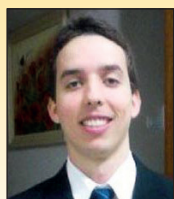


Study of the influence of compressive strength concrete on columns during the design of a multi-floor building

Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de edifícios



G. M. FREGONEZI ^a

guilherme@fai.com.br

<https://orcid.org/0000-0001-6177-5609>

W. W. WUTZOW ^a

wwwutzow@uem.br

<https://orcid.org/0000-0002-9103-3769>

R. D. VANDERLEI ^a

rdvanderlei@uem.br

<https://orcid.org/0000-0001-5676-6951>

Abstract

This work aims to analyze the influence of the compressive strength of concrete columns in the design of a multi-floor building using the CAD/TQS computational tool. The strengths of the columns varied in increments of 5 MPa, from 35 MPa to 90 MPa, with a 35 MPa resistance in the remaining structural elements. Analyses of the horizontal deformability, stability parameters, and optimized sections, as well as quantities and cost of the main materials used (concrete, steel, and formwork), were performed. As a result, a 32% reduction to the total area of the columns was achieved; consequently, a reduction in material quantities and the total cost of the building was also achieved. Thus, greater durability was provided without major costs or loss in structural safety.

Keywords: structural optimization, columns, high-strength concrete.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo analisar a influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos, utilizando a ferramenta computacional CAD/TQS. As resistências dos pilares foram variadas em uma razão de 5 MPa, de 35 MPa até 90 MPa, sendo que os demais elementos estruturais permaneceram com resistências de 35 MPa. Foram feitas análises de deformabilidade horizontal, parâmetros de estabilidade, seções otimizadas, além de quantitativos e custos dos principais materiais empregados (concreto, aço e fôrmas). Como resultados, foi possível reduzir em 32% a área total dos pilares, bem como reduzir quantitativos de materiais e, principalmente, os custos totais do edifício, conferindo maior durabilidade sem maiores custos e, principalmente, sem prejuízo à segurança estrutural.

Palavras-chave: otimização estrutural, pilares, concreto de alta resistência.

^a State University of Maringá, Department of Civil Engineering, Maringá, PR, Brazil.

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, etc. No entanto, seu comportamento é muito complexo por se tratar de um material heterogêneo. Segundo Mehta e Monteiro[1], macroscopicamente o concreto pode ser considerado um material bifásico, composto de partículas de agregados com forma e tamanhos variados dispersas em uma massa com 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, retração, etc. [2].

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 [1].

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 [2]. 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 [3]. Mehta e Monteiro [4] 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 Comité Euro-International du Béton e o International Federation for Pre-stressing (CEB-FIP) [5] define o CAR como um concreto com resistência à compressão superior a 50 MPa. Entretanto, o ACI [6] 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 [7] e a ABNT NBR 8953:2015 [8], classificam as estruturas de concreto em dois grupos de resistência característica à compressão aos 28 dias ($f_{ck,28 \text{ dias}}$): Grupo I ($20 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ dias}} \leq 50 \text{ MPa}$) e Grupo II ($55 \text{ MPa} \leq f_{ck,28 \text{ dias}} \leq 90$

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 (ϵ_{c2}) e de deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ϵ_{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 ϕ (t_e, t_0), entre outras.

De acordo com Vanderlei [9], 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 Caldaroni [10], 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 [11]. 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°[7] fornecendo ao concreto um confinamento lateral passivo [2].

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.

Dentro deste contexto, o objetivo deste trabalho é analisar a influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e da redução das seções transversais dos pilares na deformabilidade horizontal, estabilidade global e consumo de materiais (concreto, aço e fôrmas de madeira) de um edifício de múltiplos pavimentos através de ferramenta computacional.

2. Materiais e métodos

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 adotou-se um edifício residencial de múltiplos pavimentos e a ferramenta computacional CAD/TQS.

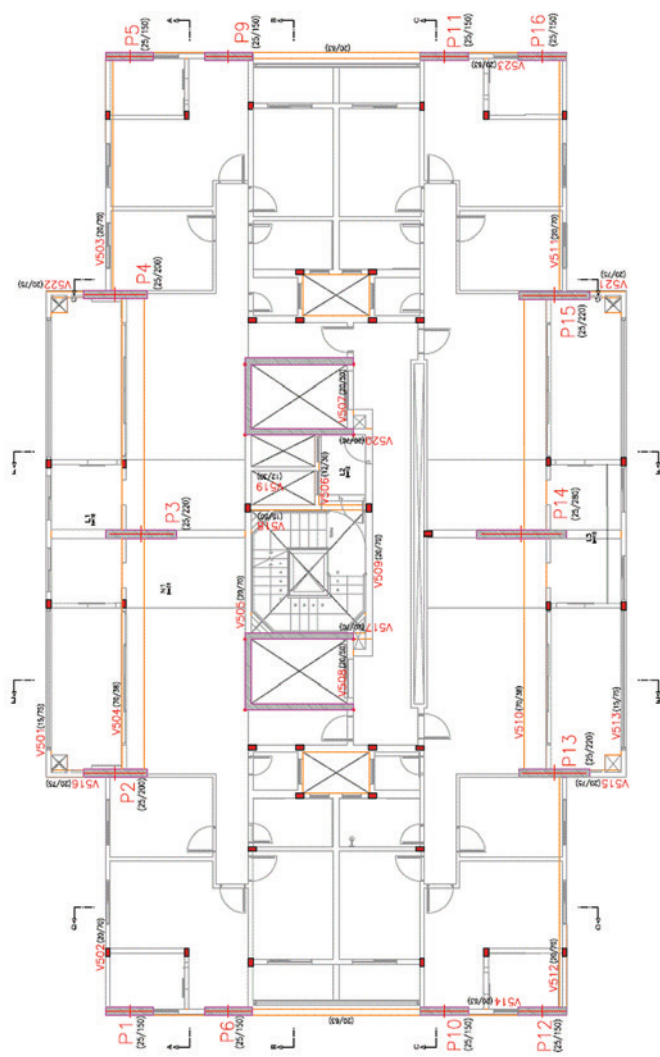


Figura 1
Planta baixa do edifício

2.1 Modelo estrutural

O edifício estudado 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 1, totalizando uma área de 8.741,19 m². Para a implantação da estrutura, análise dos esforços e deslocamentos e determinação da armadura, foi utilizado o sistema computacional CAD/TQS 18.

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

2.1.1 Características do modelo

Para a análise estrutural foi adotado o Modelo IV disponível no sistema CAD/TQS, que consiste em um modelo de vigas e pilares

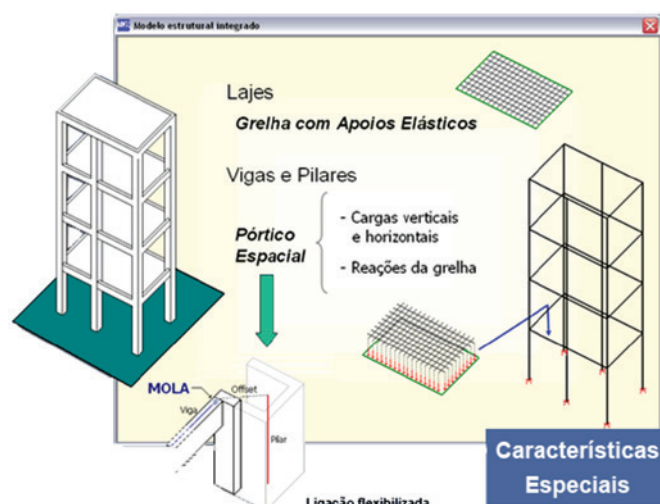


Figura 2
Modelo estrutural IV (TQS Informática Ltda.)

res 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 são calculados como pórtico espacial. Por sua vez, as lajes interagem 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 2.

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 [7]:

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

2.1.2 Ações

2.1.2.1 VENTO

Para o cálculo do vento atuante na estrutura, foram considerados os dados abaixo e resumidos na Tabela 1.

- $V_0 = 45$ m/s;
- $S_1 = 1,00$, pois o edifício foi projetado para um terreno plano ou fracamente acidentado;
- $S_2 = 1,02$, sendo que o edifício se enquadra na classe C de dimensões (edificação que exceda 50 metros) e categoria IV

Tabela 1

Dados utilizados para o cálculo das ações do vento

Cálculo das ações do vento			
Veloc. básica (m/s)	S1	S2	S3
45,00	1,00	1,02	1,00

Tabela 2

Alturas dos pavimentos

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

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, calculou-se os índices I_1/I_2 e h/I_1 . Para os ventos na direção $0^\circ/180^\circ$:

■ $h/I_1 = 3,43$;

■ $I_1/I_2 = 0,60$.

Com os índices e o ábaco presente na ABNT NBR 6123:1988 [12], determinou-se o coeficiente de arrasto $C_a = 1,10$.

Já para os ventos na direção $90^\circ/270^\circ$:

■ $h/I_1 = 2,06$;

■ $I_1/I_2 = 1,67$.

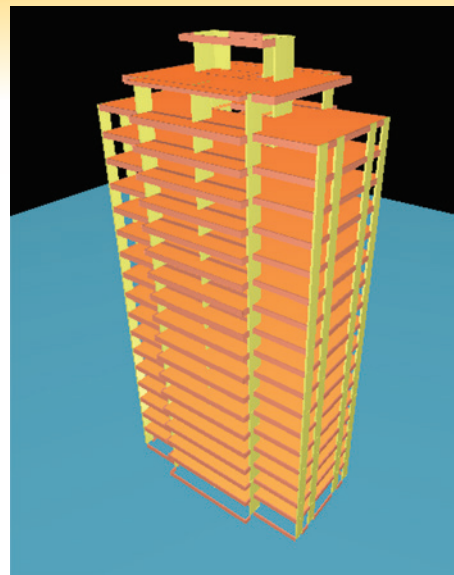
Com os índices e o ábaco ABNT NBR 6123:1988 [12], determinou-se o coeficiente de arrasto $C_a = 1,32$.

2.1.2.2 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 accidental. Além do peso próprio definido pelas dimensões das lajes.

2.1.2.3 AÇÕES NAS VIGAS

Para as vigas, lançaram-se as cargas distribuídas linearmente – representando a vedação de alvenaria, denominada

**Figura 3**

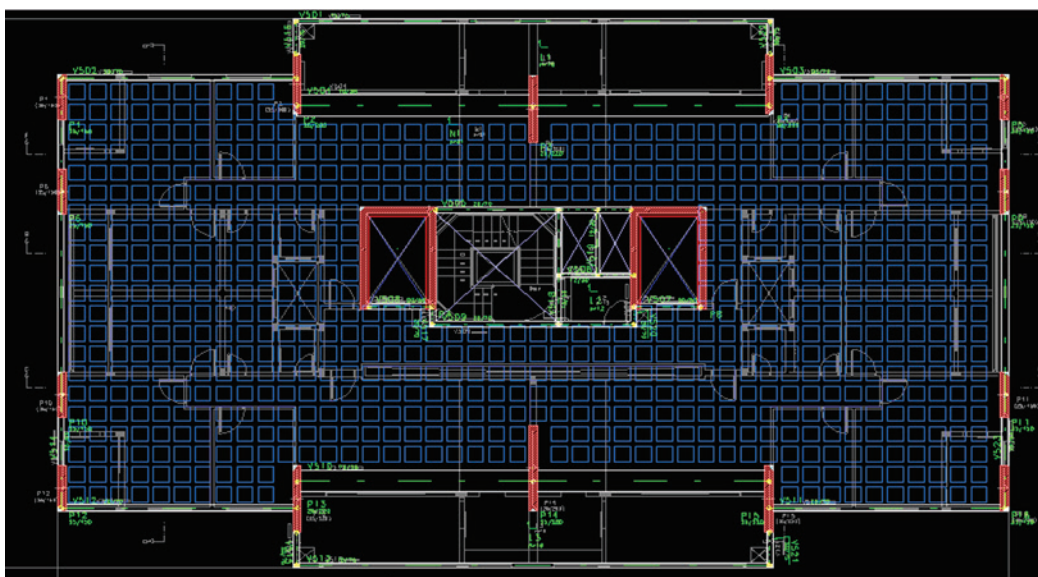
Vista tridimensional do edifício

"TJVAZ15" –, representando $1,80 \text{ kN/m}^2$ ($0,18 \text{ tf/m}^2$) de carga principal ou permanente, sendo variável conforme os pavimentos, pois possuem alturas distintas, conforme mostrado na Tabela 2, além do peso próprio definido pelas dimensões das vigas.

2.2 Dimensionamento prévio

Após o posicionamento dos pilares, vigas e lajes no edifício, conforme Figura 3, 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 como mostrado na Figura 4.

**Figura 4**

Planta baixa com posicionamento dos pilares, núcleo rígido, vigas de borda, lajes nervuradas e maciças

2.3 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 suportam as maiores cargas do edifício. Vale ressaltar que todos os pilares contidos na estrutura são submetidos à flexão oblíqua. Deste modo, estes pilares foram estudados individualmente, através da ferramenta CAD/Pilar do sistema CAD/TQS, buscando otimizar as seções transversais dos pilares conforme variava-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. Para cada f_{ck} as seções transversais dos pilares foram otimizadas, fixando as larguras em 25 cm e reduzindo as alturas de forma iterativa, buscando manter os esforços resistentes da seção bem próximos dos esforços solicitantes, por meio da envoltória de momentos resistentes do pilar, e visando atender às restrições normativas quanto à deslocabilidade horizontal do edifício.

O método iterativo consistiu em reduzir as alturas na ordem de 5 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. Nesta etapa da análise eram verificadas as restrições normativas quanto à deslocabilidade horizontal do edifício. Deste modo, a altura final de cada pilar é a altura da última iteração antes do programa impossibilitar o dimensionamento.

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.

Alguns pilares também podem ter seu dimensionamento limitado pela envoltória de momentos mínimos, conforme a ABNT NBR 6118:2014 [7]. No programa, essa envoltória é delimitada por uma elipse, conforme mostra a Figura 5. Desta forma, só será possível o dimensionamento do pilar caso a envoltória de momentos mínimos

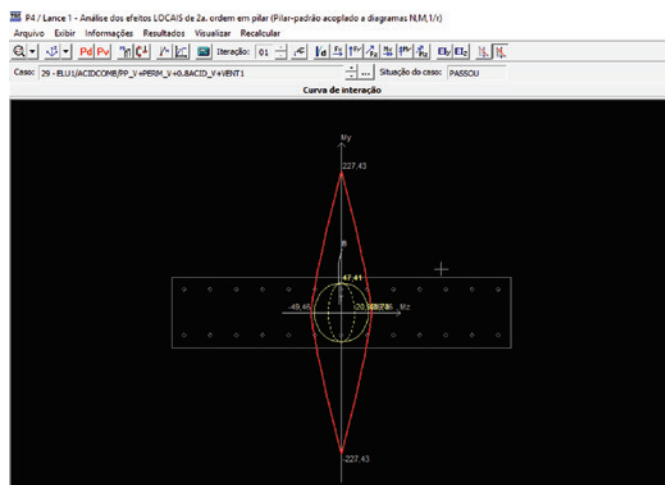


Figura 5
Envoltória de momentos resistentes e momentos mínimos

esteja inserida na envoltória de momentos resistentes do pilar.

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 3.

Os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e, como se mantiveram com seções transversais constantes, não estão contidos na Tabela 3. Escolheu-se por fixar as dimensões dos núcleos rígidos pois são elementos de contraventamento com função de delimitar as caixas dos elevadores e pouco poderia ser modificado nestes elementos com relação às seções transversais, pois influenciaria diretamente na arquitetura do edifício. Logo, mantendo-se estes elementos com dimensões fixas, os resultados obtidos e as análises ficam sendo puramente dos pilares.

Dos pilares da Tabela 3, apenas os pilares P2, P3, P4, P13, P14 e P15 nascem no térreo e morrem no barrilete, sendo que os demais morrem no último pavimento tipo.

Vale salientar que as dimensões dos pilares mostradas na Tabela 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 das seções dos pilares com $f_{ck} = 35$ 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 se não somente esta resistência não passaria por otimizações, comprometendo a interpretação dos resultados obtidos.

3. Resultados e discussões

Conforme mencionado no item 2, todos os elementos estruturais do edifício foram primeiramente dimensionados 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 das seções transversais

Tabela 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

Tabela 4

Alturas mínimas das seções transversais dos pilares

f_{ck} (MPa)	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

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, utilizando a ferramenta CAD/Pilar.

3.1 Seções otimizadas

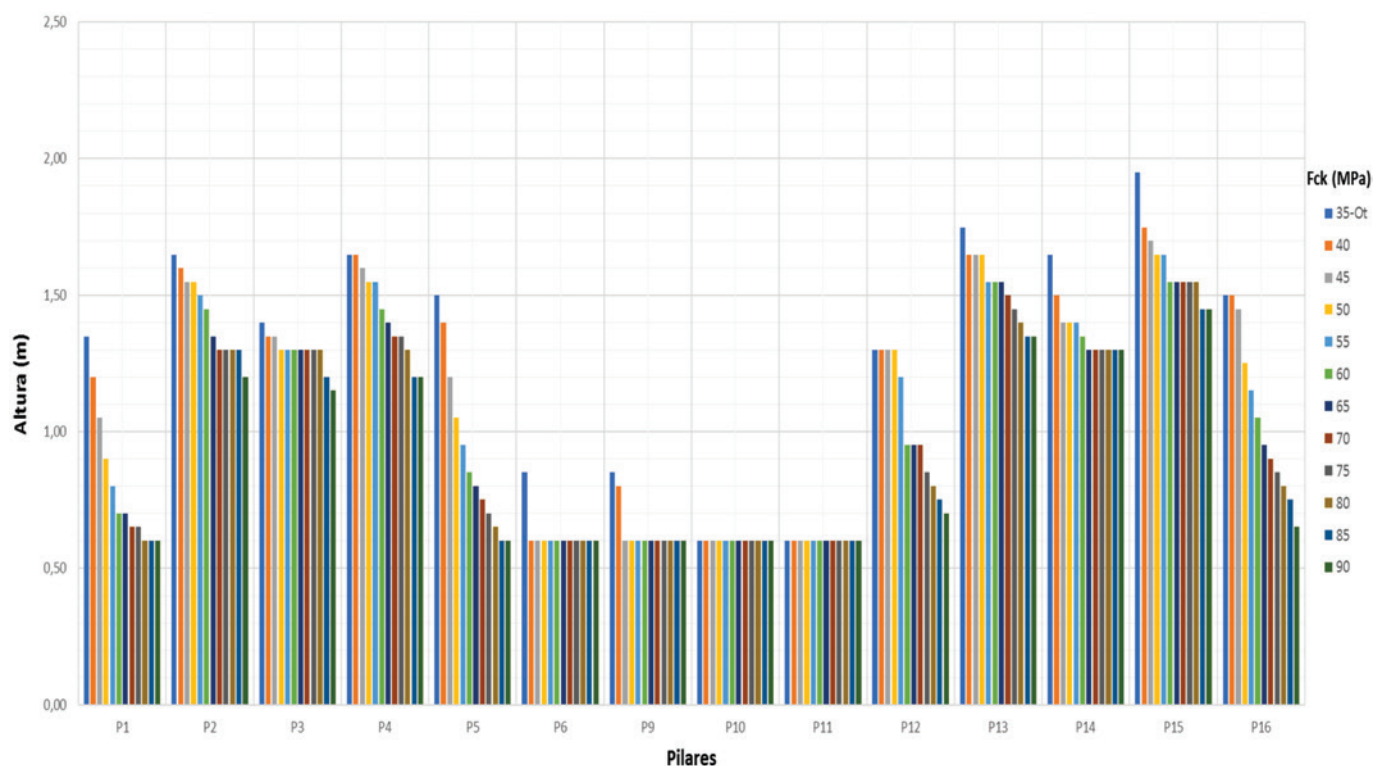
Considerando as solicitações e devidas combinações de esforços para cada pilar, assim como sua envoltória de momentos resistentes e, além disso, analisando o comportamento estrutural do edifício

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 a ABNT NBR 6118:2014 [7], 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, portanto, a redução seria irrisória.

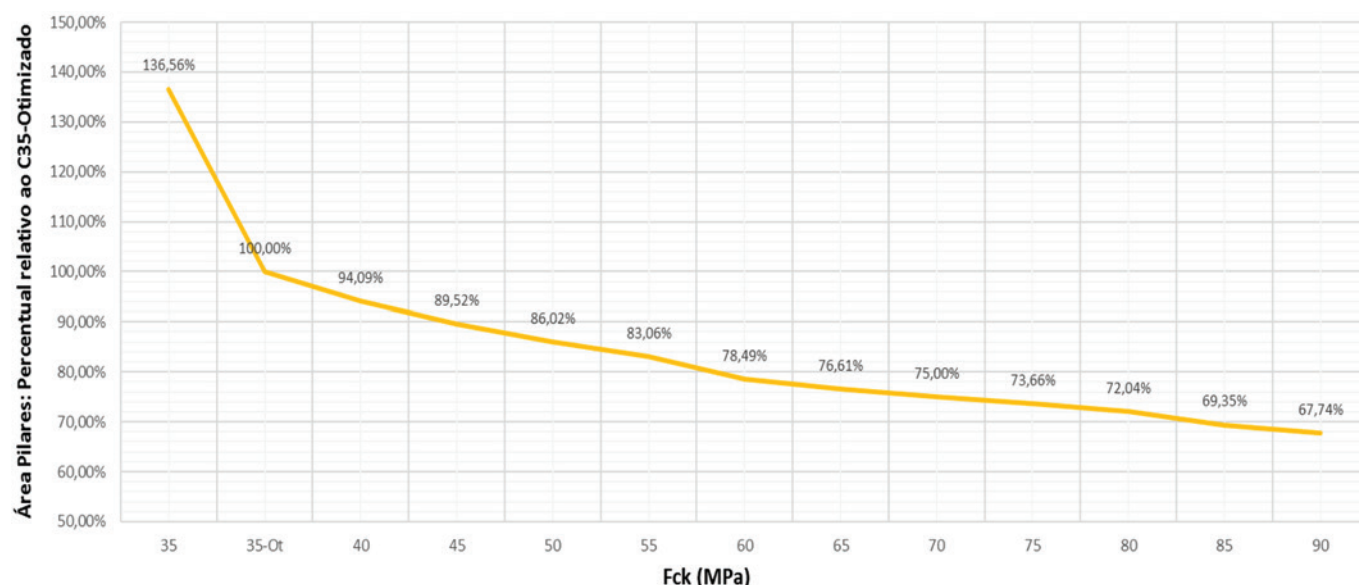
A Tabela 4 retrata as alturas mínimas de cada pilar para cada f_{ck} analisado.

Recordando o que foi dito anteriormente, os pilares P7 e P8 são os núcleos rígidos e pertencem ao grupo de elementos estruturais que tiveram suas dimensões fixadas, juntamente com as vigas e as lajes (maciças e nervuradas).

O gráfico da Figura 6 ilustra a variação das alturas das seções transversais dos pilares mostrados na Tabela 4.

**Figura 6**

Variação das alturas das seções transversais dos pilares

**Figura 7**

Variação da área total dos pilares

Para demonstrar o quanto a redução foi significativa, fez-se um estudo de área total dos pilares para cada f_{ck} , conforme a Figura 7. Com o gráfico da Figura 7, 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.

3.2 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 [7], 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 e $H_i = 3,15$ m (considerando a menor altura entre pavimentos, pois resultará no menor deslocamento), temos como limites:

$H/1700 = 3,63$ cm e $H_i/850 = 0,37$ cm;

Estes limites de deslocamentos foram considerados como limitantes para a otimização estrutural efetuada, visando a segurança do edifício como um todo. Vale ressaltar que, para os pilares em C90, o limitante da otimização das seções foi a deslocabilidade horizontal de topo do edifício, chegando em seu valor máximo de 3,63 cm, conforme mostrado na Tabela 5.

Sendo assim, a variação dos deslocamentos horizontais é mostrada na Tabela 5 e na Figura 8.

Pode-se observar que os deslocamentos horizontais, tanto de

Tabela 5

Deslocamento horizontal no topo e entre pisos do edifício

f_{ck} (MPa)	Deslocamento horizontal (cm)		Percentual relativo ao C35 - Ot	
	Topo do edifício	Entre pavimentos	Topo do edifício	Entre pavimentos
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%

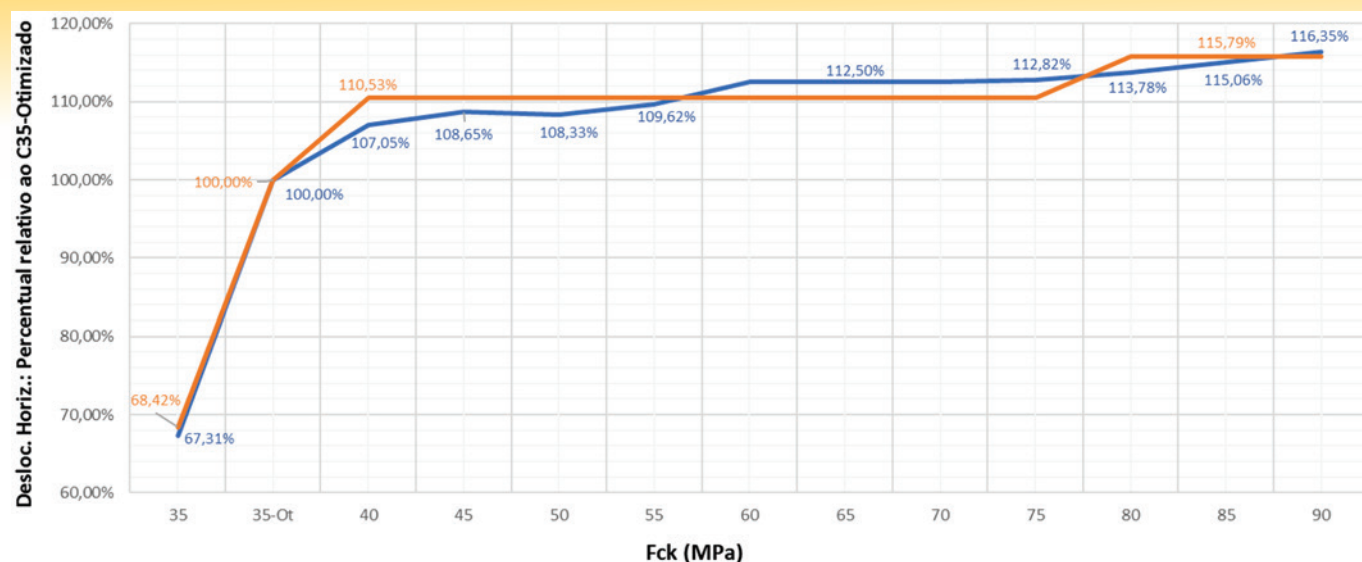


Figura 8

Variação dos deslocamentos horizontais

topo quanto entre pavimentos, tendem a aumentar conforme aumenta-se a resistência à compressão e, consequentemente, reduz-se a área dos pilares. Comparando os valores obtidos para o C35-Otimizado e o C90, tem-se acréscimos de deslocamentos horizontais superiores em mais de 15%.

3.3 Parâmetros de estabilidade global

O programa CAD/TQS verifica a estabilidade global da estrutura através dos parâmetros convencionais, α e γ_z .

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} \quad (1)$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{tot,d}}} \quad (2)$$

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

De acordo com a Equação 2, que descreve o cálculo do γ_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 valor 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, consequentemente, os momentos de segunda ordem, fazendo com que os parâmetros γ_z tornem-se menores, conforme mostrado na Figura 9. O mesmo ocorre com o coeficiente α , pois é influenciado pelo peso próprio e pela redução da rigidez.

A redução dos valores dos parâmetros de estabilidade γ_z e α apresentados na Figura 9 torna-se intrigante, visto que os deslocamentos horizontais do edifício sofreram acréscimo com o processo de otimização das seções dos pilares. Para demonstrar esse comportamento dos parâmetros de estabilidade global, tomou-se como exemplo o cálculo de γ_z e α para os f_{ck} com valores de 35MPa e 90MPa, conforme apresentado na Tabela 6.

Observa-se na Tabela 6 que, para o cálculo do γ_z , o aumento dos deslocamentos horizontais com a redução das seções dos pilares não foi suficiente para promover um aumento no valor de $\Delta M_{tot,d}$, ocorrendo de fato uma redução desse valor, o que confirma que a redução das forças verticais foi preponderante para a diminuição do parâmetro γ_z . Da mesma forma, para o cálculo do α , a diminuição da rigidez ($E_{cs} I_c$) com a redução das seções dos pilares não predominou sobre a redução das forças verticais (N_k), reafirmando que a redução das forças verticais foi preponderante para a diminuição do α .

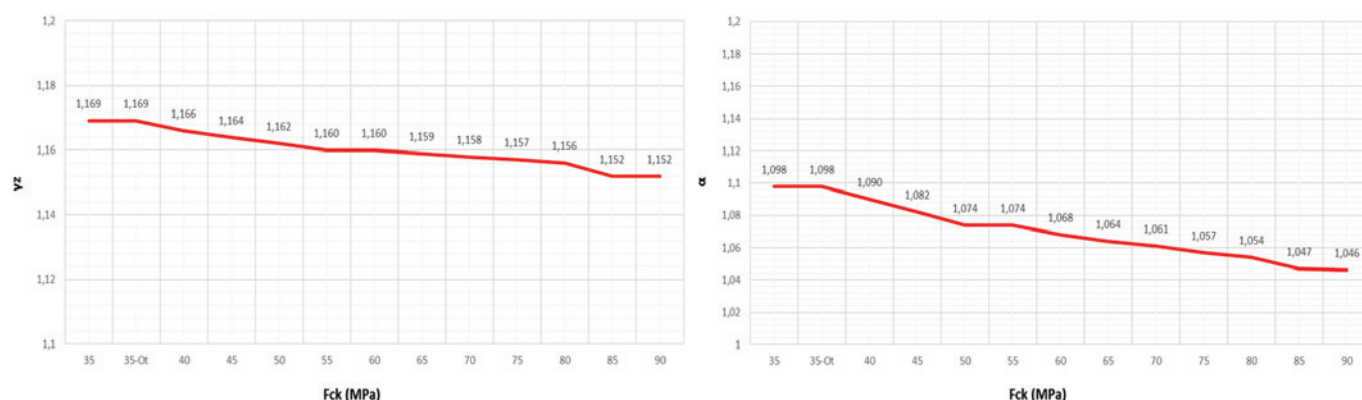


Figura 9

Variação do parâmetro γ_z e coeficiente α em relação ao f_{ck}

Tabela 6Exemplo de cálculo dos parâmetros γ_z e α

Pilares com - $f_{ck} = 35$ MPa	Pilares com - $f_{ck} = 90$ MPa
$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{550,66}{3809}} = 1,169$	$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{502,58}{3809}} = 1,152$
$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} = 61,75 \sqrt{\frac{294,5}{(931351,15)}} = 1,098$	$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} I_c)}} = 61,75 \sqrt{\frac{212,5}{(740862,30)}} = 1,046$

Tabela 7

Custos unitários de concreto

Custos unitários		
f_{ck} (MPa)	R\$/m³	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

Tabela 8

Custos unitários de aço

Custos unitários	
Φ (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

Tabela 9

Custos totais

f_{ck} (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%

Portanto, a variação do parâmetro γ_z foi de menos de 2% entre a máxima e a mínima resistência considerada neste estudo, assim como a variação do coeficiente α foi de menos de 5%, conforme mostrado nos gráficos da Figura 9.

3.4 Quantitativos e custos

Nesta análise, foram calculados os valores totais dos quantitativos e custos para concreto, aço e fôrmas, para se determinar a variação dos custos de materiais da estrutura, visto que o intuito do estudo é variar a resistência característica à compressão (f_{ck}) somente dos pilares, de forma concomitante às otimizações das seções transversais destes elementos.

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 (Composições – janeiro/2017) e o boletim do referencial de custos da Companhia Paulista de Obras e Serviços (CPOS), além de cotações de mercado. Os custos unitários de volumes de concreto, Tabela 7, foram obtidos através da SINAPI, boletim CPOS e cotações de mercado. Por sua vez, os custos unitários de aço, em seus respectivos diâmetros, Tabela 8, foram obtidos somente na tabela SINAPI.

O custo unitário de fôrmas de madeira, também extraído da tabela SINAPI, foi de R\$ 72,19/m².

Considerando os custos de cada um dos materiais citados, fez-se uma análise dos custos da estrutura referentes aos materiais, com o propósito de avaliar o impacto financeiro causado pelas otimizações efetuadas nos pilares. A Tabela 9 e a Figura 10 expõem tais resultados.

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.

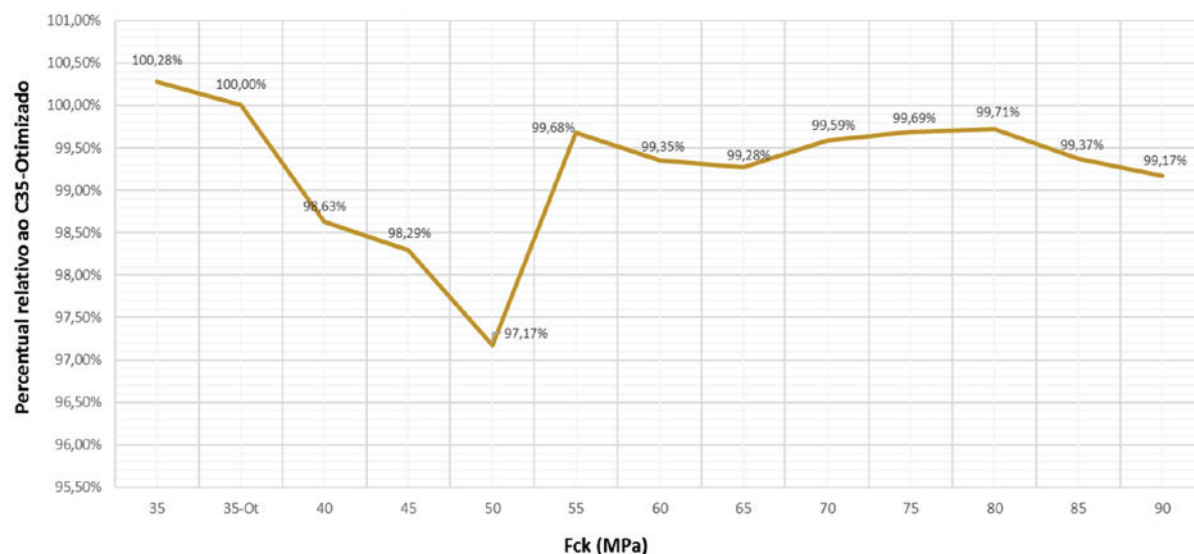


Figura 10
Variação dos custos da estrutura referente aos materiais

Tais resultados comprovam que, apesar dos custos unitários dos concretos de alta resistência serem consideravelmente superiores (Tabela 7), quando analisados de forma global juntamente com os custos de aço e fôrmas (madeira), esse aumento é absorvido pela economia com o volume de concreto e dos demais materiais.

4. Conclusões

Com a aplicação de concretos mais resistentes em pilares e tirando proveito desta propriedade do concreto no dimensionamento da estrutura, 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, como aumento de vagas de garagens e áreas úteis.

A análise dos custos da estrutura referente aos materiais 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 com o volume de concreto e dos demais materiais absorvem os custos mais elevados com concretos de resistências maiores.

Os dimensionamentos do edifício para todas as classes de resistência mantiveram-se a favor da segurança, segundo a ABNT NBR 6118:2014 [7]. 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. Com relação aos parâmetros de estabilidade global, houve redução da ordem de 5% para o coeficiente α e de 2% para o parâmetro γ_2 . Pode-se justificar essa redução dos parâmetros de estabilidade global, pois com a otimização das seções dos pilares, houve redução no peso próprio destes elementos, reduzindo as forças verticais atuantes na estrutura e, consequentemente, os momentos de segunda ordem.

Com relação à execução, a concretagem de pavimentos onde as vigas e lajes tem concreto com f_{ck} diferente dos pilares deve se dar da seguinte maneira: primeiro, as regiões dos pilares devem ser concretadas com concreto de f_{ck} previsto em projeto para os pilares, de maneira que este concreto preencha parte da viga e laje formando uma superfície inclinada de aproximadamente 45° entre o fundo da viga e o topo do pilar. Em seguida, serão concretadas as vigas e lajes com o concreto de f_{ck} previsto em projeto para as vigas e lajes.

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, além de outras condicionantes que o concreto de alta resistência proporciona com relação aos concretos convencionais.

5. Referências bibliográficas

- [1] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 3ª edição, IBRACON, São Paulo, SP, 2008.
- [2] 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.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE, ACI 441R-96: High-strength concrete columns: State-of-the-Art, ACI Structural Journal, Report, Vol 94, No. 3, pp. 323-335, 1997.
- [4] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 1ª ed. São Paulo, SP. Ed. Pini, 1994.
- [5] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code. Thomas Telford Services Ltda., July 1993.
- [6] 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.

- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 2014.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, RJ, 2015.
- [9] 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.
- [10] CALDARONE, M. A. High-strength concrete - A practical guide. New York: New York, Editora Taylor & Francis, 2009.
- [11] 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.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, RJ, 1988.