

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Rafael Lima da Silva

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS COM CONCRETOS
DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO:
COMPARATIVO DE CUSTOS**

Porto Alegre
dezembro 2011

RAFAEL LIMA DA SILVA

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS COM CONCRETOS
DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO:
COMPARATIVO DE CUSTOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
dezembro 2011

RAFAEL LIMA DA SILVA

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS COM CONCRETOS
DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO:
COMPARATIVO DE CUSTOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de dezembro de 2011

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela UFRGS
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. Pela UFRGS

Prof. Rubem Clecio Schwingel (UFRGS)
M.Sc. pela UFRGS

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. Pela UFRGS

Dedico este trabalho aos meus colegas e amigos, Solon e Laura, e a minha esposa, Marta, que sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Roberto Rios, orientador deste trabalho por todo conhecimento transmitido e pela atenção que sempre teve comigo.

À Profa. Carin Maria Schmitt, pela ajuda e prontidão nestes dois semestres de realização do trabalho.

Ao meu pai, Paulo, à minha avó Neiva, à minha tia, Luciene, pelo apoio, incentivo e carinho que me deram ao longo de toda minha vida.

À minha esposa, Marta, pela dedicação, paciência e apoio concedidos durante esse importante período.

Aos meus amigos, Jairo, Clara, Clodoaldo, Bruna, Ben-Hur, Paula, Mariana e Marco, pela companhia e ajuda nos momentos difíceis.

Aos meus amigos Solon e Laura, que foram fundamentais, pois sem eles muito provavelmente eu não me tornaria um engenheiro.

Agradeço, por fim, a todos que de alguma forma colaboraram e estiveram comigo ao longo dessa caminhada.

A vida é para quem topa qualquer parada.
Não para quem para em qualquer topada.

Bob Marley

RESUMO

Com o crescimento do mercado da construção civil, e o aumento da competitividade entre as empresas do setor, é de extrema importância a otimização da quantidade de materiais determinados pelo projeto estrutural, visando à redução do custo da estrutura. Este trabalho versa sobre a avaliação dos custos entre estruturas calculadas com diferentes resistências à compressão do concreto (f_{ck}), e da área em planta ocupada pelos pilares. São analisados edifícios de 5, 10, 15 e 20 pavimentos, através de um modelo de estrutura simplificado, com vãos de vigas de cinco a seis metros, sendo mantidas constantes as espessuras das lajes, e alteradas as dimensões dos pilares e vigas. Para tanto, inicialmente foram abordados tópicos referentes aos critérios de projeto para o dimensionamento de estruturas, quando são apresentados modelos de cálculos, ações e combinações de ações, distribuições de esforços, não-linearidade física, deslocamentos limites e critérios que visam à durabilidade das estruturas. Posteriormente, foram realizados os cálculos através do software Eberick da AltoQi para a determinação dos quantitativos de concreto, aço e fôrmas. A partir dos quantitativos de materiais, foram determinados os custos para cada hipótese de cálculo, para toda a estrutura e para os elementos que a compõe (pilares, vigas e lajes). Para os quatro modelos foi constatada uma tendência de aumento dos custos de lajes e vigas e diminuição no custo dos pilares com aumento do f_{ck} . A área média ocupada pelos pilares por pavimento foi obtida através da divisão do volume do concreto pela altura do edifício para cada modelo. Neste quesito, verificou-se um grande ganho de área útil na edificação com o aumento da resistência à compressão do concreto dos pilares. Logo após a apresentação dos resultados, têm-se as considerações finais, nas quais foi feita uma análise crítica dos resultados e expostas às conclusões para fechamento do trabalho.

Palavras-chave: Projeto Estrutural. Resistência à Compressão. Custo da Estrutura.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas da pesquisa	16
Figura 2 – Métodos aproximados + vigas contínuas	22
Figura 3 – Pórtico H	22
Figura 4 – Grelha de vigas	23
Figura 5 – Grelha de vigas e lajes	24
Figura 6 – Pórtico plano	25
Figura 7 – Pórtico espacial	25
Figura 8 – Elementos finitos	26
Figura 9 – Isopletas da velocidade básica V_0	29
Figura 10 – Relevo do terreno – fator S_1	30
Figura 11 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	33
Figura 12 – Planta baixa estrutura	47
Figura 13 – Etapas de cálculo	51
Figura 14 – Custo total da estrutura para o Modelo 1	53
Figura 15 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 1.....	53
Figura 16 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 1.....	54
Figura 17 – Custo total da estrutura para o Modelo 2	55
Figura 18 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 2.....	56
Figura 19 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 2.....	56
Figura 20 – Custo total da estrutura para o Modelo 3	58
Figura 21 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 3.....	59
Figura 22 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 3.....	59
Figura 23 – Custo total da estrutura para o Modelo 4	61
Figura 24 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 4.....	62
Figura 25 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 4.....	62

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores mínimos das cargas verticais	28
Quadro 2 – Fator S_2	32
Quadro 3 – Valores mínimos para o fator estatístico S_3	32
Quadro 4 – Valores do coeficiente de ponderação γ	35
Quadro 5 – Valores dos fatores de combinação ψ	36
Quadro 6 – Limites para deslocamentos	41
Quadro 7 – Classe de agressividade ambiental	42
Quadro 8 – Fator água/cimento em função da classe de agressividade ambiental.....	43
Quadro 9 – Limite de fissuração em função da classe de agressividade ambiental	44
Quadro 10 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimentos ..	44
Quadro 11 – Níveis da estrutura	46
Quadro 12 – Cargas das lajes	48
Quadro 13 – Valores do fator S_2	49
Quadro 14 – Valores de coeficientes de arrasto	50
Quadro 15 – Critérios que visam à durabilidade da estrutura	50
Quadro 16 – Custos e áreas dos pilares – Modelo 1	52
Quadro 17 – Custos e áreas dos pilares – Modelo 2	55
Quadro 18 – Custos e áreas dos pilares – Modelo 3	57
Quadro 19 – Custos e áreas dos pilares – Modelo 4	60
Quadro 20 – Relação entre a situação mais econômica x 25 MPa para os pilares	63
Quadro 21 – Relação entre a situação mais econômica x 25 MPa para a estrutura	64

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	13
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	13
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	13
2.2.1 Objetivo principal	13
2.2.2 Objetivos secundários	13
2.3 PRESSUPOSTO	14
2.4 PREMISA	14
2.5 DELIMITAÇÕES	14
2.6 LIMITAÇÕES	14
2.7 DELINEAMENTO	14
3 CONCRETO	17
3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	17
3.2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD)	18
3.3 ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE	19
4 CRITÉRIOS DE PROJETO	21
4.1 MODELOS ESTRUTURAIS	21
4.1.1 Métodos aproximados + Vigas contínuas	21
4.1.2 Vigas + Pilares (Pórtico H)	22
4.1.3 Grelha somente de vigas	23
4.1.4 Grelha de vigas e lajes	23
4.1.5 Pórtico plano	24
4.1.6 Pórtico espacial	25
4.1.7 Elementos finitos	26
4.1.8 Combinação de modelos estruturais	26
4.2 AÇÕES	26
4.2.1 Ações Permanentes	27
4.2.2 Ações Variáveis	27
4.2.2.1 Ações Variáveis de Utilização	28
4.2.2.2 Ações Variáveis Devidas ao Vento	28
4.2.2.2.1 <i>Velocidade básica do vento, V_0</i>	29
4.2.2.2.2 <i>Fator topográfico: fator S_1</i>	29

4.2.2.2.3 <i>Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno:</i> <i>fator S_2</i>	30
4.2.2.2.4 <i>Fator estatístico: fator S_3</i>	32
4.2.2.2.5 <i>Coefficiente de arrasto: C_a</i>	32
4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	34
4.3.1 Estado limite último (ELU)	34
4.3.2 Estado limite de serviço (ELS)	36
4.4 DISTRIBUIÇÕES DOS ESFORÇOS	37
4.5 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA	38
4.6 REDUÇÕES DAS RIGIDEZES À TORÇÃO	39
4.7 DESLOCAMENTOS LIMITES	39
4.8 CRITÉRIOS DE PROJETO QUE VISAM A DURABILIDADE	42
4.8.1 Classe de agressividade ambiental	42
4.8.2 Relação água/cimento	43
4.8.3 Abertura máxima de fissuras	43
4.8.4 Cobrimentos	44
5 GEOMETRIA, CRITÉRIOS DE CÁLCULO E RESULTADOS	46
5.1 GEOMETRIA	46
5.2 CRITÉRIOS DE CÁLCULO	48
5.3 CÁLCULO E RESULTADOS	51
5.3.1 Modelo 1	52
5.3.2 Modelo 2	54
5.3.3 Modelo 3	57
5.3.4 Modelo 4	60
6 CONCLUSÕES	63
REFERÊNCIAS	65
APÊNDICE	66

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento do mercado da construção civil e consequente aumento da competitividade entre as empresas do setor, sairá na frente quem conseguir diminuir o custo da obra, sem comprometer a qualidade. Normalmente, os projetos estruturais determinam custos que representam 20% do total da obra podendo viabilizar, ou não, economicamente um empreendimento.

O avanço da tecnologia permite a produção de concretos de maiores resistências, o que faz com que o uso deste tipo de concreto seja cada vez mais comum, não apenas em obras especiais, mas também nos edifícios convencionais. A adição de superplastificantes diminuiu a relação água-cimento, permitindo reduzir significativamente a quantidade de água usada para aumentar a trabalhabilidade do concreto. Tal fato trouxe como consequência a diminuição da quantidade de poros e aumentou a resistência.

As vantagens que decorrem do uso de concretos de alta resistência são inúmeras, como, por exemplo, otimização de espaços internos nas edificações, proporcionados pela redução das seções de concreto, diminuição da área de aço necessária para a estrutura e aumento da durabilidade. Porém, o comparativo direto do custo do metro cúbico dos concretos faz com que haja ainda bastante receio por parte das construtoras na sua aplicação.

Neste contexto, faz-se necessário um estudo da variação da resistência à compressão do concreto (f_{ck}), durante a elaboração e desenvolvimento do projeto estrutural, comparando-se os custos da estrutura e dos pilares, vigas e lajes para diferentes classes de concreto, de estruturas dimensionadas com um único f_{ck} , e também, para estruturas com pavimentos de diferentes resistências. Aspectos como, redução das cargas nas fundações, consumo de concreto, de aço, fôrmas e mão de obra, além do aumento da área útil da edificação, devem ser levados em conta.

Este trabalho propõe, através de um modelo simplificado, com uso de software específico, fazer uma verificação das variações no custo da estrutura, quando dimensionada com concretos de diferentes resistências à compressão, para edifícios comerciais de 5, 10, 15 e 20 pavimentos, que contemplam grande parte das edificações. A NBR 6118:2003 – Projeto de

Estruturas de Concreto – Procedimento, regulamenta concretos de resistência de até 50 MPa. Por este motivo, este trabalho contempla esse como f_{ck} máximo.

No segundo capítulo são apresentadas as diretrizes da pesquisa, sendo descritas a questão de pesquisa, objetivos do trabalho, pressuposto, premissa, delimitações, limitações e o delineamento do trabalho. O terceiro capítulo faz uma revisão bibliográfica sobre concreto, com ênfase à sua principal característica, a resistência à compressão.

O quarto capítulo, também de revisão bibliográfica, mostra os principais critérios para o desenvolvimento de um projeto estrutural, sendo descritos os diferentes tipos de modelos estruturais, ações e combinações de ações, dados de não-linearidade física, rigidez à torção, deslocamentos limites e critérios que visam à durabilidade da edificação, como, classe de agressividade ambiental, abertura máxima de fissuras e cobrimentos. No quinto capítulo são apresentados a geometria da estrutura proposta, os critérios de cálculo adotados, os resultados obtidos, e uma análise dos mesmos, tendo como base o custo total da estrutura, o custo dos pilares, vigas e lajes, e também da área ocupada pelos pilares na edificação para cada hipótese de cálculo. Por fim, no sexto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Neste capítulo são apresentados a questão de pesquisa, objetivos, pressuposto, premissa, delimitações, limitações e delineamento do trabalho.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: quais as diferenças de custo e área útil dos pavimentos que podem ser verificadas, variando-se a resistência à compressão dos concretos adotados nas estruturas de edifícios comerciais de 5, 10, 15 e 20 pavimentos?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a verificação das variações no custo de estruturas em concreto armado assim como de área útil disponibilizada na edificação, quando dimensionadas com diferentes resistências à compressão do concreto, com valores entre 25 e 50 MPa, num modelo de estrutura simplificado, para edifícios comerciais de 5, 10, 15 e 20 pavimentos.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são as avaliações da influência da alteração da resistência à compressão do concreto:

- a) no consumo de materiais;
- b) no custo dos pilares, vigas e lajes.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as estruturas dimensionadas em concreto armado devem estar de acordo com as restrições estabelecidas nas normas técnicas NBR6120:1980, NBR6123:1988, NBR8681:2003 e NBR6118:2003 de forma a assegurar a estabilidade, durabilidade e o bom funcionamento da edificação.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, diante da representatividade do custo da estrutura no total da obra, é importante que durante a elaboração e desenvolvimento do projeto estrutural sejam testadas diferentes resistências à compressão do concreto, determinando a que apresenta maior relação custo/benefício.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a estruturas em concreto armado, com vãos de vigas convencionais (cinco a seis metros), cargas de utilização de escritórios (2 kN/m^2), construído em Porto Alegre e com número de pavimentos iguais a 5, 10, 15 e 20.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) serão analisados f_{ck} entre 25 e 50 MPa;
- b) serão alteradas as dimensões somente de pilares e vigas, mantendo-se constante as das lajes;
- c) as estruturas serão dimensionadas apenas no software Eberick da AltoQi.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) determinação dos parâmetros necessários para uso do software escolhido;

- c) lançamento e dimensionamento das estruturas;
- d) extração dos quantitativos de materiais;
- e) pesquisa de preços dos insumos;
- f) análise dos resultados;
- g) conclusões.

As etapas são descritas nos próximos parágrafos.

Primeiramente foi realizada a **pesquisa bibliográfica**, para aprofundamento do tema escolhido, para o estudo das considerações relativas ao dimensionamento e ao aprendizado do uso do software escolhido para o cálculo. Na segunda etapa, foram **determinados os parâmetros para cálculo** necessários ao dimensionamento da estrutura. Foram definidas as ações de carregamentos, parâmetros de não linearidade física, reduções de torção, plastificação e redistribuições de esforços. Foram também definidos dados relacionados à durabilidade da estrutura, como, classe de agressividade, cobrimentos e abertura máxima de fissuras, dados necessários para determinação dos esforços de vento, entre eles, velocidade característica e coeficientes de arrasto.

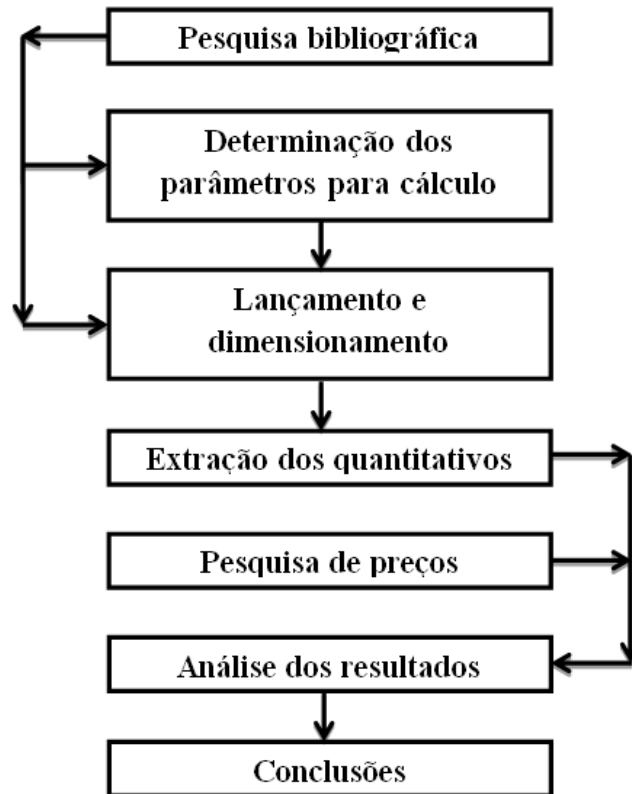
Em seguida foi realizado o **lançamento e dimensionamento**, que envolveu a inclusão do modelo proposto no software escolhido, com 5, 10, 15 e 20 pavimentos. Também foi feita a verificação dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) nos estados limites últimos e de serviço, para estruturas dimensionadas com apenas um f_{ck} , e também para algumas combinações de resistências propostas.

Na etapa **extração dos quantitativos**, o volume de concreto, a área de fôrmas e o peso de aço foram quantificados, para cada situação de cálculo. Na etapa **pesquisa de preços** foram determinados os valores do metro cúbico de concreto, para cada resistência estudada, assim como do metro quadrado de fôrmas de madeira e do quilo de aço.

De posse dos resultados adquiridos, foi possível determinar o custo da estrutura para cada um dos modelos propostos, e posteriormente, fazer uma **análise dos resultados**, através da comparação dos custos da estrutura como um todo, e também dos elementos que a compõem, como pilares, vigas e lajes. Outro dado analisado foi a área em planta ocupada pelos pilares, para cada hipótese de cálculo, a qual determina diretamente a área útil disponibilizada na edificação. Por fim, nas **conclusões** é descrita qual a influência da alteração de f_{ck} no custo da

estrutura, dos pilares, vigas e lajes, e da área ocupada pelos pilares, para edifícios comerciais de 5, 10, 15 e 20.

Figura 1 – Etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

3 CONCRETO

O concreto é sem dúvida o material de construção mais usado nas estruturas dos edifícios no Brasil, sobrepondo-se ao aço e à madeira, não apenas por apresentar menor custo, mas também, conforme Ruschel (1974), por apresentar qualidades inigualáveis como material de construção. Permitir a execução de peças com continuidade, poder ser moldado com formas mais complexas e possuir grande durabilidade, são suas principais vantagens em relação ao aço e à madeira.

Porém, o concreto simples não resiste bem às tensões de tração, correspondendo aproximadamente a um décimo da resistência à compressão. Para sanar este problema, surge então o concreto armado. Com a introdução de barras de aço no seu interior, em termos gerais, as tensões de tração são resistidas pelo aço ficando para o concreto a função de resistir aos esforços de compressão. Isto é possível devido à aderência entre o concreto e a armadura, pela proximidade dos coeficientes de dilatação dos dois materiais e pela ausência de oxidação das armaduras quando o concreto possuir uma quantidade adequada de cimento e for adequadamente adensado (RUSCHEL, 1974).

Nos próximos subitens serão apresentados alguns aspectos relativos à resistência à compressão do concreto, descrevendo o concreto de alto desempenho e apresentado de forma sucinta o grande responsável pelo aumento da trabalhabilidade ou da resistência à compressão: o aditivo superplastificante.

3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os atributos mais importantes do concreto são, além da resistência à compressão, a durabilidade e a permeabilidade, contudo, neste trabalho será analisado com mais detalhe apenas a resistência à compressão (f_{ck}). Segundo Ruschel (1974, p. 3), “O aumento da resistência do concreto se processa em função do tempo de uma maneira assintótica, podendo-se dizer que a máxima resistência somente é alcançada após vários anos de idade.”.

Conforme Neville (1997), a resistência de um concreto a certa idade, curado em água a uma temperatura estabelecida, depende de apenas dois fatores: a relação água/cimento e o grau de

adensamento. Neville (1997, p. 197) afirma que “A presença de vazios diminui muito a resistência do concreto: 5% podem reduzir a resistência em até 30%, e mesmo 2% de vazios podem resultar em uma perda de 10% de resistência.”. Porém, Mehta e Monteiro (1994, p. 46) destacam ainda que:

[...] fatores como adensamento, condições de cura (grau de hidratação do cimento), dimensões e mineralogia do agregado, aditivos, geometria e condições de umidade do corpo de prova, tipo de tensão, e velocidade de carregamento podem também ter um efeito importante sobre a resistência.

Os vazios no concreto são função dos espaços deixados depois de retirado o excesso de água, a qual foi necessária para dar trabalhabilidade ao concreto. O volume dessa água depende da relação água/cimento da mistura. A presença de bolhas de ar, são determinadas pela granulometria das partículas mais finas da mistura e são mais facilmente expelidas de uma mistura mais molhada do que de outra mais seca. Portanto, para cada método de adensamento existe um teor ótimo de água (NEVILLE, 1997). Quando o concreto está plenamente adensado, considera-se que sua resistência é inversamente proporcional à relação água/cimento.

3.2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD)

Nos últimos anos o concreto de alto desempenho (CAD) tem seu uso difundido no Brasil, principalmente pela capacitação das empresas de concreto pré-misturado e dos centros de pesquisa. Estes concretos são usados em estruturas de edifícios, pontes e, principalmente, em estruturas pré-moldadas, e necessitam de cuidados relativamente simples na sua aplicação, pois são muito semelhantes aos concretos com resistências usuais (HELENE; HARTMANN, 2004).

Segundo Jucá et al. (2001), houve a necessidade de uma revisão profunda nos conceitos de durabilidade e desempenho dos materiais, em virtude das inúmeras manifestações patológicas que ocorrem nas construções. Nos dias de hoje, é aceito que desempenho e durabilidade são fatores básicos para qualificar um material, pois o desempenho está relacionado ao seu comportamento em uso e, a durabilidade, ao seu desempenho durante toda a vida útil.

Neste novo conceito, as demais propriedades do concreto, principalmente as relativas à durabilidade, são consideradas tão importantes quanto às suas características mecânicas. No

mundo, a preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto já existe há bastante tempo, principalmente devido aos custos envolvidos para repará-las. A utilização do CAD pode possibilitar aumento da durabilidade das estruturas e diminuição dos custos de manutenção, redução das seções dos elementos estruturais ou aumento dos vãos, aumento da área útil da edificação, redução das cargas nas fundações e aumento da velocidade de construção (HERVÉ NETO, 2002).

Como mencionado anteriormente, a resistência à compressão e a durabilidade do concreto estão diretamente relacionadas à relação água/cimento e conseqüente quantidade de poros. É consenso dentre muitos pesquisadores de CAD que o principal fator que determina o alto desempenho de um concreto é o emprego de uma baixa relação água/cimento, de 0,20 a 0,35 (NEVILLE, 1997).

Existem diversas maneiras de produzir concretos com elevada resistência à compressão, entre elas, se destacam as adições de aditivos superplastificantes, adições minerais e baixas relações água/cimento. Conforme Freire (2003, p. 1), “Além da alta resistência, esse material tende a ter maior trabalhabilidade, menor porosidade e maior aderência e módulo de elasticidade.”. Algumas vantagens do CAD em relação ao concreto convencional são:

- a) possibilidade de formas mais esbeltas;
- b) menor área de fôrmas;
- c) redução de taxas de aço;
- d) possibilidade de formas mais esbeltas;
- e) aumento de durabilidade da estrutura;
- f) redução de custos de manutenção;
- g) aumento do módulo de elasticidade;
- h) redução de cargas nas fundações.

3.3 ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

Os aditivos destacam-se pela capacidade de proporcionar melhorias físicas e econômicas ao concreto, viabilizando muitas vezes estruturas impossíveis de se conceber com o uso de concretos sem aditivos. Na maioria dos casos, um aditivo é definido como um produto químico, adicionado ao concreto com teores não maiores a 5% em relação à massa de cimento, com finalidade de se obterem modificações das propriedades do concreto

(NEVILLE, 1997). Como o intuito deste trabalho é dimensionar estruturas com concretos de diferentes resistências à compressão e o principal aditivo que veio a colaborar no aumento da resistência é o superplastificante, não serão abordados os demais tipos de aditivos.

Segundo Neville (1997, p. 263):

Os superplastificantes são polímeros orgânicos hidrossolúveis obtidos sinteticamente, usando um processo complexo de polimerização para obtenção de moléculas longas de elevada massa molecular e, por tanto, relativamente caros. Por outro lado, como eles são produzidos para um fim específico, suas características podem ser otimizadas no que diz respeito ao comprimento das moléculas com um mínimo de entrelaçamento. Eles têm também um teor baixo de impurezas, de modo que, mesmo em dosagens elevadas, não apresentam efeitos colaterais prejudiciais.

As moléculas longas do aditivo se enrolam nas partículas de cimento, proporcionando uma carga altamente negativa e estas passam a se repelir. Isso aumenta a dispersão das partículas de cimento e pode ser aproveitado de duas maneiras: mantendo-se o fator água/cimento, resultando efetivamente num aumento de trabalhabilidade, ou diminuindo-se o fator água/cimento, que promoveria um aumento da resistência à compressão do concreto, para uma mesma trabalhabilidade (NEVILLE, 1997).

Segundo Adão e Hemerly (2002, p. 34), “A mistura é feita diretamente na água numa proporção de 10 litros de superplastificante para cada metro cúbico de CAD.”. Com a adição do aditivo superplastificante ao concreto, o fator água-cimento pode ser reduzido até 0,20.

4 CRITÉRIOS DE PROJETO

Neste capítulo serão abordados os dados necessários para o desenvolvimento de um projeto estrutural com a utilização de um programa computacional. Definições de modelos estruturais, dados dos materiais a serem empregados, das ações e combinações de carregamentos, bem como, a distribuição dos esforços, são de fundamental importância para assegurar a estabilidade, durabilidade e o bom funcionamento de uma edificação.

4.1 MODELOS ESTRUTURAIIS

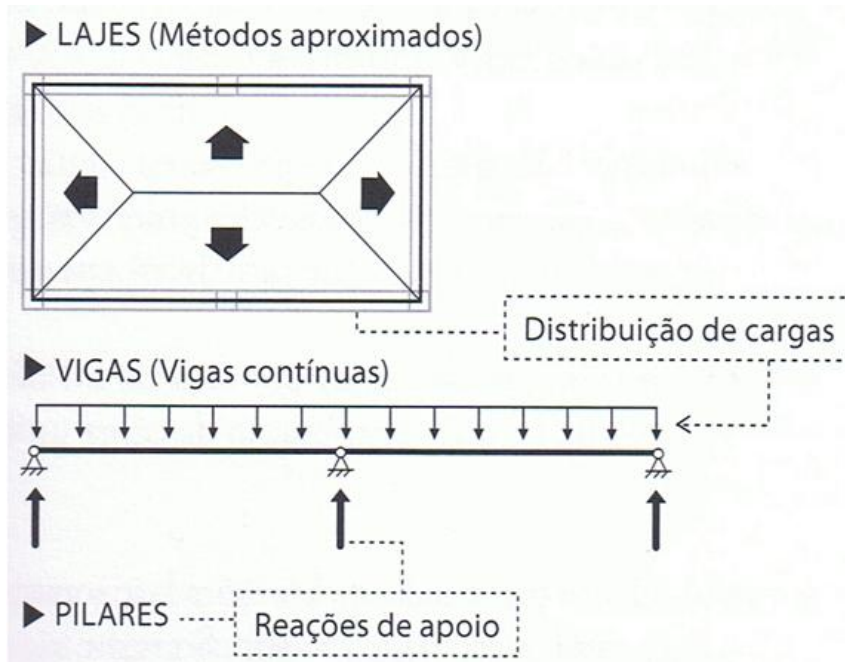
A análise estrutural de um edifício é sempre baseada na adoção de um modelo estrutural, que nada mais é, que um protótipo que procura simular o edifício real. Existem muitos tipos de modelos estruturais que são empregados na análise de edifícios de concreto armado, alguns bastante simples, e outros nem tanto. A medida que o modelo se aproxima mais da realidade, naturalmente mais complexo ele se torna, sendo, na maior parte dos casos, imprescindível o uso do computador. A seguir, são descritos alguns modelos estruturais usualmente empregados.

4.1.1 Métodos aproximados + Vigas contínuas

No modelo de métodos aproximados e vigas contínuas para o dimensionamento das lajes, os elementos são calculados de forma independente. Os esforços e flechas das lajes são determinados a partir de tabelas de métodos consagrados, como por exemplo, métodos de Marcus e Czerny, os esforços e flechas das vigas são calculados por meio do modelo de viga contínua, com apoios indeformáveis (KIMURA, 2007).

As reações das lajes são transferidas para as vigas por área de influência, supondo linhas de ruptura, e as reações verticais obtidas nos apoios das vigas são transmitidas como cargas concentradas aos pilares (KIMURA, 2007). A figura 2 representa o esquema estrutural para a distribuição das reações na estrutura.

Figura 2 – Métodos aproximados + vigas contínuas

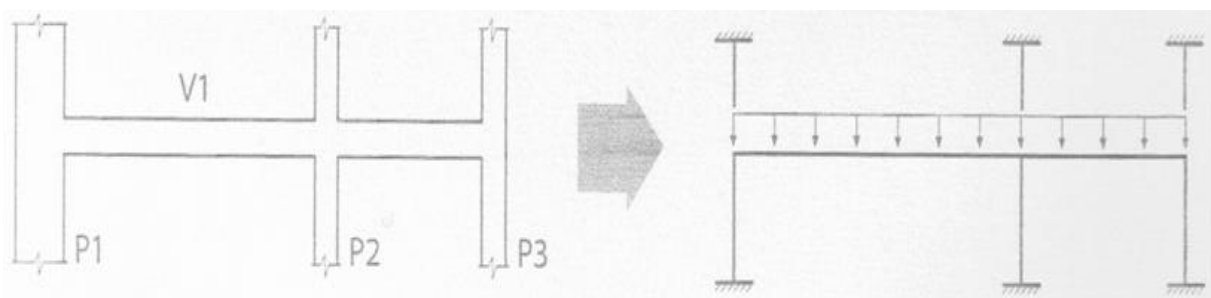


(fonte: KIMURA, 2007, p. 115)

4.1.2 Vigas + Pilares (Pórtico H)

O modelo do pórtico H é uma evolução do método de vigas contínuas, nele as vigas e os pilares são dimensionados de forma conjunta, como um pórtico plano. Os esforços e flechas das lajes continuam sendo obtidos através dos processos simplificados (KIMURA, 2007). A figura 3 representa o esquema estrutural dos pilares e viga.

Figura 3 – Pórtico H

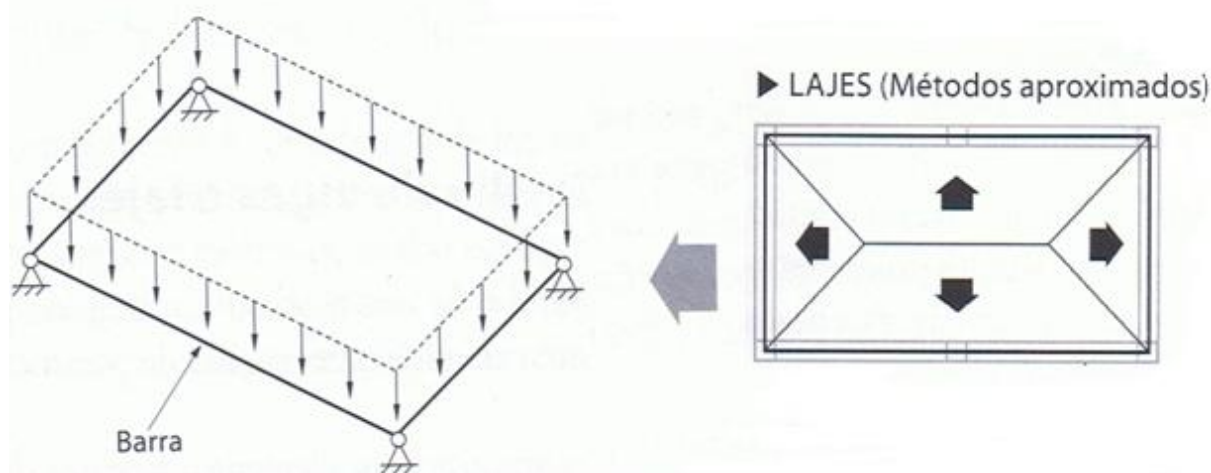


(fonte: KIMURA, 2007, p. 116)

4.1.3 Grelha somente de vigas

No sistema de grelhas, as vigas são simuladas por elementos lineares dispostos no plano horizontal, submetidos a cargas perpendiculares, as quais podem ser as reações das lajes, obtidas pelos processos simplificados, assim como pelas cargas de paredes ou pela soma das duas (KIMURA, 2007). Neste modelo, os pilares são representados por apoios simples e em cada interseção entre as barras é definido um nó, o que possibilita a obtenção dos deslocamentos e esforços. Porém, os efeitos das ações horizontais não são analisados (KIMURA, 2007). A figura 4 representa o esquema estrutural das vigas pelo processo de grelha e a laje pelo sistema de linhas de ruptura.

Figura 4 – Grelha de vigas



(fonte: adaptado de KIMURA, 2007)

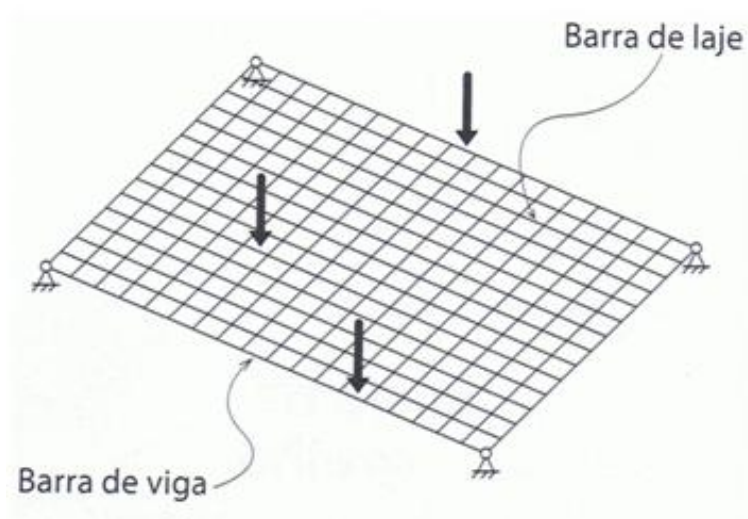
4.1.4 Grelha de vigas e lajes

No modelo de grelha de vigas e lajes, é possível calcular os esforços e deslocamentos nas lajes e vigas oriundos da atuação das cargas verticais. Este modelo é composto por uma malha de elementos lineares dispostos no plano horizontal que simulam as vigas e lajes (S3ENG-TECNOLOGIA APLICADA À ENGENHARIA S/A, 2011).

Cada painel de laje é subdividido em diversas barras espaçadas de acordo com o grau de precisão que se pretende alcançar, normalmente ficam em torno de 50 cm umas das outras. Os dados das barras que representam as vigas são definidos de acordo com as suas próprias características, seção transversal e material. A distribuição dos esforços nas lajes e vigas é

realizada de acordo com a rigidez de cada barra, ou seja, os esforços migrarão automaticamente para as regiões de maior rigidez (S3ENG-TECNOLOGIA APLICADA À ENGENHARIA S/A, 2011). A figura 5 mostra as barras das lajes e vigas que formam uma malha (grelha) no plano horizontal, recebendo um carregamento perpendicular representado pela flechas.

Figura 5 – Grelha de vigas e lajes

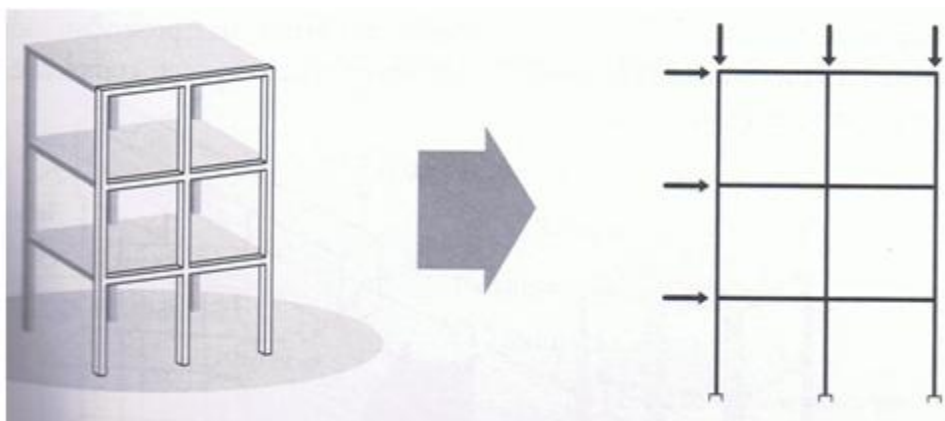


(fonte: adaptado de KIMURA, 2007)

4.1.5 Pórtico plano

Na estrutura modelada como pórtico plano, é possível a aplicação de ações tanto verticais quanto horizontais, pois se pode analisar o comportamento global do edifício e não apenas de um pavimento. Este modelo é muito utilizado para análise dos efeitos do vento para a avaliação da estabilidade global dos edifícios. Os pilares e vigas são representados por barras dispostas no plano vertical e as lajes não fazem parte do modelo, devendo ser calculadas de forma separada pelos métodos simplificados e as reações transferidas manualmente às vigas (KIMURA, 2007). A figura 6 mostra uma estrutura em perspectiva e o seu pórtico unifilar correspondente.

Figura 6 – Pórtico plano

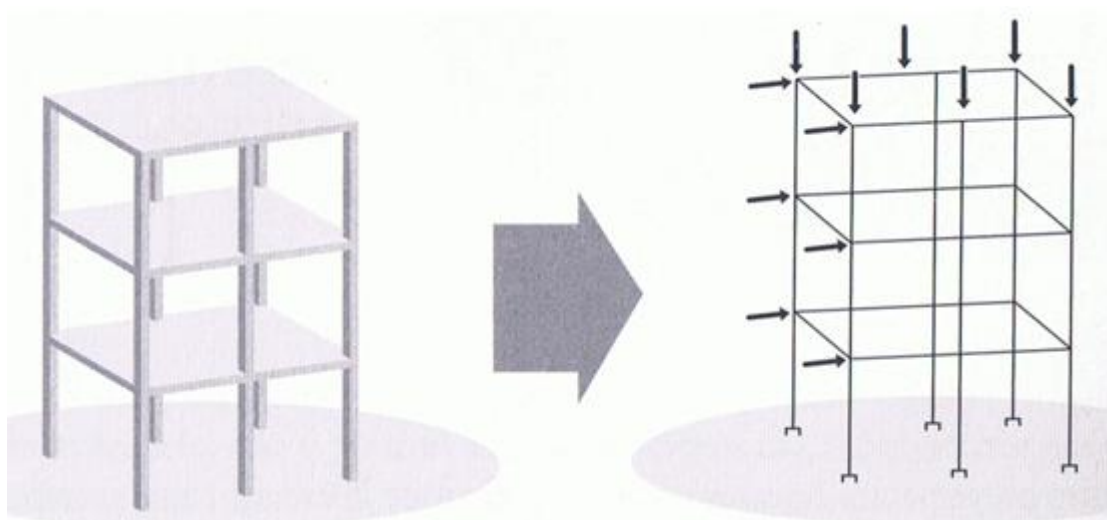


(fonte: KIMURA, 2007, p. 121)

4.1.6 Pórtico espacial

O pórtico espacial é composto por barras que representam todos os pilares e vigas presentes num edifício, sendo empregado na análise global da estrutura. Com ele, são calculados os deslocamentos e esforços nas vigas e pilares oriundos da atuação das cargas verticais e horizontais. As lajes são tratadas como elementos de grande rigidez no plano horizontal e não fazem parte do modelo (S3ENG-TECNOLOGIA APLICADA À ENGENHARIA S/A, 2011). A figura 7 mostra uma estrutura em perspectiva e o seu pórtico unifilar correspondente.

Figura 7 – Pórtico espacial

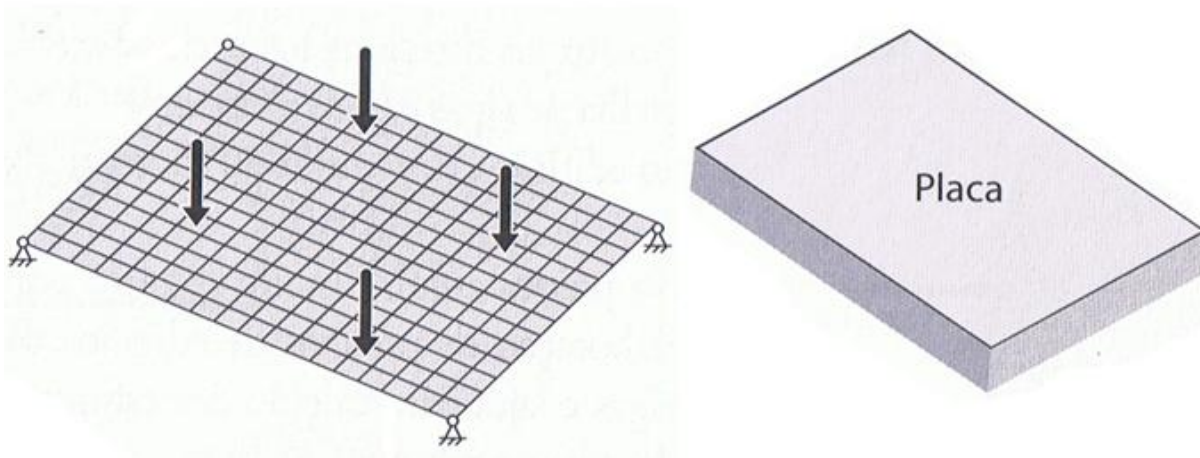


(fonte: KIMURA, 2007, p. 122)

4.1.7 Elementos finitos

O modelo de elementos finitos é composto por uma malha de elementos lineares dispostos no plano horizontal para simular as vigas, da mesma forma que nas grelhas, porém as lajes são compostas por elementos finitos de placas, as quais são bidirecionais. Cada laje é dividida em diversas placas, que podem ter formato qualquer, mas usualmente triangular ou quadrangular (KIMURA, 2007). A figura 8 mostra a discretização de uma laje com seus diversos elementos de placa.

Figura 8 – Elementos finitos



(fonte: adaptado de KIMURA, 2007)

4.1.8 Combinação de modelos estruturais

Segundo Kimura (2007, p. 131), “Na prática atual, a análise estrutural de edifícios usuais de concreto armado é baseada principalmente na combinação de dois modelos: grelhas de vigas+lajes e pórtico espacial.”. É usado o modelo de grelhas para o cálculo de esforços e deslocamentos nas lajes e o pórtico espacial para a análise global da estrutura, determinação dos esforços e deslocamentos das vigas e pilares.

4.2 AÇÕES

Conforme a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 2), “Ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de

vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações.”.

As ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais, segundo a variabilidade no tempo, e devem ser consideradas no cálculo de um edifício, sempre que produzirem efeitos significativos na estrutura. Serão abordadas nos próximos itens as ações permanentes e variáveis (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

4.2.1 Ações Permanentes

Conforme a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 2), “Ações permanentes são as que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.”. As ações permanentes são divididas em diretas e indiretas.

Segundo a NBR 8681, classificam-se como **ações permanentes diretas**, o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos. Já as **ações permanentes indiretas** são provenientes da retração, e da fluência do concreto. Esta última consiste em deformações no concreto ao longo do tempo de vida da estrutura, em virtude das ações permanentes, de recalques e das imperfeições geométricas (desaprumo). Por sua vez, as imperfeições geométricas são distorções na forma e no posicionamento dos elementos estruturais originados durante a sua construção (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

4.2.2 Ações Variáveis

Conforme a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 2), “São as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.”. Ou seja, são as ações que atuam apenas durante parte da vida do edifício.

Destacam-se como ações variáveis, as cargas de utilização, do vento, das ações dinâmicas, da ação da água e variações de temperatura. São classificadas como **ações variáveis diretas** as acidentais de uso, do vento e da água, e como **ações variáveis indiretas** as provenientes das

ações dinâmicas e de temperatura. Nos próximos itens serão abordadas com mais detalhes as ações variáveis de utilização e vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

4.2.2.1 Ações Variáveis de Utilização

Carga de utilização é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso. A NBR 6120 estabelece valores mínimos da carga vertical a ser considerada decorrente da ocupação da edificação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980). No quadro 1 são apresentados os exemplos de utilização mais comuns e respectivas cargas.

Quadro 1 – Valores mínimos das cargas verticais

Local		Carga (kN/m ²)
Casa de máquinas	(incluindo o peso próprio das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
Corredores	Com acesso ao público	3,0
	Sem acesso ao público	2,0
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2,0
Escadas	Com acesso ao público	3,0
	Sem acesso ao público	2,5
Escritórios	Salas de uso geral e banheiros	2,0
Garagem e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo	3,0
Lojas		4,0

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

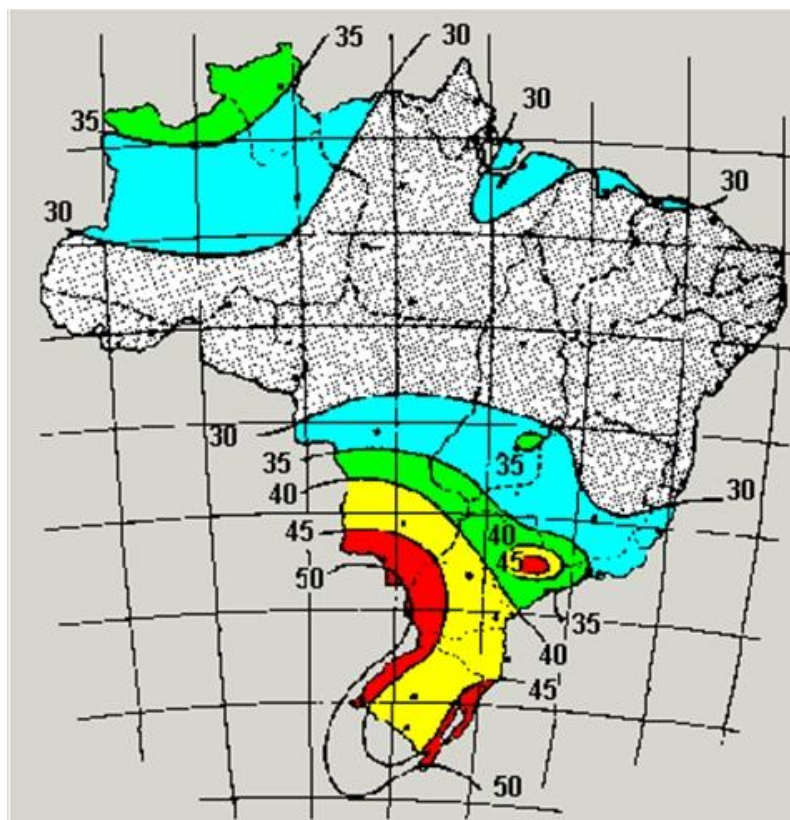
4.2.2.2 Ações Variáveis devidas ao Vento

Segundo a NBR 6118 é obrigatória a consideração dos efeitos do vento no cálculo de uma estrutura de concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b). Os esforços oriundos da ação do vento devem ser determinados a partir da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). É importante salientar que quanto mais alto for o edifício, mais significativo será o efeito do vento. Este efeito é avaliado a partir de diversos parâmetros que permitem definir as forças aplicadas sobre a estrutura. Tais parâmetros serão descritos nos próximos itens.

4.2.2.2.1 Velocidade básica do vento, V_o

A velocidade básica do vento, conforme NBR 6123, é a velocidade de uma rajada com duração de três segundos, medida em campo aberto e plano, numa distância de dez metros da superfície, esta, podendo ser excedida uma vez a cada 50 anos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). A figura 9 apresenta o mapa das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil. A partir dele é definida a velocidade básica em função da localização da edificação, por exemplo, um edifício que será construído em Porto Alegre terá V_o igual a 45 m/s.

Figura 9 – Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

4.2.2.2.2 Fator topográfico: fator S_1

De acordo com NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), “O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno [...]”. Essa Norma sugere para terreno plano ou fracamente acidentado fator $S_1=1$, para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção $S_1=0,9$ e, para taludes e morros, o

cálculo a partir da escolha, em função da sua inclinação média, pela equação 1 adequada para o caso:

$$\begin{aligned}
 \theta \leq 3^\circ & \quad S_1 = 1,0 \\
 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ & \quad S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1,0 \\
 \theta \geq 45^\circ & \quad S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1,0
 \end{aligned}
 \tag{equação 1}$$

Onde:

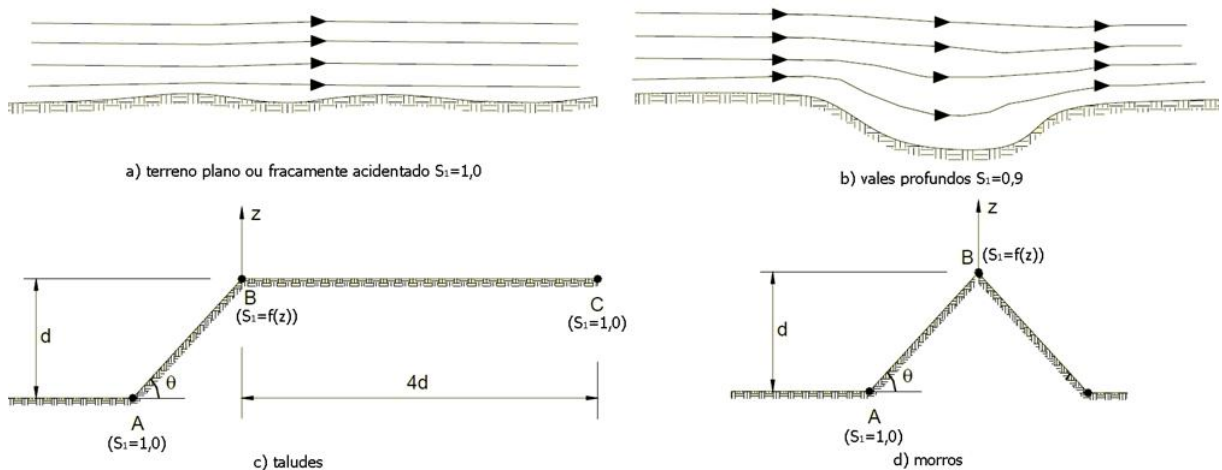
Z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro.

A figura 10 ilustra as quatro situações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Figura 10 – Relevo do terreno – fator S_1



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

4.2.2.2.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: fator S_2

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) define o fator S_2 como, “[...] 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 em consideração.”. O quadro 2 sugere, de acordo com essa Norma, valores para o fator S_2 em

função de três condições: categoria, classe e da dimensão vertical da superfície do terreno do ponto no qual se pretende determinar os esforços.

Conforme a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8), a rugosidade é classificada em cinco categorias:

- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Já a classe, é função das dimensões da edificação ou parte dela. A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9), classifica as edificações em três classes:

- a) 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 m;
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Por fim, com a categoria e classe definidas, para cada altura (Z), encontra-se o fator S_2 correspondente no quadro 2.

Quadro 2 – 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

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

4.2.2.2.4 Fator estatístico: fator S_3

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10), “O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.”. O quadro 3 sugere valores mínimos para o fator S_3 , devido a ausência de norma específica sobre segurança nas edificações.

Quadro 3 – Valores mínimos para o fator estatístico S_3

Grupo	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, 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: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

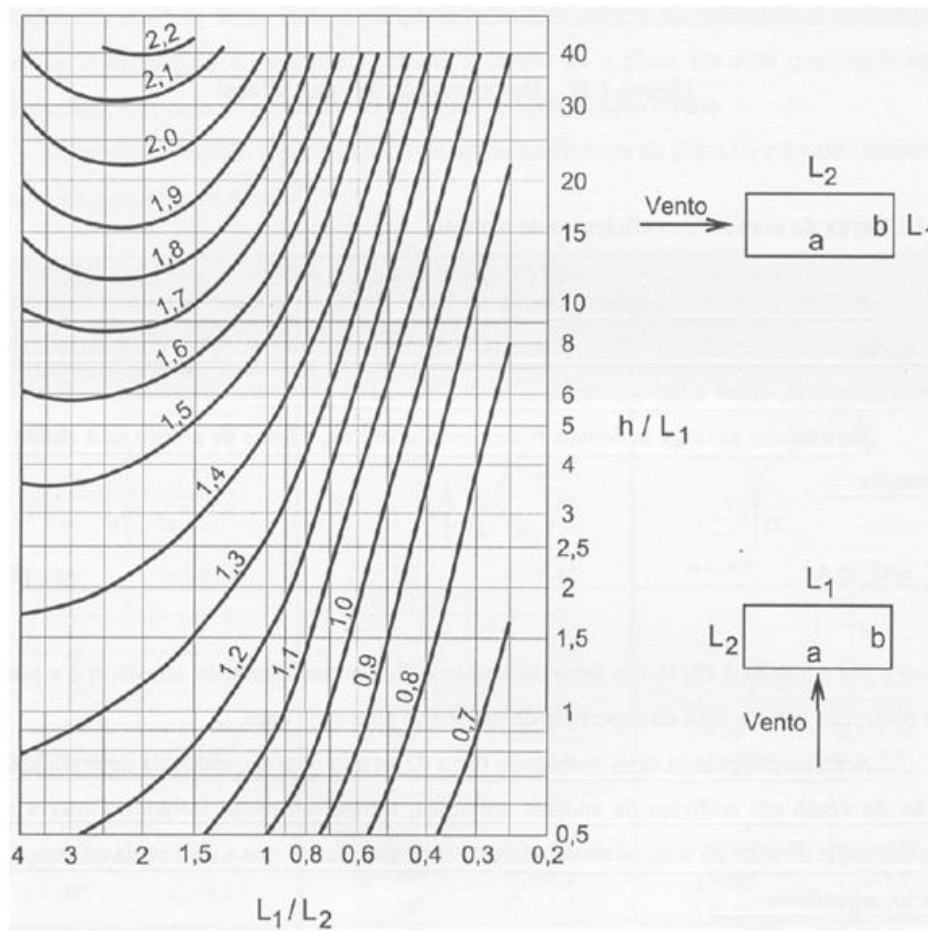
4.2.2.2.5 Coeficiente de arrasto: C_a

O coeficiente de arrasto C_a é um número adimensional que qualifica a resistência da edificação, devido a sua forma, à pressão proveniente dos ventos. As forças decorrentes da ação do vento são calculadas a partir do coeficiente de arrasto para cada direção em virtude da

geometria da edificação ou parte dela (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Através da figura 11, é possível determinar os coeficientes de arrasto, para cada nível de edifícios paralelepípedicos, submetidos ao vento de baixa turbulência. A NBR 6123 ainda indica coeficientes para outros tipos de geometria, porém para as geometrias não abordadas por esta Norma, é indicada a realização de ensaios em túnel de vento de modelos reduzidos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Figura 11 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 47), “Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.”. As combinações devem ser feitas de forma que se determinem os efeitos mais desfavoráveis à estrutura. Araújo (2003, p. 51) ressalta que além dos aspectos econômicos e estéticos, as estruturas devem atender os seguintes requisitos:

- a) **segurança**: dentro de um nível de segurança preestabelecido, a estrutura deve suportar as ações que lhe são impostas durante a sua vida útil (incluindo a fase construtiva), sem a ocorrência de ruptura ou perda do equilíbrio estático;
- b) **bom desempenho em serviço**: nas condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas para não provocar danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetar o seu uso ou a sua aparência, nem causar desconforto aos usuários; o grau de fissuração não deve afetar o uso ou a aparência da estrutura, nem prejudicar a proteção da armadura;
- c) **durabilidade**: a estrutura deve se manter em bom estado de conservação sob as influências ambientais previstas, sem necessidade de reparos de alto custo ao longo de sua vida útil.

As verificações quanto à segurança são determinadas através do estado limite último (ELU) e, as de desempenho, através do estado limite de serviço (ELS), e serão abordados nos próximos itens. A durabilidade será tratada também em item específico.

4.3.1 Estado limite último (ELU)

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 2) ELU são “Estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.”. Em relação às combinações últimas, existem quatro tipos de carregamentos, normal, especial, de construção e excepcional.

Conforme a NBR 8681, nas **combinações últimas normais**, cada combinação deve incluir as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, com seus valores reduzidos $\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

Portanto, as ações de cálculo são determinadas pela majoração dos valores característicos das ações permanentes, somados às combinações das diversas ações variáveis envolvidas. Em cada combinação, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com o seu valor. Assim, se na estrutura atuam m ações permanentes características $F_{G_i,k}$ juntamente com n ações variáveis $F_{Q_j,k}$, a ação de cálculo F_d a se considerar é dada pela equação 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{G_i,k} + \gamma_q \left[F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Q_j,k} \right] \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

F_{G_k} = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q_1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como a principal;

$\psi_{0j} \cdot F_{Q_j,k}$ = valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis.

Os valores de γ e ψ , são determinados a partir dos quadros 4 e 5 respectivamente.

Quadro 4 – Valores do coeficiente de ponderação, γ

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação (γ)	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estrutura moldada no local	1,30	1,00
	Elementos construtivos	1,40	1,00
	Desaprumo	1,40	1,00
	Cargas de utilização	1,40	0,00
	Ação do vento	1,40	0,00

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a)

Nas **combinações últimas especiais ou de construção** devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com seus valores reduzidos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

Quadro 5: Valores do fatores de combinação, ψ

Ações	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito. ²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero. ⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a)

4.3.2 Estado limite de serviço (ELS)

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 2) ELS são “Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.”. As combinações das ações de serviço são classificadas pela ordem de grandeza de permanência na estrutura.

As **combinações quase permanentes** são aquelas que atuam durante grande parte da vida da estrutura, em torno da metade dela. As **combinações frequentes** acontecem durante muitas vezes ao longo da vida da estrutura, cerca de 10^5 vezes em 50 anos. Já, as **combinações raras**, atuam apenas durante algumas horas na estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a).

As combinações quase permanentes de serviço são empregadas para a verificação do estado limite de deformações excessivas. Nestas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$ e as ações de cálculo $F_{d,uti}$ serão determinadas a partir da equação 3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

F_{Gk} = valor característico das ações permanentes;

$\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$ = valores quase permanentes das ações variáveis.

Os valores de ψ_2 são determinados a partir do quadro 5 anteriormente apresentado.

As combinações frequentes são utilizadas para a verificação do estado limite de abertura de fissuras. Nestas combinações, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$. As ações de cálculo $F_{d,uti}$ serão determinadas a partir da equação 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

F_{Gk} = valor característico das ações permanentes;

$\psi_1 \cdot F_{Q1,k}$ = valor frequente da ação variável principal;

$\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$ = valores quase permanentes das ações variáveis.

Os valores de ψ_1 e ψ_2 , são determinados a partir do quadro 5.

4.4 DISTRIBUIÇÕES DOS ESFORÇOS

À medida que são aplicadas ações verticais e horizontais num edifício, há uma distribuição natural dos esforços para todos os elementos da estrutura, de maneira a conduzir a carga proveniente destas ações até as fundações. Cada elemento da estrutura é responsável por resistir a uma parcela de carga, de tal forma que a estrutura se mantenha em equilíbrio (KIMURA, 2007).

Num primeiro momento os esforços solicitantes são distribuídos de acordo com as rigidezes relativas entre os elementos estruturais. Após isto, de acordo com a resposta dos materiais (concreto e aço), é feita uma redistribuição, que consiste na alteração da distribuição inicial, ocasionado pela variação da rigidez dos elementos da estrutura após a plastificação, decorrentes do carregamento aplicado ao edifício. Desta maneira, dentro de certos limites, se uma determinada parte da estrutura não for capaz de absorver um esforço, ou parte dele, este migrará para outra região caracterizando assim a redistribuição (KIMURA, 2007).

4.5 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 70), “A não-linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada.”. A não-linearidade física está relacionada ao comportamento do material empregado na estrutura (concreto e aço), esse comportamento se altera à medida que um carregamento é aplicado ao elemento estrutural. Segundo Kimura (2007), dois fatores são fundamentais para esse comportamento: o primeiro é que a relação entre tensão e deformação do concreto não é linear e o segundo é que devido a baixa resistência à tração do concreto, é comum o surgimento de fissuras com a aplicação de um carregamento à estrutura.

Para a consideração da não-linearidade física, a NBR 6118 indica um método simplificado, que toma como rigidez dos elementos estruturais os valores apresentados a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 73). Para a definição dessas condições deve-se considerar o momento de inércia da seção bruta de concreto I_c , e o coeficiente γ_z , um parâmetro que mede a estabilidade global do edifício.

Quando o coeficiente γ_z for menor que 1,3:

- a) lajes: $(EI)_{sec} = 0,3.E_{ci}.I_c$;
- b) vigas: $(EI)_{sec} = 0,7.E_{ci}.I_c$;
- c) pilares: $(EI)_{sec} = 0,7.E_{ci}.I_c$.

Quando o coeficiente γ_z for maior que 1,3:

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

As rigidezes reduzidas dos pilares e vigas são utilizadas no cálculo do pórtico espacial e da deslocabilidade horizontal. Já a rigidez reduzida das lajes é utilizada na análise elástica, tanto para determinação dos esforços quanto no cálculo da flecha elástica, sem influenciar no cálculo das flechas diferidas e imediatas (KIMURA, 2007).

4.6 REDUÇÕES DAS RIGIDEZES À TORÇÃO

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 95):

Quando a torção não for necessária ao equilíbrio, caso da torção de compatibilidade é possível desprezá-la, desde que o elemento estrutural tenha adequada capacidade de adaptação plástica e que todos os outros esforços sejam calculados sem considerar os efeitos por ela provocados. Em regiões onde o comprimento do elemento sujeito a torção seja menor ou igual a $2h$, para garantir um nível razoável de capacidade de adaptação plástica, deve-se respeitar a armadura mínima de torção e limitar a força cortante, tal que: $V_{sd} \leq 0,7 V_{Rd2}$.

Todavia, quando o dimensionamento se der por meio do processo de grelhas e pórtico espacial, pode-se reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica. Desta forma, o percentual recomendado para redução na rigidez à torção das vigas é de 85% (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

4.7 DESLOCAMENTOS LIMITES

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 55) define que “Deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.”. Os deslocamentos limites são divididos em quatro grupos: aceitabilidade sensorial, efeitos estruturais em serviço, efeitos em elementos estruturais e não estruturais. É fundamental que os deslocamentos provocados pelas ações nas estruturas sejam verificados e estejam dentro dos limites estabelecidos pela Norma.

A máxima **aceitabilidade sensorial** é caracterizada por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. O limite para **efeitos específicos** ocorre quando os deslocamentos impedem a utilização adequada da edificação, diferente dos **efeitos em elementos não estruturais**, que é quando os deslocamentos provocam o mau funcionamento de elementos

ligados à estrutura. Por fim, o limite de deslocamento que provoca **efeitos em elementos estruturais**, são aqueles que podem afetar o comportamento do elemento estrutural.

Os **deslocamentos horizontais** são provocados pela ação do vento e pelos efeitos construtivos (desaprumo) e de segunda ordem. Os valores dos deslocamentos provocados pela ação do vento devem ser calculados para combinação frequente $\psi_1=0,30$ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Os **deslocamentos verticais** são caracterizados pelas flechas das vigas e lajes, que são obtidas pela soma do deslocamento imediato e diferido. Devem-se levar em consideração, a fissuração do concreto, a presença de armaduras e o efeito da fluência (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

O quadro 6 apresenta os limites para deslocamentos, em função do tipo de efeito.

Quadro 6 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell / 250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell / 350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell / 250^{1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell / 350 +$ contraflecha ²⁾
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell / 600$
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	$\ell / 500^{3)}$ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell / 250^{3)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ($\psi_1=0,30$)	$H/1700$ ou $H_i/850^{5)}$ entre pavimentos ⁶⁾
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell / 400^{7)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$\ell / 350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após 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.		

¹⁾ As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

²⁾ Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell / 350$.

³⁾ O vão ℓ deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

⁴⁾ Rotação nos elementos que suportam paredes.

⁵⁾ H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

⁶⁾ Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.

⁷⁾ O valor ℓ refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

1 Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão ℓ 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.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor ℓ 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.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 70)

4.8 CRITÉRIOS DE PROJETO QUE VISAM A DURABILIDADE

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 11) durabilidade “Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.”. Visando garantir a durabilidade da estrutura com adequada segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil, devem ser adotados critérios em relação à classe de agressividade ambiental, abertura máxima de fissuras, valores de cobrimentos das armaduras e fluência, conforme apresentado a seguir.

4.8.1 Classe de agressividade ambiental

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 13), “A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto [...]”. O quadro 7 mostra as 4 classes de agressividade.

Quadro 7 – Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 14)

No quadro 7 a agressividade está classificada de acordo com a exposição da estrutura, apontando para cada classe o risco de deterioração da estrutura. Observa-se que quanto maior a classe, mais agressivo é o ambiente.

4.8.2 Relação água/cimento

De acordo com a classe de agressividade ambiental, a NBR 6118 estabelece a relação água/cimento máxima conforme o quadro 8. Esta medida visa reduzir a quantidade de poros, prejudiciais a durabilidade do concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Quadro 8 – Fator água/cimento em função da classe de agressividade ambiental

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
NOTAS					
1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.					
2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.					
3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

(fonte: adaptado ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

4.8.3 Abertura máxima de fissuras

Para atender as exigências de durabilidade devem ser respeitados os limites de abertura de fissuras do concreto conforme quadro 9. A NBR 6118 estipula que a máxima abertura de fissura característica w_k , desde que respeite os valores estipulados pelo quadro 9, sob ação das combinações frequentes, não terão importância significativa na corrosão das armaduras (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

Quadro 9 – Limite de fissuração em função da classe de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

(fonte: adaptado ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

4.8.4 Cobrimentos

Para atender aos requisitos estabelecidos pela Norma, o cobrimento mínimo da armadura é o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado e que se constitui num critério de aceitação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 16). O cobrimento é fundamental para a proteção da armadura contra corrosão na região das fissuras e, conforme o quadro 10, está diretamente relacionado a agressividade do ambiente.

Quadro 10 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimentos

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(fonte: adaptado ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b)

O quadro 10 representa o cobrimento nominal, que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução Δc (10 mm). Porém a NBR 6118 possibilita, quando houver adequado

controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, que se adote $\Delta c=5$ mm, podendo então reduzir os valores indicados no quadro 10 em 5 mm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

5 GEOMETRIA, CRITÉRIOS DE CÁLCULO E RESULTADOS

O objetivo deste capítulo é apresentar a geometria proposta, os critérios de cálculo adotados, o modelo estrutural e os resultados do dimensionamento. Também será apresentada uma análise do custo da estrutura, dos pilares, vigas e lajes, bem como da área ocupada pelos pilares na edificação, para as quatro situações propostas, edifícios de 5, 10, 15 e 20 pavimentos.

5.1 GEOMETRIA

A geometria foi pensada de forma a se assemelhar da maior parte dos edifícios comerciais construídos na cidade de Porto Alegre. Concebido com uma estrutura em concreto armado, composta por lajes maciças com espessuras de dez centímetros, vigas com vãos entre cinco e seis metros e com desnível entre pavimentos de 2,85 m. Os modelos foram compostos por pavimentos conforme o quadro 11.

Quadro 11 – Níveis da estrutura

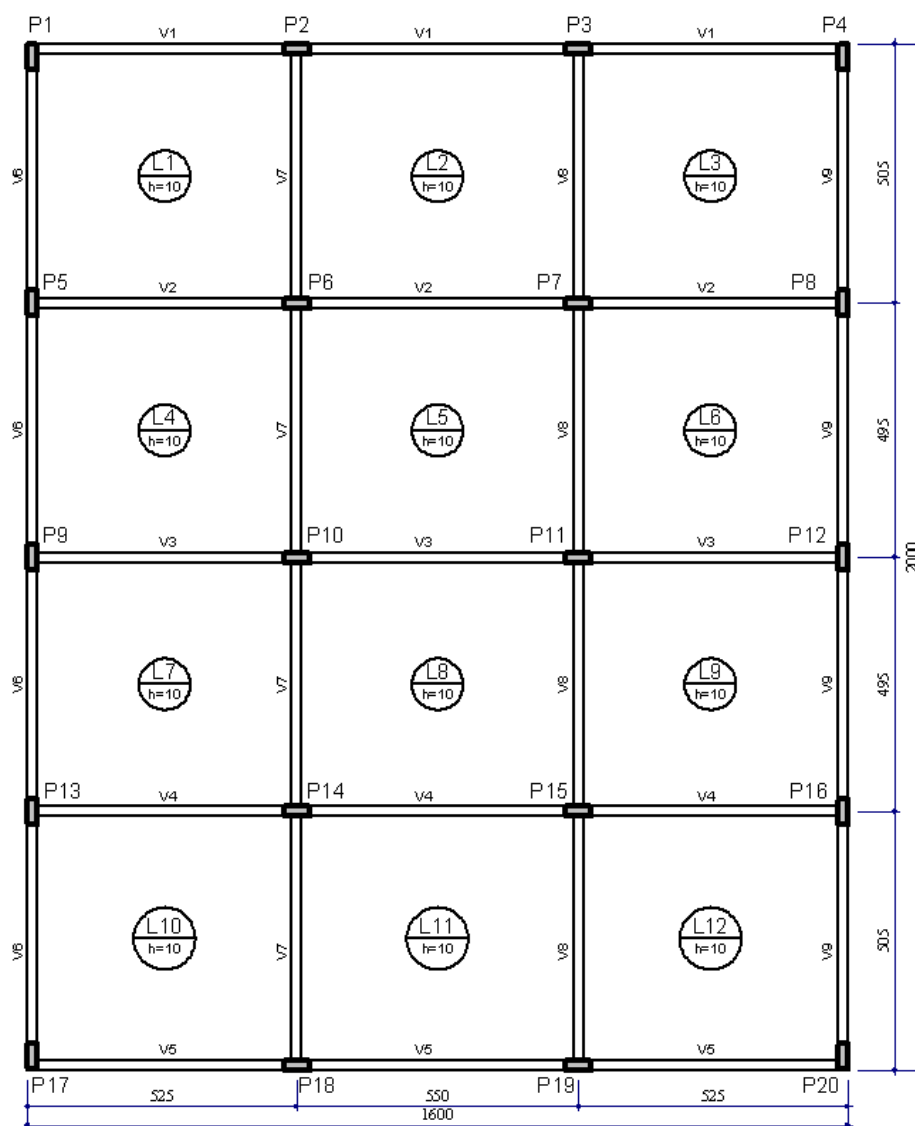
Pavimento	Nível [cm]	Estruturas Propostas			
20º Pavimento	5415	X	X	X	MODELO 4
19º Pavimento	5130	X	X	X	
18º Pavimento	4845	X	X	X	
17º Pavimento	4560	X	X	X	
16º Pavimento	4275	X	X	X	
15º Pavimento	3990	X	X	MODELO 3	
14º Pavimento	3705	X	X		
13º Pavimento	3420	X	X		
12º Pavimento	3135	X	X		
11º Pavimento	2850	X	X		
10º Pavimento	2565	X	MODELO 2		
9º Pavimento	2280	X			
8º Pavimento	1995	X			
7º Pavimento	1710	X			
6º Pavimento	1425	X			
5º Pavimento	1140	MODELO 1			
4º Pavimento	855				
3º Pavimento	570				
2º Pavimento	285				
Térreo	0				

(fonte: elaborada pelo autor)

A geometria retangular proporcionou maior confiabilidade no cálculo e análise dos esforços devido ao vento. A orientação dos pilares procurou dar a rigidez necessária para que a estrutura resistisse a estes esforços horizontais, sendo que sempre que reduzida as dimensões dos pilares, tal situação ocorreu nos pavimentos 5, 10 e 15. Da mesma forma, as resistências à compressão do concreto, sempre que alteradas foram nestes pavimentos.

A espessura de dez centímetros para laje, bem como as dimensões dos pilares e vigas, foram determinadas nos estados limites últimos e de serviço a partir da verificação destes elementos estruturais, para combinações últimas normais e combinações quase permanentes. A figura 12 mostra a geometria vista em planta.

Figura 12 – Planta baixa estrutura



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Os critérios adotados neste trabalho, referentes ao dimensionamento das peças de concreto seguiram as Normas NBR6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações, NBR6123:1988 – Forças devidas ao Vento em Edificações, NBR8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento e NBR6118:2003 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento. Os critérios referentes aos materiais utilizados seguiram as Normas NBR12655:2006 – Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e Recebimento – Procedimento e NBR7480:2007 – Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado – Especificação.

A análise global da estrutura foi realizada através de um modelo de pórtico espacial, no qual as vigas e pilares foram representados por barras lineares localizadas nos seus eixos longitudinais. Através deste modelo foram calculados os deslocamentos e esforços nas vigas e pilares provenientes das cargas verticais e horizontais.

A modelagem das lajes foi realizada pelo processo de analogia de grelha, através da discretização de uma malha, com barras ortogonais espaçadas 50 cm umas das outras. Com este modelo, foi possível determinar os esforços e deslocamentos oriundos das cargas verticais.

As ações consideradas nas lajes estão representadas no quadro 12. Nele é possível verificar que a carga variável considerada foi de 2,0 kN/m², conforme determina a NBR6120:1980, para a ocupação de escritórios. A sobrecarga de 0,9 kN/m² se justifica para uma eventual construção de divisórias, já que não foram consideradas cargas de alvenaria no interior do prédio, mas apenas alvenarias de fechamento no seu contorno externo.

Quadro 12 – Cargas das lajes

	Peso próprio (kN/m ²)	Piso (kN/m ²)	Reboco (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Variável (kN/m ²)	Total (kN/m ²)
Lajes	2,5	0,8	0,3	0,9	2,0	6,5

(fonte: elaborada pelo autor)

Para a determinação das ações provenientes do vento, parâmetros e critérios foram adotados. O primeiro deles foi que as estruturas em estudo estariam localizadas na cidade de Porto

Alegre. Isso é necessário para a determinação da velocidade básica do vento V_0 que, em Porto Alegre, é igual a 45 m/s. O segundo é o fator topográfico S_1 , adotado igual a um neste trabalho, por considerar que o local onde seriam construídos os edifícios seria plano ou fracamente acidentado.

O fator S_2 depende de três parâmetros: rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno. O que se refere à rugosidade é fixo, e foi adotada categoria IV: terreno coberto por obstáculos numerosos ou pouco espaçados em zona urbanizada. O segundo dependerá do modelo estudado. Para o modelo 1, edifício com cinco pavimentos, a maior dimensão não excede 20 m, portanto estaria na classe A. Nos modelos 2 e 3, de 10 e 15 pavimentos respectivamente, as maiores dimensões estão entre 20 e 50 m, se encaixando na classe B. Já o modelo 4, edifício com 20 pavimentos, a maior dimensão excede os 50 m, estando portanto na classe C.

A altura sobre o terreno será diferente para cada pavimento da estrutura, resultando em diferentes fatores S_2 para cada nível. O quadro 13 apresenta os valores considerados no cálculo.

Quadro 13 – Valores do fator S_2

Pavimento	Nível [cm]	Fator S_2			
20º Pavimento	5415	X	X	X	1,00
19º Pavimento	5130	X	X	X	1,00
18º Pavimento	4845	X	X	X	0,99
17º Pavimento	4560	X	X	X	0,98
16º Pavimento	4275	X	X	X	0,97
15º Pavimento	3990	X	X	0,99	0,96
14º Pavimento	3705	X	X	0,98	0,95
13º Pavimento	3420	X	X	0,97	0,94
12º Pavimento	3135	X	X	0,96	0,93
11º Pavimento	2850	X	X	0,95	0,92
10º Pavimento	2565	X	0,93	0,93	0,91
9º Pavimento	2280	X	0,92	0,92	0,89
8º Pavimento	1995	X	0,91	0,91	0,88
7º Pavimento	1710	X	0,89	0,89	0,86
6º Pavimento	1425	X	0,87	0,87	0,84
5º Pavimento	1140	0,87	0,85	0,85	0,81
4º Pavimento	855	0,84	0,82	0,82	0,78
3º Pavimento	570	0,80	0,77	0,77	0,74
2º Pavimento	285	0,73	0,70	0,70	0,66
Térreo	0	0,34	0,33	0,33	0,31

(fonte: elaborada pelo autor)

O fator estatístico S_3 foi considerado igual a um, por se tratar de um edifício comercial. Por último foi determinado os coeficientes de arrasto, apresentados no quadro 14.

Quadro 14 – Valores de coeficiente de arrasto

Pavimento	Nível [cm]	Fachada X [m]	Fachada Y [m]	Ca X	Ca Y
20º Pavimento	5415	16	20	1,35	1,25
19º Pavimento	5130	16	20	1,33	1,24
18º Pavimento	4845	16	20	1,32	1,23
17º Pavimento	4560	16	20	1,31	1,22
16º Pavimento	4275	16	20	1,31	1,21
15º Pavimento	3990	16	20	1,30	1,20
14º Pavimento	3705	16	20	1,29	1,19
13º Pavimento	3420	16	20	1,27	1,17
12º Pavimento	3135	16	20	1,25	1,16
11º Pavimento	2850	16	20	1,24	1,14
10º Pavimento	2565	16	20	1,22	1,12
9º Pavimento	2280	16	20	1,20	1,10
8º Pavimento	1995	16	20	1,18	1,09
7º Pavimento	1710	16	20	1,16	1,06
6º Pavimento	1425	16	20	1,12	1,04
5º Pavimento	1140	16	20	1,07	1,00
4º Pavimento	855	16	20	1,00	0,94
3º Pavimento	570	16	20	0,70	0,70
2º Pavimento	285	16	20	0,70	0,70
Térreo	0	16	20	0,00	0,00

(fonte: elaborada pelo autor)

Para garantir a durabilidade da estrutura com segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante toda vida útil, foram adotados critérios com relação à classe de agressividade ambiental, abertura máxima de fissuras e relação água/cimento. O quadro 15 apresenta os critérios adotados.

Quadro 15 – Critérios que visam à durabilidade da estrutura

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura	Relação água/cimento em massa	Exigências relativas à fissuração
II	Moderada	Urbana	Pequeno	$\leq 0,60$	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm

(fonte: elaborada pelo autor)

Outro critério que visa à durabilidade da estrutura, diz respeito à proteção da armadura contra corrosão na região das fissuras. De acordo com a classe de agressividade ambiental os

cobrimentos adotados neste trabalho deveriam ser de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares, porém considerando que o concreto será revestido com argamassa e pintura, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b) permite que se admita uma classe de agressividade mais branda, resultando cobertura de 20 mm para lajes e 25 mm para vigas e pilares, adotados no cálculo.

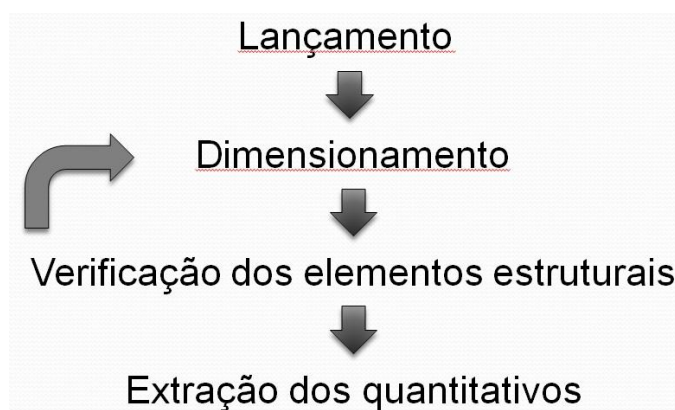
Para a verificação da estabilidade global da estrutura e avaliação da importância dos esforços de segunda ordem, foram utilizados os parâmetros Gama-Z e P-Delta. A partir do Gama-Z foram determinados os valores adotados para não-linearidade física.

5.3 CÁLCULO E RESULTADOS

Definidos todos os parâmetros necessários para o dimensionamento das estruturas, o primeiro passo foi lançar a estrutura proposta no software Eberick da AltoQi. Após o lançamento, foram preenchidos todos os critérios de cálculo para posterior realização do dimensionamento.

Efetuada o dimensionamento, a próxima etapa diz respeito à verificação dos elementos estruturais, pilares, vigas e lajes. Nesta fase foram analisadas taxas de armaduras, deformações (flechas), e a estabilidade global da estrutura. Se necessário foram alteradas as dimensões dos pilares e/ou vigas até que se alcançasse o resultado desejado, que são os estabelecidos pelas Normas, para limites de deformações, taxas de armadura e deslocamentos horizontais no topo do edifício. O processo seguiu de forma iterativa como apresentado na figura 13.

Figura 13 – Etapas de cálculo



(fonte: elaborada pelo autor)

A extração dos quantitativos foi realizada através de um comando do software, que quantifica o volume de concreto, o peso do aço e a área de fôrmas demandada na estrutura analisada. Com estes dados e com os valores destes insumos foi possível determinar o custo da estrutura. A área em planta ocupada pelos pilares na edificação foi determinada através da divisão do volume de concreto dos pilares pela altura do edifício.

5.3.1 Modelo 1

O modelo 1 corresponde a um edifício de cinco pavimentos. Para este modelo foram testados resistências à compressão de 25, 30, 35 e 40 MPa. Não foram testadas estruturas com concretos de 45 e 50 MPa, pois para resistências de 35 e 40 MPa as dimensões dos pilares resultaram em dimensões mínimas para o desnível entre pavimentos analisado, não sendo mais possível a redução destas dimensões não haveria ganho com o uso destas resistências.

O quadro 16 apresenta os valores obtidos dos custos e da área em planta ocupada por pavimento pelos pilares. São representados em vermelho os maiores valores e, em azul, os menores.

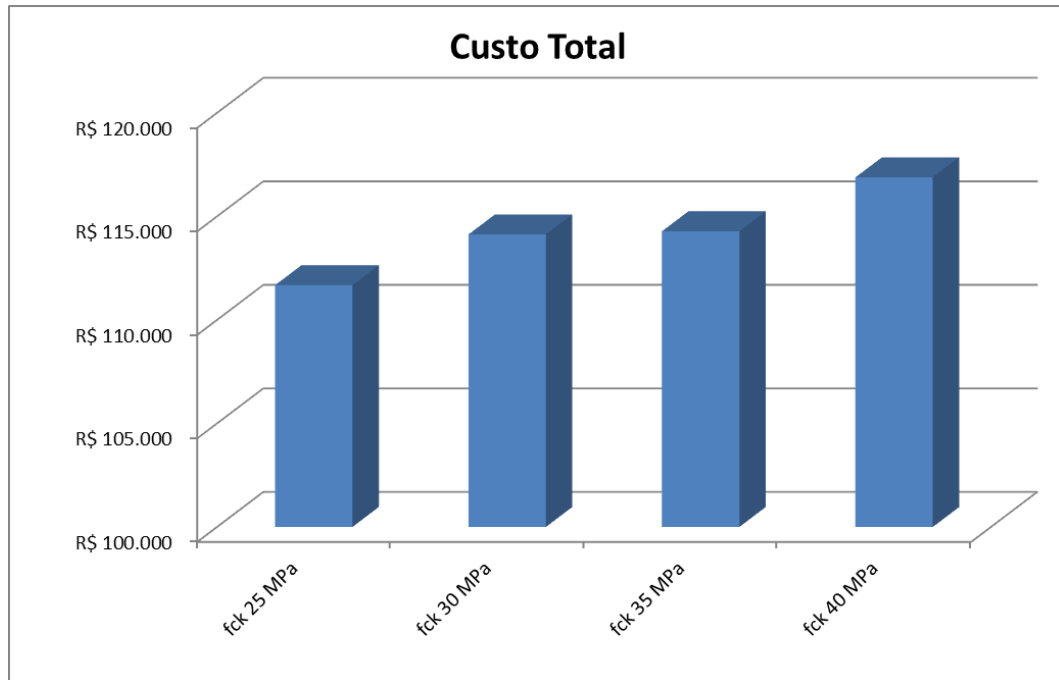
Quadro 16 – Custos e área de pilares – Modelo 1

resistência	custo pilares	custo vigas	custo lajes	custo total	área pilares [m ²]
fck 25 MPa	R\$ 12.779	R\$ 35.134	R\$ 63.762	R\$ 111.675	1,28
fck 30 MPa	R\$ 12.757	R\$ 35.146	R\$ 66.227	R\$ 114.129	1,28
fck 35 MPa	R\$ 11.014	R\$ 35.562	R\$ 67.702	R\$ 114.278	0,95
fck 40 MPa	R\$ 10.918	R\$ 36.690	R\$ 69.278	R\$ 116.886	0,95

(fonte: elaborada pelo autor)

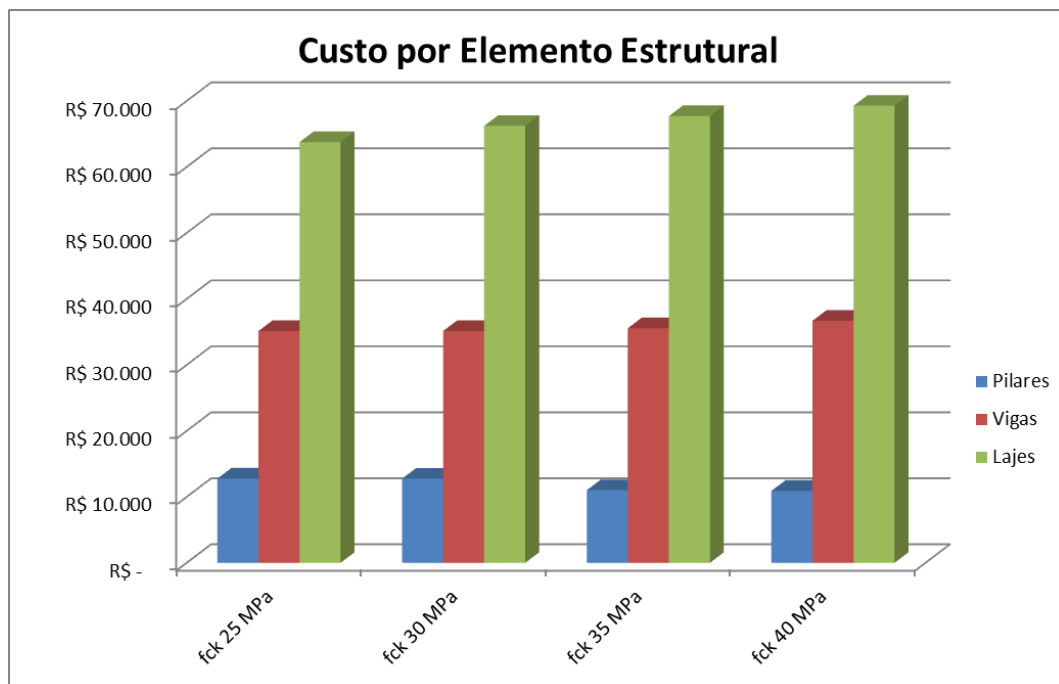
Para o modelo 1 a resistência que resultou em um menor custo total da estrutura foi a de 25 MPa. Porém, também resultou numa maior área ocupada por pilares. Quanto aos custos por elemento estrutural, o quadro mostra uma tendência de aumento do custo das lajes com aumento da resistência. Para as vigas, os resultados apresentaram pequena diferença e, para os pilares, uma redução do custo com aumento da resistência. As figuras 14 a 16 representam graficamente os resultados do quadro 16.

Figura 14 – Custo total da estrutura para o Modelo 1



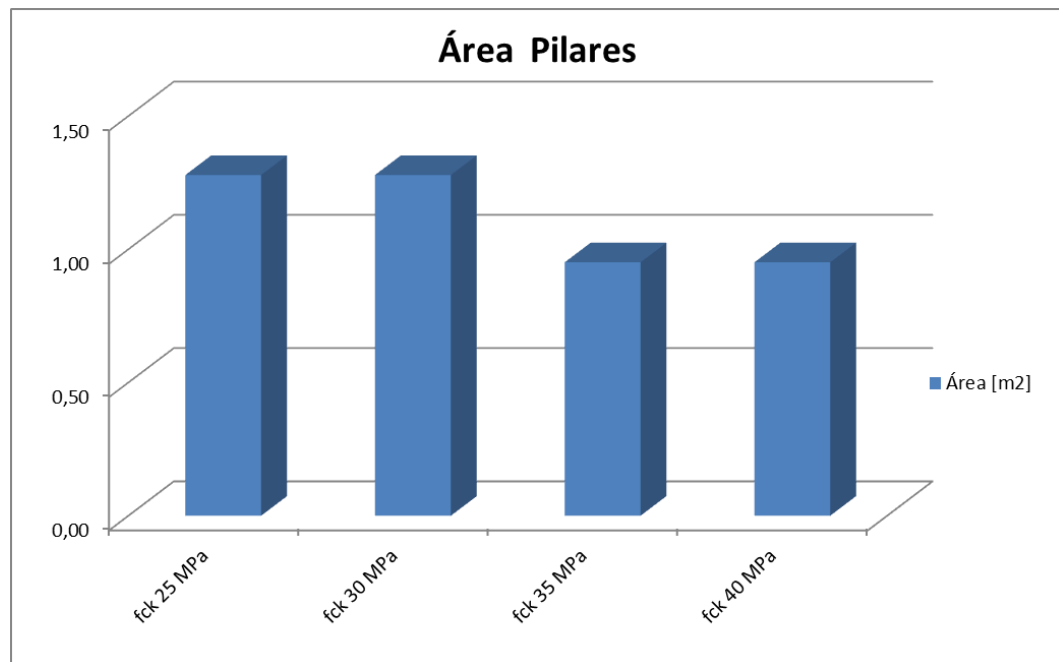
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 15 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 16 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 1



(fonte: elaborada pelo autor)

5.3.2 Modelo 2

O modelo 2 corresponde a um edifício de dez pavimentos. Para este modelo foram testados resistências à compressão de 25, 30, 35 e 40 MPa, além de combinações com mudança de resistência a cada cinco pavimentos. A escolha das resistências que foram combinadas, passa pelos valores que as estruturas apresentaram quando dimensionadas com um único f_{ck} . Por resultar num custo mais elevado da estrutura, o f_{ck} de 40 MPa não foi utilizado em nenhuma das combinações.

O quadro 17 apresenta os valores obtidos dos custos e da área em planta ocupada por pavimento pelos pilares. São representados em vermelho os maiores valores e, em azul, os menores.

Quadro 17 – Custos e área de pilares – Modelo 2

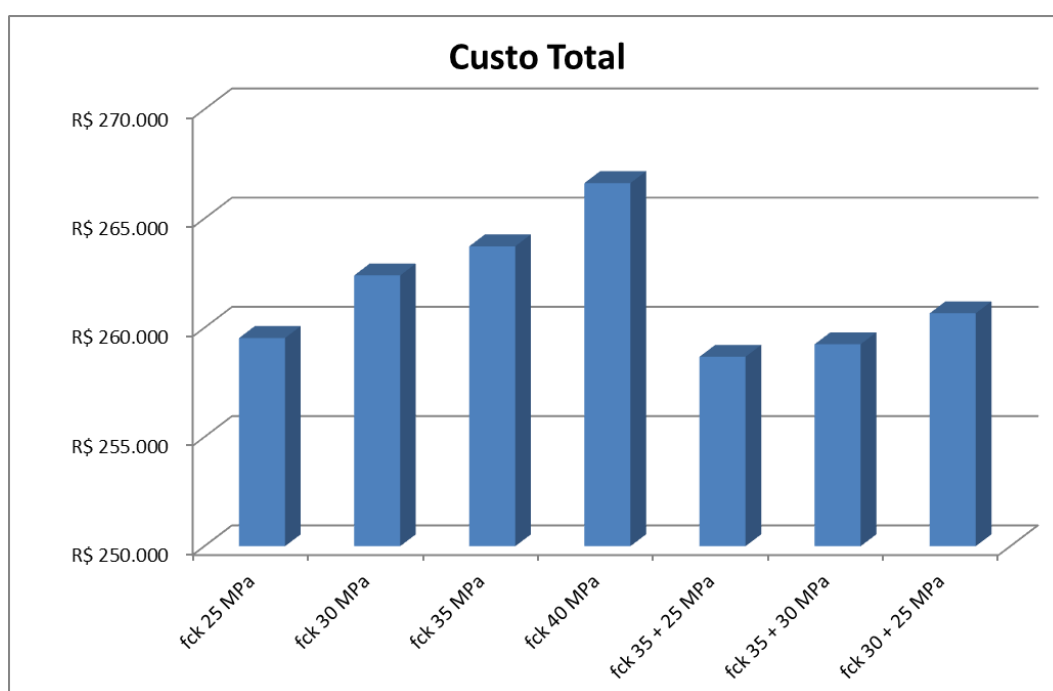
resistência	custo pilares	custo vigas	custo lajes	custo total	área pilares [m ²]
fck 25 MPa	R\$ 38.651	R\$ 79.134	R\$ 141.742	R\$ 259.528	1,88
fck 30 MPa	R\$ 35.834	R\$ 79.642	R\$ 146.921	R\$ 262.397	1,75
fck 35 MPa	R\$ 33.820	R\$ 79.998	R\$ 149.910	R\$ 263.728	1,69
fck 40 MPa	R\$ 31.577	R\$ 81.670	R\$ 153.374	R\$ 266.621	1,53
fck 35 + 25 MPa	R\$ 33.924	R\$ 80.086	R\$ 144.662	R\$ 258.672	1,69
fck 35 + 30 MPa	R\$ 32.602	R\$ 79.250	R\$ 147.393	R\$ 259.244	1,69
fck 30 + 25 MPa	R\$ 35.873	R\$ 80.598	R\$ 144.191	R\$ 260.662	1,75

(fonte: elaborada pelo autor)

Para o modelo 2, a combinação entre as resistências de 35 e 25 MPa foi que resultou em um menor custo total da estrutura, porém com uma redução insignificante quando comparada à estrutura de 25 MPa. Contudo, quando comparadas às áreas dos pilares verifica-se uma redução de 10% por pavimento, o que em questão de arquitetura e ocupação dos ambientes internos pode ser bastante interessante.

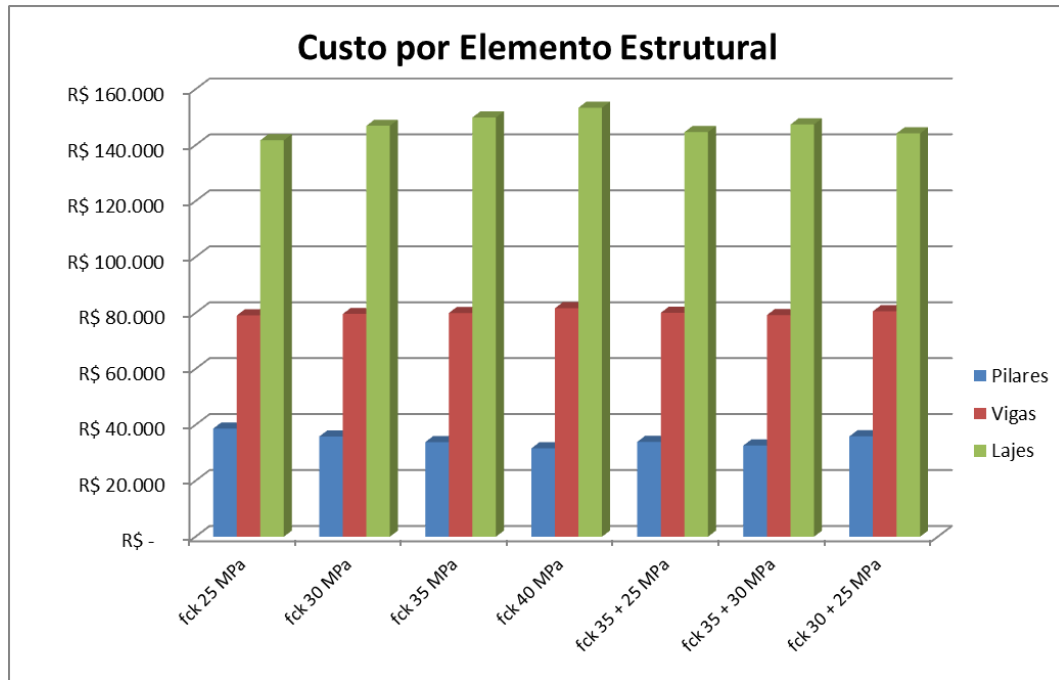
Novamente o quadro nos mostra uma tendência de aumento do custo das lajes e redução dos custos dos pilares com o aumento da resistência. Para as vigas os valores apresentaram pequena diferença. Os resultados do quadro 17 são representados nas figuras 17 a 19.

Figura 17 – Custo total da estrutura para o Modelo 2



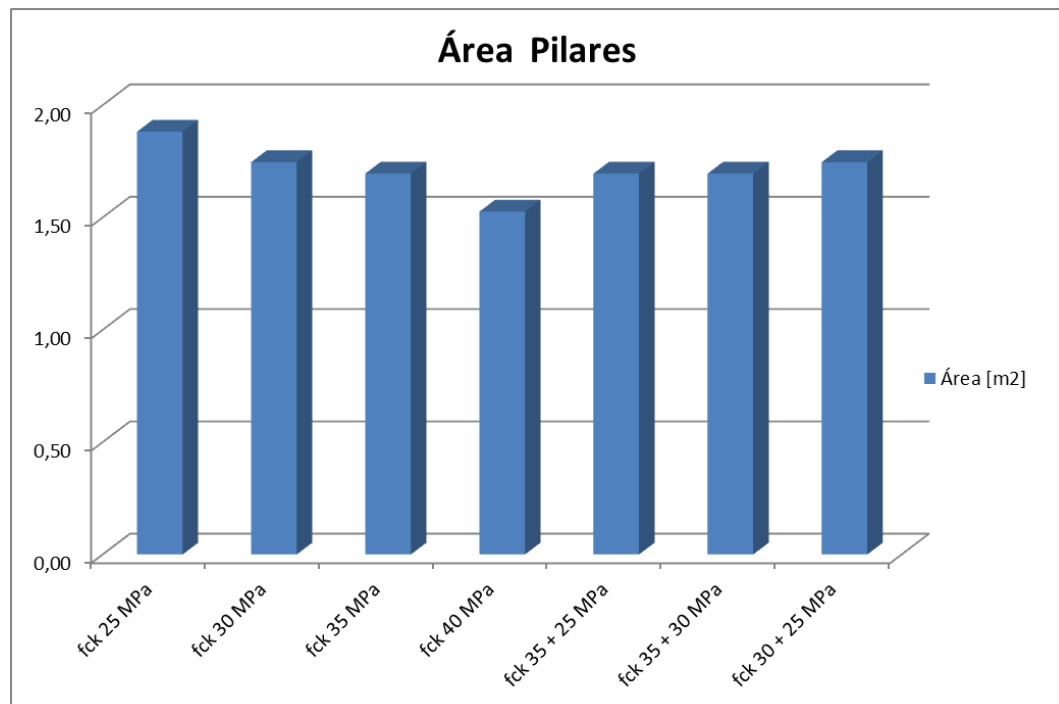
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 18 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 2



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 19 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 2



(fonte: elaborada pelo autor)

5.3.3 Modelo 3

O modelo 3 corresponde a um edifício de quinze pavimentos. Para este modelo foram testados resistências à compressão de 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa, além de combinações com redução da resistência no 5. e/ou 10. pavimento. A escolha das resistências que foram combinadas, passa pelos valores que as estruturas apresentaram quando dimensionadas com um único f_{ck} e por este motivo o concreto de 50 MPa não foi utilizado em nenhuma das combinações.

Em virtude da altura do edifício de quinze pavimentos os esforços provocados pelo vento foram bastante significativos, sendo o principal condicionante para o dimensionamento das vigas e pilares que formam pórticos resistentes a estes esforços horizontais. Assim sendo as dimensões foram determinadas em função do deslocamento horizontal no topo da edificação, que foi limitado em 2,51 cm, correspondente a altura do edifício/1700, da taxa de aço e do coeficiente Gama-z que se procurou alcançar valores próximos a 1,1.

O quadro 18 apresenta os valores obtidos dos custos e da área em planta ocupada por pavimento pelos pilares. São representados em vermelho os maiores valores e, em azul, os menores.

Quadro 18 – Custos e área de pilares – Modelo 3

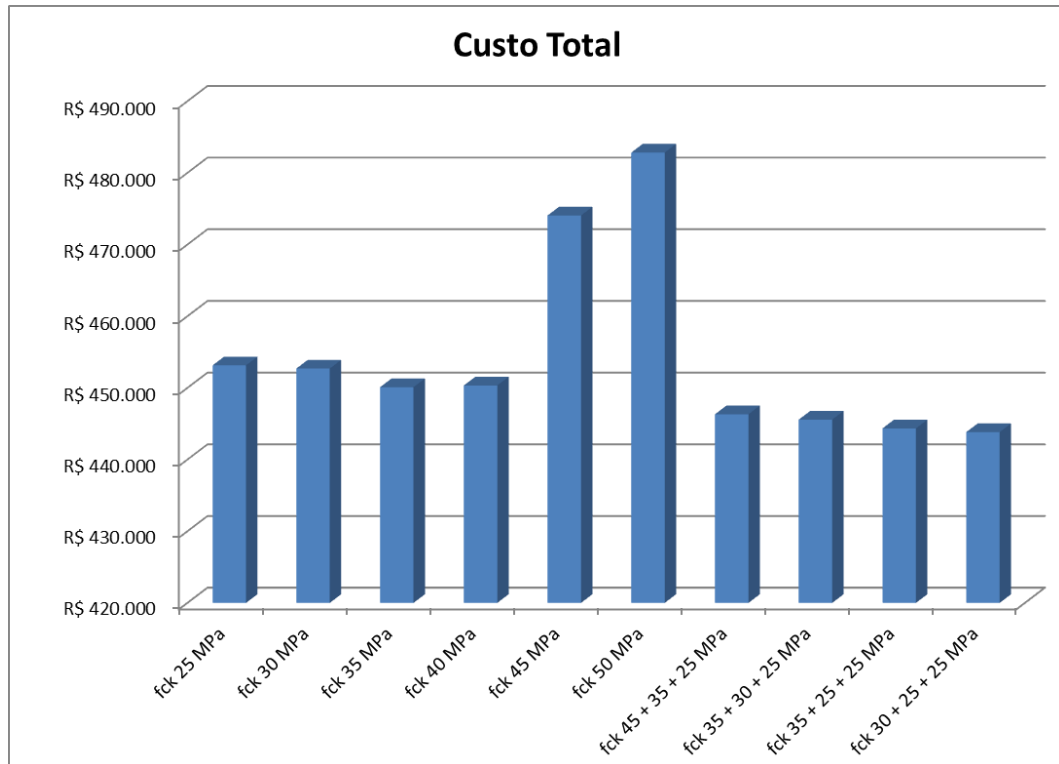
resistência	custo pilares	custo vigas	custo lajes	custo total	área pilares [m ²]
fck 25 MPa	R\$ 93.856	R\$ 148.451	R\$ 210.831	R\$ 453.138	2,83
fck 30 MPa	R\$ 79.170	R\$ 153.991	R\$ 219.531	R\$ 452.692	2,59
fck 35 MPa	R\$ 70.109	R\$ 155.859	R\$ 224.123	R\$ 450.092	2,38
fck 40 MPa	R\$ 65.447	R\$ 150.577	R\$ 234.306	R\$ 450.330	2,09
fck 45 MPa	R\$ 64.002	R\$ 157.113	R\$ 252.929	R\$ 474.044	1,94
fck 50 MPa	R\$ 63.292	R\$ 160.617	R\$ 258.921	R\$ 482.830	1,83
fck 45 + 35 + 25 MPa	R\$ 66.961	R\$ 149.497	R\$ 229.860	R\$ 446.318	2,11
fck 35 + 30 + 25 MPa	R\$ 74.423	R\$ 152.339	R\$ 218.806	R\$ 445.568	2,58
fck 35 + 25 + 25 MPa	R\$ 79.179	R\$ 150.583	R\$ 214.581	R\$ 444.342	2,75
fck 30 + 25 + 25 MPa	R\$ 81.086	R\$ 149.719	R\$ 213.015	R\$ 443.820	2,83

(fonte: elaborada pelo autor)

Para o modelo 3, a combinação entre as resistências de 30 MPa nos primeiros cinco pavimentos e 25 MPa nos últimos dez foi que resultou em um menor custo total da estrutura. Comparada à estrutura com concreto de 25 MPa, apresentou uma redução no custo de 2%, mas com mesma área ocupada pelos pilares.

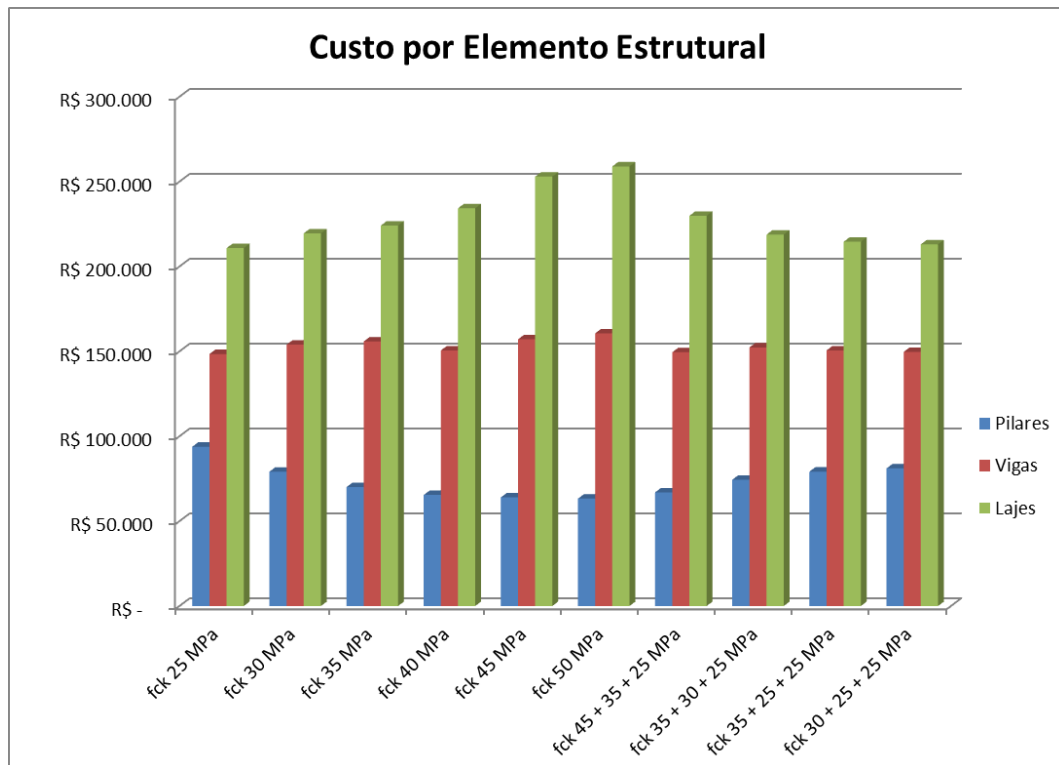
Mais uma vez o quadro mostra uma tendência de aumento do custo das lajes e redução dos custos dos pilares, porém agora também com um pequeno aumento no valor das vigas. As figuras 20 a 22 representam graficamente os resultados do quadro 18.

Figura 20 – Custo total da estrutura para o Modelo 3



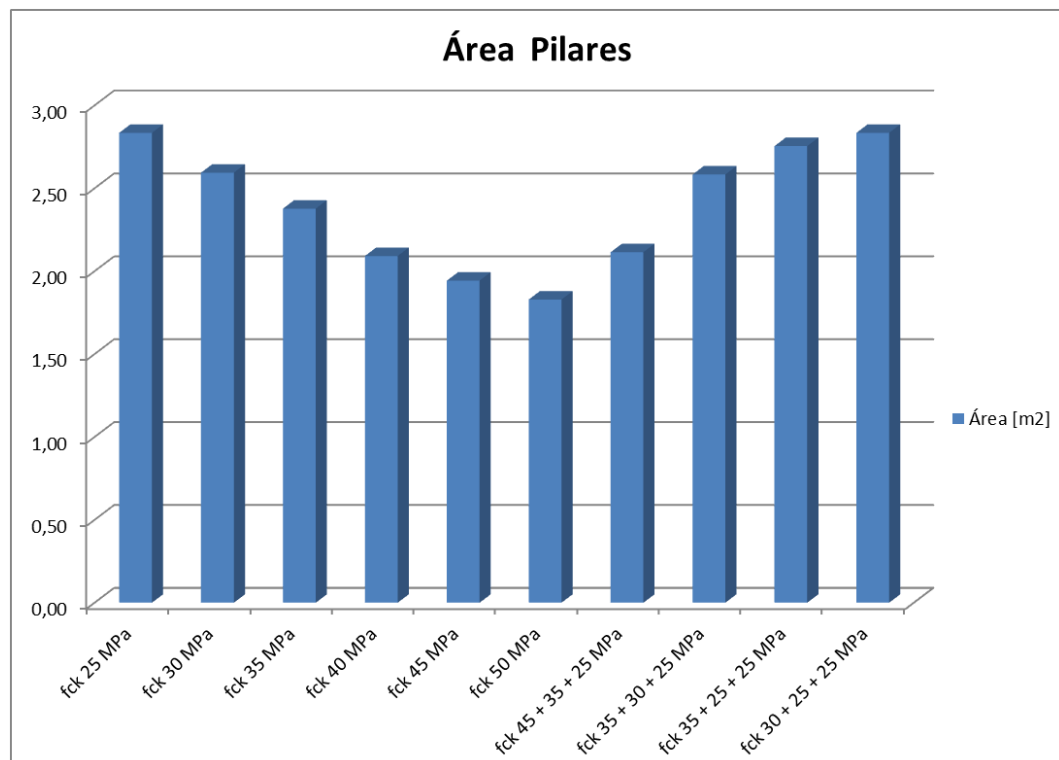
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 21 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 3



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 22 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 3



(fonte: elaborada pelo autor)

5.3.4 Modelo 4

O modelo 4 corresponde a um edifício de vinte pavimentos. Para este modelo foram testados resistências à compressão de 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa, além de combinações com mudança de resistência a cada cinco ou dez pavimentos.

Assim como no modelo 3, a estabilidade global da estrutura foi determinante para o dimensionamento das vigas e pilares. Novamente as dimensões foram determinadas em função do deslocamento horizontal no topo da edificação, que foi limitado em 3,35 cm, correspondente a altura do edifício/1700.

O quadro 19 apresenta os valores obtidos dos custos e da área em planta ocupada por pavimento pelos pilares. São representados em vermelho os maiores valores e, em azul, os menores.

Quadro 19 – Custos e área de pilares – Modelo 4

resistência	custo pilares	custo vigas	custo lajes	custo total	área pilares [m ²]
fck 25 MPa	R\$ 149.654	R\$ 221.635	R\$ 287.521	R\$ 658.810	3,53
fck 30 MPa	R\$ 138.088	R\$ 229.171	R\$ 298.909	R\$ 666.168	3,05
fck 35 MPa	R\$ 128.571	R\$ 224.091	R\$ 304.833	R\$ 657.494	2,85
fck 40 MPa	R\$ 114.080	R\$ 225.650	R\$ 313.909	R\$ 653.638	2,59
fck 45 MPa	R\$ 112.289	R\$ 241.846	R\$ 341.602	R\$ 695.736	2,41
fck 50 MPa	R\$ 105.476	R\$ 241.882	R\$ 349.010	R\$ 696.367	2,29
fck 50 + 40 + 30 + 25 MPa	R\$ 115.416	R\$ 225.798	R\$ 311.653	R\$ 652.867	2,61
fck 40 + 35 + 30 + 25 MPa	R\$ 120.190	R\$ 221.670	R\$ 302.725	R\$ 644.584	2,84
fck 35 + 35 + 25 + 25 MPa	R\$ 135.003	R\$ 222.955	R\$ 296.301	R\$ 654.258	2,91
fck 35 + 30 + 25 + 25 MPa	R\$ 140.320	R\$ 224.067	R\$ 294.726	R\$ 659.112	2,97

(fonte: elaborada pelo autor)

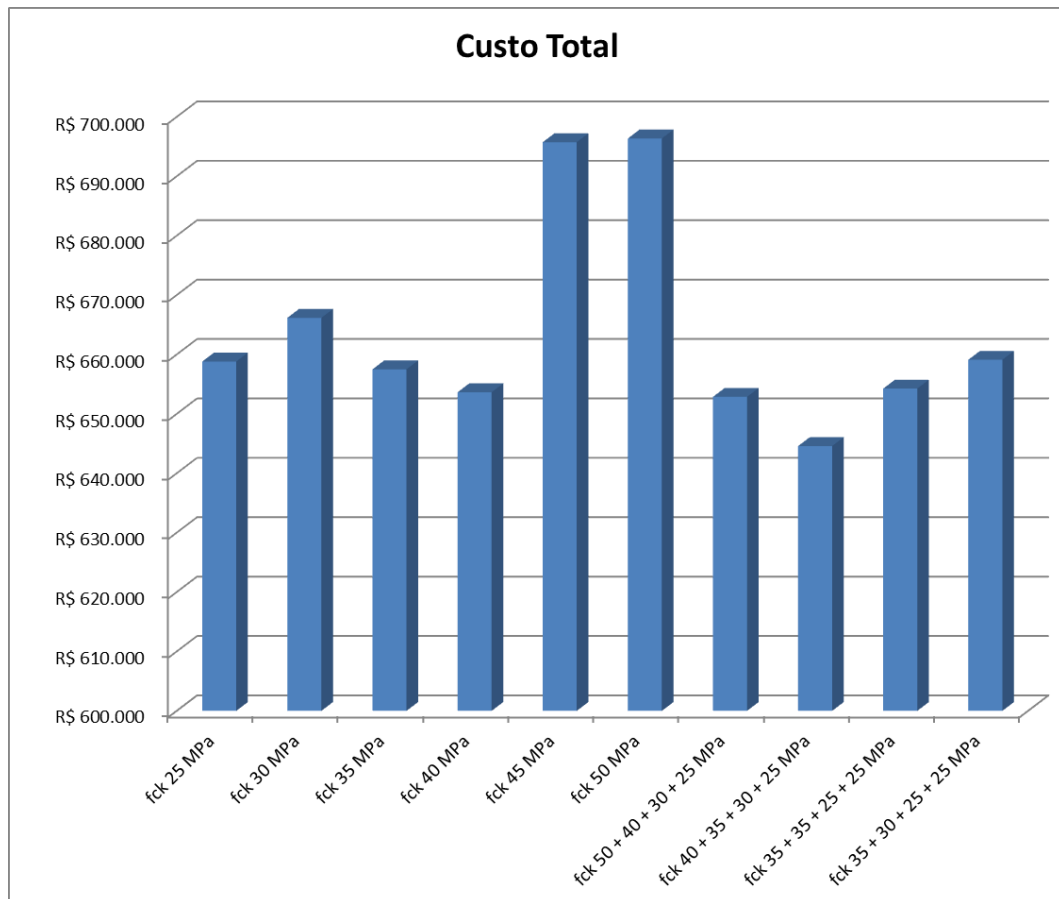
Para o modelo 4, a combinação entre as resistências de 40 MPa nos primeiros cinco pavimentos, 35 MPa do 6. ao 10., 30 MPa do 11. ao 15. e 25 MPa nos últimos cinco pavimentos foi que resultou em um menor custo total da estrutura. Comparada à estrutura com concreto de 25 MPa, apresentou uma redução no custo de 2% e na área ocupada pelos pilares de significativos 19%.

Assim como para as lajes, as vigas também apresentaram aumento do custo com o aumento da resistência à compressão do concreto. Um possível motivo para isto foi que com a redução

das dimensões dos pilares, as vigas absorveram maiores esforços provocados pelas ações horizontais.

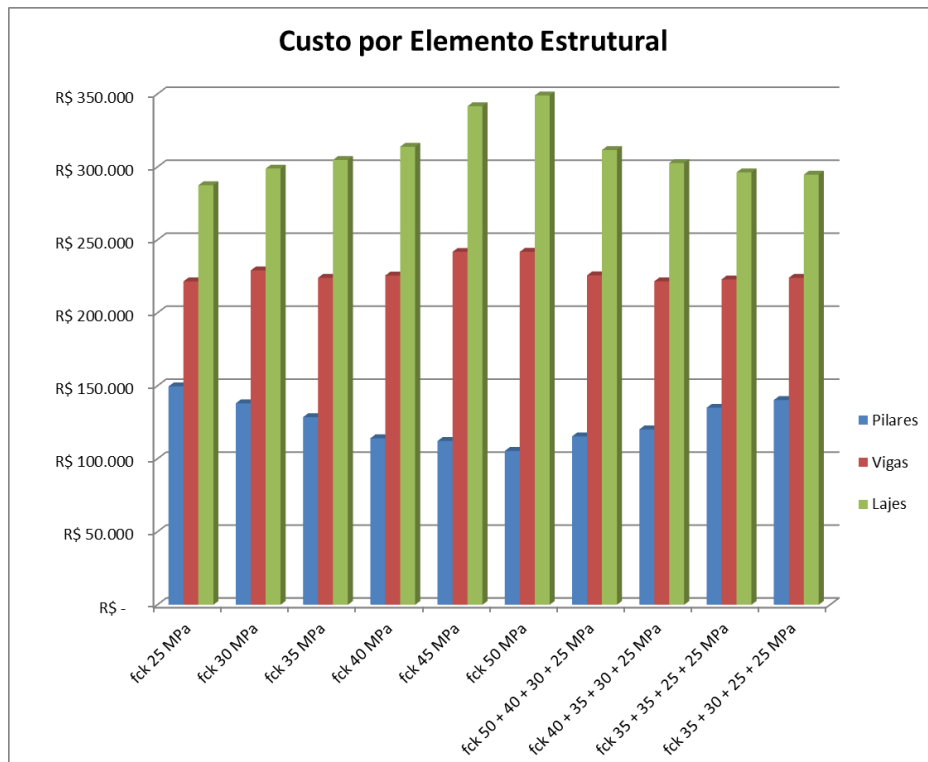
Para os pilares há sempre uma redução do custo com o aumento da resistência à compressão do concreto. As figuras 23 a 25 representam graficamente os resultados do quadro 19.

Figura 23 – Custo total da estrutura para o Modelo 4



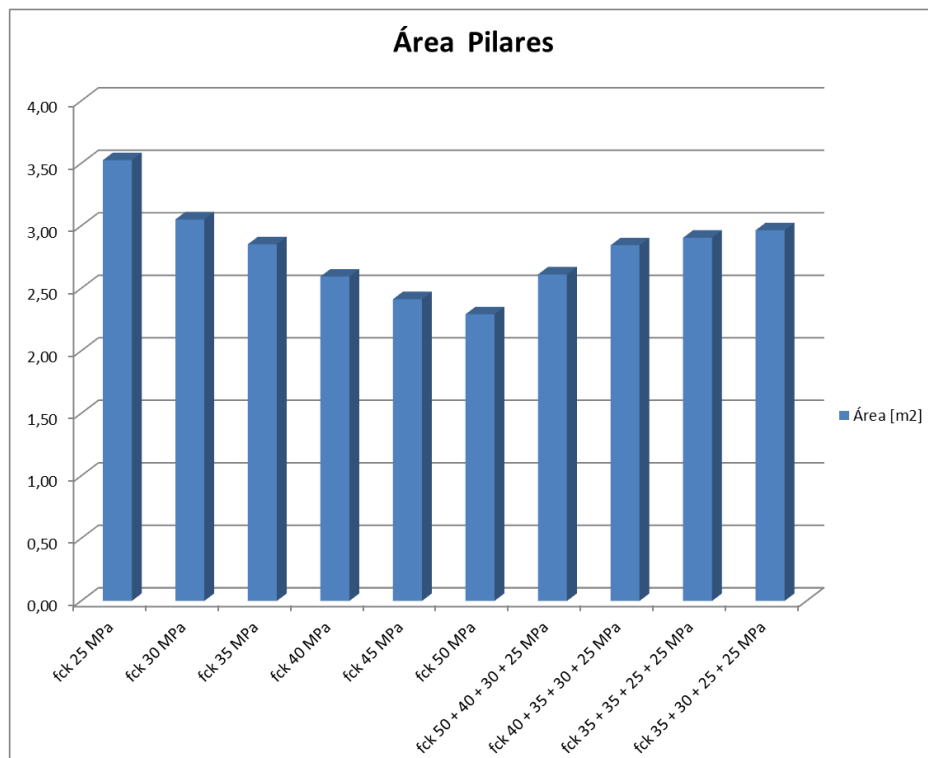
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 24 – Custo dos elementos estruturais para o Modelo 4



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 25 – Área média ocupada pelos pilares por pavimento para o Modelo 4



(fonte: elaborada pelo autor)

6 CONCLUSÕES

A partir dos resultados de custos e área ocupada pelos pilares para cada modelo, foi possível fazer uma avaliação dos impactos provocados pelo uso de concretos com diferentes resistências à compressão. Desde o modelo 1, verificou-se uma tendência de redução no custo e área dos pilares com o aumento da resistência do concreto, do que se conclui que por estes aspectos seria bastante interessante, e recomendável, a execução dos pilares com concretos de maiores resistências.

Para a estrutura proposta, o dimensionamento dos pilares e vigas esteve sempre muito mais condicionado aos esforços horizontais, do que aos verticais, sendo determinante para a seção de concreto o limite dos deslocamentos horizontais no topo da edificação. Com baixas taxas de armadura, o custo dos pilares ficou diretamente relacionado ao volume e custo do concreto. O quadro 20 faz uma relação entre os resultados obtidos para a situação mais econômica para os pilares, com os resultados obtidos para modelos dimensionados com concretos de 25 MPa, que é o concreto mais usado nos edifícios similares ao modelo proposto.

Quadro 20 – Relação entre a situação mais econômica x 25 MPa para os pilares

[25 MPa x Menor Custo]				
Pilares	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Custo	-15%	-18%	-33%	-30%
Área	-26%	-19%	-35%	-35%

(fonte: elaborada pelo autor)

Para as lajes o resultado foi inverso ao dos pilares. Com aumento da resistência ocorreu um aumento do custo deste elemento estrutural. Porém, salienta-se que a espessura foi fixada em 10 cm, logo não existiu ganho em volume de concreto com o aumento da resistência do mesmo. A espessura de 10 cm foi escolhida por ser satisfatória para o tipo de vinculação, carregamento e vãos. As lajes dimensionadas com esta espessura, também apresentaram deslocamentos admissíveis. É importante frisar que, para vãos ou cargas maiores pode ser interessante o uso de concretos mais resistentes para não ultrapassar os deslocamentos admissíveis. Para a estrutura proposta o concreto de 25 MPa sempre resultou em menores

custos para lajes e vigas, entretanto também apresentou os piores resultados para os pilares. O inverso é válido para o concreto de 50 MPa, que em todas as hipóteses apresentou os melhores resultados para os pilares e os piores para as lajes e vigas.

O dimensionamento das vigas, assim como a dos pilares, também foi condicionado a verificação da estabilidade global da estrutura. À medida que foram aplicados esforços horizontais e verticais à estrutura, as vigas formaram pórticos com os pilares para resistir a estes esforços. Isso resultou em maiores taxas de armadura nas vigas dos modelos 3 e 4.

Quanto ao custo de toda a estrutura, verificou-se pequenas diferenças para as resistências analisadas no modelo 1, cerca de 5% da estrutura de menor custo (25 MPa) para de maior custo (40 MPa). No modelo 2, uma combinação entre concretos de 35 MPa nos primeiros cinco pavimentos e 25 MPa nos últimos foi que apresentou menor custo, porém com diferença insignificante quando comparada à estrutura dimensionada com 25 MPa. Nos modelos 3 e 4, apesar de, em porcentagem a diferença ser pequena, devido ao elevado custo destas estruturas os 2% apresentados no quadro 21 passam a ser mais significativos. Porém no modelo 4 verifica-se uma grande diferença na área ocupada pelos pilares, proporcionando uma maior área útil disponível na edificação.

Quadro 21 – Relação entre a situação mais econômica x 25 MPa para a estrutura

[25 MPa x Menor Custo]				
Estrutura	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Custo	0%	0%	-2%	-2%
Área	0%	-10%	0%	-19%

(fonte: elaborada pelo autor)

De um modo geral, a partir dos resultados obtidos pode-se concluir que é válido durante a elaboração e desenvolvimento do projeto estrutural o estudo do uso de diferentes resistências à compressão do concreto para determinar qual apresentará maior relação custo/benefício. Deve-se indicar que a situação mais favorável para as estruturas similares aos modelos propostos, seria a execução de todos ou alguns pilares com concretos de grande resistência e vigas e lajes com concretos de 25 MPa. Caberiam então, maiores estudos no que diz respeito às formas e técnicas de execução para esta situação.

REFERÊNCIAS

- ADÃO, F. X.; HEMERLY, A. C. **Concreto armado novo milênio**: cálculo prático e econômico. Rio de Janeiro: Interciência, 2002.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2003. v. 1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.
- FREIRE, L. **Resistência de pilares de concreto de alta resistência interceptados por elementos de concreto de menor resistência**. 2003. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- HELENE, P.; HARTMANN, C. T. **Concretos de alta resistência**. São Paulo, 2004. Disponível em <<http://www.piniweb.com.br/construcao/noticias/concretos-de-alta-resistencia-79916-1.asp>>. Acesso em: 6 jun. 2011.
- HERVÉ NETO, P. E. **A nova engenharia do concreto**. São Paulo, 2002. Disponível em <<http://www.tqs.com.br/tqs-news/consulta/214-a-nova-engenharia-do-concreto>>. Acesso em: 6 jun. 2011.
- JUCÁ, T. P.; TEIXEIRA, F.A.; PEREIRA, C. H. A. F.; OLIVEIRA, K. R. B; SENA, A. M.; GUIMARÃES, L. E.; ANTONELLI, G. R.; GOMES, F. M.; GEYER, A. Estudo da dosagem de concreto de alto desempenho: comparativo de custos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2001. p. 1-11.
- KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, J. M. **Concreto**: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 1994.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1997.
- RUSCHEL, R. **Curso básico de concreto armado**. Porto Alegre: Globo, 1974.
- S3ENG – TECNOLOGIA APLICADA À ENGENHARIA S/A. Manual Eberick® Gold, versão 7.0. Florianópolis, 2011.

APÊNDICE – Quantitativos, consumos e parâmetros de estabilidade

Modelo 1 – 5 pavimentos

fck 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	1573	4280	7334	R\$ 4,00	R\$ 52.748,00
Concreto (m ³)	19,5	48	118,5	R\$ 235,00	R\$ 43.710,00
Fôrma (m ²)	86	304	297	R\$ 22,15	R\$ 15.217,05
	R\$ 12.779,40	R\$ 35.133,60	R\$ 63.762,05		R\$ 111.675,05
Consumos (kg/m ³)	81	89	62		
Área Pilares (m ²)	1,28		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,27	0,22	0,73
		Gama Z	1,08	1,08	1,10

fck 30 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	1465	4031	7328	R\$ 4,00	R\$ 51.296,00
Concreto (m ³)	19,5	48	118,5	R\$ 256,00	R\$ 47.616,00
Fôrma (m ²)	86	304	297	R\$ 22,15	R\$ 15.217,05
	R\$ 12.756,90	R\$ 35.145,60	R\$ 66.226,55		R\$ 114.129,05
Consumos (kg/m ³)	75	84	62		
Área Pilares (m ²)	1,28		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,25	0,2	0,73
		Gama Z	1,07	1,07	1,10

fck 35 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	1387	4003	7371	R\$ 4,00	R\$ 51.044,00
Concreto (m ³)	14,5	48	118,5	R\$ 267,00	R\$ 48.327,00
Fôrma (m ²)	72	304	297	R\$ 22,15	R\$ 14.906,95
	R\$ 11.014,30	R\$ 35.561,60	R\$ 67.702,05		R\$ 114.277,95
Consumos (kg/m ³)	96	83	62		
Área Pilares (m ²)	0,95		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,33	0,26	0,73
		Gama Z	1,1	1,1	1,10

fck 40 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	1305	4093	7291	R\$ 4,00	R\$ 50.756,00
Concreto (m ³)	14,5	48	118,5	R\$ 283,00	R\$ 51.223,00
Fôrma (m ²)	72	304	297	R\$ 22,15	R\$ 14.906,95
	R\$ 10.918,30	R\$ 36.689,60	R\$ 69.278,05		R\$ 116.885,95
Consumos (kg/m ³)	90	85	62		
Área Pilares (m ²)	0,95		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,31	0,24	0,73
		Gama Z	1,09	1,09	1,10

Modelo 2 – 10 pavimentos

fck 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	5555	10559	16460	R\$ 4,00	R\$ 130.296,00
Concreto (m ³)	55,5	108	267	R\$ 235,00	R\$ 101.167,50
Fôrma (m ²)	153	520	594	R\$ 22,15	R\$ 28.064,05
	R\$ 38.651,45	R\$ 79.134,00	R\$ 141.742,10		R\$ 259.527,55
Consumos (kg/m ³)	100	98	62		
Área Pilares (m ²)	1,88		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1	0,91	1,57
		Gama Z	1,11	1,12	1,10

fck 30 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	4854	10119	16353	R\$ 4,00	R\$ 125.304,00
Concreto (m ³)	51,5	108	267	R\$ 256,00	R\$ 109.184,00
Fôrma (m ²)	146	520	594	R\$ 22,15	R\$ 27.909,00
	R\$ 35.833,90	R\$ 79.642,00	R\$ 146.921,10		R\$ 262.397,00
Consumos (kg/m ³)	94	94	61		
Área Pilares (m ²)	1,75		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,98	0,9	1,57
		Gama Z	1,11	1,13	1,10

fck 35 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	4320	9911	16366	R\$ 4,00	R\$ 122.388,00
Concreto (m ³)	50	108	267	R\$ 267,00	R\$ 113.475,00
Fôrma (m ²)	144	520	594	R\$ 22,15	R\$ 27.864,70
	R\$ 33.819,60	R\$ 79.998,00	R\$ 149.910,10		R\$ 263.727,70
Consumos (kg/m ³)	86	92	61		
Área Pilares (m ²)	1,69		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,03	0,86	1,57
		Gama Z	1,12	1,12	1,10

fck 40 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	3963	9897	16164	R\$ 4,00	R\$ 120.096,00
Concreto (m ³)	45	108	267	R\$ 283,00	R\$ 118.860,00
Fôrma (m ²)	135	520	594	R\$ 22,15	R\$ 27.665,35
	R\$ 31.577,25	R\$ 81.670,00	R\$ 153.374,10		R\$ 266.621,35
Consumos (kg/m ³)	88	92	61		
Área Pilares (m ²)	1,53		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,99	0,86	1,57
		Gama Z	1,11	1,12	1,10

fck 35 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	4554	10317	16242	R\$ 4,00	R\$ 124.452,00
Concreto 25 (m ³)	26	48	148,5	R\$ 235,00	R\$ 52.287,50
Concreto 35 (m ³)	24	60	118,5	R\$ 267,00	R\$ 54.067,50
Fôrma (m ²)	144	520	594	R\$ 22,15	R\$ 27.864,70
	R\$ 33.923,60	R\$ 80.086,00	R\$ 144.662,10		R\$ 258.671,70
Consumos (kg/m ³)	91	96	61		
Área Pilares (m ²)	1,69		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,02	0,89	1,57
		Gama Z	1,11	1,12	1,10

fck 35 + 30 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	4087	9856	16145	R\$ 4,00	R\$ 120.352,00
Concreto 30 (m ³)	26	48	148,5	R\$ 256,00	R\$ 56.960,00
Concreto 35 (m ³)	24	60	118,5	R\$ 267,00	R\$ 54.067,50
Fôrma (m ²)	144	520	594	R\$ 22,15	R\$ 27.864,70
	R\$ 32.601,60	R\$ 79.250,00	R\$ 147.392,60		R\$ 259.244,20
Consumos (kg/m ³)	82	91	60		
Área Pilares (m ²)	1,69		X	Y	Limite
		Deslocamento H	0,98	0,86	1,57
		Gama Z	1,11	1,12	1,10

fck 30 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	5003	10610	16450	R\$ 4,00	R\$ 128.252,00
Concreto 25 (m ³)	26,5	48	148,5	R\$ 235,00	R\$ 52.405,00
Concreto 30 (m ³)	25	60	118,5	R\$ 256,00	R\$ 52.096,00
Fôrma (m ²)	146	520	594	R\$ 22,15	R\$ 27.909,00
	R\$ 35.873,40	R\$ 80.598,00	R\$ 144.190,60		R\$ 260.662,00
Consumos (kg/m ³)	97	98	62		
Área Pilares (m ²)	1,75		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,02	0,93	1,57
		Gama Z	1,11	1,13	1,10

Modelo 3 – 15 pavimentos

fck 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	14551	18760	24067	R\$ 4,00	R\$ 229.512,00
Concreto (m ³)	124	240	405,5	R\$ 235,00	R\$ 180.832,50
Fôrma (m ²)	294	768	870	R\$ 22,15	R\$ 42.793,80
	R\$ 93.856,10	R\$ 148.451,20	R\$ 210.831,00		R\$ 453.138,30
Consumos (kg/m ³)	117	78	59		
Área Pilares (m ²)	2,83		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,44	1,31	2,41
		Gama Z	1,10	1,11	1,10

fck 30 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	10978	18885	24113	R\$ 4,00	R\$ 215.904,00
Concreto (m ³)	113,5	240	405,5	R\$ 256,00	R\$ 194.304,00
Fôrma (m ²)	280	768	870	R\$ 22,15	R\$ 42.483,70
	R\$ 79.170,00	R\$ 153.991,20	R\$ 219.530,50		R\$ 452.691,70
Consumos (kg/m ³)	97	79	59		
Área Pilares (m ²)	2,59		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,45	1,29	2,41
		Gama Z	1,09	1,11	1,10

fck 35 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	9129	18692	24146	R\$ 4,00	R\$ 207.868,00
Concreto (m ³)	104	240	405,5	R\$ 267,00	R\$ 200.116,50
Fôrma (m ²)	263	768	870	R\$ 22,15	R\$ 42.107,15
	R\$ 70.109,45	R\$ 155.859,20	R\$ 224.123,00		R\$ 450.091,65
Consumos (kg/m ³)	88	78	60		
Área Pilares (m ²)	2,38		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,45	1,29	2,41
		Gama Z	1,09	1,11	1,10

fck 40 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	8548	19330	24497	R\$ 4,00	R\$ 209.500,00
Concreto (m ³)	91,5	200	412,5	R\$ 283,00	R\$ 199.232,00
Fôrma (m ²)	242	752	884	R\$ 22,15	R\$ 41.597,70
	R\$ 65.446,80	R\$ 150.576,80	R\$ 234.306,10		R\$ 450.329,70
Consumos (kg/m ³)	93	97	59		
Área Pilares (m ²)	2,09		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,72	1,49	2,41
		Gama Z	1,11	1,12	1,10

fck 45 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	7708	18664	24409	R\$ 4,00	R\$ 203.124,00
Concreto (m ³)	85	200	412,5	R\$ 329,00	R\$ 229.477,50
Fôrma (m ²)	235	752	884	R\$ 22,15	R\$ 41.442,65
	R\$ 64.002,25	R\$ 157.112,80	R\$ 252.929,10		R\$ 474.044,15
Consumos (kg/m ³)	91	93	59		
Área Pilares (m ²)	1,94		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,77	1,67	2,41
		Gama Z	1,11	1,13	1,10

fck 50 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	7677	18740	24257	R\$ 4,00	R\$ 202.696,00
Concreto (m ³)	80	200	412,5	R\$ 345,00	R\$ 238.912,50
Fôrma (m ²)	225	752	884	R\$ 22,15	R\$ 41.221,15
	R\$ 63.291,75	R\$ 160.616,80	R\$ 258.921,10		R\$ 482.829,65
Consumos (kg/m ³)	96	94	59		
Área Pilares (m ²)	1,83		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,81	1,54	2,41
		Gama Z	1,11	1,12	1,10

fck 35 + 30 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	9908	18672	24342	R\$ 4,00	R\$ 211.688,00
Concreto 25 (m ³)	35	80	145	R\$ 235,00	R\$ 61.100,00
Concreto 30 (m ³)	40	80	145	R\$ 256,00	R\$ 67.840,00
Concreto 35 (m ³)	38	80	116	R\$ 267,00	R\$ 62.478,00
Fôrma (m ²)	279	768	870	R\$ 22,15	R\$ 42.461,55
	R\$ 74.422,85	R\$ 152.339,20	R\$ 218.805,50		R\$ 445.567,55
Consumos (kg/m ³)	88	78	60		
Área Pilares (m ²)	2,58		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,44	1,34	2,41
		Gama Z	1,09	1,11	1,10

fck 35 + 25 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	10818	18653	24047	R\$ 4,00	R\$ 214.072,00
Concreto 25 (m ³)	82	160	290	R\$ 235,00	R\$ 125.020,00
Concreto 35 (m ³)	38,5	80	116	R\$ 267,00	R\$ 62.611,50
Fôrma (m ²)	287	768	870	R\$ 22,15	R\$ 42.638,75
	R\$ 79.178,55	R\$ 150.583,20	R\$ 214.580,50		R\$ 444.342,25
Consumos (kg/m ³)	90	78	59		
Área Pilares (m ²)	2,75		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,41	2,35	2,41
		Gama Z	1,14	1,15	1,10

fck 30 + 25 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	11138	18657	24004	R\$ 4,00	R\$ 215.196,00
Concreto 25 (m ³)	82	160	289,5	R\$ 235,00	R\$ 124.902,50
Concreto 30 (m ³)	42	80	116	R\$ 256,00	R\$ 60.928,00
Fôrma (m ²)	294	768	870	R\$ 22,15	R\$ 42.793,80
	R\$ 81.086,10	R\$ 149.719,20	R\$ 213.015,00		R\$ 443.820,30
Consumos (kg/m ³)	90	78	59		
Área Pilares (m ²)	2,83		X	Y	Limite
		Deslocamento H	1,38	1,24	2,41
		Gama Z	1,09	1,11	1,10

fck 45 + 35 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	8935	19100	24392	R\$ 4,00	R\$ 209.708,00
Concreto 25 (m ³)	28	60	148,5	R\$ 235,00	R\$ 55.577,50
Concreto 35 (m ³)	32	60	148,5	R\$ 267,00	R\$ 64.213,50
Concreto 45 (m ³)	32,5	80	116	R\$ 329,00	R\$ 75.176,50
Fôrma (m ²)	244	752	884	R\$ 22,15	R\$ 41.642,00
	R\$ 66.961,10	R\$ 149.496,80	R\$ 229.859,60		R\$ 446.317,50
Consumos (kg/m ³)	97	96	59		
Área Pilares (m ²)	2,11		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,28	2,04	2,41
		Gama Z	1,15	1,17	1,10

Modelo 4 – 20 pavimentos

fck 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	23007	32512	32841	R\$ 4,00	R\$ 353.440,00
Concreto (m ³)	204,5	300	554,5	R\$ 235,00	R\$ 248.865,00
Fôrma (m ²)	432	952	1167	R\$ 22,15	R\$ 56.504,65
	R\$ 149.654,30	R\$ 221.634,80	R\$ 287.520,55		R\$ 658.809,65
Consumos (kg/m ³)	113	108	59		
Área Pilares (m ²)	3,53		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,68	2,45	3,24
		Gama Z	1,12	1,14	1,10

fck 30 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	20990	32821	32777	R\$ 4,00	R\$ 346.352,00
Concreto (m ³)	177	300	554,5	R\$ 256,00	R\$ 264.064,00
Fôrma (m ²)	398	952	1167	R\$ 22,15	R\$ 55.751,55
	R\$ 138.087,70	R\$ 229.170,80	R\$ 298.909,05		R\$ 666.167,55
Consumos (kg/m ³)	119	109	59		
Área Pilares (m ²)	3,05		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,7	2,48	3,24
		Gama Z	1,12	1,14	1,10

fck 35 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	18936	30726	32733	R\$ 4,00	R\$ 329.580,00
Concreto (m ³)	165,5	300	554,5	R\$ 267,00	R\$ 272.340,00
Fôrma (m ²)	390	952	1167	R\$ 22,15	R\$ 55.574,35
	R\$ 128.571,00	R\$ 224.090,80	R\$ 304.832,55		R\$ 657.494,35
Consumos (kg/m ³)	114	102	59		
Área Pilares (m ²)	2,85		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,54	2,30	3,24
		Gama Z	1,12	1,13	1,10

fck 40 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	15851	31375	32533	R\$ 4,00	R\$ 319.036,00
Concreto (m ³)	150,5	280	557,5	R\$ 283,00	R\$ 279.604,00
Fôrma (m ²)	365	944	1174	R\$ 22,15	R\$ 54.998,45
	R\$ 114.080,25	R\$ 225.649,60	R\$ 313.908,60		R\$ 653.638,45
Consumos (kg/m ³)	105	112	58		
Área Pilares (m ²)	2,59		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,71	2,39	3,24
		Gama Z	1,12	1,13	1,10

fck 45 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	14608	32204	33045	R\$ 4,00	R\$ 319.428,00
Concreto (m ³)	140	280	557,5	R\$ 329,00	R\$ 321.597,50
Fôrma (m ²)	352	944	1174	R\$ 22,15	R\$ 54.710,50
	R\$ 112.288,80	R\$ 241.845,60	R\$ 341.601,60		R\$ 695.736,00
Consumos (kg/m ³)	104	115	59		
Área Pilares (m ²)	2,41		X	Y	Limite
		Deslocamento H	3,05	2,63	3,24
		Gama Z	1,12	1,13	1,10

fck 50 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	13015	31093	32667	R\$ 4,00	R\$ 307.100,00
Concreto (m ³)	133	280	557,5	R\$ 345,00	R\$ 334.822,50
Fôrma (m ²)	340	944	1174	R\$ 22,15	R\$ 54.444,70
	R\$ 105.476,00	R\$ 241.881,60	R\$ 349.009,60		R\$ 696.367,20
Consumos (kg/m ³)	98	111	59		
Área Pilares (m ²)	2,29		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,86	2,53	3,24
		Gama Z	1,12	1,13	1,10

fck 50 + 40 + 30 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	15973	31297	32920	R\$ 4,00	R\$ 320.760,00
Concreto 25 (m ³)	28,5	60	148,5	R\$ 235,00	R\$ 55.695,00
Concreto 30 (m ³)	36	60	148,5	R\$ 256,00	R\$ 62.592,00
Concreto 40 (m ³)	43	80	145	R\$ 283,00	R\$ 75.844,00
Concreto 50 (m ³)	44	80	116	R\$ 345,00	R\$ 82.800,00
Fôrma (m ²)	373	944	1174	R\$ 22,15	R\$ 55.175,65
	R\$ 115.416,45	R\$ 225.797,60	R\$ 311.652,60		R\$ 652.866,65
Consumos (kg/m ³)	105	112	59		
Área Pilares (m ²)	2,61		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,79	2,46	3,24
		Gama Z	1,12	1,13	1,10

fck 40 + 35 + 30 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	17060	31825	33066	R\$ 4,00	R\$ 327.804,00
Concreto 25 (m ³)	32	60	148,5	R\$ 235,00	R\$ 56.517,50
Concreto 30 (m ³)	40,5	60	148,5	R\$ 256,00	R\$ 63.744,00
Concreto 35 (m ³)	48,5	80	145	R\$ 267,00	R\$ 73.024,50
Concreto 40 (m ³)	44	80	116	R\$ 283,00	R\$ 67.920,00
Fôrma (m ²)	391	944	1174	R\$ 22,15	R\$ 55.574,35
	R\$ 120.190,15	R\$ 221.669,60	R\$ 302.724,60		R\$ 644.584,35
Consumos (kg/m ³)	103	114	59		
Área Pilares (m ²)	2,84		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,71	2,44	3,24
		Gama Z	1,12	1,14	1,10

fck 35 + 35 + 25 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	20920	31562	32948	R\$ 4,00	R\$ 341.720,00
Concreto 25 (m ³)	75,5	140	293,5	R\$ 235,00	R\$ 119.615,00
Concreto 35 (m ³)	93	160	261	R\$ 267,00	R\$ 137.238,00
Fôrma (m ²)	395	952	1167	R\$ 22,15	R\$ 55.685,10
	R\$ 135.002,75	R\$ 222.954,80	R\$ 296.300,55		R\$ 654.258,10
Consumos (kg/m ³)	124	105	59		
Área Pilares (m ²)	2,91		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,66	2,41	3,24
		Gama Z	1,12	1,14	1,10

fck 35 + 30 + 25 + 25 MPa					
	Pilares	Vigas	Lajes	Custo/Unidade	Custo Total
Aço (kg)	22114	32060	32953	R\$ 4,00	R\$ 348.508,00
Concreto 25 (m ³)	76,5	140	293,5	R\$ 235,00	R\$ 119.850,00
Concreto 30 (m ³)	51	80	145	R\$ 256,00	R\$ 70.656,00
Concreto 35 (m ³)	44,5	80	116	R\$ 267,00	R\$ 64.213,50
Fôrma (m ²)	404	952	1167	R\$ 22,15	R\$ 55.884,45
	R\$ 140.319,60	R\$ 224.066,80	R\$ 294.725,55		R\$ 659.111,95
Consumos (kg/m ³)	129	107	59		
Área Pilares (m ²)	2,97		X	Y	Limite
		Deslocamento H	2,72	2,41	3,24
		Gama Z	1,12	1,14	1,10