Segundo Vanderlei (1999), os aditivos fundamentais no caso de CAR são os superplastificantes, pois são capazes de propiciar a obtenção conjunta de trabalhabilidade adequada com baixas relações água/cimento. Em se tratando dos aditivos redutores de água, podem ser encontrados de diversas composições e que contribuem para a melhoria de diversas propriedades do concreto, no entanto, faz-se necessário a sua seleção e definição dos teores a serem empregados (TORRICO, 2010).

Normalmente a dosagem de superplastificante utilizada em CAR varia entre 0,5 a 2,5 do teor de sólidos do aditivo em relação à massa de cimento (AITCIM, 2000). Torrico (2010) ainda afirma que a utilização de quantidades adicionais de superplastificante (em relação à dosagem correspondente ao ponto de saturação) não traz benefícios, pelo contrário, pode ocasionar segregação no concreto e retardamento da pega.

### 3.3.2.4 Água de amassamento

Segundo Aitcin e Neville (1993), a relação água/cimento necessária para hidratar o cimento é 0,22, mas é preciso uma quantidade adicional para adequar a trabalhabilidade. A qualidade da água de amassamento e de cura precisa cumprir as especificações da norma ABNT NBR 15900-1:2009. Geralmente, a água potável proveniente da rede de abastecimento público é adequada ao emprego no amassamento de concretos.



### 3.3.2.5 Agregados

Os agregados utilizados em concretos de alta resistência podem ser materiais naturais (areia, pedregulho e pedra britada) ou artificiais (argila expandida). Podem ser classificados como grãos e miúdos, em função da dimensão máxima característica dos grãos, ocupando de 60% a 80% do volume do concreto e influenciando diretamente na resistência à compressão deste mediante ao seu módulo de deformação longitudinal, granulometria, resistência à compressão do agregado, diâmetro máximo característico, módulo de finura, forma, textura superficial, etc. (VANDERLEI, 1999).

Caldarone (2009) observa que agregados considerados adequados para concretos convencionais não são necessariamente bem adaptados para grande parte dos CAR. O processo de seleção de agregados para concreto de alta resistência está relacionado ao equilíbrio de demanda de água e trabalhabilidade com a resistência desejada.

Conforme Gomes (1995), a escolha do agregado miúdo não tem importância significativa para a obtenção de altas resistências em concretos, pois estes agregados apresentam resistência suficiente para o CAR. Para resistências de até 170 MPa, o agregado miúdo não influencia potencialmente na resistência do concreto, sendo que a areia quartzosa normal bem graduada é suficiente para concretos até esse limite de resistência.

Dimensões menores de agregados produzem concretos com maiores resistências, devido às menores concentrações de tensões ao redor das partículas, que são causadas por diferenças entre o módulo de deformação da pasta e do agregado (SILVA, 1995). Segundo o ACI 363 (2010), o agregado ideal deveria ser limpo, cúbico, anguloso, 100% de agregado britado, com um mínimo de partículas lamelares e alongadas, uma vez que com essas características, o agregado irá demandar de menos água na mistura.

Gomes (1995) também verificou que a máxima resistência atingida pelo concreto além de estar relacionada com a resistência da rocha do agregado, pode também estar relacionada com o seu resultado do teste de Abrasão Los Angeles. Segundo o autor, notou-se que quanto menor era o percentual obtido no ensaio de Abrasão Los Angeles do agregado grão, maior foi a resistência alcançada pelo CAR.

Lima (1997) constata que a superfície de ruptura nos corpos-de-prova de CAR (com resistências à compressão superiores à 50 MPa) atravessa, na maioria dos elementos, o agregado grão, o que está diretamente relacionado com o fato do fortalecimento da zona de transição. Mendes (2002) observou estatisticamente que existe um efeito significativo do tipo de agregado grão tanto na resistência à compressão quanto no módulo de elasticidade do concreto, visto

que, para os CAR, o agregado graúdo deixa de ser considerado apenas um material inerte, tornando-se um fator limitante da resistência, que passa a ser controlada pelas características físicas, mecânicas e mineralógicas.

#### 3.3.2.6 Procedimentos de dosagem e mistura

Segundo Vanderlei (1999), entre os vários métodos de dosagem do concreto, os fatores comuns entre eles são: resistência desejada, idade do ensaio, tipo de aplicação, durabilidade prevista, aspectos econômicos, ambiente, etc. Para obter máxima resistência à compressão do concreto, deve-se otimizar o desempenho de cada um dos componentes, considerando-se os fatores de influência. Ainda segundo o autor, para a dosagem de um concreto, deve-se conhecer um método de dosagem e observar: menor relação água/cimento, características de finura do agregado miúdo, escolha do agregado graúdo, resistência à compressão e módulo de deformação longitudinal, consumo de aditivos minerais e químicos. Em seguida, a partir de um primeiro ensaio feito para uma dosagem, fazer ajustes do fator água/cimento, agregados e outros, até obter-se a resistência e a trabalhabilidade necessária e com menor consumo de cimento.

Com relação à sequência de inserção dos materiais, Lima (1997) usou a seguinte ordem: 1º - pedra britada + 20% de água; 2º - cimento + 30% de água; 3º - sílica ativa; 4º - restante de água + aditivo; 5º - areia. O tempo total de mistura foi de 15 minutos.

Por sua vez, Ducatti (1993) utilizando equipamento de pouca eficiência para a mistura dos materiais, seguiu a seguinte ordem de inserção: 1º - mistura de todo o agregado graúdo com o cimento, a sílica ativa, toda a água e um terço da solução do aditivo superplastificante por cerca de 10 minutos; 2º - colocação de toda a areia e os dois terços restantes do aditivo, misturando por mais 5 minutos.

### 3.3.3 Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas do concreto, tais como a relação tensão-deformação, o módulo de elasticidade e a resistência à tração, são obtidas através de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos (ACI 363, 2010). A norma ainda salienta que, para concretos com resistências convencionais, a resistência à compressão axial normalmente é obtida através da utilização de

corpos-de-prova cilíndricos com 152 mm de diâmetro x 305 mm de altura. Já para os concretos com resistência específica superior a 55 MPa, as dimensões frequentes são 102 mm de diâmetro x 204 mm de altura, devido à limitação da capacidade de máquinas de teste.

A norma brasileira ABNT NBR 5738:2003 especifica que os corpos-de-prova devem ser cilíndricos ou prismáticos. No primeiro caso, devem possuir altura igual ao dobro do diâmetro, devendo este último ser de 10 cm, 15 cm, 20 cm, 25 cm, 30 cm ou 45 cm, com tolerâncias de medidas de 1% (para o diâmetro) e 2% para a altura. Já no segundo caso, devem ter seção quadrada, com superfícies lisas e livres de saliências, devendo ter comprimento de pelo menos 50 mm maior que o vão de ensaio e 50 mm maior que três vezes a dimensão do lado da seção transversal do corpo-de-prova, sendo que a dimensão transversal mínima deve ser de 150 mm, com tolerâncias inferiores a 2% e nunca maiores que 2 mm. Atendendo a estas especificações, a ABNT NBR 5739:2007 relata o ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos e cita que a relação altura/diâmetro (h/d) nunca deve superar o valor de 2,02. Caso a relação seja inferior a 1,94, deve-se efetuar correções através da multiplicação da força por um fator de correção que depende da relação h/d.

### 3.3.3.1 Módulo de elasticidade

A norma ABNT NBR 6118:2014, após ser atualizada, alterou as formas de cálculo do módulo de elasticidade. Quando não obtiverem resultados através do método de ensaio previsto na ABNT NBR 8522:2008, deve-se calcular o valor do módulo de elasticidade tangente inicial (aos 28 dias) usando as expressões:

- Para concretos das classes C20 até C50:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.49)$$

- Para concretos das classes C55 até C90:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (3.50)$$

sendo que:

$\alpha_E$ : é um coeficiente dependente do tipo de rocha que se origina o agregado graúdo do concreto. Tem valores de 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$ : dados em MPa.

O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) utilizado nas análises elásticas para determinação de esforços solicitantes e verificação de limites de serviço, deve ser calculado pela Equação 3.51:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.51)$$

sendo que:

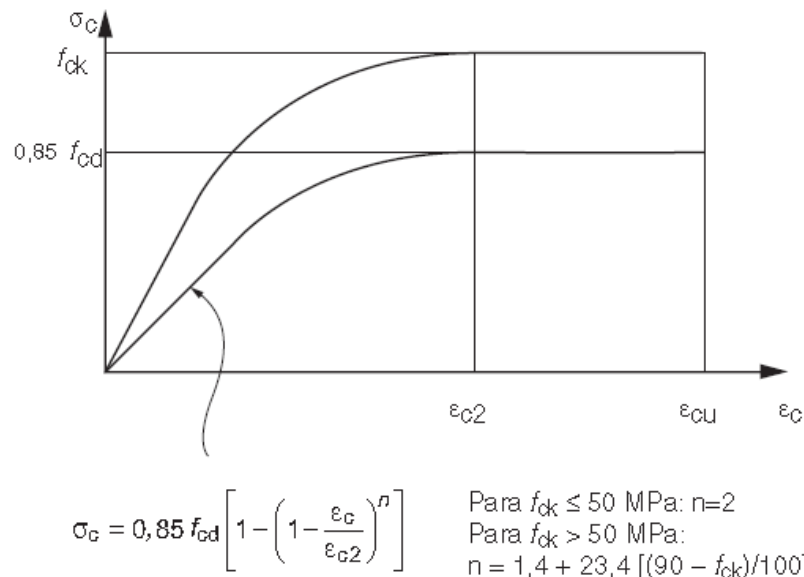
$\alpha_i$ : é um coeficiente dependente da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), calculado pela Equação 3.52:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.52)$$

### 3.3.3.2 Diagrama tensão-deformação ( $\sigma \times \varepsilon$ )

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta que, para tensões de compressão menores que 0,5  $f_c$ , pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, utilizando-se o valor do módulo de elasticidade secante (Equação 3.51). Para análises no estado-limite último (ELU), é possível utilizar o diagrama tensão-deformação idealizado (conhecido como diagrama parábola-retângulo), conforme a figura a seguir.

**Figura 3.39 – Diagrama tensão-deformação idealizado**



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Os valores a serem adotados para os parâmetros  $\epsilon_{c2}$  (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e  $\epsilon_{cu}$  (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) são separados em dois grupos:

- concretos de classes até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

- concretos de classes C55 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (3.53)$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (3.54)$$

Conforme a norma, esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade  $y = \lambda x$  (também chamado de retângulo equivalente), em que o parâmetro  $\lambda$  pode ser tomado como:

- concretos de classes até C50:

$$\lambda = 0,8$$

- concretos de classes C55 até C90:

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (3.55)$$

A tensão constante atuante até a profundidade  $y$  pode ser tomada como sendo:  $\alpha_c f_{cd}$ , no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida; e  $0,9 \alpha_c f_{cd}$  no caso contrário. Sendo  $\alpha_c$  definido como:

- concretos de classes até C50:

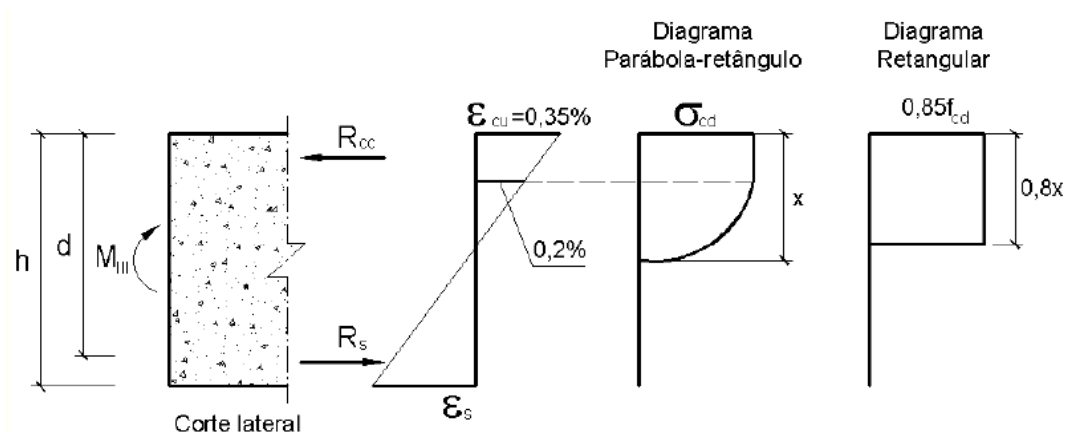
$$\alpha_c = 0,85$$

- concretos de classes C55 até C90:

$$\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200] \quad (3.56)$$

O diagrama retangular pode ser exemplificado conforme a Figura 3.40, expressa por Pinheiro (2007) que ilustra o caso de concretos até C50.

**Figura 3.40 – Diagrama retangular**

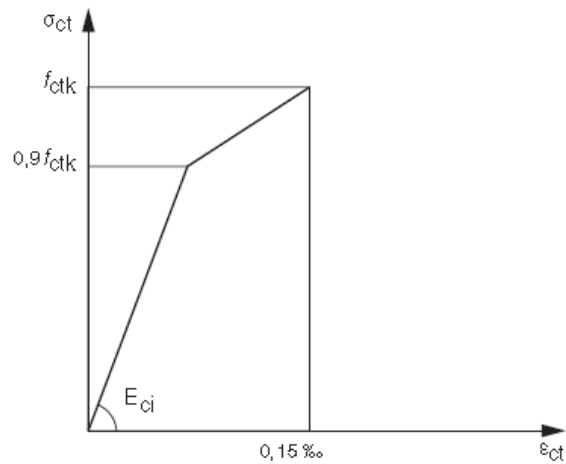


Fonte: Adaptado de Pinheiro (2007)

Destaca-se o fato que, na versão anterior à atualizada, não havia distinções para o cálculo dos parâmetros  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu}$  de acordo com a resistência característica à compressão do concreto, portanto eram valores iguais para ambas as classes de concreto.

Para tensões de tração, a norma relata que, para o concreto não fissurado, pode ser adotado o diagrama tensão-deformação bilinear, conforme indicado na Figura 3.41:

**Figura 3.41–Diagrama tensão-deformação bilinear de tração**

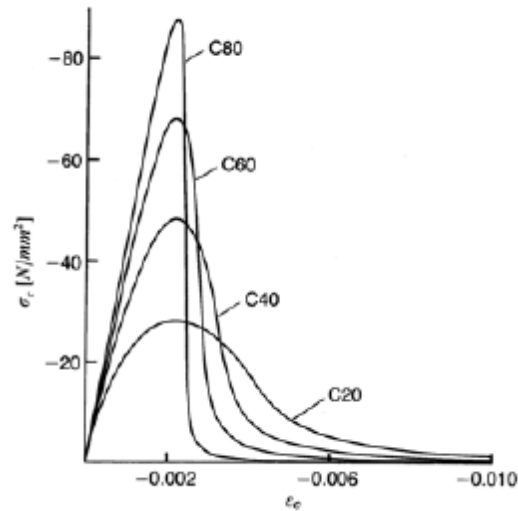


Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O comportamento tensão-deformação do concreto é influenciado, principalmente, pela rigidez relativa da pasta e agregados, e também pela força de união da zona de transição – entre pasta e agregado graúdo (CALDARONE, 2009).

Quando comparado com o concreto de resistência convencional, a parte ascendente da curva tensão-deformação é mais linear e mais íngreme para o CAR. Para o trecho descendente, a curva também apresenta uma maior taxa de variação para o CAR (ACI 363, 2010). Tal fato demonstra a perda de ductilidade dos concretos de alta resistência, passando a apresentar características de ruptura repentina e frágil em virtude do aumento da resistência à compressão.

**Figura 3.42–Diagramas tensão-deformação para diferentes classes de resistência**

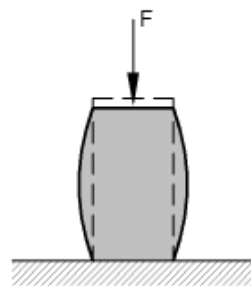


Fonte: CEB-FIP (1990)

### 3.3.3.3 Coeficiente de Poisson

Ao aplicar-se uma força axial sobre uma peça de concreto, surge uma deformação longitudinal na direção da carga e, simultaneamente, uma deformação transversal com sinal contrário. A relação entre a deformação transversal e a longitudinal é denominada coeficiente de Poisson (PINHEIRO, 2007).

**Figura 3.43 – Deformações longitudinais e transversais**



Fonte: Pinheiro (2007)

A ABNT NBR 6118:2014 expõe que, para tensões de compressão menores que  $0,5 f_c$  (resistência à compressão do concreto) e tensões de tração menores que  $f_{ct}$  (resistência do



concreto à tração direta), o coeficiente de Poisson pode ser tomado igual a 0,2, sem distinção entre o concreto de resistência convencional e o CAR.

Caldarone (2009) cita que, baseado em dados obtidos para o CAR, o coeficiente de Poisson deste dentro do limite elástico de deformação comporta-se de maneira similar quando comparado ao concreto convencional. Logan et al. (2009) ensaiaram concretos de resistências à compressão entre 69 e 124 MPa e concluíram que é razoável utilizar 0,2 como coeficiente de Poisson para o CAR até a resistência de 124 MPa.

### 3.4 ESTUDOS ANTERIORES – ANÁLISES DE ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS / CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

#### 3.4.1 Wordell (2003): Avaliação da instabilidade global de edifícios altos

Wordell (2003) avaliou 4 edifícios (entre 15 e 22 andares) e, através de um deles, concluiu que os momentos finais (primeira e segunda ordem) obtidos através do processo simplificado (esforços de primeira ordem majorados pelo parâmetro  $\gamma_z$ ) são plenamente satisfatórios, ficando sempre maiores que os obtidos através do processo P-Delta. Também foi possível observar que as cargas verticais não acompanham os valores indicados pelo majorador  $\gamma_z$ , o que já era esperado, pois as cargas verticais não são afetadas pelos efeitos de segunda ordem.

Ao analisar um exemplo em que continham pilares parede, o autor corroborou a assertiva feita pelos professores Franco e Vasconcelos de que a classificação das partes da estrutura (em contraventadas e de contraventamento) não tem sentido, pois cada elemento participa em grau maior ou menor no travamento e na estabilidade da estrutura, conforme sua influência.

Em outra análise, o autor alterou as posições dos pilares parede a fim de se obter uma estrutura assimétrica para análise da rotação dos pavimentos. Sendo assim, concluiu que a corrente consideração dos projetistas estruturais em desprezar a inércia à torção dos elementos do pórtico não traz prejuízos à análise estrutural.

### **3.4.2 Moncayo (2011): Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**

Conforme Moncayo (2011), pelo fato do concreto possuir comportamento não-linear, as não-linearidades física e geométrica devem ser consideradas para que se obtenham bons resultados condizentes com o comportamento real da estrutura. Em seu trabalho, o autor ensaiou 7 edifícios no programa CAD/TQS (2 deles com 14 pavimentos, outros 4 com 10 pavimentos e 1 com 22 pavimentos), todos com  $f_{ck} = 25$  MPa, para avaliá-los quanto à estabilidade global e efeitos de segunda ordem.

Através dos resultados obtidos, Moncayo (2011) concluiu que a utilização apenas de  $\gamma_z$  como majorador de esforços para obtenção dos esforços de segunda ordem geram resultados muito melhores que o emprego de  $0,95 \gamma_z$ . Também pôde concluir que a utilização de núcleos rígidos em edifícios de 10 pavimentos foi um exagero com relação à estabilidade do edifício, pois apenas os pórticos formados por vigas e pilares já eram suficientes, ou seja, núcleos rígidos não são necessários para garantir a estabilidade de edificações consideradas “baixas”. Ainda concluiu que, ao se considerar a não-linearidade física aproximada, com rigidez  $0,7 EI$  para vigas e pilares (assim como recomendava a versão da ABNT NBR 6118:2007), as estruturas tendem a ficar mais rígidas, podendo resultar em estruturas de nós fixos ao invés de nós móveis, permitindo a dispensa da análise de segunda ordem.

### **3.4.3 Torrico (2010): Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade**

Em sua tese, Torrico (2010) investigou o comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência confinados por estribos e submetidos à força excêntrica, ou seja, pilares submetidos à flexo-compressão normal. O autor realizou 12 ensaios de pilares com esbelteza mecânica no valor de 92, nos quais estudou três parâmetros: a excentricidade da força, a taxa volumétrica de armadura transversal e a resistência do concreto; além de ensaiar seis pilares curtos de seção quadrada submetidos à compressão centrada para avaliação da ductilidade.

Com relação aos pilares curtos, o autor concluiu que mesmo para espaçamento entre estribos de 5 cm, a seção resistente dos pilares de concreto de alta resistência e de resistência convencional corresponde a toda a seção transversal e que, possivelmente, para taxas volumétricas maiores de armadura transversal ou espaçamento entre estribos menores, o

cobrimento não faça parte da seção transversal do pilar, mas a perda do cobrimento precisa ser compensada por um confinamento eficiente. Ele também afirmou que para considerar o confinamento em concretos de alta resistência, os espaçamentos entre estribos têm que ser menores quando comparados com as estruturas de concreto convencional ou o arranjo da armadura transversal e longitudinal precisa ser mais bem estudado, sendo que a maneira de obter confiabilidade nos resultados é através do índice de ductilidade, que serve para qualquer tipo de concreto.

Em se tratando dos pilares esbeltos, o autor verificou que nestes a ruína ocorreu por ter atingido o ponto limite do equilíbrio instável, em virtude da elevada esbeltez. A ruína por instabilidade dos pilares gera uma curva força-deslocamento com um ramo pós-pico instável. Para os pilares com qualquer tipo de concreto e com excentricidades de força fora do núcleo da seção transversal, Torrico (2011) constatou que a ruína não é súbita, mas nos pilares sob compressão simples ou com excentricidade de força dentro do núcleo da seção e composto por CAR, caso em que a compressão prevalece, a ruína normalmente é brusca. Ainda concluiu que, considerando que o confinamento adquire importância após a perda do cobrimento, para pilares esbeltos a importância do confinamento corresponderia a pilares com pequena excentricidade de força, já que os pilares com excentricidades maiores geralmente têm comportamentos dúcteis mesmo no caso de maiores espaçamentos entre estribos. Teórica e experimentalmente, o autor também observou que ao diminuir o espaçamento entre estribos, houve um ganho na resistência do pilar da seguinte maneira: para os pilares com excentricidade de força de 12 mm, o ganho relativo foi maior que para os que tinham excentricidade de 30 mm; para os pilares com concreto de menor resistência, o ganho relativo de resistência foi maior, em decorrência da maior deformabilidade lateral.

#### **3.4.4 Noriega (2011): Comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência sob flexão composta reta e oblíqua**

Noriega (2011) ensaiou oito pilares com seção transversal de 25x15 cm e comprimento de 300 cm, compondo duas séries de quatro pilares cada uma, sendo que, na primeira série a resistência à compressão do concreto foi de 40 MPa (ensaiados à flexão composta oblíqua) e na segunda série foi de 70 MPa (ensaiados à flexão composta reta). Em cada série, a variável foi a taxa de armadura longitudinal que assumiu os valores de 1,3%, 2,1%, 3,2% e 4,3%. A

ruptura dos pilares ocorreu devido ao esmagamento do concreto na face mais comprimida e o posterior encurvamento das barras longitudinais entre os estribos, na região central do pilar.

O autor comparou seus resultados experimentais com os obtidos pelos métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada e pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada, contidos na ABNT NBR 6118:2003. Desta forma, concluiu que os valores das excentricidades de segunda ordem obtidos pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada são próximos aos reais no caso de pilares submetidos à flexão composta reta e oblíqua, enquanto que o método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada é contra a segurança na maioria dos ensaios de pilares submetidos à flexão composta reta.

## 4 METODOLOGIA

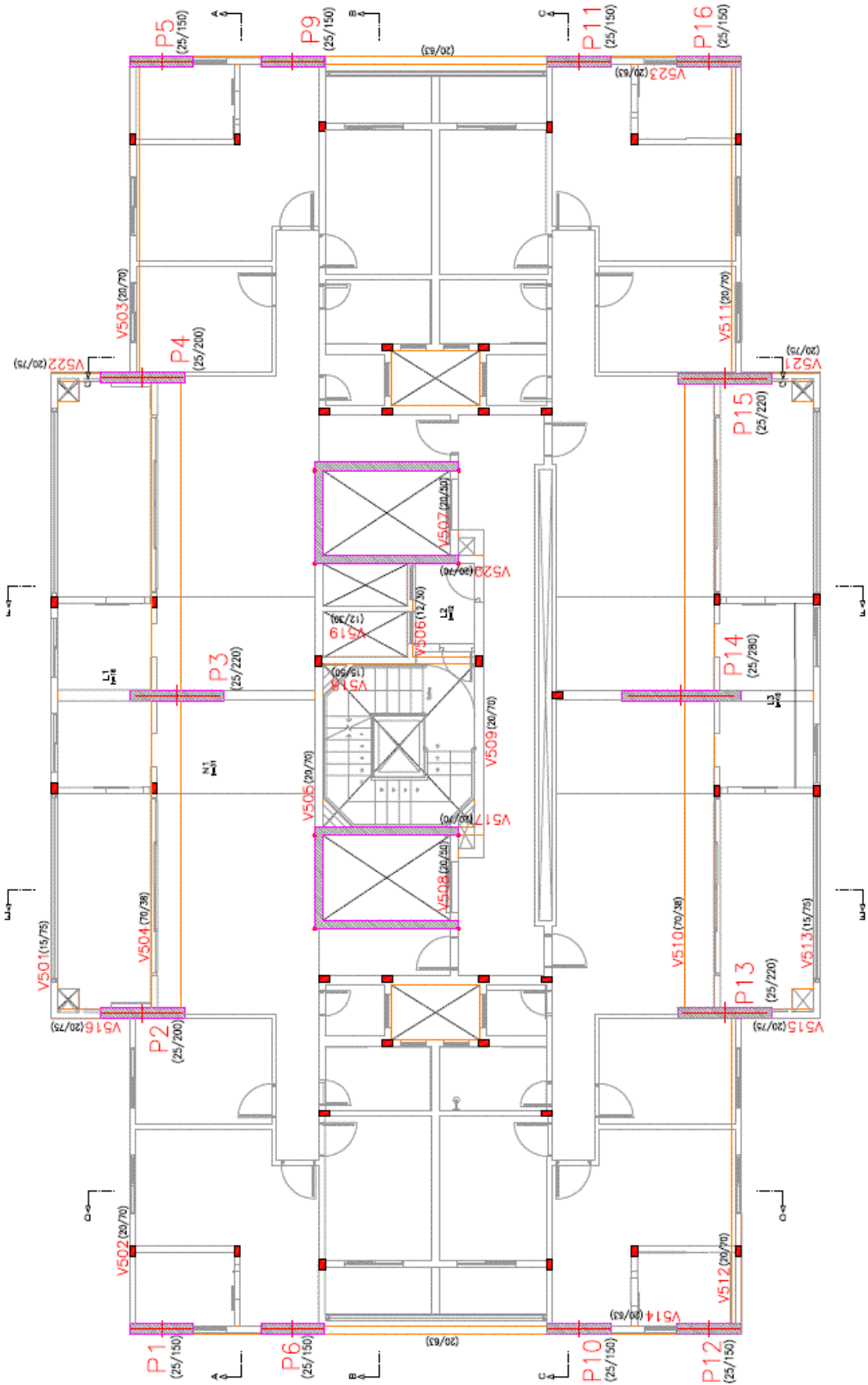
A metodologia empregada consiste, inicialmente, em pesquisas bibliográficas referentes a estruturas dimensionadas com o CAR, dando enfoque aos pilares, e também em normas vigentes que tratam do assunto, assim como a ABNT NBR 6118:2014 que será a base do estudo.

Com o propósito de analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão dos pilares na deformabilidade, nos parâmetros de estabilidade global e também no consumo de material e mão de obra empregada de um edifício residencial de múltiplos pavimentos, o segmento prático deste estudo pode ser pautado em alguns tópicos.

### 4.1 MODELAGEM ESTRUTURAL

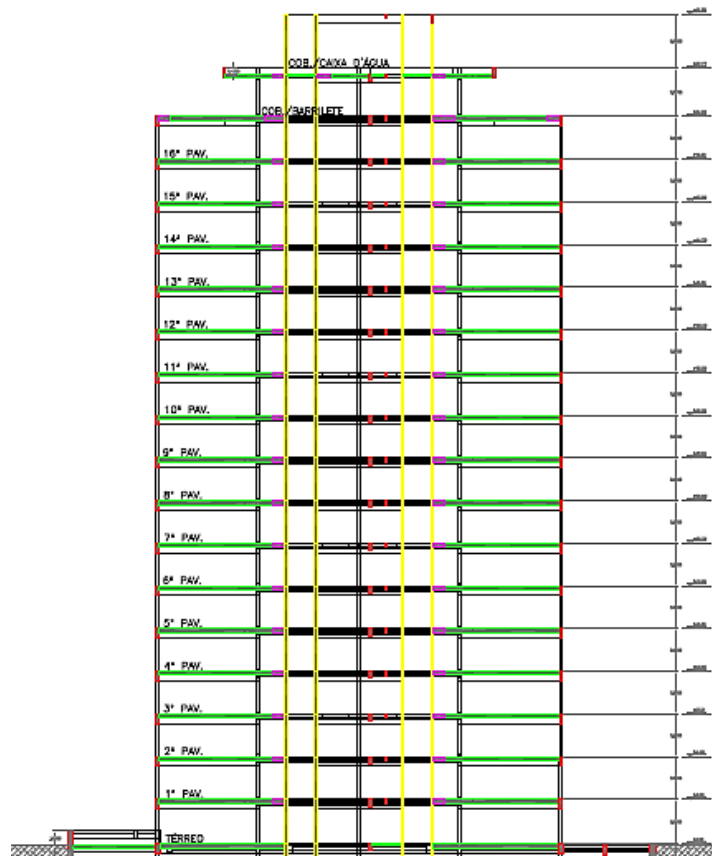
A concepção estrutural será efetuada utilizando o programa CAD/TQS 18 desenvolvido pela TQS Informática Ltda. O edifício a ser estudado foi fornecido por um escritório de projetos estruturais de Maringá – PR, portanto, trata-se de um edifício real. Ele é composto por um pavimento térreo, dezesseis pavimentos tipo, barrilete e caixa d'água, totalizando 61,75 metros de altura, acima do nível do solo. O pavimento tipo do referido edifício é mostrado em planta baixa na Figura 4.1, totalizando uma área de 8.741,19 m<sup>2</sup>. Um corte esquemático da estrutura é mostrado na Figura 4.2.

Figura 4.1 – Planta baixa do edifício



Fonte: Autor (2016)

**Figura 4.2 – Corte esquemático do edifício**



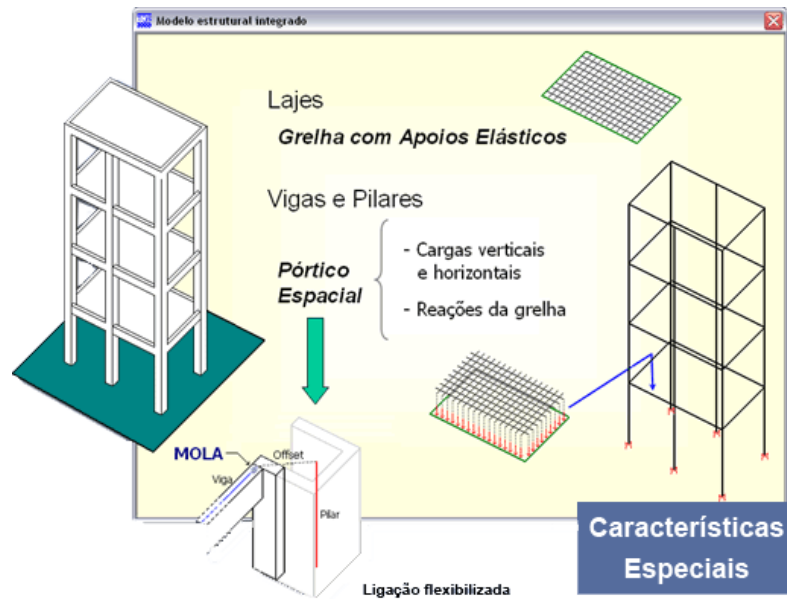
Fonte: Autor (2016)

Optou-se por fazer a concepção estrutural sem contemplar as escadas e as fundações para não fugir do intuito desta pesquisa, visto que estes elementos estruturais não passariam por otimizações e nem influenciariam diretamente na estabilidade global da estrutura.

#### 4.1.1 Características do modelo

Para uma análise estrutural mais condizente com a realidade, o edifício será modelado no programa em Modelo IV, isto é, um modelo de vigas e pilares compondo o pórtico espacial, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Neste modelo, os efeitos das ações horizontais e verticais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial. Por sua vez, as lajes irão interagir com o pórtico espacial através da transferência dos esforços nas barras que compõem a respectiva grelha de discretização da laje como cargas concentradas nas vigas, fazendo com que essa distribuição de esforços seja realizada de forma bastante realista, conforme ilustrado na Figura 4.3.

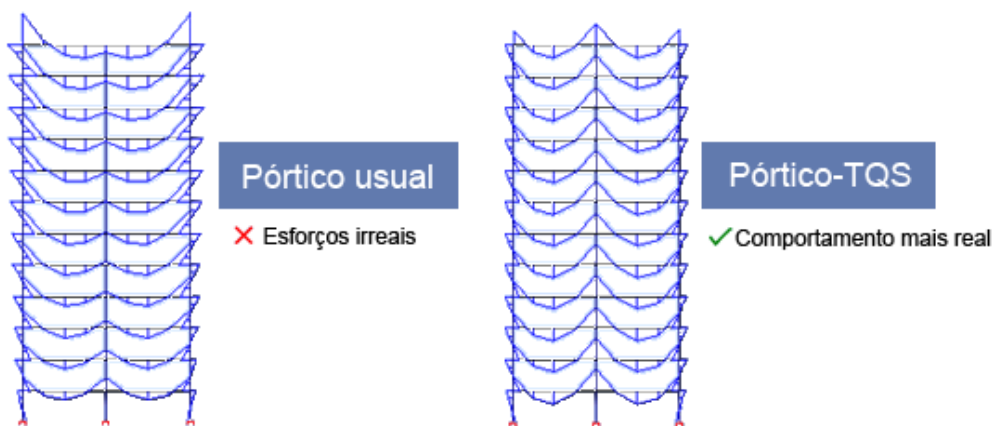
**Figura 4.3 – Modelo estrutural IV**



Fonte: TQS Informática Ltda.

No CAD/TQS, é realizado um ajuste na rigidez axial dos pilares simulando o efeito construtivo do edifício. Esta consideração somente é levada em conta para os casos de carregamento referentes às cargas verticais, e fazem com que os esforços finais obtidos sejam realistas em virtude da consideração dos carregamentos sequenciais.

**Figura 4.4 – Simulação aproximada do efeito construtivo**

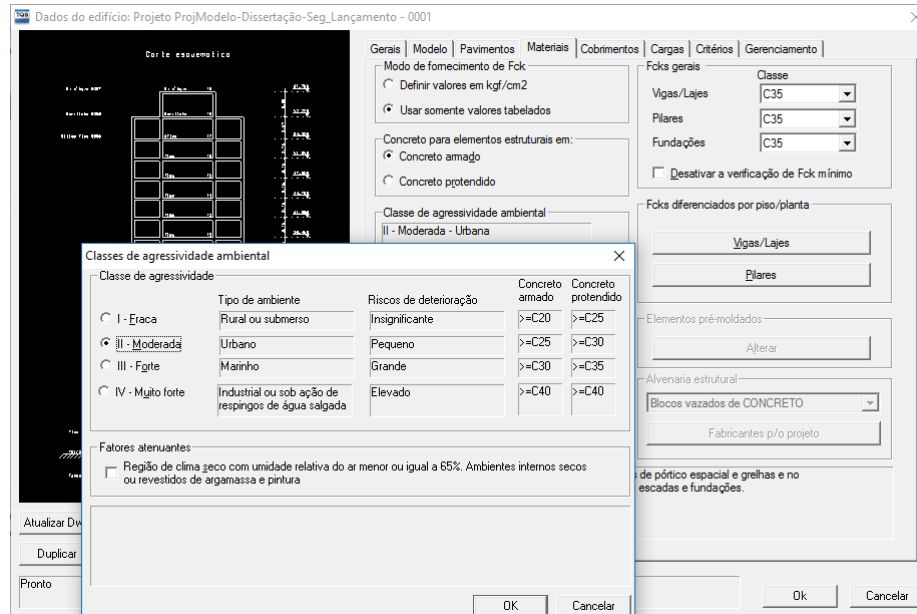


Fonte: TQS Informática Ltda.

O edifício foi modelado considerando a classe de agressividade II – moderada, por se tratar de um empreendimento urbano.



**Figura 4.5 – Classe de agressividade**



Fonte: Autor (2017)

O modelo ELU utilizado para obtenção dos esforços necessários ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais considerou os coeficientes de não-linearidade física de maneira aproximada, conforme indicados no item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014:

- lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci}I_c$
- vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci}I_c$
- pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci}I_c$

Os módulos de elasticidade inicial e secante, assim como o coeficiente  $\alpha E$  (variável de acordo com o agregado utilizado) são apresentados na Tabela 4.1:

**Tabela 4.1 – Módulos de elasticidade**

<i>fck (MPa)</i>	$\alpha E$	<i>Ecs (tf/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Eci (tf/m<sup>2</sup>)</i>
35	1,0	2816054	3313005
40	1,0	3010488	3541751
45	1,0	3193105	3756594
50	1,0	3365828	3959798
55	1,0	3530110	4153071
60	1,0	3687080	4337741
65	1,0	3837635	4514864
70	1,0	3982502	4685296
75	1,0	4122281	4849742
80	1,0	4257473	5008792
85	1,0	4388503	5162945
90	1,0	4515732	5312626

Fonte: Autor (2017)

O modelo ELS foi utilizado para análise dos deslocamentos, sendo consideradas as inércias brutas para os elementos estruturais.

#### 4.1.2 Ações

##### 4.1.2.1 Vento

Para o cálculo do vento atuante na estrutura utilizou-se a Equação 3.1, considerando incidência perpendicular às fachadas. Logo:

- $V_0 = 45$  m/s para a região de Maringá – PR;
- $S_1 = 1,00$ , pois o edifício foi projetado para um terreno plano ou fracamente acidentado;
- $S_2 = 1,02$ , segundo a Tabela 4.4, sendo que o edifício se enquadra na classe C de dimensões (edificação que exceda 50 metros) e categoria IV de rugosidade do terreno (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, em cota média de topo dos obstáculos de 10 metros);
- $S_3 = 1,00$ , sendo que se trata de um edifício residencial.

Para o cálculo dos coeficientes de arrasto, calcularam-se os índices  $l_1/l_2$  e  $h/l_1$ . Para os ventos na direção  $0^\circ/180^\circ$ :

- $h/l_1 = 3,43$ ;

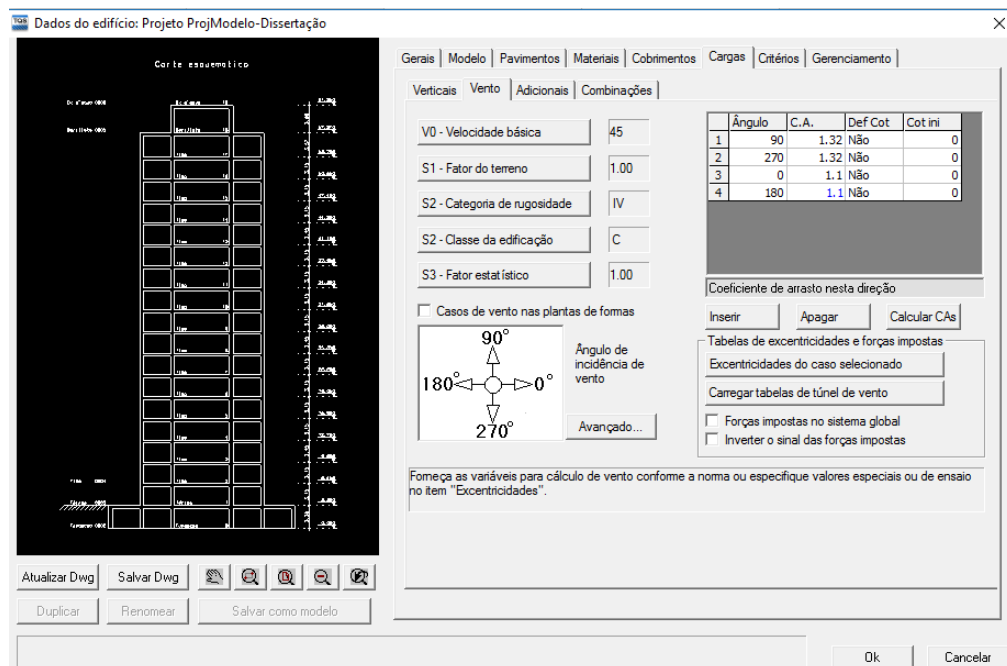
- $l_1/l_2 = 0,60$ .

Com os índices e o ábaco da Figura 4.2, tem-se o coeficiente de arrasto  $C_a = 1,10$ . Já para os ventos na direção  $90^\circ/270^\circ$ :

- $h/l_1 = 2,06$ ;
- $l_1/l_2 = 1,67$ .

Com os índices e o ábaco da Figura 4.2, tem-se o coeficiente de arrasto  $C_a = 1,32$ .

**Figura 4.6 – Configurações de vento no programa CAD/TQS**

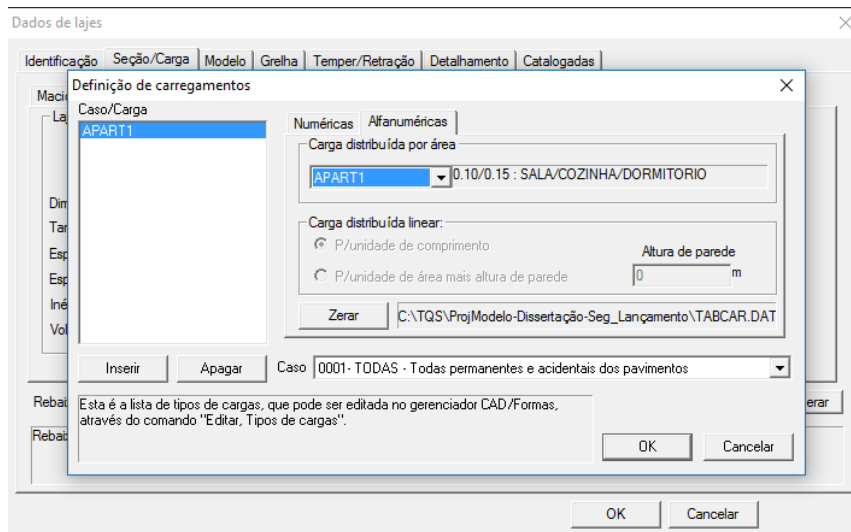


Fonte: Autor (2017)

#### 4.1.2.2 Ações nas lajes

O programa utilizado possui um banco de dados de cargas previamente cadastradas. Desta forma, para as lajes (tanto maciças quanto nervuradas), foi utilizada uma carga denominada “APART1”, que representa  $1,00 \text{ kN/m}^2$  ( $0,10 \text{ tf/m}^2$ ) de carga principal ou permanente e  $1,50 \text{ kN/m}^2$  ( $0,15 \text{ tf/m}^2$ ) de carga acidental.

**Figura 4.7 – Cargas nas lajes**

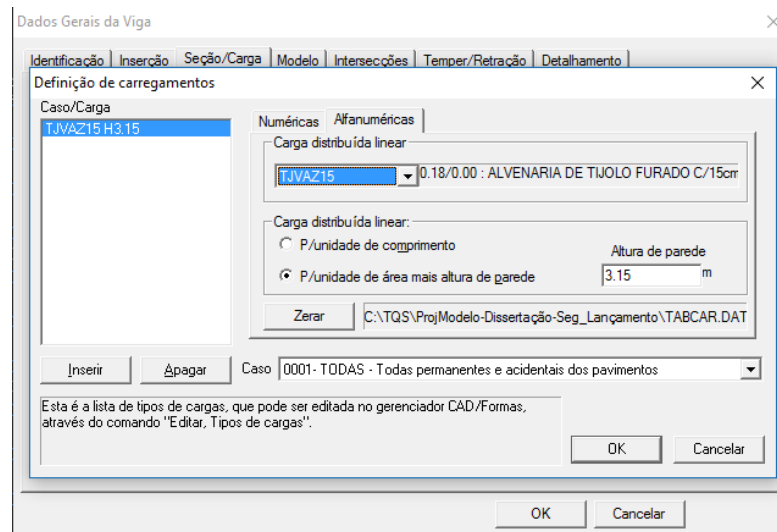


Fonte: Autor (2017)

#### 4.1.2.3 Ações nas vigas

Para as vigas, lançaram-se as cargas distribuídas linearmente – representando a vedação de alvenaria, denominada “TJVAZ15” –, representando 1,80 kN/m<sup>2</sup> (0,18 tf/m<sup>2</sup>) de carga principal ou permanente, sendo variável conforme os pavimentos, pois possuem alturas distintas, conforme mostrado na Tabela 4.2.

**Figura 4.8 – Cargas nas vigas**



Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.2 – Alturas dos pavimentos**

<b>Pavimento</b>	<b>Altura (m)</b>
Caixa d'água	3,98
Barrilete	3,57
Tipos (16x)	3,15
Térreo	3,80

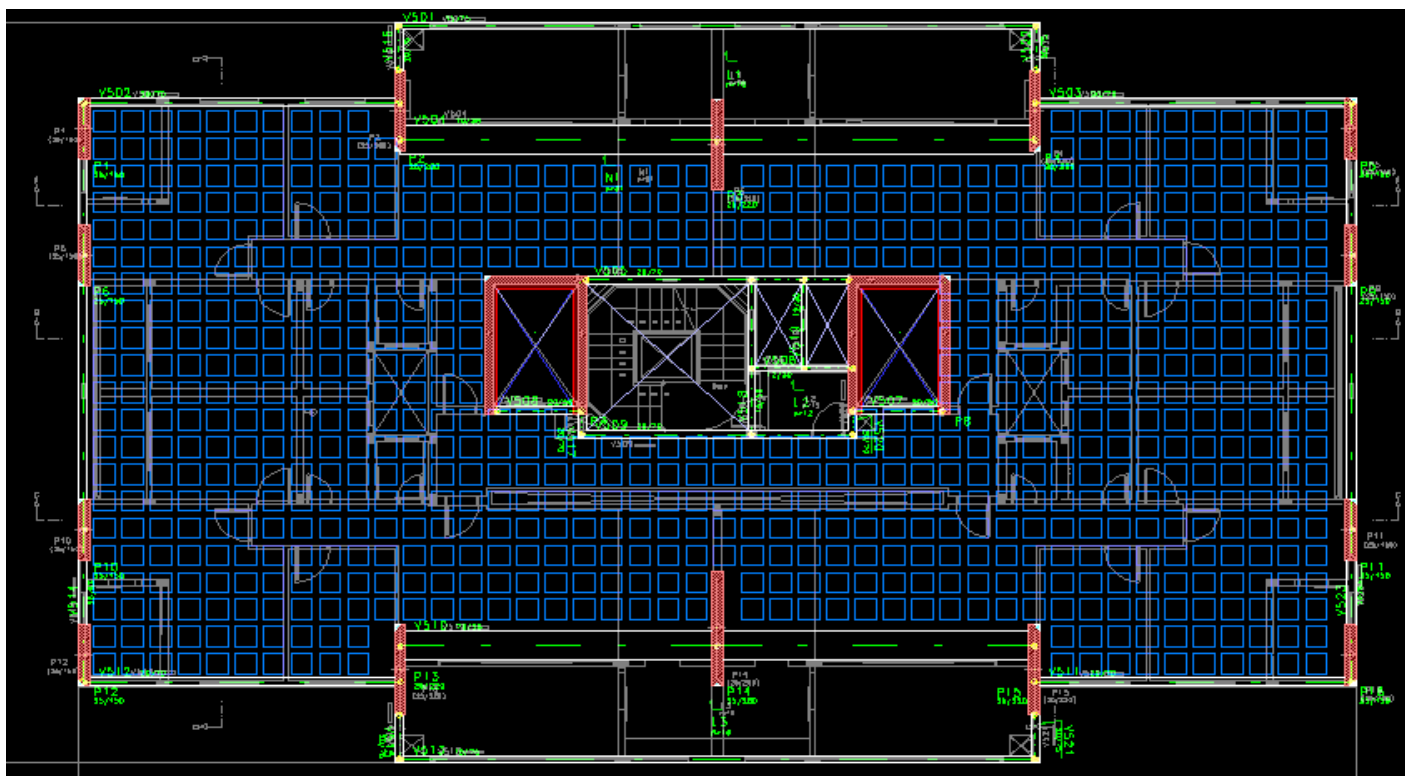
Fonte: Autor (2017)

## 4.2 DIMENSIONAMENTO PRÉVIO

Primeiramente, após o lançamento e caracterização total da estrutura, foi feito o dimensionamento das vigas, lajes e do núcleo rígido para um concreto de resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 35 MPa. Sendo assim, estes elementos estruturais tiveram suas dimensões fixadas a fim de avançar para um estudo detalhado dos pilares.

Os pavimentos do edifício são compostos por lajes maciças e nervuradas de seção trapezoidal, sendo que estas últimas abrangem a maior parte da estrutura.

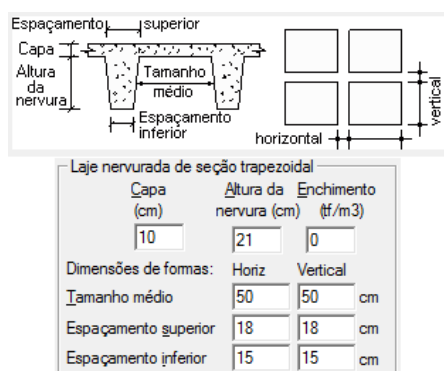
**Figura 4.9 – Planta baixa com designação das lajes**



Fonte: Autor (2017)

A Figura 4.10 ilustra as dimensões de capa, altura e tamanho médio das nervuras e espaçamentos das lajes nervuradas.

**Figura 4.10 – Características das lajes nervuradas**

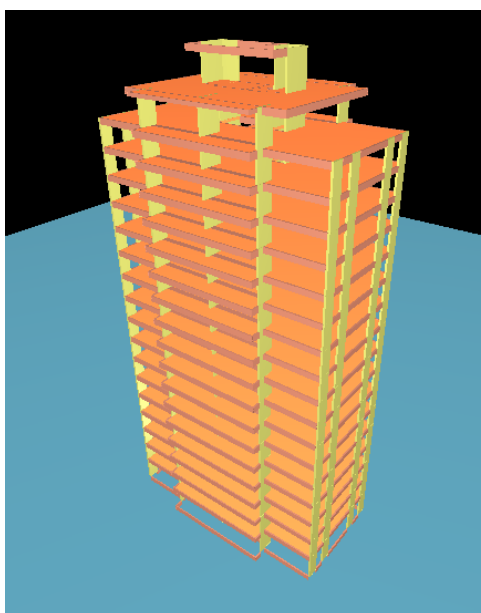


Fonte: Autor (2017)

### 4.3 OTIMIZAÇÃO DAS SEÇÕES DOS PILARES

Nesta etapa do estudo, após o pré-dimensionamento da estrutura e fixadas as dimensões de vigas, lajes e do núcleo rígido, foram analisados os esforços solicitantes nos pilares do pavimento térreo, pois estes são os que suportarão as maiores cargas do edifício. Vale ressaltar que todos os pilares contidos na estrutura são submetidos à flexão oblíqua.

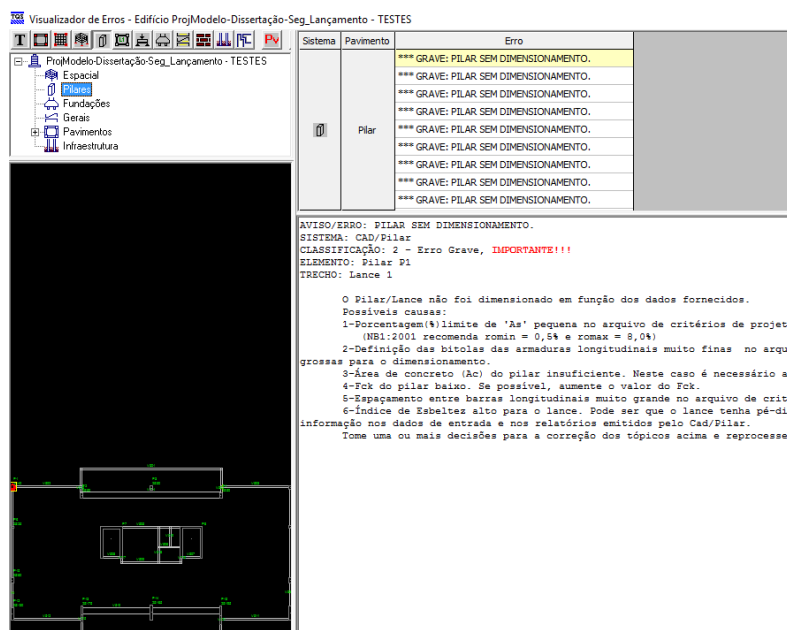
**Figura 4.11 – Vista 3D do edifício**



Fonte: Autor (2017)

Deste modo, estes pilares foram estudados isoladamente, através do sistema CAD/Pilar do CAD/TQS, buscando otimizar as seções transversais conforme variou-se a resistência à compressão do concreto. O intuito foi variar o  $f_{ck}$  dos pilares em uma razão de 5 MPa, iniciando em 35 MPa e indo até 90 MPa enquanto as seções transversais foram otimizadas fixando as larguras em 25 cm e reduzindo as alturas de forma iterativa, a fim de se aproveitar ao máximo a seção transversal considerando o  $f_{ck}$  analisado e a envoltória de momentos resistentes do pilar. O método iterativo consistiu em reduzir as alturas na ordem de 5,00 cm, efetuando o processamento global da estrutura a cada redução, até o programa CAD/TQS exibir uma mensagem de erro alertando que não havia possibilidade de dimensionamento deste elemento, conforme a Figura 4.12. Deste modo, a altura final de cada pilar é a altura da última iteração antes do programa impossibilitar o dimensionamento.

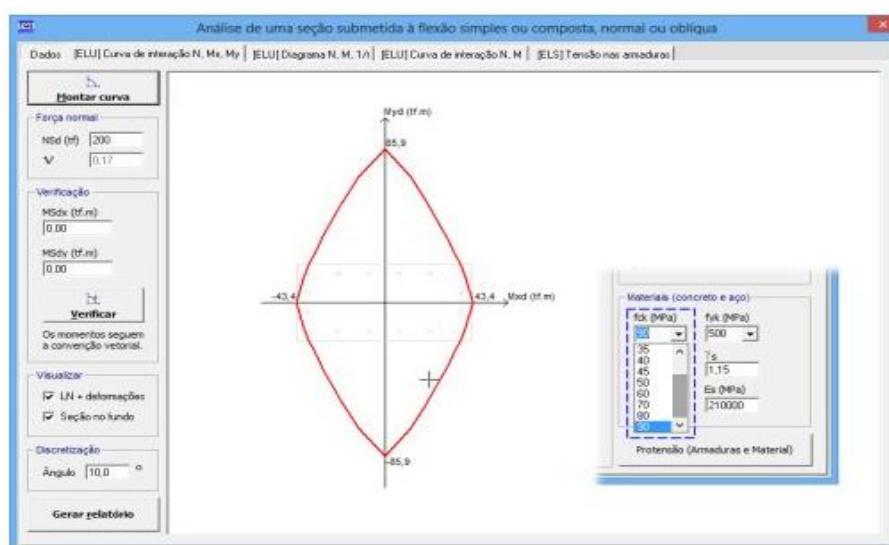
**Figura 4.12 – Mensagem de erro de dimensionamento**



Fonte: Autor (2017)

A envoltória de momentos resistentes determina o limite de dimensionamento para um pilar, sendo que, as solicitações no mesmo – tanto na base (representado pela letra B) quanto no topo (representado pela letra T) – devem estar inseridas dentro da envoltória, caso contrário, haverá ruptura no elemento estrutural.

**Figura 4.13 – Envoltória de momentos resistentes**

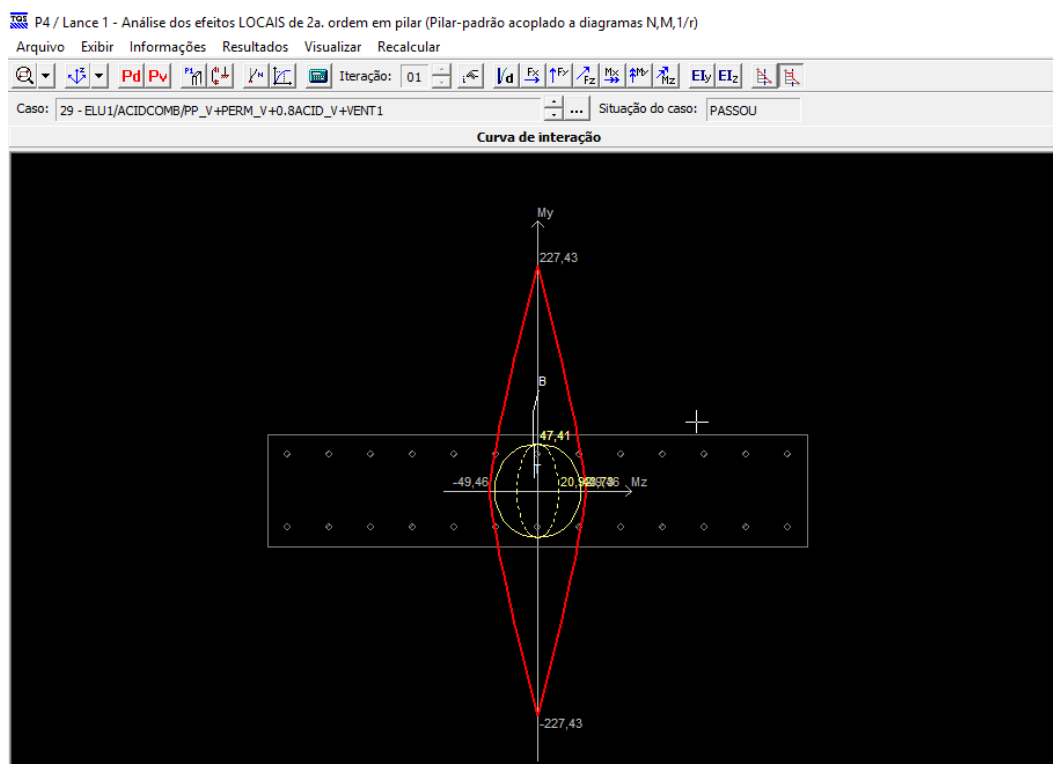


Fonte: Autor (2017)



Alguns pilares também podem ter seu dimensionamento limitado pela envoltória de momentos mínimos, conforme a ABNT NBR 6118:2014. No programa, essa envoltória é delimitada por uma elipse amarela, conforme a Figura 4.14. Desta forma, só será possível o dimensionamento do pilar caso a envoltória de momentos mínimos esteja inserida na envoltória de momentos resistentes do pilar.

**Figura 4.14 – Envoltória de momentos resistentes e momentos mínimos**



Fonte: Autor (2017)

Destaca-se que os pilares que foram modificados têm seção transversal constante ao longo de toda sua altura, para simplificar a interpretação e análise dos resultados.

As dimensões iniciais dos pilares, segundo o projeto estrutural utilizado, são mostradas na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Dimensões dos pilares**

Pilar	Largura fixa (cm)	Altura (cm)
P1	25,00	150,00
P2	25,00	200,00
P3	25,00	220,00
P4	25,00	200,00
P5	25,00	150,00
P6	25,00	150,00
P9	25,00	150,00
P10	25,00	150,00
P11	25,00	150,00
P12	25,00	150,00
P13	25,00	220,00
P14	25,00	280,00
P15	25,00	220,00
P16	25,00	150,00

Fonte: Autor (2017)

Os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e, como mantiveram-se com seções transversais constantes, não estão contidos na tabela acima. Escolheu-se por fixar as dimensões dos núcleos rígidos pois são elementos de contraventamento (pilares-parede) com função de receber os esforços das caixas dos elevadores e pouco poderia ser modificado nestes elementos com relação às seções transversais, pois influenciaria diretamente na arquitetura do edifício e poderia prejudicar as análises dos pilares, devido à redistribuição de esforços. Logo, mantendo-se estes elementos com dimensões fixas, os resultados obtidos e as análises ficam sendo puramente dos pilares.

Dos pilares da tabela, apenas o P2, P3, P4, P13, P14 e P15 nascem no térreo e morrem no barrilete, sendo que os demais morrem no último tipo.

Vale salientar que as dimensões dos pilares mostradas na Tabela 4.3 foram definidas pelo projetista que elaborou o projeto original, assim como a resistência inicial de todos os elementos estruturais que ficou definida em  $f_{ck} = 35$  MPa. Sendo assim, primeiramente foi feita a otimização na resistência inicial de  $f_{ck} = 35$  MPa e, em seguida, nas demais resistências. Como o enfoque do estudo é a otimização de elementos estruturais, mais especificamente de pilares, definimos trabalhar com o  $f_{ck} = 35$  MPa otimizado sendo parâmetro de comparação de resultados com os demais, pois senão somente esta resistência não passaria por otimizações, comprometendo a interpretação dos resultados obtidos.

#### 4.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Sendo assim, foi realizada uma análise dos resultados obtidos e comparações acerca da influência das reduções das seções transversais e do aumento do  $f_{ck}$  dos pilares nos parâmetros de estabilidade global e na deslocabilidade horizontal do edifício.

Também foi efetuado um estudo quantitativo de três dos principais materiais empregados na obra: concreto, aço e madeira, que possibilitou a elaboração de um estudo de impacto econômico da otimização na estrutura como um todo. Foram feitas algumas análises acerca do exposto:

- Deformabilidade horizontal de topo e entre pisos do edifício para cada  $f_{ck}$ ;
- Parâmetros  $\alpha$ ,  $\gamma_z$  e FAVt para cada  $f_{ck}$ ;
- Área total dos pilares para cada  $f_{ck}$ ;
- Volume de concreto, massa de aço e área de fôrmas para cada  $f_{ck}$ ;
- Custos de concreto, aço e fôrmas para cada  $f_{ck}$ ;
- Custos totais para cada  $f_{ck}$  considerando os materiais utilizados e a mão de obra empregada;

## 5 RESULTADOS

Assim como mencionado no item 4 – Metodologia – deste estudo, todos os elementos estruturais do edifício foram primeiramente caracterizados com  $f_{ck} = 35$  MPa, sendo que esta resistência característica à compressão foi fixada para as vigas, lajes e os núcleos rígidos, ao passo que, para os pilares, tal resistência variou na ordem de 5 MPa até atingir o máximo estabelecido de 90 MPa. Fixou-se as larguras dos pilares em 25 cm, enquanto as alturas das seções transversais foram sendo reduzidas de forma iterativa. O objetivo foi encontrar a seção otimizada de cada pilar, ou seja, a menor altura possível para o  $f_{ck}$  analisado. A estrutura passou por um processamento global a cada iteração e, posteriormente, foram feitas análises dos parâmetros de estabilidade global, deslocabilidade horizontal de topo e entre pisos do edifício e também análise individualizada dos efeitos locais de segunda ordem pelo método do pilar-padrão acoplado aos diagramas N, M, 1/r através do CAD/Pilar.

A Figura 5.1 representa um exemplo da análise local dos pilares, em que o programa fornece uma tabela de solicitações de esforços separados por casos de carregamentos. Na aba “Status” é possível ver se o pilar passou ou se houve ruptura em algum caso de carregamento, devendo, neste caso, redimensionar a seção transversal.

**Figura 5.1 –Solicitações no pilar**

Faixa do pilar-parede:

Caso	Título	Status	Nd (tf)	Mzd/Mrdz	Myd/Mrdy
18	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1	Passou	135,7	0,10	0,31
19	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2	Passou	535,9	0,07	0,32
20	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3	Passou	314,1	0,14	0,07
21	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4	Passou	355,7	0,21	0,02
24	ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V	Passou	354,3	0,07	0,03
25	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1	Passou	234,9	0,07	0,14
26	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2	Passou	476,0	0,07	0,19
27	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3	Passou	341,9	0,06	0,05
28	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4	Passou	367,0	0,14	0,00
29	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1	Passou	147,8	0,09	0,30
30	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2	Passou	548,0	0,07	0,32
31	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3	Passou	326,2	0,13	0,07
32	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4	Passou	367,8	0,21	0,02

Envoltória de esforços de 1a. ordem:

Esforço	Mínimo		Máximo	
	Valor	Caso	Valor	Caso
Nd (tf)	133,4	18	548,0	30
Mzd (tf.m)	-4,0	32	2,7	32
Myd (tf.m)	-23,2	30	18,6	18

Máximos:

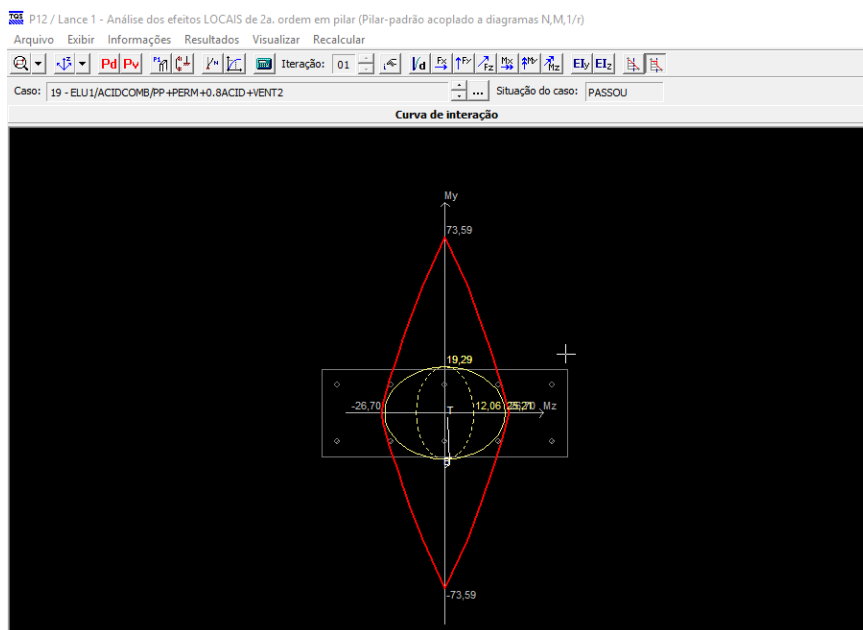
[Exportar tabela](#)

OK Cancelar

Fonte: Autor (2017)

Ainda se tratando da análise dos efeitos locais de segunda ordem dos pilares, a Figura 5.2 complementa a anterior, mostrando o lance do pilar analisado, o caso de carregamento, a sua respectiva envoltória de momentos resistentes e a situação de cada caso.

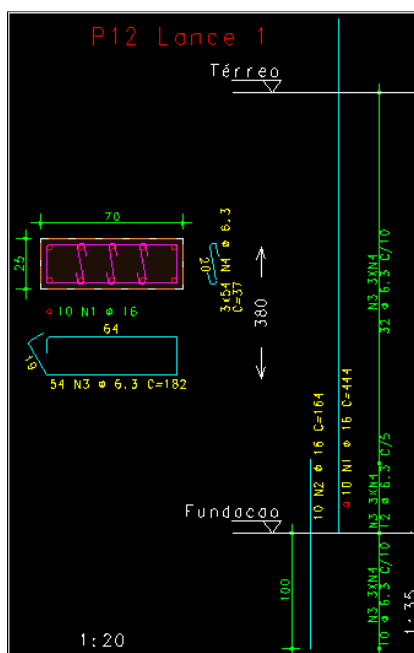
**Figura 5.2 – Análise dos efeitos locais de segunda ordem**



Fonte: Autor (2017)

Após o processamento global da estrutura, os elementos estruturais são devidamente dimensionados. No caso dos pilares, a Figura 5.3 exibe um detalhamento, destacando a seção transversal do pilar, assim como suas respectivas armaduras longitudinais e transversais

**Figura 5.3 – Detalhamento do pilar**



Fonte: Autor (2017)

## 5.1 SEÇÕES OTIMIZADAS

Considerando as solicitações e devidas combinações de esforços para cada pilar, assim como sua envoltória de momentos resistentes e, além disso, analisando o comportamento estrutural do edifício através dos parâmetros de estabilidade global e da deslocabilidade horizontal de topo e entre pisos, pode-se encontrar as alturas mínimas (da seção transversal) de cada pilar. Vale lembrar que a base dos pilares foi fixada em 25 cm, posto que, segundo o item 13.2.3 – Pilares e pilares-parede da ABNT NBR 6118:2014, a dimensão mínima para pilares e pilares-parede é de 19 cm – admitindo ainda dimensões entre 19 cm e 14 cm somente em casos especiais, desde que os esforços solicitantes de cálculo sejam multiplicados por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , que varia em função desta dimensão –, portanto, a redução seria irrisória.

A Tabela 5.1 retrata as alturas mínimas de cada pilar para cada  $f_{ck}$  analisado.

**Tabela 5.1 – Alturas mínimas das seções transversais dos pilares**

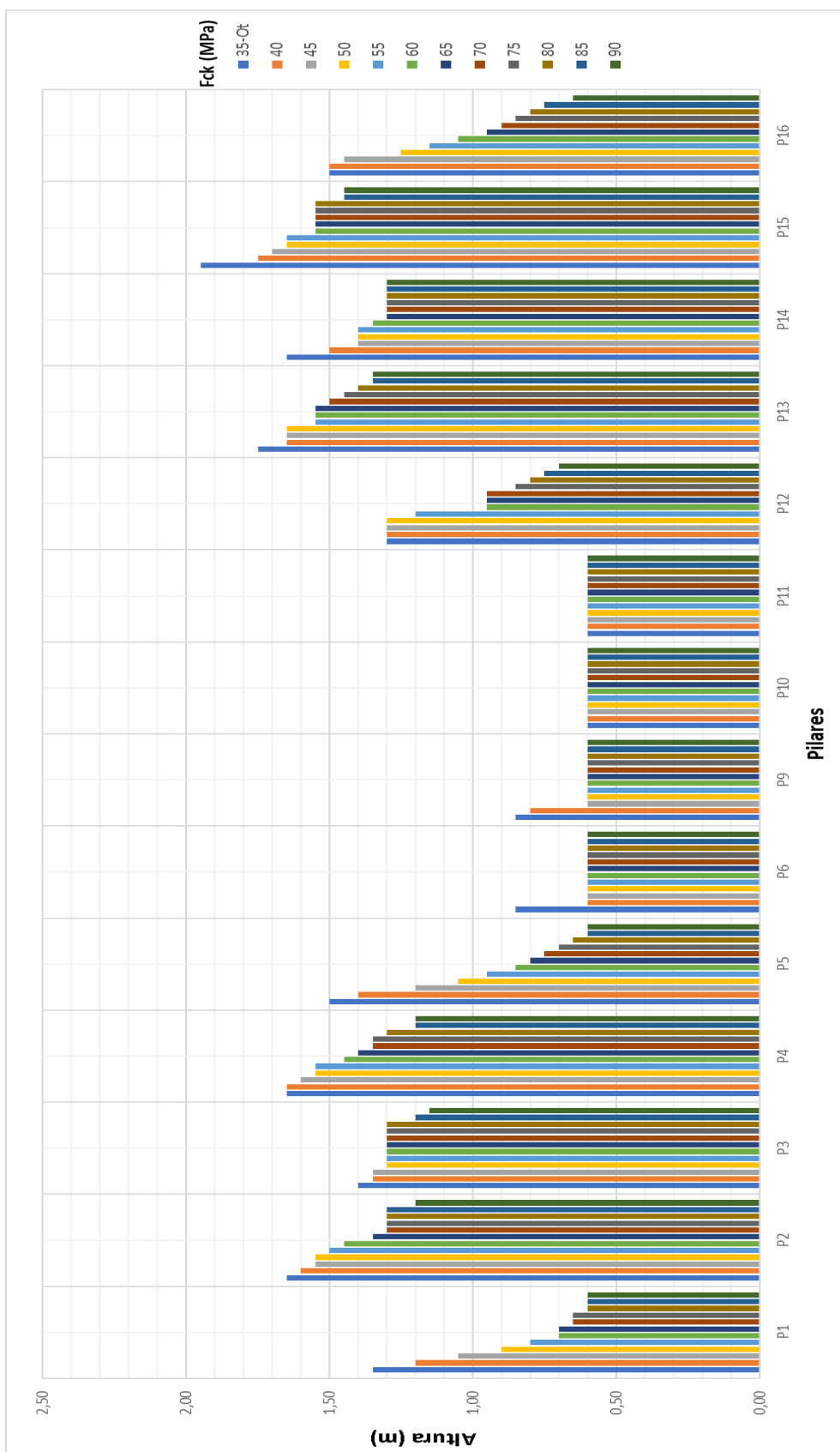
$f_{ck}$ (MPa)	Altura (m)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
35	1,50	2,00	2,20	2,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	2,20	2,80	2,20	1,50
35-Ot	1,35	1,65	1,40	1,65	1,50	0,85	0,85	0,60	0,60	1,30	1,75	1,65	1,95	1,50
40	1,20	1,60	1,35	1,65	1,40	0,60	0,80	0,60	0,60	1,30	1,65	1,50	1,75	1,50
45	1,05	1,55	1,35	1,60	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	1,30	1,65	1,40	1,70	1,45
50	0,90	1,55	1,30	1,55	1,05	0,60	0,60	0,60	0,60	1,30	1,65	1,40	1,65	1,25
55	0,80	1,50	1,30	1,55	0,95	0,60	0,60	0,60	0,60	1,20	1,55	1,40	1,65	1,15
60	0,70	1,45	1,30	1,45	0,85	0,60	0,60	0,60	0,60	0,95	1,55	1,35	1,55	1,05
65	0,70	1,35	1,30	1,40	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,95	1,55	1,30	1,55	0,95
70	0,65	1,30	1,30	1,35	0,75	0,60	0,60	0,60	0,60	0,95	1,50	1,30	1,55	0,90
75	0,65	1,30	1,30	1,35	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,85	1,45	1,30	1,55	0,85
80	0,60	1,30	1,30	1,30	0,65	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80	1,40	1,30	1,55	0,80
85	0,60	1,30	1,20	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,75	1,35	1,30	1,45	0,75
90	0,60	1,20	1,15	1,20	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,70	1,35	1,30	1,45	0,65

Fonte: Autor (2017)

Recordando o que foi dito no item 4.3 deste estudo, os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e pertencem ao grupo de elementos estruturais que teve suas dimensões fixadas, juntamente com as vigas e as lajes (maciças e nervuradas).

O gráfico da Figura 5.4 ilustra a variação das alturas das seções transversais dos pilares mostrados na tabela acima.

Figura 5.4 – Variação das alturas das seções transversais dos pilares



Fonte: Autor (2017)

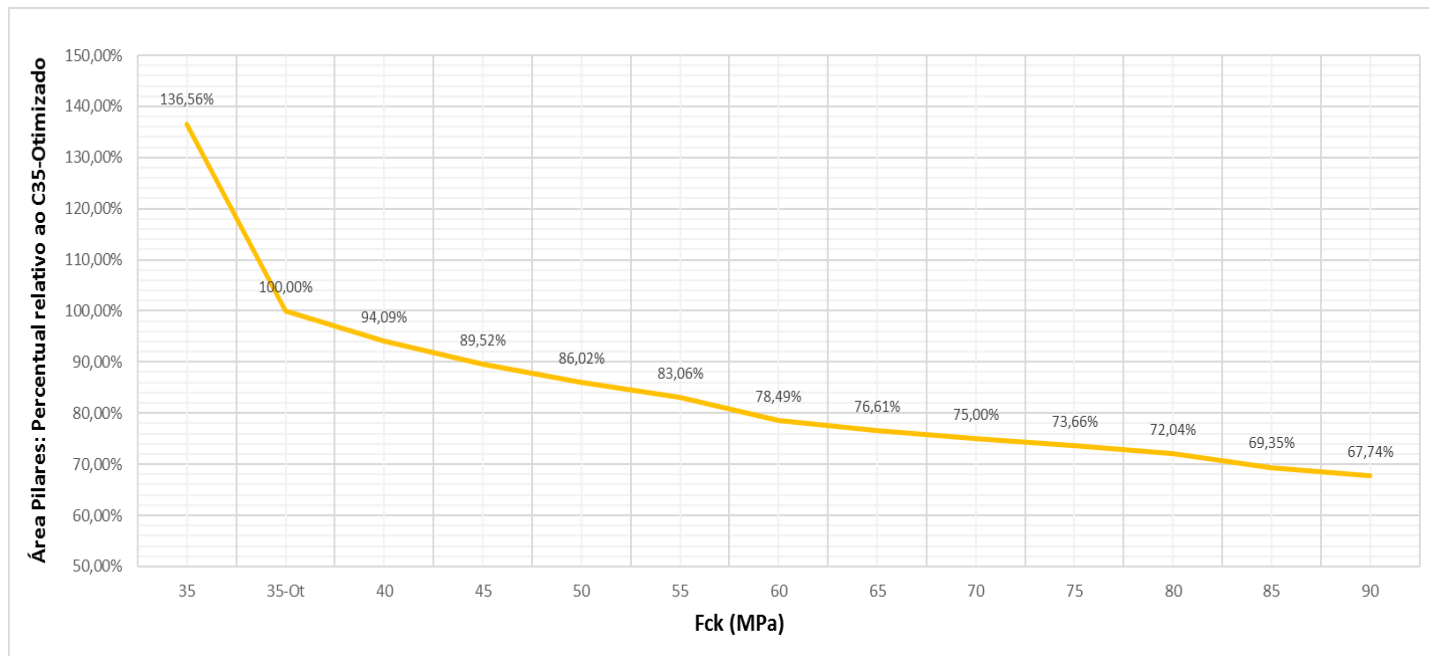
Para demonstrar o quanto a redução foi significativa, fez-se um estudo de área total dos pilares para cada  $f_{ck}$ , conforme a Tabela 5.2 e Figura 5.5.

**Tabela 5.2 – Área total dos pilares**

$f_{ck}$ (MPa)	Área total dos pilares	Percentual relativo ao C35-Ot
35	6,35	136,56%
35-Ot	4,65	100,00%
40	4,38	94,09%
45	4,16	89,52%
50	4,00	86,02%
55	3,86	83,06%
60	3,65	78,49%
65	3,56	76,61%
70	3,49	75,00%
75	3,43	73,66%
80	3,35	72,04%
85	3,23	69,35%
90	3,15	67,74%

Fonte: Autor (2017)

**Figura 5.5 – Variação da área total dos pilares**



Fonte: Autor (2017)

Com o gráfico da Figura 5.5, é possível notar a gradativa redução de área total dos pilares, chegando a atingir uma redução de 32,26% de área total de pilares na comparação entre o C90 e o C35-Otimizado.



## 5.2 DEFORMABILIDADE HORIZONTAL

À medida que os pilares tiveram redução de área, consequentemente o edifício altera seu comportamento estrutural, ficando mais suscetível aos deslocamentos horizontais. Logo, analisaram-se os deslocamentos horizontais no topo e entre pisos do edifício, considerando o item 13.3 – Deslocamentos limites da ABNT NBR 6118:2014 que fixa o limite de  $H/1700$  para o topo do edifício e  $H_i/850$  entre pavimentos (em que  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  é a altura entre pavimentos). Portanto, para o edifício em questão:

- $H = 61,75$  m;
- $H_i = 3,15$  m (considerando a menor altura entre pavimentos, pois resultará no menor deslocamento);
- $H/1700 = 3,63$  cm;
- $H_i/850 = 0,37$  cm;

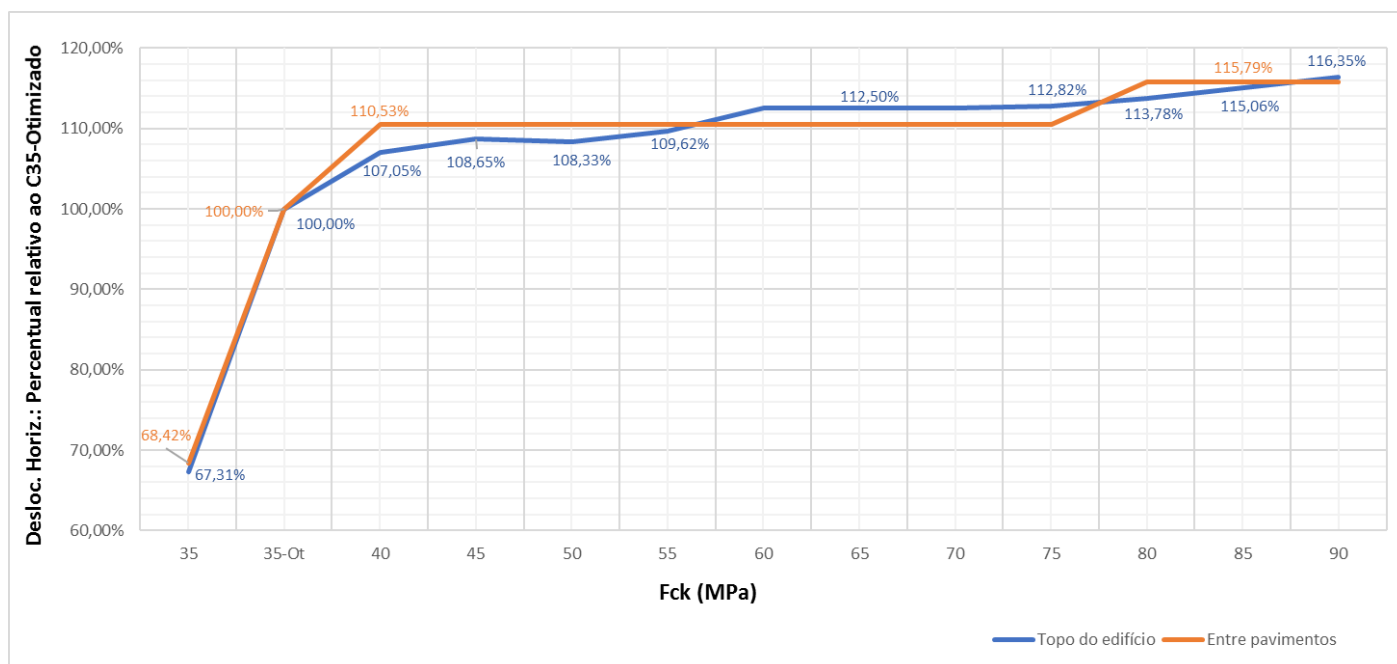
Sendo assim, os valores de deslocamentos encontrados para cada  $f_{ck}$  são mostrados na Tabela 5.3 e no gráfico da Figura 5.6.

**Tabela 5.3 – Deslocamentos horizontais**

<i>f<sub>ck</sub></i> (MPa)	Deslocamento horizontal (cm)		Percentual relativo ao C35-Ot	
	<i>Topo do edifício</i>	<i>Entre pavimentos</i>	<i>Topo do edifício</i>	<i>Entre pavimentos</i>
35	2,10	0,13	67,31%	68,42%
35-Ot	3,12	0,19	100,00%	100,00%
40	3,34	0,21	107,05%	110,53%
45	3,39	0,21	108,65%	110,53%
50	3,38	0,21	108,33%	110,53%
55	3,42	0,21	109,62%	110,53%
60	3,51	0,21	112,50%	110,53%
65	3,51	0,21	112,50%	110,53%
70	3,51	0,21	112,50%	110,53%
75	3,52	0,21	112,82%	110,53%
80	3,55	0,22	113,78%	115,79%
85	3,59	0,22	115,06%	115,79%
90	3,63	0,22	116,35%	115,79%

Fonte: Autor (2017)

**Figura 5.6 – Variação dos deslocamentos horizontais**



Fonte: Autor (2017)

Pode-se observar que os deslocamentos horizontais, tanto de topo quanto entre pavimentos, tendem a aumentar conforme aumentam-se as resistências à compressão (e, conseqüentemente, reduzem-se as áreas de pilares). Comparando os valores obtidos para o C35-Otimizado e o C90, tem-se deslocamentos horizontais superiores em mais de 15%.

### 5.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL

O programa CAD/TQS verifica a estabilidade global da estrutura através dos parâmetros convencionais,  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , e também por um coeficiente denominado FAVt, que representa um fator de amplificação dos esforços horizontais de primeira ordem para a consideração simplificada dos esforços de segunda ordem. É calculado exatamente como o  $\gamma_z$ , porém o FAVt leva em consideração os deslocamentos horizontais provenientes das cargas verticais, além dos originados pelas cargas horizontais.

Desta forma, foi feita uma análise dos parâmetros de estabilidade global para analisar os efeitos de segunda ordem globais.

Tabela 5.4 – Parâmetros de estabilidade global

<i>f<sub>ck</sub></i> (MPa)	$\gamma_z$	FAVt	$\alpha$
35	1,169	1,196	1,098
35-Ot	1,169	1,196	1,098
40	1,166	1,193	1,090
45	1,164	1,190	1,082
50	1,162	1,187	1,074
55	1,160	1,187	1,074
60	1,160	1,185	1,068
65	1,159	1,184	1,064
70	1,158	1,183	1,061
75	1,157	1,181	1,057
80	1,156	1,180	1,054
85	1,152	1,178	1,047
90	1,152	1,178	1,046

Fonte: Autor (2017)

De acordo com a Equação 4.30, que descreve o cálculo do  $\gamma_z$ , pode-se notar que o fator  $M_{1,tot,d}$  é constante, visto que este representa a soma dos momentos de todas as forças horizontais (no caso deste estudo, há somente as forças oriundas dos ventos) em relação à base da estrutura. Portanto, o único fator variável da referida equação é o  $\Delta M_{tot,d}$ , que é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem. Logo, com a otimização dos pilares, os pesos próprios destes diminuíram, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, conseqüentemente, os momentos de segunda ordem, fazendo com que os parâmetros  $\gamma_z$  tornem-se menores. O mesmo ocorre com o coeficiente  $\alpha$  e o fator FAVt, pois são influenciados pelo peso próprio.

- Demonstração de cálculo:  $\gamma_z$  para  $f_{ck} = 35$  MPa

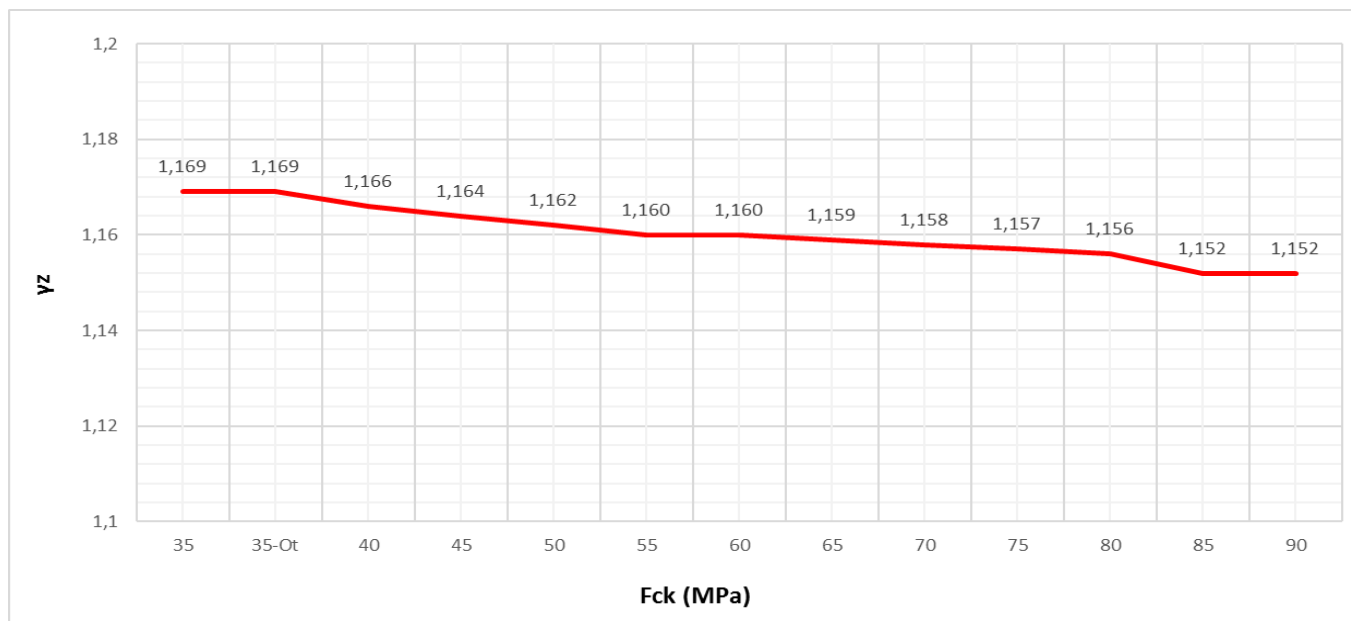
$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{550,66}{3809}} = 1,169$$

- Demonstração de cálculo:  $\gamma_z$  para  $f_{ck} = 90$  MPa

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{502,58}{3809}} = 1,152$$

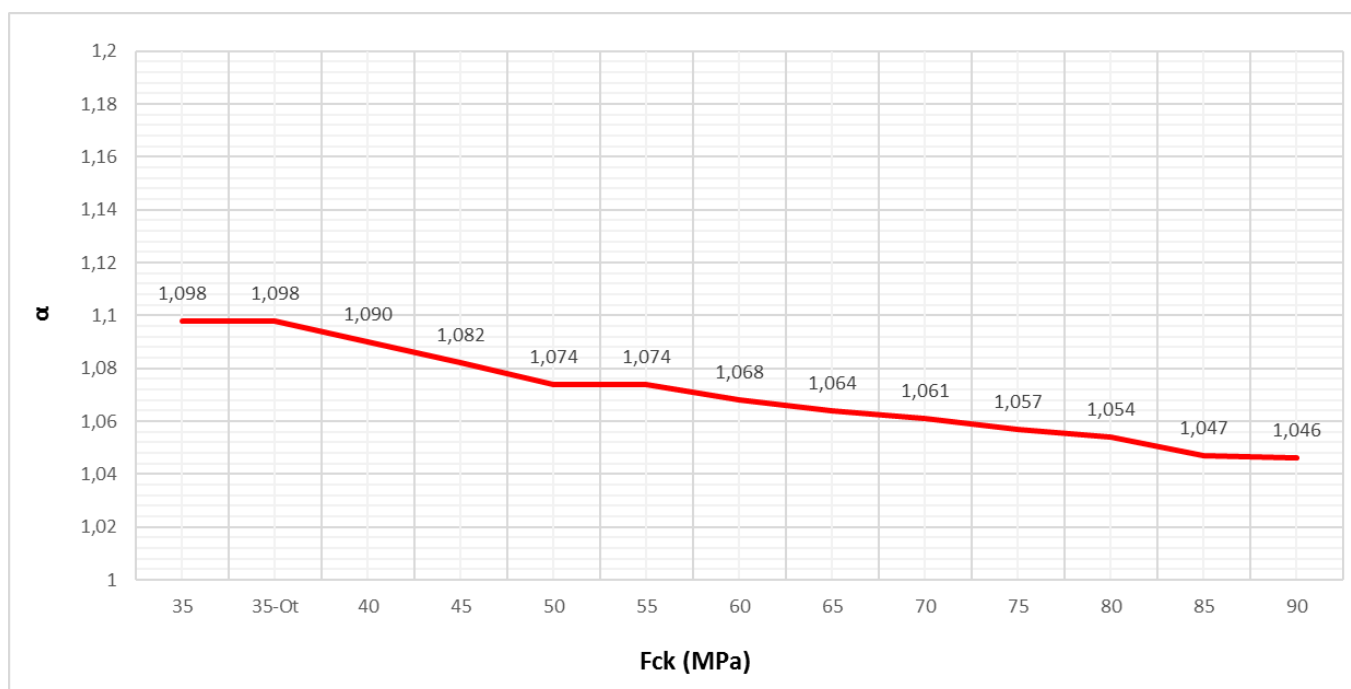
Portanto, a variação do parâmetro  $\gamma_z$  foi de menos de 2% entre a máxima e a mínima resistência considerada neste estudo, assim como a variação do coeficiente  $\alpha$  foi de menos de 5%.

**Figura 5.7 – Variação do  $\gamma_z$**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 5.8 – Variação do  $\alpha$**



Fonte: Autor (2017)

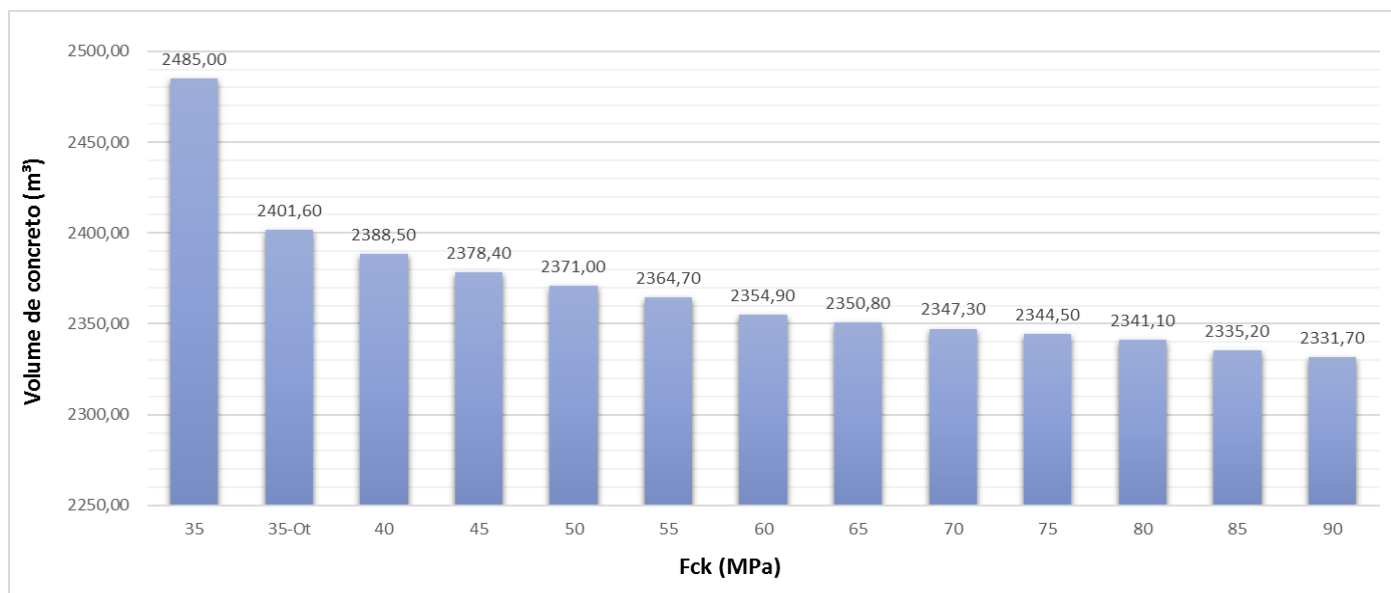
## 5.4 QUANTITATIVOS DE MATERIAIS

Primeiramente, fez-se uma análise quantitativa de três dos principais materiais da construção civil: concreto, aço e madeira. O intuito desta foi comparar os resultados para as classes de resistência à compressão estudadas, visto que a otimização dos pilares busca um melhor aproveitamento desses materiais e das propriedades intrínsecas de cada um deles. Como as seções transversais dos pilares tendem a diminuir com o aumento do  $f_{ck}$ , conseqüentemente o volume de concreto e a área de fôrmas serão reduzidas, com uma variação não tão previsível do aço.

### 5.4.1 Concreto

Analisando os consumos totais de concreto, pode-se notar que há uma redução gradativa nos volumes, assim como mostrado na Figura 5.9.

**Figura 5.9– Consumo de concreto**



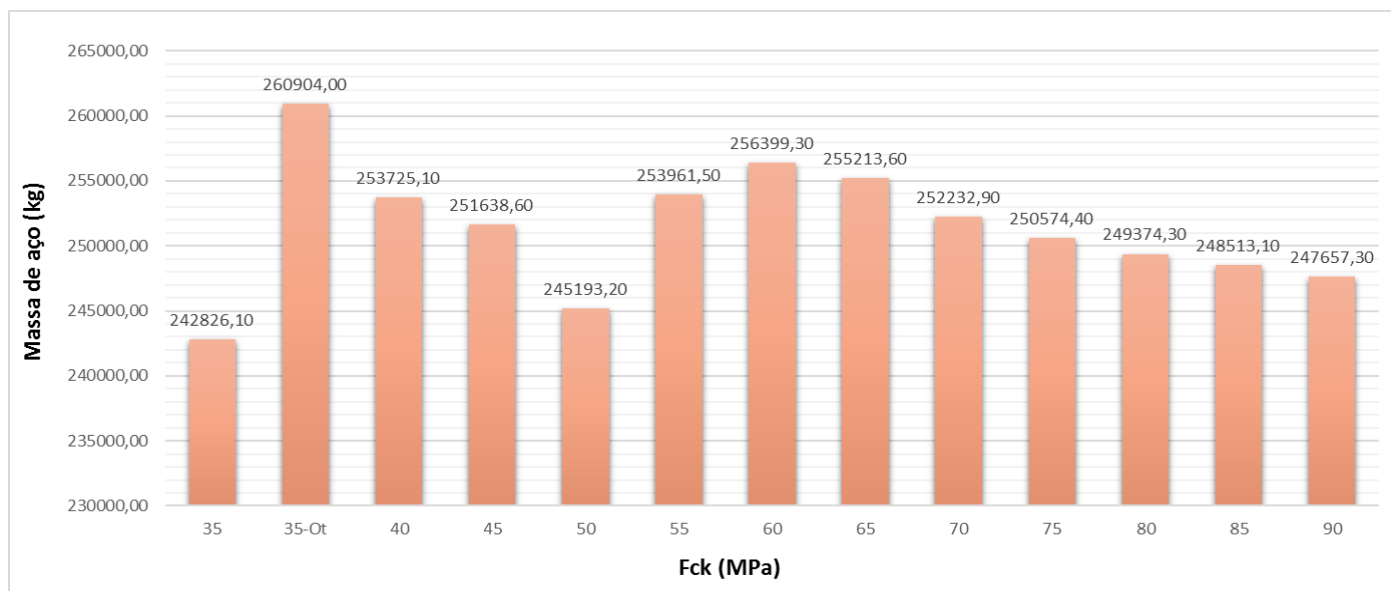
Fonte: Autor (2017)

Em consequência à otimização das seções transversais dos pilares através da redução das alturas, houve aumento nos volumes de concreto das vigas, visto que estes elementos precisam se estender para manter a correta ligação flexibilizada entre ambos, preservando a estabilidade do pórtico espacial.

### 5.4.2 Aço

O consumo de aço aumenta de forma considerável no instante da otimização para o  $f_{ck} = 35$  MPa e depois tende a diminuir até o  $f_{ck} = 50$  MPa – último  $f_{ck}$  do grupo I de resistência, segundo a classificação da ABNT NBR 6118:2014 –, aumentando de forma considerável ao entrar no grupo II de resistência (dado que dois dos principais aumentos se dão nos diâmetros 5,0 mm e 6,3 mm, como será melhor explicado no item 5.5.2), variando até o  $f_{ck} = 65$  MPa e diminuindo até a última resistência analisada.

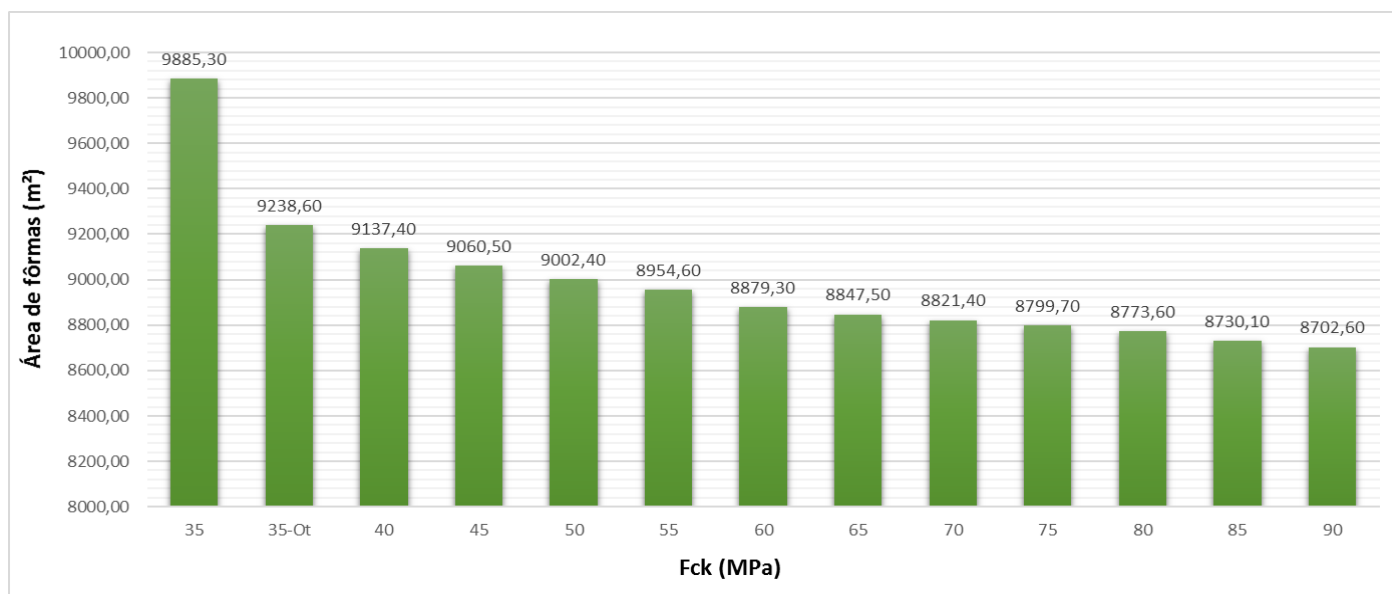
**Figura 5.10– Consumo de aço**



Fonte: Autor (2017)

### 5.4.3 Fôrmas

Assim como o ocorrido com o concreto, os consumos totais de fôrmas diminuem com o aumento do  $f_{ck}$ .

**Figura 5.11– Consumo de fôrmas**

Fonte: Autor (2017)

## 5.5 CUSTOS

Na análise quantitativa, apresentada na seção anterior, foram expostos apenas os valores totais para concreto, aço e fôrmas. Já nesta seção de custos, será feita uma análise discriminada e com nível de detalhamento mais alto para cada item, com o intuito de aumentar a precisão e a confiabilidade dos resultados.

Para esta análise, foram utilizadas planilhas referenciais de custos, como por exemplo a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e o boletim do referencial de custos da Companhia Paulista de Obras e Serviços (CPOS), além de cotações de mercado.

### 5.5.1 Concreto

Considerando a tabela SINAPI 01/2017 – Composições, a CPOS versão 168 e cotações de mercado no mês de fevereiro e março de 2017, foi possível catalogar os custos unitários de volumes de concreto para as diferentes resistências, conforme a Tabela 5.5. Destaca-se que os custos unitários representam concretos usinados, incluso o serviço de bombeamento.

**Tabela 5.5 – Custos unitários de concreto**

Custos unitários		
<i>fck</i> (MPa)	R\$/m <sup>3</sup>	Referência
35	302,44	CPOS
40	352,40	CPOS
45	375,00	Orçamentos
50	387,70	SINAPI
55	450,00	Orçamentos
60	497,85	SINAPI
65	535,00	Orçamentos
70	590,00	Orçamentos
75	640,00	Orçamentos
80	687,30	SINAPI
85	715,00	Orçamentos
90	750,00	Orçamentos

Fonte: Autor (2017)

Sendo assim, para a obtenção do custo total de concreto para cada  $f_{ck}$ , foi necessário desmembrar os quantitativos por elementos estruturais, uma vez que houve variação de volume somente de pilares e vigas – devido à otimização dos pilares –, porém somente os pilares tiveram aumento de resistência, os demais elementos (vigas, lajes e núcleo rígido) permaneceram com  $f_{ck} = 35$  MPa.

A Tabela 5.6 exibe os valores de volume de concreto obtidos para cada elemento estrutural.

**Tabela 5.6 – Consumo de concreto por elemento estrutural**

<i>fck</i> (MPa)	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )			
	Pilares	Núcleo Rígido	Vigas	Lajes
35	356,12	308,68	387,10	1433,10
35-Ot	261,02	308,68	398,80	1433,10
40	245,62	308,68	401,10	1433,10
45	233,82	308,68	402,80	1433,10
50	224,92	308,68	404,30	1433,10
55	217,32	308,68	405,60	1433,10
60	205,52	308,68	407,60	1433,10
65	200,62	308,68	408,40	1433,10
70	196,42	308,68	409,10	1433,10
75	193,02	308,68	409,70	1433,10
80	188,82	308,68	410,50	1433,10
85	181,72	308,68	411,70	1433,10
90	177,52	308,68	412,40	1433,10

Fonte: Autor (2017)



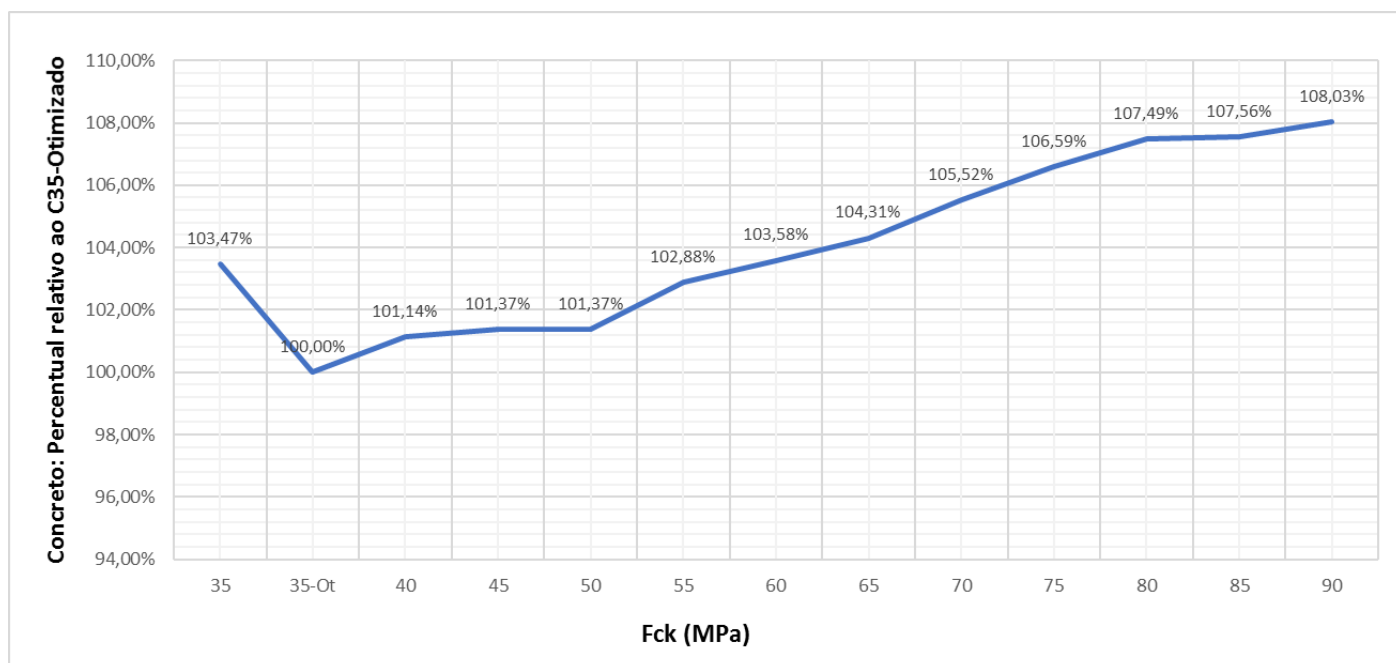
Desta forma, pôde-se calcular os custos por cada elemento estrutural, assim como comparar os custos totais de volume de concreto obtidos para cada  $f_{ck}$  com o custo total obtido para o  $f_{ck} = 35$  MPa otimizado, assim como apresentado na Tabela 5.7 e na Figura 5.12.

**Tabela 5.7 – Custos de concreto**

$f_{ck}$ (MPa)	Custos (R\$)				Custos totais (R\$)	Percentual relativo ao C35-Ot
	Pilares	Núcleo Rígido	Vigas	Lajes		
35	107704,93	93357,18	117074,52	433426,76	R\$ 751.563,40	103,47%
35-Ot	78942,89	93357,18	120613,07	433426,76	R\$ 726.339,90	100,00%
40	86556,49	93357,18	121308,68	433426,76	R\$ 734.649,12	101,14%
45	87682,50	93357,18	121822,83	433426,76	R\$ 736.289,28	101,37%
50	87201,48	93357,18	122276,49	433426,76	R\$ 736.261,92	101,37%
55	97794,00	93357,18	122669,66	433426,76	R\$ 747.247,61	102,88%
60	102318,13	93357,18	123274,54	433426,76	R\$ 752.376,62	103,58%
65	107331,70	93357,18	123516,50	433426,76	R\$ 757.632,14	104,31%
70	115887,80	93357,18	123728,20	433426,76	R\$ 766.399,95	105,52%
75	123532,80	93357,18	123909,67	433426,76	R\$ 774.226,41	106,59%
80	129775,99	93357,18	124151,62	433426,76	R\$ 780.711,55	107,49%
85	129929,80	93357,18	124514,55	433426,76	R\$ 781.228,29	107,56%
90	133140,00	93357,18	124726,26	433426,76	R\$ 784.650,20	108,03%

Fonte: Autor (2017)

**Figura 5.12– Variação dos custos de concreto**



Fonte: Autor (2017)

Pode-se notar que mesmo com a redução considerável no volume de concreto dos pilares (redução máxima de cerca de 32% da resistência de 35 MPa otimizada para a de 90 MPa), os

custos totais para o concreto chegaram a ser 8,03% superior, devido aos custos unitários dos concretos (principalmente os do grupo II de resistência) serem mais elevados.

### 5.5.2 Aço

Para a análise dos custos de aço, todos os custos unitários foram extraídos da tabela SINAPI 01/2017 – Composições, sendo que todos os itens representam corte, dobra e montagem do aço para seus respectivos diâmetros, sendo aço CA-60 para os diâmetros 4.2 mm e 5.0 mm e CA-50 para os demais.

**Tabela 5.8 – Custos unitários de aço**

Custos Unitários	
$\Phi$ (mm)	R\$/kg
4.2	5,70
5.0	5,15
6.3	7,21
8.0	7,14
10.0	5,82
12.5	4,73
16.0	3,45
20.0	3,18
25.0	3,58

Fonte: Autor (2017)

Observando o exposto na Tabela 5.8, para o cálculo dos custos totais de aço, foi necessário elencar os quantitativos por diâmetros, conforme mostrado na Tabela 5.9.

**Tabela 5.9 – Consumo de aço por diâmetro**

<i>fck</i> (MPa)	Aço (kg)								
	Ø 4.2	Ø 5.0	Ø 6.3	Ø 8.0	Ø 10.0	Ø 12.5	Ø 16.0	Ø 20.0	Ø 25.0
35	67,70	11773,93	39138,09	23774,68	19683,58	36983,62	50997,20	45106,36	15300,96
35-Ot	61,53	11897,53	30425,81	30229,74	22477,84	36990,80	51236,38	40219,45	37364,92
40	61,93	11973,76	30395,09	26946,53	22301,05	38106,97	49714,77	42229,42	31995,57
45	62,04	12197,40	30315,48	25714,78	24957,89	37151,75	49536,97	37227,20	34475,09
50	62,40	12075,37	31106,86	26050,98	22493,98	37928,13	49821,83	40838,85	24814,81
55	61,91	16507,40	37522,13	22350,09	26552,96	37138,12	49972,01	36356,46	27500,41
60	61,79	16832,33	36419,84	19775,54	29674,23	29324,39	50084,88	42174,30	32052,01
65	61,85	16843,98	35909,29	20253,80	29645,44	29365,84	50360,49	43510,11	29262,80
70	62,01	16906,02	35939,02	20065,17	29691,37	36943,67	49945,49	34400,68	28279,48
75	62,10	16930,35	35772,75	20541,19	29460,55	37992,83	49897,43	33446,65	26470,56
80	62,16	16957,44	36060,75	20090,44	29523,51	38158,25	50938,64	31497,79	26085,32
85	62,09	16951,53	35559,90	19359,94	29628,74	38795,02	50464,60	31371,58	26319,70
90	62,07	16945,75	35428,03	18656,42	29679,33	38145,86	51994,89	31057,33	25687,64

Fonte: Autor (2017)

Nota-se o aumento relevante de aços nos diâmetros 5.0 e 6.3 mm na transição dos concretos do grupo I de resistência (até 50 MPa) para o grupo II de resistência (de 55 até 90 MPa). Pelo fato dos cálculos do programa serem embasados pelas recomendações da ABNT NBR 6118:2014 e, considerando o exposto em nota do item 18.4.3 desta norma, para garantir a ductilidade nos pilares feitos com concretos do grupo II de resistência, é necessário reduzir o espaçamento das armaduras transversais (estribos) em 50%, com inclinação de ganchos de pelo menos 135°.

A Tabela 5.10 expõe os custos de aço por diâmetro, assim como os custos totais para cada resistência analisada e um comparativo de custos.

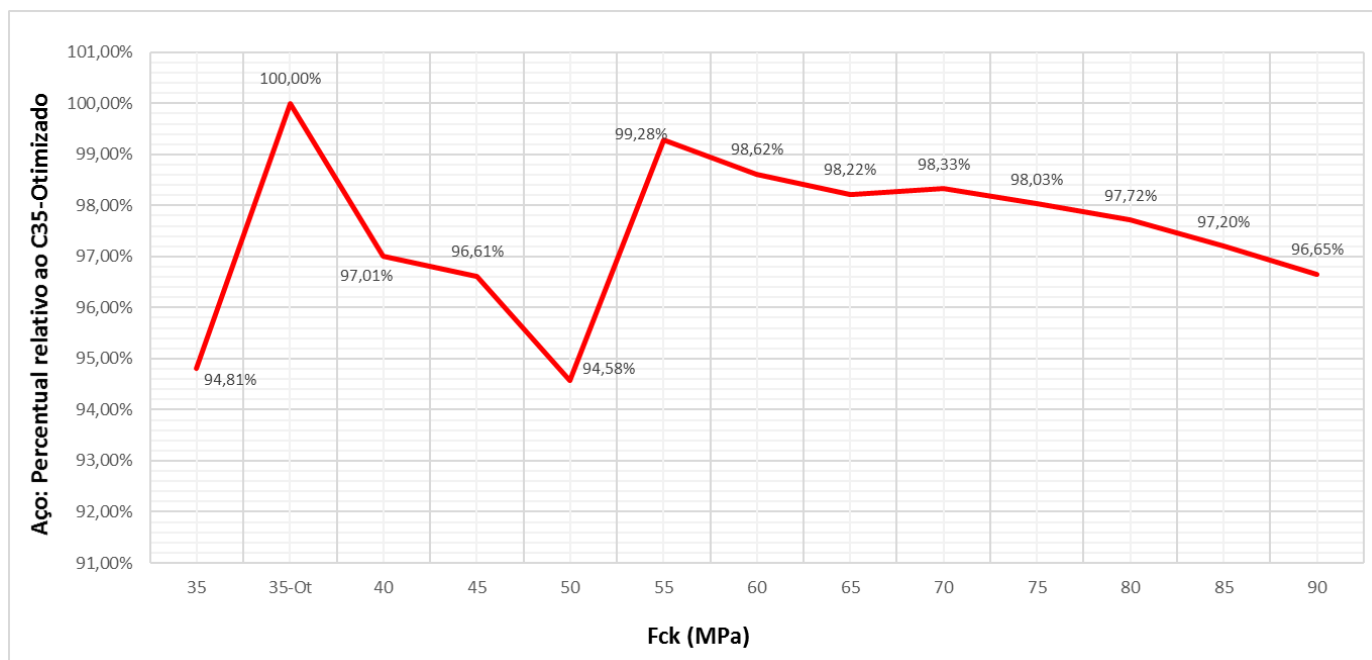
**Tabela 5.10 – Custos de aço**

<i>fck</i> (MPa)	Custos (R\$)									Custo total	Percentual relativo ao C35-Ot
	Ø 4.2	Ø 5.0	Ø 6.3	Ø 8.0	Ø 10.0	Ø 12.5	Ø 16.0	Ø 20.0	Ø 25.0		
35	385,88	60635,72	282185,60	169751,19	114558,43	174932,53	175940,32	143438,23	54777,43	R\$ 1.176.605,33	94,81%
35-Ot	350,72	61272,28	219370,09	215840,34	130821,03	174966,48	176765,51	127897,85	133766,41	R\$ 1.241.050,71	100,00%
40	353,00	61664,86	219148,60	192398,22	129792,11	180245,97	171515,96	134289,56	114544,14	R\$ 1.203.952,42	97,01%
45	353,63	62816,61	218574,61	183603,53	145254,92	175727,78	170902,55	118382,50	123420,82	R\$ 1.199.036,95	96,61%
50	355,68	62188,16	224280,46	186004,00	130914,96	179400,05	171885,31	129867,54	88837,02	R\$ 1.173.733,18	94,58%
55	352,89	85013,11	270534,56	159579,64	154538,23	175663,31	172403,43	115613,54	98451,47	R\$ 1.232.150,18	99,28%
60	352,20	86686,50	262587,05	141197,36	172704,02	138704,36	172792,84	134114,27	114746,20	R\$ 1.223.884,80	98,62%
65	352,55	86746,50	258905,98	144612,13	172536,46	138900,42	173743,69	138362,15	104760,82	R\$ 1.218.920,70	98,22%
70	353,46	87066,00	259120,33	143265,31	172803,77	174743,56	172311,94	109394,16	101240,54	R\$ 1.220.299,07	98,33%
75	353,97	87191,30	257921,53	146664,10	171460,40	179706,09	172146,13	106360,35	94764,60	R\$ 1.216.568,47	98,03%
80	354,31	87330,82	259998,01	143445,74	171826,83	180488,52	175738,31	100162,97	93385,45	R\$ 1.212.730,96	97,72%
85	353,91	87300,38	256386,88	138229,97	172439,27	183500,44	174102,87	99761,62	94224,53	R\$ 1.206.299,87	97,20%
90	353,80	87270,61	255436,10	133206,84	172733,70	180429,92	179382,37	98762,31	91961,75	R\$ 1.199.537,40	96,65%

Fonte: Autor (2017)

Para facilitar a interpretação do percentual relativo ao concreto de  $f_{ck} = 35$  MPa otimizado, gerou-se um gráfico com estes valores, apresentado na Figura 5.13.

**Figura 5.13– Variação dos custos de aço**



Fonte: Autor (2017)

Observa-se que, apesar das variações, em comparação com o  $f_{ck} = 35$  MPa otimizado, todos os percentuais de aço foram inferiores, chegando a uma redução de pouco mais de 5% para o  $f_{ck} = 50$  MPa e de pouco mais de 3% para o  $f_{ck} = 90$  MPa.

### 5.5.3 Fôrmas

Assim como no item anterior, o custo unitário das fôrmas foi extraído da tabela SINAPI 01/2017 – Composições. O custo referido representa fôrma de tábua sem reaproveitamento com a mão de obra e materiais complementares para montagem. Como não houve variação do tipo de fôrmas para as resistências consideradas, apenas um custo foi considerado.

A Tabela 5.11 apresenta a variação das áreas de fôrmas para as resistências consideradas.

**Tabela 5.11 – Consumo de fôrmas**

<i>fck (MPa)</i>	<i>Fôrmas (m<sup>2</sup>)</i>	<i>R\$/m<sup>2</sup></i>
35	9885,30	72,19
35-Ot	9238,60	72,19
40	9137,40	72,19
45	9060,50	72,19
50	9002,40	72,19
55	8954,60	72,19
60	8879,30	72,19
65	8847,50	72,19
70	8821,40	72,19
75	8799,70	72,19
80	8773,60	72,19
85	8730,10	72,19
90	8702,60	72,19

Fonte: Autor (2017)

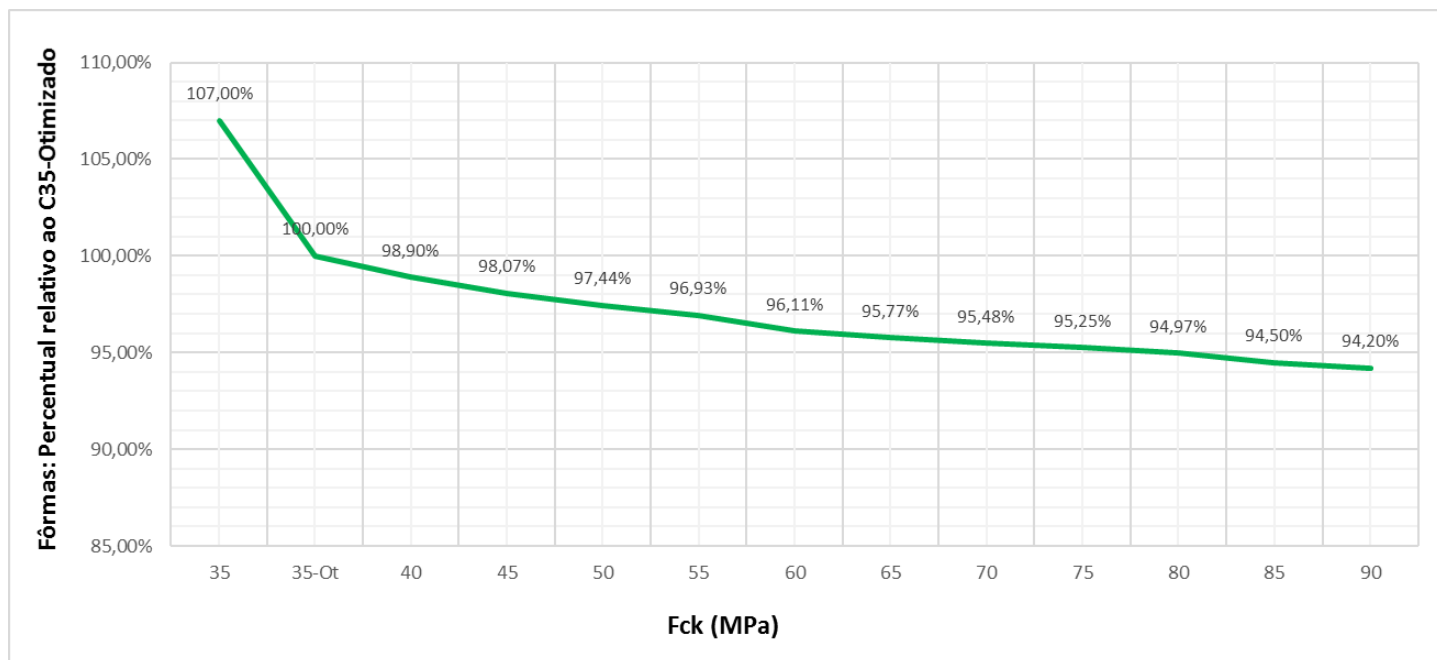
Desta forma, os custos totais das fôrmas foram calculados, assim como os comparativos com o  $f_{ck} = 35$  MPa otimizado, mostrados na Tabela 5.12 e no gráfico da Figura 5.14.

**Tabela 5.12 – Custos de fôrmas**

<i>fck (MPa)</i>	<i>Valor total (R\$)</i>	<i>Percentual relativo ao C35-Ot</i>
35	R\$ 713.619,81	107,00%
35-Ot	R\$ 666.934,53	100,00%
40	R\$ 659.628,91	98,90%
45	R\$ 654.077,50	98,07%
50	R\$ 649.883,26	97,44%
55	R\$ 646.432,57	96,93%
60	R\$ 640.996,67	96,11%
65	R\$ 638.701,03	95,77%
70	R\$ 636.816,87	95,48%
75	R\$ 635.250,34	95,25%
80	R\$ 633.366,18	94,97%
85	R\$ 630.225,92	94,50%
90	R\$ 628.240,69	94,20%

Fonte: Autor (2017)

**Figura 5.14– Variação dos custos de fôrmas**



Fonte: Autor (2017)

Devido à otimização, pode-se observar reduções de custos de fôrmas da ordem de 5% para os concretos nas resistências acima de 75 MPa. Destaca-se que foram considerados os acréscimos de fôrmas nas vigas em virtude das reduções das alturas das seções transversais dos pilares, estando os quantitativos contidos na Tabela 5.11.

#### 5.5.4 Custos totais

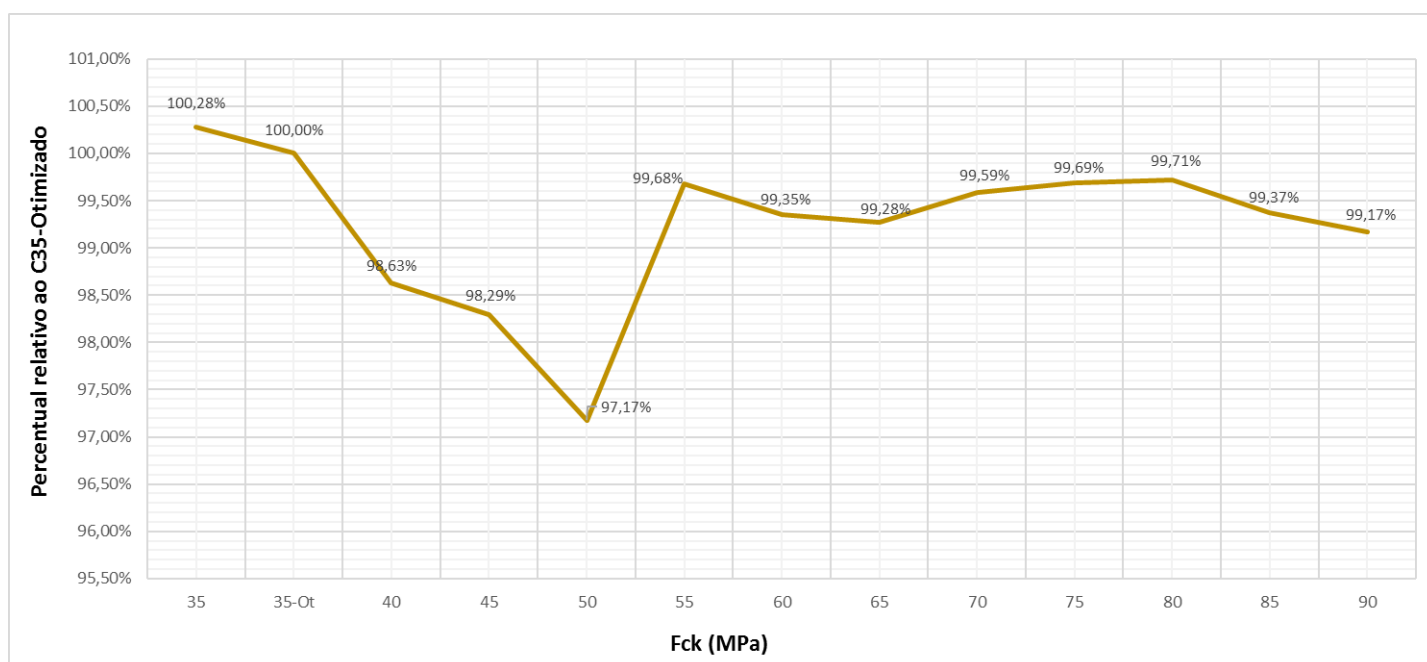
Considerando os custos dos materiais apresentados nos itens anteriores, fez-se uma análise total destes, com o propósito de avaliar o impacto financeiro causado pelas otimizações efetuadas nos pilares. A Tabela 5.13 e a Figura 5.15 expõem tais resultados.

Tabela 5.13 – Custos totais

<i>f<sub>ck</sub></i> (MPa)	Concreto	Aço	Fôrmas	Total	Redução Relativa ao C35-Ot
35	R\$ 751.563,40	R\$ 1.176.605,33	R\$ 713.619,81	R\$ 2.641.788,54	100,28%
35-Ot	R\$ 726.339,90	R\$ 1.241.050,71	R\$ 666.934,53	R\$ 2.634.325,15	100,00%
40	R\$ 734.649,12	R\$ 1.203.952,42	R\$ 659.628,91	R\$ 2.598.230,44	98,63%
45	R\$ 736.289,28	R\$ 1.199.036,95	R\$ 654.077,50	R\$ 2.589.403,72	98,29%
50	R\$ 736.261,92	R\$ 1.173.733,18	R\$ 649.883,26	R\$ 2.559.878,36	97,17%
55	R\$ 747.247,61	R\$ 1.232.150,18	R\$ 646.432,57	R\$ 2.625.830,36	99,68%
60	R\$ 752.376,62	R\$ 1.223.884,80	R\$ 640.996,67	R\$ 2.617.258,09	99,35%
65	R\$ 757.632,14	R\$ 1.218.920,70	R\$ 638.701,03	R\$ 2.615.253,86	99,28%
70	R\$ 766.399,95	R\$ 1.220.299,07	R\$ 636.816,87	R\$ 2.623.515,88	99,59%
75	R\$ 774.226,41	R\$ 1.216.568,47	R\$ 635.250,34	R\$ 2.626.045,22	99,69%
80	R\$ 780.711,55	R\$ 1.212.730,96	R\$ 633.366,18	R\$ 2.626.808,69	99,71%
85	R\$ 781.228,29	R\$ 1.206.299,87	R\$ 630.225,92	R\$ 2.617.754,08	99,37%
90	R\$ 784.650,20	R\$ 1.199.537,40	R\$ 628.240,69	R\$ 2.612.428,29	99,17%

Fonte: Autor (2017)

Figura 5.15– Variação dos custos totais



Fonte: Autor (2017)

Nota-se que houve reduções nos custos totais com relação ao  $f_{ck} = 35$  MPa otimizado para as resistências superiores a esta, atingindo pouco menos de 3% para o  $f_{ck} = 50$  MPa e uma média total de aproximadamente 1% para as demais resistências.

Tais resultados comprovam que, apesar dos custos unitários dos concretos de alta resistência serem consideravelmente superiores (Tabela 5.5) e aumentarem os gastos com

concreto (Tabela 5.7 e Figura 5.11), quando analisado de forma global juntamente com os custos de aço e fôrmas (madeira), esse aumento é absorvido pela economia dos demais.



## 6 CONCLUSÃO

Este trabalho tratou de um estudo sobre a influência do concreto de alta resistência em pilares no dimensionamento de edifícios. Utilizando a ferramenta computacional CAD/TQS versão 18, modelou-se um edifício em concreto armado com um pavimento térreo, dezesseis pavimentos tipos, barrilete e caixa d'água, totalizando 61,75 metros de altura. As vigas, os núcleos rígidos e as lajes nervuradas foram mantidas com  $f_{ck} = 35$  MPa (C35), enquanto os pilares foram submetidos a aumentos de resistências (até o C90) e reduções de dimensões, a fim de otimizar as seções destes e verificar o comportamento do edifício como um todo, em se tratando de estabilidade global e deformabilidade, além de extrair os quantitativos e custos dos principais materiais utilizados no edifício (concreto, aço e fôrmas de madeira).

Através das otimizações, foi possível obter reduções consideráveis nas áreas totais dos pilares conforme aumentou-se a resistência característica à compressão do concreto, atingindo uma redução de 32,26% na comparação entre o C90 e o C35-Otimizado. Tal feito é de grande relevância, pois esse ganho em área reflete em um melhor aproveitamento do espaço construtivo, desde garagens até interiores de apartamentos.

Com relação aos quantitativos e custos, observou-se que, mesmo com mais de 30% de redução do volume de concreto dos pilares, os custos totais de volume de concreto chegaram a ser até cerca de 8% superiores, visto que os custos unitários dos concretos (principalmente os do grupo II de resistência) são superiores, conforme apresentado na Tabela 5.5. Também foi possível observar um aumento significativo no quantitativo de aço, nos diâmetros 5.0 e 6.3 mm, na transição dos concretos do grupo I de resistência (até 50 MPa) para os do grupo II (de 55 MPa até 90 MPa), devido ao programa CAD/TQS ter embasamento na norma brasileira que trata do assunto (ABNT NBR 6118:2014) e, segundo esta, em seu item 18.4.3, para garantir o confinamento lateral e, conseqüentemente, a ductilidade nos pilares feitos com concretos do grupo II de resistência, deve-se reduzir o espaçamento das armaduras transversais (estribos) em 50%. No entanto, a norma americana ACI 318 (1995) em seu item 21.4.4 – que trata sobre armaduras transversais – sugere que esse aumento do percentual de armadura transversal seja efetuado mediante uma equação que relaciona a resistência do concreto e a resistência do aço, fazendo com que haja um aumento evolutivo da quantidade de armadura transversal na transição dos concretos do grupo I para os do grupo II de resistência, ficando como sugestão de inclusão para as próximas atualizações da norma brasileira.

Já com relação às fôrmas, houve reduções da ordem de 5% para os concretos com resistências superiores a 75 MPa. Ressalta-se que neste estudo as vigas também sofreram ajustes

em seus comprimentos, pois, ao passo que os pilares foram otimizados, as vigas precisaram se estender para manter a correta ligação flexibilizada entre ambos, preservando a estabilidade do pórtico espacial.

A análise dos custos totais mostrou que é possível reduzir custos da ordem de 3% para o concreto com  $f_{ck} = 50$  MPa e uma média total de aproximadamente 1% para as demais resistências, ou seja, as economias dos demais materiais absorvem os custos mais elevados com concretos.

Os dimensionamentos do edifício para todas as classes de resistência mantiveram-se em favor da segurança, segundo a ABNT NBR 6118:2014. Destaca-se que o limitante para o dimensionamento do edifício em C90 foi o deslocamento horizontal, atingindo o valor de  $H/1700$  (nesse caso, 3,63 cm), recomendado em norma. Já com relação aos parâmetros de estabilidade global, houve variações (entre valores máximos e mínimos) da ordem de 5% para o coeficiente  $\alpha$  e de 2% para o parâmetro  $\gamma_z$ , pois, com a otimização das seções dos pilares, houve redução no peso próprio destes elementos, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, conseqüentemente, os momentos de segunda ordem.

Vale destacar ainda que todas as vantagens obtidas nesse estudo e supracitadas são amparadas pelo uso de um material com maior durabilidade e vida útil, com reduções de porosidade, heterogeneidade e microfissuração da pasta e da zona de transição pasta-agregado, além de outras condicionantes que o concreto de alta resistência proporciona com relação aos concretos convencionais.

A seguir, são listadas algumas sugestões para trabalhos futuros que deem continuidade ao estudo:

1. Análises de deformabilidade horizontal, parâmetros de estabilidade global, quantitativos e custos para otimizações também em vigas e lajes;
2. Influência do uso do CAR em fundações;
3. Influência de núcleos rígidos no dimensionamento de edifícios com CAR;
4. Análise da durabilidade e de patologias em elementos estruturais feitos com CAR;
5. Uso de protensão nos elementos estruturais dimensionados com CAR;

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOSTINI, L. R. S. **Pilares de concreto de alta resistência**. 1992. 202 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 1992.

AİTCIN, P. C. and NEVILLE, A. **High performance concrete demystified**. Concrete International, Vol. 15, No. 1, January, p. 21-26, 1993.

AİTCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho**. Tradução: Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini. 667 p, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard specifications for silica fume for use in hydraulic-cement and mortar**. ASTM C1240-93, Philadelphia, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Guia básico de utilização do cimento Portland, (**ABCP BT-106**) – 7ª revisão. São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15900-1: Água para amassamento do concreto. Parte 1: Requisitos**. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 5732: Cimento Portland comum**. Rio de Janeiro, RJ, 1991.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, RJ, 1980.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, RJ, 2008.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, **ACI 363R-92: State-of-the-art Report on high-strength concrete**, American Concrete Institute, Detroit, MI, September 1992, 55 pp.

\_\_\_\_\_. **ACI 363: Report on high-strength concrete.** Farmington Hills, 2010.

\_\_\_\_\_. **ACI-318: Building code requirements for reinforced concrete,** American Concrete Institute, Detroit, 1995.

\_\_\_\_\_. **ACI 441R-96: High-strength concrete columns: State-of-the-Art,** ACI Structural Journal, Report, Vol 94, No. 3, pp. 323-335, 1997

BASF (The Chemical Company). Disponível em: <<http://www.basf-cc.com.br/>>. Acesso em: outubro de 2016.

BASTOS, P. S. S. **Pilares de concreto armado.** Notas de aula, Faculdade de Engenharia – UNESP, Bauru, SP, 2015.

BECK, H.; KONIG, G. **Criteria for judging the stiffness of framed structures. Proceedings,** IABSE Symposium, London, 1967.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-002A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88 p., 2009.

CALDARONE, M. A. **High-strength concrete - A practical guide.** New York: New York, Editora Taylor & Francis, 2009.

CAMPOÓ, L. B., CORRÊA, M. R. S. e RAMALHO, M. A. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural,** in: Revista Minerva – Pesquisa e tecnologia, vol.2, n. 2, São Carlos, SP, 2007.

CARMO, R.M.S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado.** São Carlos, SP. EDUSP, 1995.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code.** Thomas Telford Services Ltda., July 1993.

\_\_\_\_\_. **CEB-FIP Manual of Buckling and Instability,** The Construction Press, Lancaster, 1978.

CORREA, M., RAMALHO, M., GRAZIANO, F. **Publicações técnicas: coletânea de trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios.** Instituto de Engenharia, São Paulo, SP, 1997.

DUCATTI, V.A. **Concreto de elevado desempenho – estudo de aderência com a armadura.** 374 f., Tese (doutorado) – Escola Politécnica, USP, 1993.

ENCISO, R.O. **Comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência sujeitos à flexão composta reta.** 88 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2010.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, STANDARD EN 1992-1-1:2004, **EUROCODE 2 (2004): Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**, Brussels, 2004.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado**, in: Colóquio sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado, Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, SP, 1985

FRANCO, M. e VASCONCELOS, A. C. de. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**, In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1991

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

GARCEZ, E. **Grandes estruturas**. Notas de aula. Universidade Federal de Pelotas, RS, 2013.

GHALI, A; NEVILLE, A.M. **Structural analysis – A unified classical and matrix approach**. Chapman & Hall, Londres, 1993.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios**. Notas de Aula. São Carlos, SP, 184 p., fev. 2007.

GOMES, P. C. C. **Estudo de parâmetros que influenciam a produção e as propriedades dos concretos de alta resistência**. 196f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.

GONÇALVES, R. M. et al. (2007). **Ação do vento nas edificações: teoria exemplos**. EESC-USP, São Carlos, SP, 2007.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**, Editora Pini, São Paulo, SP, 2007.

LAVALL, A.C.C.; SILVA, R.M. **Efeitos de 2ª ordem em edifícios metálicos de andares múltiplos**. São Carlos. Seminário – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1989.

LIMA, F. B. **Pilares de concreto de alto desempenho: Fundamentos e experimentação**. 110 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade São Paulo. São Carlos, SP, 1997.

LIMA, J. S. (2001). **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 225p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LOPES, A. P., SANTOS, G. O. e SOUZA, A. L. A. C. **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta**, in: Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, volume 5, número 7, 2005

MACGREGOR, J. G. **Design of slender concrete columns**. ACI Structural Journal, May-June, Proceedings p. 302-309, 1993.

MACGREGOR, J. G. e WIGHT, J. K. **Reinforced concrete. Mechanics and design**, 4ª edição, Editora Pearson Prentice Hall, EUA, 2005.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1ª ed. São Paulo, SP. Ed. Pini, 1994.

MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 3ª edição, IBRACON, São Paulo, SP, 2008.

MELGES, J. P. **Dimensionamento de pilares com base na NBR 6118:2003**, Notas de Aula, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, São Paulo 2007.

MENDES, S. E. S. **Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba**.163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.

NORIEGA, B. E. V. **Comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência sob flexão composta reta e oblíqua**. 118f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2011.

OLIVEIRA, J. C. A. de. **Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado**. Dissertação de mestrado em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1998

OLIVEIRA, D.M. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. Belo Horizonte, MG. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

PALIGA, A. **Flambagem**. Notas de aula, Centro de Engenharias – UFPEL, Pelotas, RS, 2013.

PAIVA, N. M. B. **Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples**. 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 1994.

PENNER, E.; FUSCO, P.B. **A estabilidade de edifícios altos**. Revista Técnica, nov/dez, p. 35-38, 1997.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Notas de aula, EESC-USP, São Carlos, SP, 2007.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 128 f. Dissertação (Mestrado) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1997.

PRADO, R. C. M. F. **Comportamento estrutural de pilares curtos em concreto de alta resistência.** 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2001.

PROENÇA, S. P. B. **Análise não-linear de estruturas.** Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2010.

QUEIROGA, M. V. M.; GIONGO, J. S.; TAKEYA, T. **Pilares de concreto com resistência média de 60 MPa submetidos à compressão simples.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – IBRACON, 41, 1999, Salvador. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, BA. 1999, CD-ROM.

SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S. R. **High-strength concrete columns with square sections under concentric compression.** Journal of Structural Engineering, v. 124, p. 1438-47, 1998.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003.** 136 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004.

SILVA, I. S. **Concreto de alta resistência: composição, propriedades e dimensionamento.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1995.

SILVA, V. M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural.** Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 306 f. São Carlos, SP, 2007.

SUSSEKIND, J.C. **Curso de concreto.** Ed. Globo, v.2, 4ª ed., Porto Alegre, RS, 1984.

TORRICO, F. A. **Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade.** 345f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2010.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta.** 183f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.

VASCONCELOS, A.C. **Origem dos parâmetros de estabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .** Coletânea de trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios, 11 p., São Paulo, SP, Instituto de Engenharia, 1997.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos.** 91 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Mestrado Profissionalizante em Engenharia da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

## ANEXO A – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ( $\psi_1 = 0,30$ )	$H/1700$ e $H_f/850^e$ entre pavimentos <sup>f</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm



Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		
<p><sup>a</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contralhechas, de modo a não se ter acúmulo de água.</p> <p><sup>b</sup> Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contralhechas. Entretanto, a atuação isolada da contralhecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que <math>\ell/350</math>.</p> <p><sup>c</sup> O vão <math>\ell</math> deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.</p> <p><sup>d</sup> Rotação nos elementos que suportam paredes.</p> <p><sup>e</sup> <math>H</math> é a altura total do edifício e <math>H_j</math> o desnível entre dois pavimentos vizinhos.</p> <p><sup>f</sup> Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando <math>H_j</math> representa o comprimento do lintel.</p> <p><sup>g</sup> O valor <math>\ell</math> refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.</p>				
<p>NOTAS</p> <p>1 Todos os valores-limite de deslocamentos supõem elementos de vão <math>\ell</math> suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.</p> <p>2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor <math>\ell</math> é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.</p> <p>3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.</p> <p>4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contralhechas.</p>				