

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Fernanda Matias

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO NO CUSTO DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS**

Porto Alegre
Dezembro 2019

FERNANDA MATIAS

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO NO CUSTO DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso 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: João Ricardo Masuero
Coorientadora: Julia Menegon

Porto Alegre
Dezembro 2019

FERNANDA MATIAS

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO NO CUSTO DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Eng. Julia Menegon

Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coorientadora

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao meu orientador, Prof. Dr. João Ricardo Masuero, por todos os ensinamentos transmitidos durante a graduação e, principalmente, pelo apoio, dedicação e contribuição durante a execução deste trabalho, por estar sempre disponível a auxiliar e orientar da melhor maneira possível.

Aos meus pais e meu irmão, pela base na qual me apoio em quaisquer circunstâncias, por sempre me incentivarem a estudar e buscar minha melhor versão. Em especial, agradeço a minha mãe, por ser essa figura presente, que nunca mediu esforços para me proporcionar as melhores condições para buscar meus sonhos. Mesmo distante, agradeço por toda compreensão, suporte e amor incondicional de sempre.

Aos amigos que estiveram comigo durante os anos de graduação e fizeram desse período o melhor possível. Obrigada por estarem ao meu lado para dividir conquistas, angústias e tantos momentos inesquecíveis. Em especial ao Gabriel De Grandi, que me acompanha desde o Ensino Médio e tem um lugar especial na minha vida. À Julia Schnack Weizenmann, por dividir tantos momentos comigo, pela parceria incomparável e pela linda amizade construída nesses 6 anos. Ao Maurício Ruschel, meu amigo do coração e conselheiro ao longo dessa trajetória. Ao Gustavo Albuquerque Senger e ao Mathias Perondi, vocês se tornaram peças essenciais na minha vida.

Agradeço à minha irmã do coração, Julia Tormen Fusinato, por sempre ter as palavras certas, por me acompanhar em cada passo e me mostrar o verdadeiro significado e valor de uma amizade.

Ao meu namorado, Gustavo Lemos Batista, por todo amor, carinho e suporte, e por ter vencido a distância e as dificuldades ao meu lado.

Agradeço também a Engenheira Julia Menegon, minha chefe, coorientadora e amiga, pelos incontáveis ensinamentos ao longo dos anos de estágio, por todo suporte no desenvolvimento desse trabalho e pela amizade construída.

Obrigada aos professores que se dispuseram a participar da Comissão Examinadora e a todos os demais que contribuíram para minha formação e meu crescimento, tanto profissional como pessoal.

Enfim, agradeço profundamente àqueles que me apoiaram e confiam no meu potencial. Obrigada.

O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo. Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas admiráveis."

José de Alencar

RESUMO

Este trabalho versa sobre a influência da variação da resistência à compressão do concreto (f_{ck}) adotada em projeto, quanto aos quantitativos, custos de material e custo global da superestrutura, objetivando apontar a solução mais vantajosa economicamente para a edificação em questão e cenário atual. Foi definido como modelo para basear o estudo um edifício de uso comercial com cinco pavimentos, modelado através da versão estudantil do Software TQS. Primeiramente, a comparação entre os projetos foi focada em alterações na resistência do concreto que permitissem levar as peças às mínimas dimensões possíveis, atendendo aos critérios de Estado Limite Último, Estado Limite de Serviço, atentando-se para a taxa máxima de armadura de 4% da área de concreto e limitando a estrutura à classificação de nós fixos. Num segundo momento, buscou-se verificar os ganhos quanto ao consumo de aço, quando mantidas seções constantes. Para ambas as propostas foram utilizados concretos C25, C30, C35, C40, C45 e C50. Por fim, foi feita a avaliação da viabilidade da utilização de concretos de alta resistência, nesse caso, restrita aos pilares devido a limitações do software, mantendo-se, portanto, vigas e lajes dimensionadas com concretos do grupo I. Constatou-se que as reduções relacionadas ao quantitativo de concreto, quando o aumento da resistência buscou tornar os elementos estruturais mais esbeltos, são mais significativas e, dessa forma, se comportam como a melhor alternativa para o edifício em estudo e cenário atual. Conclui-se que as curvas f_{ck} x custo, para ambas as soluções, tem seu ponto mínimo deslocado no sentido de maior resistência quando levado em conta custos relacionados à mão de obra. Por fim, constata-se que, para o edifício e cenário em estudo, quando levando em conta apenas orçamentos relacionados aos materiais, o concreto que resultou na solução mais vantajosa financeiramente é o de 30 MPa. Já quando incorporados custos referentes à mão de obra, esse valor passa para a faixa entre 40 e 45 MPa. Desta forma, pode-se inferir que a utilização de concretos de resistências mais altas podem resultar, inclusive para obras de pequeno porte como a utilizada no estudo, em economia quando feita uma análise global da composição de custos.

Palavras-chave: Resistência à compressão. Viabilidade econômica.
Projeto de concreto armado, Concreto de alta resistência

ABSTRACT

This work is about the influence of the adopted concrete compressive strength variation (f_{ck}) in terms of quantities, material costs and global superstructure cost, aiming to point out the most economically advantageous to the building concerned and current scenario. A commercial building with five floors was defined as a model to base the study, modeled through the student version of the TQS Software. First, the comparison between the designs was focused on changing the concrete strength that would allow the elements to its minimum possible dimensions, meeting the ULS and SLS, and respecting the 4% of concrete area maximum rebar rate and limiting the structure to behave as fixed nodes. Then, the study aimed to verify the gains in steel rebar consumption, when keeping constant element sections. For both proposals C25, C30, C35, C40, C45 and C50 concrete strength classes were used. Finally, the evaluation of viability of using high strength concretes was made, in this case, restricted to columns – due to software limitations – while keeping beams and slabs designed using group I concretes. Reductions related to concrete amount, when using high strength concretes aiming the structural elements to be slimmer, are more significant and therefore the best alternative for the studied building and current scenario. It can be concluded that the f_{ck} x cost curves, for both solutions, have their minimum point shifted towards higher concrete strengths when considering labour costs. Finally, for the building and scenario under study, when considering only material-related budgets, the most financially efficient solution is 30 MPa concrete. When costs related to labor are incorporated to the budget, the best solution changes to 40 and 45 MPa concretes. Thus, it can be concluded that using higher concrete strengths can result, even for small sized constructions, such as the one used in this study, in savings when a global analysis of cost composition is made.

Keywords: Compressive strength. Economic viability
Concrete project.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1– CURVA DE GAUSS PARA A RESISTÊNCIA DO CONCRETO À COMPRESSÃO.	18
FIGURA 2 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL. FONTE NBR 6118:2014.	19
FIGURA 3 - COBRIMENTOS DE ARMADURA. FONTE: NBR 6118:2014.	20
FIGURA 4 - VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE EM FUNÇÃO DO FCK. FONTE: NBR 6118:2014.	21
FIGURA 5 - MÉTODO DE GRELHA. (FONTE KIMURA, 2007. P. 119).	24
FIGURA 6 - MÉTODO DE PÓRTICO ESPACIAL. (FONTE KIMURA, 2007. P. 122).	24
FIGURA 7 - EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM LOCALIZADOS. FONTE: NBR 6118:2014.	27
FIGURA 8- DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO. FONTE NBR 6118:2014.	32
FIGURA 9 - PLANTA BAIXA.	39
FIGURA 10 - CORTE ESQUEMÁTICO.	39
FIGURA 11 - CONFIGURAÇÃO DO COEFICIENTE DE MOLA DO TQS.	41
FIGURA 12 - MAPA DE ISOPLETAS DO BRASIL. FONTE: NBR6123:1988.	42
FIGURA 13 - FATOR S2. FONTE: NBR 6123:1988.	43
FIGURA 14 - DADOS UTILIZADOS PARA CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO.	44
FIGURA 15 - CARGA VERTICAL DAS LAJES DOS PAVIMENTOS TIPOS.	45
FIGURA 16- CARGA VERTICAL DAS LAJES DE COBERTURA.	45
FIGURA 17- LANÇAMENTO DE PILARES.	47
FIGURA 18 - VISTA 3D DA EDIFICAÇÃO.	48
FIGURA 19 - DELINEAMENTO DE PESQUISA.	49
FIGURA 20 - CURVA DE EXTRAPOLAÇÃO DE CUSTOS DO CONCRETO.	54
FIGURA 21 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL PARA SEÇÕES MÍNIMAS (GRUPO I).	59
FIGURA 22 - CURVA FCK X CUSTO MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES MÍNIMAS (GRUPO I).	60
FIGURA 23 - PROPORÇÃO ENTRE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES MÍNIMAS (GRUPO I).	61
FIGURA 24 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL PARA SEÇÕES MÍNIMAS (GRUPO II).	62
FIGURA 25 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES MÍNIMAS (GRUPO II).	63
FIGURA 26 - PROPORÇÃO ENTRE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES MÍNIMAS (GRUPO II).	64

FIGURA 27 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL PARA SEÇÕES CONSTANTES (GRUPO I).....	66
FIGURA 28 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES CONSTANTES (GRUPO I).....	67
FIGURA 29 - PROPORÇÃO ENTRE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES CONSTANTES (GRUPO I).....	67
FIGURA 30 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL PARA SEÇÕES CONSTANTES (GRUPO II).	68
FIGURA 31 - CURVA FCK X CUSTO DE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES CONSTANTES (GRUPO II).	69
FIGURA 32 - PROPORÇÃO ENTRE MATERIAL E MÃO DE OBRA PARA SEÇÕES CONSTANTES (GRUPO II).	69
FIGURA 33 - COMPARATIVO DE CONSUMO DE CONCRETO.	70
FIGURA 34 - COMPARATIVO DE CONSUMO DE AÇO.	71
FIGURA 35 - COMPARATIVO ENTRE AS SOLUÇÕES COM RELAÇÃO AO CUSTO DE MATERIAIS.	72
FIGURA 36 - COMPARATIVO ENTRE AS SOLUÇÕES COM RELAÇÃO AO CUSTO DE MATERIAL E MÃO DE OBRA.	72
FIGURA 37 - SIMULAÇÃO DE AUMENTO DE 20% NO CUSTO DO CONCRETO.....	74
FIGURA 38 - SIMULAÇÃO DE AUMENTO DE 20% DO CUSTO DO AÇO.....	75
FIGURA 39 - SIMULAÇÃO DE AUMENTO DE 20% NO CUSTO DA MÃO DE OBRA.	75

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS	40
TABELA 2 - COBRIMENTOS DE PROJETO	40
TABELA 3 - COEFICIENTES DE ARRASTO	44
TABELA 4 - CARGAS VERTICAIS.....	45
TABELA 5 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES REALIZADAS PELO SOFTWARE.....	46
TABELA 6 - DIMENSÕES FINAIS DOS PILARES (GRUPO I).	50
TABELA 7 - DIMENSÕES FINAIS DAS VIGAS (GRUPO I).	51
TABELA 8 - DIMENSÕES FINAIS DAS LAJES (GRUPO I).	51
TABELA 9 - DIMENSÕES FINAIS DOS PILARES (GRUPO II).	52
TABELA 10 - DIMENSÕES FINAIS DAS VIGAS (GRUPO II).	52
TABELA 11 - DIMENSÕES FINAIS DAS LAJES (GRUPO II).....	52
TABELA 12 - ORÇAMENTOS DOS CONCRETOS (MATERIAL)	54
TABELA 13 - ORÇAMENTOS DOS CONCRETOS (MATERIAL)	55
TABELA 14- ORÇAMENTO DE AÇO.....	55
TABELA 15 - ORÇAMENTO DE MATERIAIS FÔRMAS	56
TABELA 16 - ORÇAMENTO DE MATERIAIS CONCRETO	56
TABELA 17 - ORÇAMENTO MÃO DE OBRA CONCRETO E FÔRMAS	56
TABELA 21 - QUANTITATIVO DE AÇO PARA SEÇÕES CONSTANTES.	65
TABELA 22 - QUANTITATIVO DE CONCRETO PARA SEÇÕES CONSTANTES.	65
TABELA 23 - QUANTITATIVO DE FÔRMAS PARA SEÇÕES CONSTANTES.	65
TABELA 26- RESUMO DOS RESULTADOS REFERENTES A CUSTOS	71

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1. OBJETIVOS	14
1.2. LIMITAÇÕES	15
2. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	17
2.1. BASES DE DIMENSIONAMENTO	21
2.1.2. <i>Estados Limites</i>	21
2.1.3. <i>Ações e combinações</i>	22
2.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	23
2.3. CARGAS DE VENTO	25
2.4. DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.....	26
2.5. PARÂMETROS DE INSTABILIDADE	26
2.5.2. <i>Coefficiente α</i>	27
2.5.3. <i>Coefficiente γz</i>	28
3. CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA	30
3.1. DIFERENÇAS NO DIMENSIONAMENTO PARA CONCRETOS DO GRUPO II	31
4. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NO CUSTO	36
5. MÉTODO DE PESQUISA.....	38
5.1. CONSIDERAÇÕES DO PROJETO ESTRUTURAL	38
5.1.2. <i>Parâmetros de projeto</i>	40
5.1.3. <i>Cargas de Vento</i>	41
5.1.4. <i>Cargas permanentes e cargas acidentais</i>	44
5.1.5. <i>Lançamento estrutural</i>	47
5.1.6. <i>Modelos</i>	48
5.2. ORÇAMENTO	53
6. RESULTADOS	57
6.1. SOLUÇÃO COM SEÇÕES TRANSVERSAIS MÍNIMAS.....	57
6.1.2. <i>Quantitativos</i>	57
6.1.3. <i>Orçamento de materiais utilizando concretos do Grupo I</i>	59
6.1.4. <i>Orçamentos de material e mão de obra para concretos do Grupo I</i>	60
6.1.5. <i>Orçamento de materiais utilizando concretos do Grupo II</i>	61
6.1.6. <i>Orçamentos de material e mão de obra para concretos do Grupo II</i>	63
6.2. SOLUÇÃO MANTENDO SEÇÕES TRANSVERSAIS CONSTANTES	64
6.2.2. <i>Quantitativos</i>	64
6.2.3. <i>Orçamento de materiais utilizando concretos do grupo I</i>	65
6.2.4. <i>Orçamento de material e mão de obra utilizando concretos do grupo I</i>	66
6.2.5. <i>Orçamento de materiais utilizando concretos do grupo II</i>	68
6.2.6. <i>Orçamento de materiais e mão de obra dos concretos do grupo II</i>	68
6.3. COMPARAÇÃO ENTRE AS SOLUÇÕES PROPOSTAS	70
7. ANÁLISE DE CENÁRIOS	74
8. CONCLUSÃO	77
REFERÊNCIAS	80

APÊNDICE A	83
APÊNDICE B.....	85
APÊNDICE C	87
APÊNDICE D	89
ANEXO A.....	91

1. INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos mais importantes e utilizados materiais estruturais da construção civil. Trata-se de uma solução que oferece propriedades de resistência, durabilidade e rigidez, além de versatilidade e baixo custo, se comparado a outras opções construtivas. Alia as características de resistência à compressão do concreto com a resistência à tração e à compressão do aço, resultando em um material com propriedades que garantem um comportamento adequado frente às diferentes solicitações de projeto.

O concreto é um material composto, de estrutura bastante complexa, que consiste essencialmente em agregados graúdos e miúdos com granulometria tal que permite uma elevada compactidade, unidos por um aglomerante hidráulico. Sua principal característica mecânica é dada por sua resistência a esforços de compressão, a qual varia conforme a dosagem e escolha dos materiais.

A partir da adoção do cimento Portland como aglomerante na produção de concretos, que se deu ainda no século XIX, e com as constantes modificações sofridas em sua composição, foi possível perceber um ganho gradual de resistência do material ao longo do tempo. O avanço da ciência, tecnologia e inovação ocorrido nas últimas décadas aplicado aos materiais (cimentos mais finos, aditivos químicos e adições minerais) acarretou uma evolução significativa nos concretos. Esta evolução pode ser verificada no expressivo aumento no valor da resistência à compressão nas primeiras idades com diminuição do consumo de cimento (PACHECO, 2006).

Atualmente, com o grande aumento da demanda de projetos de engenharia para obras de maior porte, esbeltez e complexidade arquitetônica, a necessidade pelo avanço desses materiais se acentuou ainda mais. Assim, foram desenvolvidos os concretos de alta resistência. Com a utilização de aditivos e adições foi possível obter ganhos nas propriedades mecânicas do material. Ainda, foi possível garantir a trabalhabilidade quimicamente, sem a necessidade de aumentar o fator água/cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Tais características conferiram ao concreto um ganho considerável de resistência e durabilidade.

O aumento da resistência do concreto permite, entre outras vantagens, a redução das seções transversais das peças, resultando, portanto, em estruturas mais esbeltas, com menor consumo de material e, conseqüentemente, com peso próprio inferior. Ainda, podem ser quantificados ganhos relacionados à área útil da edificação e durabilidade da mesma (DAL MOLIN; WOLF, 1990). Tal aumento de resistência tem efeitos mais significativos no caso de

elementos estruturais submetidos à compressão (pilares). Em contrapartida, os valores de mercado dos concretos de maiores resistências tendem a ser consideravelmente mais elevados. Nesse contexto, há dúvida por parte dos construtores e projetistas sobre qual a opção mais viável economicamente diante da variedade de concretos e concepções de projeto possíveis.

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), que rege os projetos de concreto armado, considera como concreto para fins estruturais aqueles com resistência característica à compressão (f_{ck}) a partir de 25 MPa para zonas urbanas, em função da qualidade mínima exigida da camada de cobrimento. Anteriormente à última atualização da norma supracitada, esta considerava concretos de no máximo 50 MPa. Somente a partir de 2014, a norma passou a aceitar a utilização de concretos acima de 50 MPa e passou a classifica-los, então, como Grupo I (C20 a C50, que correspondem a classes de resistência de 20 MPa e 50 MPa, respectivamente) e Grupo II (C55 a C90, classes de resistência de 55 MPa e 90 MPa, respectivamente).

Visto que a incorporação dos concretos de alta resistência à norma é recente e que as formulações específicas para tal grupo tendem a ser bastante mais restritivas, decorrência duma menor experiência com o uso de tais concretos e de um conjunto limitado de resultados de estruturas com maior tempo de uso, a redução de seções transversais e/ou armaduras e as vantagens econômicas, nesse caso, podem não se concretizar em função de uma formulação mais conservativa.

1.1. Objetivos

Dadas as condições anteriores, este trabalho tem por objetivo a análise das consequências da utilização de diferentes resistências dos concretos em termos de redução de seções transversais e quantidades de materiais, buscando, portanto, apontar a solução mais vantajosa economicamente para a edificação em estudo no cenário atual.

Para isso, com o auxílio do software de cálculo estrutural TQS, foram desenvolvidos projetos para uma dada edificação utilizando concretos das classes C25, C30, C35, C40, C45 e C50, com configurações em que as vigas, lajes e pilares têm as menores seções possíveis que ainda atendam aos critérios de Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço da NBR6118:2014. Além disso, variantes desses projetos foram desenvolvidos para os concretos das classes C30 a C50 mantendo-se fixadas as seções transversais das diversas peças estruturais obtidas para o concreto de classe C25, resultando em modificações nas taxas de armadura. Por fim, foi feita a análise dos resultados decorrentes do uso de concretos do Grupo II para os

pilares, com lajes e vigas utilizando concretos do grupo I, a fim de verificar a viabilidade econômica dessa solução.

Como objetivo secundário, o desenvolvimento do trabalho incluiu aprender a utilizar o software TQS, com relação a modelagem, lançamento estrutural e análise do dimensionamento, uma vez que se trata de um programa comercial de amplo emprego na elaboração de projetos estruturais.

1.2. Limitações

Devido à versão do software TQS disponível no início do desenvolvimento da pesquisa ser a Versão Estudantil, foram impostas algumas limitações ao modelo de edificação utilizada como base para os projetos:

- a) Número máximo de 5 pavimentos para edificação;
- b) Utilização de concretos do Grupo II (C55 a C90) restrita a pilares;
- c) Número de nós limitados, impossibilitando o dimensionamento da escada, que foi modelada apenas como carga;
- d) Não puderam ser definidos carregamentos de temperatura e retração;
- e) As regras de combinações de cargas dadas pelo programa não puderam ser editadas;
- f) A versão estudantil do software não faz análise não linear geométrica - P-Delta, não calcula pórtico não linear físico e geométrico – NLFG e não realiza análise por efeito incremental de cargas. Visto que o software não amplifica as cargas horizontais, tais restrições foram responsáveis por limitar os projetos a comportamento de nós fixos.
- g) A versão estudantil do software não permite a análise das cargas de vento atuando em cada face da edificação de forma excêntrica, como prevê a NBR 6123:1988 Forças devidas ao vento em edificações, de forma que as forças de arrasto devidas ao vento foram consideradas nos dois sentidos de cada direção de forma centrada em relação às faces de barlavento da edificação.

Como a versão 2019 da NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019) somente se tornou disponível no final de setembro, na fase final deste trabalho, os dimensionamentos foram feitos tomando como base a versão anteriormente vigente, a NBR 6120:1980.

Além disso, houve dificuldade na obtenção de orçamentos por parte das empresas fornecedoras de concretos para concretos do grupo II, portanto foram utilizados, nesses casos, resultados extrapolados a partir dos valores dos concretos do Grupo I.

As normas utilizadas serão referenciadas por NBR número:ano para facilidade de leitura e fluidez do texto, contudo, nas referências as mesmas estarão como “ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR: número, ANO”.

2. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

As estruturas de concreto armado são comuns em todos os países do mundo, caracterizando-se como o sistema estrutural mais utilizado no Brasil. O aço foi incorporado ao concreto com o intuito de melhorar as deficiências relacionadas à sua resistência à tração. A união desses dois materiais foi responsável pelo desenvolvimento de um material estrutural composto que se comporta de forma monolítica e que atende às mais variadas solicitações de projeto. As vantagens relacionadas à possibilidade de moldar variadas formas e concepções arquitetônicas, a facilidade de execução, versatilidade, o baixo custo e as propriedades mecânicas explicam seu destaque no cenário mundial e sua larga escala de utilização, nos mais variados tipos de construção.

O concreto armado é um material composto, constituído por concreto simples e barras de aço. Os dois materiais constituintes devem agir solidariamente para resistir aos esforços a que forem submetidos e devem ser dispostos de maneira a utilizar econômica e racionalmente as resistências próprias de cada um deles. As propriedades que interessam ao estudo do concreto armado são a resistência à ruptura e a deformabilidade, quer sob a ação de variações das condições ambientes, quer sob a ação de cargas externas (BESSA, 2017). Tais propriedades são determinadas a partir de ensaios, executados em condições específicas. Geralmente, os ensaios são realizados para controle da qualidade e atendimento às especificações (PINHEIRO, 2007). Conforme Helene e Terzian (1993, p. 103):

“[...] não há dúvida que a propriedade do concreto que melhor o qualifica é a resistência à compressão. Desde que na sua dosagem e preparação tenham sido levados em conta também os aspectos de trabalhabilidade e durabilidade, optando-se por determinada curva granulométrica, tipo e classe de cimento e relação água/cimento e, conseqüentemente, resultando numa certa resistência à compressão. Qualquer modificação na uniformidade, natureza e proporcionamento dos materiais poderá ser indicada por uma variação na resistência. A resistência à compressão é uma propriedade muito sensível, capaz de indicar com presteza as variações na qualidade de um concreto”.

Para estimar o valor da resistência a compressão do concreto (f_c) são moldados e preparados corpos de prova para ensaio segundo a NBR 5738:2015 – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto, os quais são ensaiados segundo a NBR 5739:2018 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.

Salienta-se que a resistência do concreto não é uma grandeza determinística, mas está sujeita a dispersões cujas causas principais são variações aleatórias da composição, das condições de fabricação e da cura. Além destes fatores aleatórios, existem também influências sistemáticas como: influência atmosférica (verão/inverno), mudança da origem de fornecimento das matérias primas e turmas de trabalho (BESSA, 2017).

A partir da quantidade de corpos de prova ensaiados e dos valores de resistência a compressão f_c , é possível desenhar a curva de densidade de frequência, também conhecida como Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal para a resistência do concreto à compressão (Figura 1).

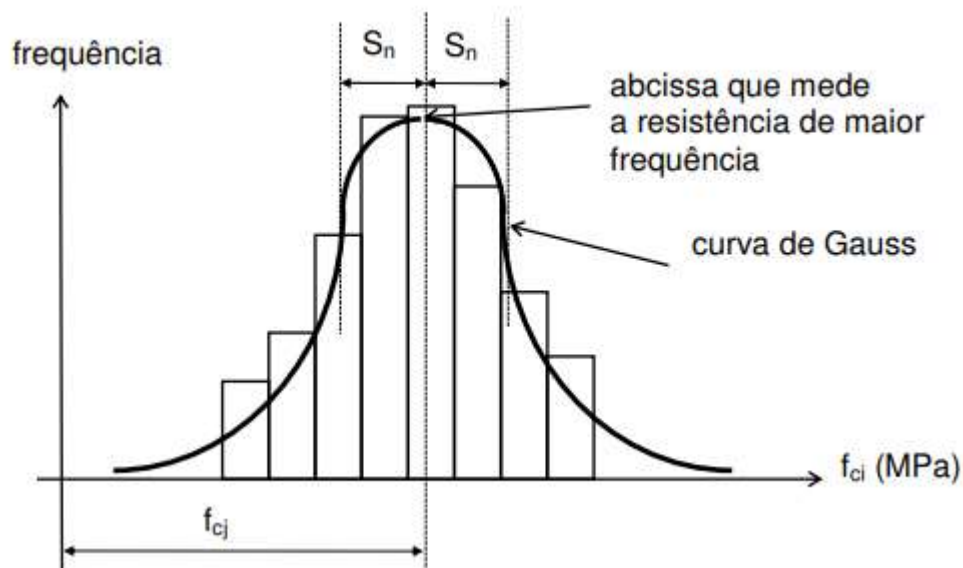


Figura 1– Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão. Fonte: BESSA, 2017

Da curva de Gauss é possível obter a resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) e calcular a resistência característica à compressão (f_{ck}). O valor de f_{cm} é dado pela média aritmética dos valores de f_c para o conjunto de corpos de prova ensaiados e é utilizado no cálculo da resistência característica (f_{ck}) a partir da equação 1, prevista pela NBR6118:2014.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65\sigma \quad (\text{Equação 1})$$

Sendo:

σ = desvio padrão, que corresponde à distância entre a abscissa de f_{cm} e o ponto de inflexão da curva.

O valor 1,65 corresponde a quantia de 5%, ou seja, apenas 5% dos corpos de prova possuem $f_c < f_{ck}$, ou, ainda, 95% dos corpos-de-prova possuem $f_c \geq f_{ck}$. Portanto, pode-se

definir f_{ck} como sendo o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos-de-prova de um determinado lote de concreto.

Os concretos podem ser classificados, segundo a NBR 8953:2015 – Concretos para fins estruturais, em classes de resistências conforme o valor de seu f_{ck} . Por exemplo, um concreto C20 é um concreto com $f_{ck} = 20$ MPa. Segundo a NBR 6118:2014, em estruturas de concreto armado podem ser utilizados os concretos do grupo I (C15, C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50) e grupo II (C55, C60, C65, C70, C75, C80, C85, C90). A classe C15 pode ser adotada apenas em obras provisórias ou concretos sem fins estruturais, conforme NBR 8953:2015.

Conforme item 6.4.2 da NBR 6118:2014, “nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 6.1 da norma e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes”. A tabela supracitada é apresentada na figura 2.

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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 ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).

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

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

Figura 2 - Classe de agressividade ambiental. Fonte NBR 6118:2014.

A durabilidade de uma estrutura é altamente dependente das características do material, da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Tal parâmetro depende, essencialmente, da classe de agressividade ambiental no qual o elemento está inserido, e varia

conforme o componente estrutural, conforme Tabela 7.2 da NBR 6118:2014, apresentada na Figura 3.

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b 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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Figura 3 - Cobrimentos de armadura. Fonte: NBR 6118:2014.

Outra propriedade importante do concreto principalmente no que diz respeito ao Estado Limite de Serviço (ELS), explicado em item posterior, é o módulo de elasticidade, que varia conforme a resistência à compressão do material (f_{ck}). Segundo a NBR 6118:2014, item 8.2.8, “quando não forem feitos ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de deformação inicial” utilizando para isso a equação 2 para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa e a equação 3 para f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa. A Figura 4 apresenta os valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência à compressão do concreto.

$$E_{ci} = \alpha E 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{Equação 2})$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \alpha E (f_{ck} / 10 + 1,25)^{1/3} \quad (\text{Equação 3})$$

Sendo:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário

$\alpha_E = 0,7$ para arenito

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Figura 4 - Valores de módulo de elasticidade em função do f_{ck} . Fonte: NBR 6118:2014.

Conforme a norma supracitada, na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante (E_{cs}). O módulo de deformação secante E_{cs} a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, deve ser calculado pelas equações 4 e 5.

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{Equação 4})$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 (f_{ck} / 80) \leq 1 \quad (\text{Equação 5})$$

2.1. Bases de dimensionamento

Os parâmetros e métodos de cálculo para dimensionamento de estruturas de edifícios de concreto armado são regidos pela NBR 6118:2014. As cargas a serem consideradas são definidas pela NBR 6120:1980 e as cargas de vento previstas pela NBR 6123:1988.

2.1.2. Estados Limites

Uma estrutura, ou parte dela, é considerada inadequada à sua finalidade quando ela atinge um estado particular, dito estado limite, no qual ela não atende critérios condicionantes

ao seu comportamento ou ao seu uso. O objetivo do cálculo de uma estrutura em concreto armado é o de garantir, a um só tempo, estabilidade, conforto e durabilidade (BESSA, 2017).

Segundo a NBR 6118:2014, item 3.2.1, o conceito de Estado Limite Último é: “Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”. Corresponde ao máximo da capacidade portante, podendo originar-se de perda de estabilidade, ruptura de seções críticas e transformação da estrutura em mecanismos (ruptura após plastificação). A capacidade portante da estrutura é obtida com as cargas majoradas e as resistências dos materiais minoradas. Considera-se que uma peça tenha atingido sua capacidade limite quando, na fibra mais comprimida de concreto, o encurtamento é igual ao valor último convencional (ϵ_c para compressão simples ou ϵ_{cu} para flexão ou flexo-compressão) ou quando na armadura tracionada a barra de aço mais tracionada tem o alongamento igual ao valor último convencional ($\epsilon_s = 10\%$).

Por outro lado, segundo a NBR 6118:2014, os Estados Limites de Serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

2.1.3. Ações e combinações

Conforme capítulo 11 da NBR 6118:2014, “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço. As ações a considerar classificam-se de acordo com a NBR 8681:2003 em: permanentes, variáveis e excepcionais”.

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas como permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. São classificadas como ações permanentes diretas, constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes, e ações permanentes indiretas, constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

Ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção e pela ação do vento e da chuva, devendo-se respeitar prescrições feitas por normas

brasileiras específicas. As cargas acidentais devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações previstas na norma, e correspondem a cargas verticais de uso da construção; cargas móveis, considerando o impacto vertical; força longitudinal de frenagem ou aceleração; vento e água. Já as ações variáveis indiretas são constituídas por variações uniformes e não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

Segundo a NBR 6118: 2014 valores característicos F_k das ações são estabelecidos em função da variabilidade de suas intensidades. As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser:

- a) os valores característicos;
- b) valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- c) valores reduzidos, em função da combinação de ações.

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , definido no item 11.7 da NBR 6118:2014.

2.2. Métodos de dimensionamento

O software TQS, utilizado neste estudo, adota como solução de cálculo a associação entre o método de grelhas para os pavimentos, somado à análise por pórtico espacial para a estrutura do edifício como um todo. Este primeiro método, ilustrado na figura 5, é muito utilizado para a análise isolada de um pavimento de edifício e consiste na utilização de barras horizontais para representar vigas e um conjunto de barras para modelar as lajes, resultando em uma malha horizontal. (KIMURA, 2007, p. 118).

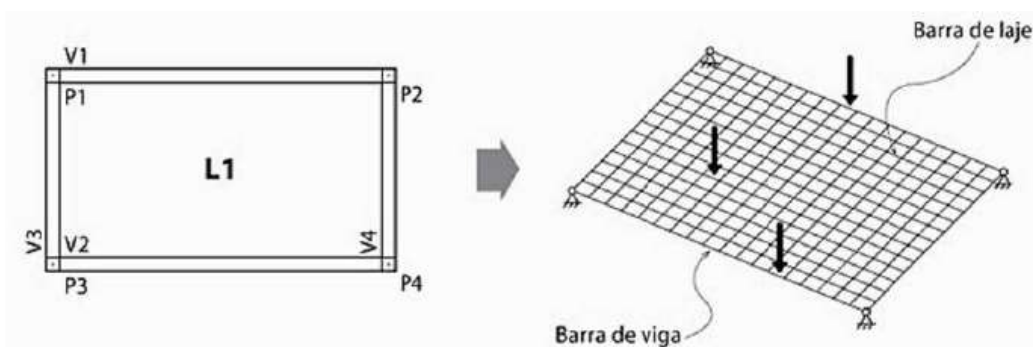


Figura 5 - Método de grelha. (Fonte Kimura, 2007. p. 119).

Esse modelo se limita, no entanto, às ações verticais no pavimento, não possibilitando análise dos efeitos das ações horizontais. Apesar disso, seus resultados são de fácil compreensão e análise quando utilizados por sistemas gráficos computacionais (KIMURA, 2007, p. 120).

Para análise global, dada a restrição desse modelo para considerar cargas horizontais, o software dispõe de uma verificação completa por pórtico espacial. Nesse modelo, representado na figura 6, vigas e lajes são representados por barras horizontais. É possível, portanto, representar a edificação de forma tridimensional e, por essa razão, é possível a aplicação de ações horizontais e verticais. Este modelo permite a visualização precisa do comportamento da estrutura, bem como a análise de deslocamento horizontal. Nesse caso as lajes costumam ser representadas como diafragmas rígidos. (KIMURA, 2007, p. 122).

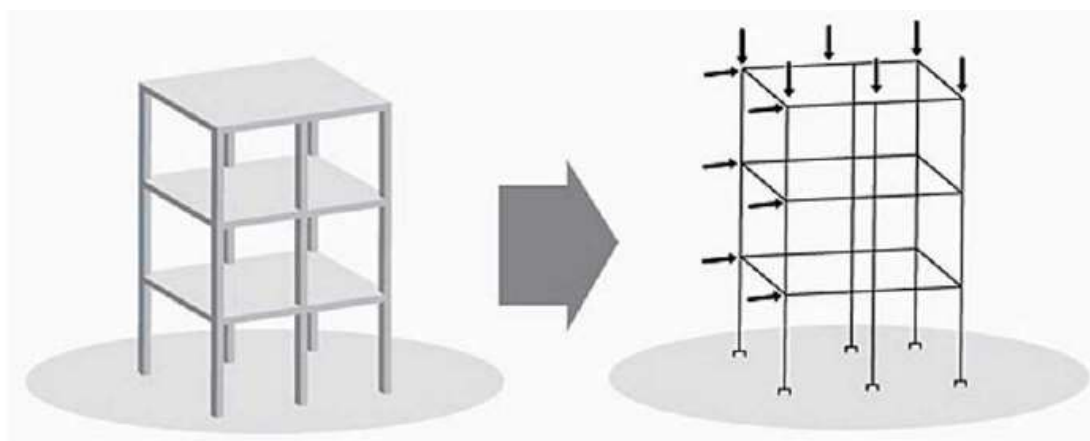


Figura 6 - Método de pórtico espacial. (Fonte Kimura, 2007. p. 122).

Uma importante etapa do projeto consiste na análise estrutural e trata da avaliação de esforços e deslocamentos nos elementos estruturais. Tem por objetivo, segundo a NBR 6118:2014, “[...] determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar

verificações de estado limite último e de serviço”. Seu resultado tem influência direta no dimensionamento da edificação como um todo e, por isso, uma análise crítica tem grande importância (KIMURA, 2007, p. 111).

Quando uma estrutura é carregada, os esforços devido às combinações de ações se distribuem através dos elementos estruturais até os apoios do edifício. Cada elemento é responsável, portanto, por absorver parte dos esforços. É indispensável que o projetista entenda de que forma as tensões se distribuem e como a estrutura se comporta (KIMURA, 2007, p. 190). Ainda sobre a distribuição de esforços, Kimura (2007, p.193) explica que “Os esforços solicitantes oriundos das ações em um edifício são distribuídos de acordo com a rigidez relativa entre os elementos que compõem a sua estrutura. O esforço sempre tenderá a migrar para as regiões que possuem maior rigidez”.

2.3. Cargas de vento

Segundo o procedimento de cálculo estabelecido pela NBR 6123:1988, as forças estáticas devidas ao vento são determinadas do seguinte modo:

a) Inicialmente é definida a velocidade básica do vento, V_0 , adequada ao local onde a estrutura será construída, que é determinada de acordo com o mapa de Isopletras (Figura 1 da NBR 6118:2014);

b) Com esse valor definido, a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k , para a parte da edificação em consideração, de acordo com 5.2 a 5.5 da NBR 6118, sendo S_1 o fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno, S_2 o fator que considera rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno e S_3 o fator estatístico que classifica o grau de segurança requerido, de acordo com o uso, conforme equação 6.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{Equação 6})$$

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, F_g , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto (F_a) é obtida pela equação 7.

$$F_a = C_a q A_e \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra").

A força do vento é calculada para cada pavimento considerando na Velocidade Característica o valor de S_2 correspondente à altura em relação ao nível do chão de cada pavimento, e como Área Efetiva a área limitada por 0,5 da altura do andar acima e 0,5 do andar abaixo do pavimento, na face de barlavento da edificação. A distribuição dessa força pela estrutura é feita diretamente pelo modelo de pórtico espacial, com a consideração de que os pavimentos se comportam como diafragmas rígidos para forças e deslocamentos no seu plano.

2.4. Deslocamentos máximos

Deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Esses valores são estipulados pela Tabela 13.3 da NBR 6118:2014 e classificados por tipo de efeito e razão da limitação.

Da Tabela supracitada, obtém-se como deslocamento máximo vertical (flechas) para vigas e lajes, quando se trata de aceitabilidade sensorial, por razões visuais de deslocamento dos elementos estruturais, o valor de $L/250$, sendo L o menor vão das lajes e o comprimento das vigas, suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Salienta-se que, em caso de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço. É possível extrair, ainda, o valor máximo de deslocamento horizontal no topo do edifício e entre pavimentos, dado por $H/1750$ e $H_i/850$, respectivamente, sendo H a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

2.5. Parâmetros de instabilidade

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas (Figura 7). O efeito de 2ª ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões.

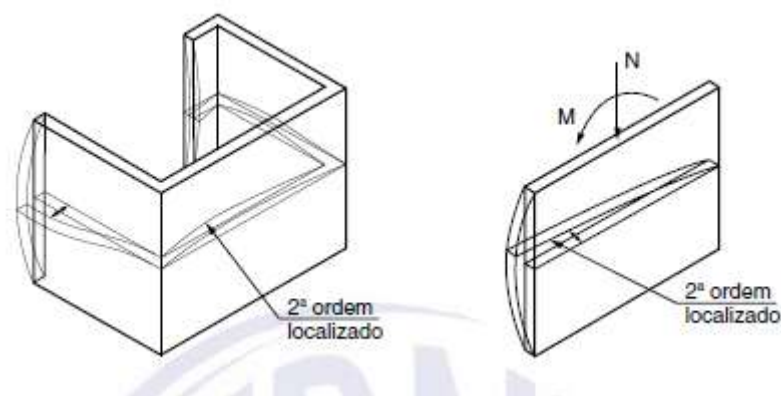


Figura 7 - Efeitos de segunda ordem localizados. Fonte: NBR 6118:2014

Dessa forma, a NBR 6118:2014 classifica as estruturas, para efeito de cálculo, em:

a) Estruturas de nós fixos: quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

b) Estruturas de nós móveis: aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

Os processos aproximados, apresentados nos itens 15.5.2 e 15.5.3 da NBR6118:2014, referentes aos cálculos dos coeficientes α e γ_z , podem ser utilizados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, ou seja, para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, sem necessidade de cálculo rigoroso, ou não.

2.5.2. Coeficiente α

Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme as equações 8.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{Nk (EcsIc)} \quad (\text{Equação 8})$$

Sendo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ se: } n \leq 3$$

$$a_1 = 0,6 \text{ se: } n \geq 4$$

n = número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

$E_c I_c$ = representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_c I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares. A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada das seguintes formas:

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

2.5.3. Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez dados no item 15.7.3 da NBR 6118:2014. O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela equação 9.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

(Equação 9)

Onde:

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

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma z \leq 1,1$. Quando $1,1 \leq \gamma z \leq 1,3$, é possível considerar os efeitos de segunda ordem de forma aproximada, através de análises de primeira ordem, multiplicando-se as cargas horizontais por $0,95 \gamma z$. Quando o valor de γz excede 1,30, se faz obrigatória a avaliação precisa dos efeitos de segunda ordem, utilizando, por exemplo, o método P-delta, uma maneira de avaliar a influência dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira.

3. CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA

O concreto é um material composto, constituído essencialmente por cimento, água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita). O aperfeiçoamento desse material ao longo da história foi possível devido ao desenvolvimento de adições e aditivos químicos capazes de melhorar ou modificar suas características básicas. O que define as propriedades do material, tanto no estado fresco quanto endurecido, é o proporcionamento e escolha dos materiais, bem como os cuidados com execução e cura. Conforme Tutikian et al. (2011, p. 1284):

“A incorporação de outros elementos no concreto, como aditivos, adições minerais, pigmentos e fibras e o uso de técnicas de execução diferenciadas, como a cura a altas temperaturas e pressões, permitem a obtenção de concretos de última geração, que poderiam, teoricamente, atender a qualquer solicitação de projeto, permitindo a execução de estruturas esbeltas, duráveis e seguras para o usuário final”.

Conforme explica Alves (2000), com o aumento das exigências do mercado quanto ao desempenho estrutural, surgiu a necessidade de produção de concreto com resistências mecânicas maiores do que as do concreto comumente empregado. É desenvolvido, então, o chamado concreto de alta resistência (CAR), que vem ao encontro dessas necessidades, pois pode ser submetido a tensões mais elevadas, trazendo uma série de vantagens estruturais.

Segundo Neville (1997, p. 663), “O que faz com que o concreto seja de alto desempenho é uma relação água/cimento muito baixa: sempre menor que 0,35, muitas vezes em torno de 0,25 e ocasionalmente até 0,20”. Conforme comenta Aitcin (2000, p. 5), com o uso de aditivos superplastificantes para obter menor relação água/cimento e, dessa forma, aumentar a resistência à compressão do concreto, notou-se ganho em propriedades importantes como módulo de elasticidade e durabilidade. Aitcin (2000, p. 110) ainda considera que:

“À medida que a porosidade da pasta diminui, a resistência do concreto aumenta, desde que os agregados, particularmente os graúdos, sejam resistentes o bastante. Assim, a seleção e o proporcionamento dos ingredientes do concreto de alto desempenho são uma questão muito mais crítica do que no caso do concreto usual”.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), a vantajosa relação custo/benefício da utilização de concretos de alta resistência em comparação ao aço, aliada a maior velocidade de execução permitida, fizeram com que boa parte dos edifícios altos antes executados em aço passassem a ser construídos em concreto. Dafico (1997) considera que, desde que convenientemente dosado, o concreto possui uma das melhores relações custo/resistência mecânica entre os materiais estruturais.

Um fator determinante no aumento do consumo de CAR no Brasil é revisão da NBR 6118:2014 que deixa de fixar o valor máximo para resistência à compressão do concreto (f_{ck}) em 50MPa, passando a incorporar um grupo de concretos que chegam a resistências de até 90MPa. De acordo com o texto da referida norma, “esta Norma se aplica aos concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II, da ABNT NBR 8953, até a classe C90”. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 22).

3.1. Diferenças no dimensionamento para concretos do Grupo II

Com relação às diferenças nas propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência, classificados como Grupo II pela NBR 6118:2014, um aspecto importante é a evolução da resistência com a idade. Para os concretos de alta resistência, as propriedades mecânicas se desenvolvem muito mais rapidamente do que nos concretos de resistências usuais. Segundo De Larrard & Malier (1989), este rápido crescimento das resistências é provocado pela proximidade inicial dos grãos de cimento na mistura fresca, bem como pelo papel acelerador da sílica ativa. O Comitê 363 do ACI (1992) justifica tal comportamento em razão do calor de hidratação gerado em decorrência dos altos consumos de cimento do CAR.

Segundo VANDERLEI (1999), “a curva tensão x deformação, na compressão, tem uma forma dependente da resistência. Observam-se nas curvas que há encurtamentos diferentes para as tensões máximas, sendo que para os CAR estes alongamentos são da ordem de 2‰ e para os concretos de resistências usuais são de 3‰. O encurtamento de ruptura dos CARs fica em torno de 3,5‰ e dos concretos usuais varia entre 5‰ e 6‰”.

Já o aumento do módulo de deformação dos concretos de alta resistência em relação aos concretos convencionais pode ser explicado, segundo DE LARRARD e MALIER (1989), pela maior rigidez da argamassa e maior aderência pasta – agregado. Contudo, o aumento do módulo de deformação não ocorre proporcionalmente ao aumento da resistência à compressão.

Conforme explica DUCATTI (1993), o módulo de elasticidade do CAR é fortemente afetado pelas propriedades elásticas do agregado graúdo. A boa aderência na interface desse material com a argamassa resulta em um material composto, cujos componentes são a pasta de cimento e o agregado graúdo.

Dadas as diferenças das propriedades mecânicas observadas no concreto com o aumento da resistência à compressão, a NBR 6118:2014, quando incorporou em seu texto o grupo II de concretos, com resistências entre 55 MPa e 90 MPa, previu algumas diferenças no

dimensionamento e formulações específicas às classes de concreto de alta resistência - mais conservativas para esses casos, devido a menores experiências de utilização a longo prazo, quando comparado aos concretos usuais.

Além da diferença no cálculo do módulo de elasticidade, apresentado nas equações 2 e 3, no capítulo 2, a norma ainda prevê alterações no diagrama tensão-deformação idealizado, utilizado na análise do Estado Limite último, no cálculo da tensão σ_c . A diferença é percebida no valor de n da equação 10, que assume valores diferentes para concretos do Grupo I e do Grupo II (Figura 8). Ademais, os valores a serem adotados para os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) também sofrem distinções para concretos das classes C55 a C90.

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{Equação 10}$$

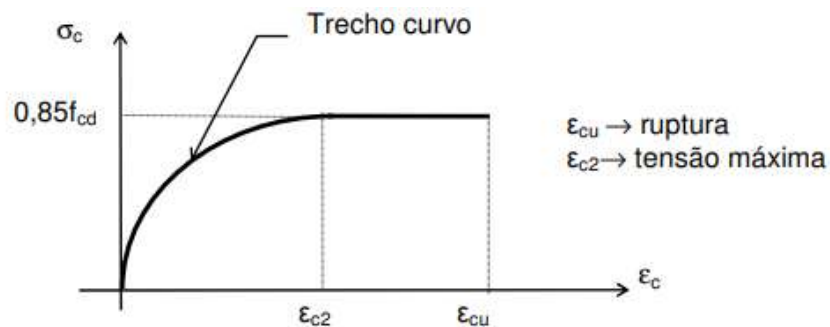


Figura I-3: Diagrama tensão – deformação.

Para concretos do grupo I (C20 a C50):

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰} \quad \epsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad n = 2$$

Para concretos do grupo II (C55 a C90):

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 2\text{‰} + 0,085\text{‰} (f_{ck} - 50)^{0,53} \\ \epsilon_{cu} &= 2,6\text{‰} + 35\text{‰} [(90 - f_{ck}) / 100]^4 \\ n &= 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck}) / 100]^4 \end{aligned}$$

Figura 8- Diagrama tensão deformação. Fonte NBR 6118:2014.

A distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido no item 8.2.10.1 da NBR6118:2014, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$, com f_{cd} definido em 12.3.3 da mesma norma. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo

de profundidade $y = \lambda x$, no qual o valor do parâmetro λ assume valores distintos para os concretos do Grupo I e do Grupo II, conforme equações 11 e 12:

$$\lambda = 0,8, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 11})$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400, \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 12})$$

Nesse caso, a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:

a) $\alpha_c f_{cd}$, no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

b) $0,9 \alpha_c f_{cd}$, no caso contrário.

Sendo:

$\alpha_c = 0,85$ para concretos de classes até C50,

$\alpha_c = 0,85 [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$ para concretos de classes de C50 até C90.

A resistência à tração direta f_{ct} , também sofre alterações para as diferentes classes de concreto. O seu valor médio ou característico pode ser estimado por meio das equações 13 e 14.

$$f_{ctk, inf} = 0,7 f_{ct, m} \quad (\text{Equação 13})$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 f_{ct, m} \quad (\text{Equação 14})$$

a) para concretos de classes até C50, tem-se a equação 15.

$$f_{ct, m} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Equação 15})$$

b) para concretos de classes C55 até C90, tem-se a equação 16.

$$f_{ct, m} = 2,12 \ln (1 + 0,11 f_{ck}) \quad (\text{Equação 16})$$

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade. Para proporcionar o adequado

comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) Para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, definido pela equação 17

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (\text{Equação 17})$$

- b) Para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa, dado pela equação 18.

$$\frac{x}{d} \leq 0,35 \quad (\text{Equação 18})$$

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como, por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões. Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido δM , deve ser limitada por:

- a) Para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa (equação 19):

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\delta - 0,44}{1,25} \quad (\text{Equação 19})$$

- b) Para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa (equação 20):

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\delta - 0,56}{1,25} \quad (\text{Equação 20})$$

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

- a) $\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
 b) $\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

É dispensada na análise plástica, conforme item 14.5.4, a verificação explícita da capacidade de rotação plástica, desde que a posição da linha neutra seja limitada em:

- a) Para $f_{ck} \leq 50$ MPa, pela equação 21:

$$x/d \leq 0,25 \quad (\text{Equação 21})$$

- b) Para $f_{ck} > 50$ MPa, pela equação 22:

$$x/d \leq 0,15 \quad (\text{Equação 22})$$

Por fim, entre as diferenças e observações referentes ao dimensionamento para estruturas utilizando concretos de alta resistência, uma nota apresentada no capítulo 18.4.3 da NBR6118:2014, sugere: “Com vistas a garantir a ductilidade dos pilares, recomenda-se que os espaçamentos máximos entre os estribos sejam reduzidos em 50 % para concretos de classe C55 a C90, com inclinação dos ganchos de pelo menos 135 °”.

4. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NO CUSTO

Há muitas vantagens em utilizar concretos de alto desempenho em estruturas, pois seu uso em edifícios altos viabiliza pilares de menores dimensões, aumentando desta maneira o espaço útil dos diversos pavimentos, aumentando também sobremaneira a durabilidade das estruturas executadas com o mesmo (DAL MOLIN; WOLF, 1990). A opção pelo uso do concreto de alto desempenho pode levar à redução das dimensões ou do número de elementos estruturais, do custo e do tempo de execução de estruturas de concreto e também ao aumento potencial da durabilidade. O emprego do concreto de alto desempenho é mais vantajoso no caso de elementos estruturais submetidos à compressão, sendo a relação tensão de compressão-deformação uma característica importante do concreto para análise do comportamento desses elementos (PAULA, 2007).

Dal Molin e Wolf (1990) compararam um pavimento de um edifício convencional de 15 andares e área tipo 320 m², calculado com concretos de fck 21 MPa e fck 60 MPa, demonstrando que há uma tendência clara de redução de custos com o aumento da resistência do concreto, chegando a 12% do valor total da estrutura ao passar do fck menor para o maior.

Outro estudo comparativo, realizado por SANTOS et al. (2016), avaliou a viabilidade da utilização de concreto de alto desempenho em dois edifícios altos de concreto armado, um com 30 pavimentos (edifício 1) e outro com 20 pavimentos (edifício 2) e núcleo rígido, dimensionados com concreto convencional (fck 25MPa) e recalculados com o fck dos pilares variando de 25 MPa a 50 MPa ao longo dos pavimentos.

Os resultados obtidos demonstraram que o concreto de alto desempenho, se utilizado racionalmente, pode proporcionar grandes vantagens às estruturas altas ao qual será empregado. Em ambos os edifícios estudados no trabalho, a opção por variar as resistências à compressão do concreto ao longo dos pavimentos para os pilares, foi mais favorável economicamente. A economia obtida considerando o custo de toda a estrutura, é de 10,70% para o edifício 1 e 6,35% para o edifício 2, contabilizando apenas gastos com materiais (formas, armadura e concreto).

Um terceiro estudo, publicado por DAL MOLIN et al. (2015), foi realizado a fim de comparar a utilização de concreto de alto desempenho com concreto convencional, nesse caso em um edifício de 21 andares, de área de 298 m² por pavimento. Para isso foram utilizadas duas soluções. O Modelo I constitui-se de uma estrutura onde o fck foi mantido em 25 MPa ao longo dos pavimentos e a seção transversais dos pilares foi variada. Já no modelo II as seções dos

pilares foram mantidas constantes ao longo de todos os pavimentos, variando-se somente a resistência à compressão dos pilares. Concluiu-se, com base no estudo desenvolvido, que o Modelo II é mais favorável economicamente quanto à utilização de aço. O Modelo II apresenta, comparado ao Modelo I, 26,09% de redução no custo do aço utilizado nos pilares, correspondendo a R\$ 74.885,38 de economia. Quanto ao custo do concreto utilizado nos pilares, o Modelo II foi 6,98% maior do que o custo do concreto utilizado no Modelo I. De forma geral, comparando-se as estruturas dispostas no Modelo I e II quanto à utilização de todos os materiais (concreto, aço e formas) e mão de obra, o custo dos pilares no Modelo II mostra-se também mais favorável, representando uma economia, em relação aos pilares da estrutura do Modelo I, de 14,06%, correspondendo ao valor de R\$ 73.986,30. Considerando o impacto desta no custo de toda a estrutura, a economia obtida com a adoção do modelo II é 6,35%.

Em uma análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial de 17 pavimentos em concreto armado, BERNARDO (2011), através do dimensionamento utilizando f_{ck} de 20, 25, 30, 35 e 50 MPa, observou que quanto maior o valor do f_{ck} menor a deformação. Dessa forma, a estrutura com f_{ck} igual a 50 MPa representou melhor desempenho. Na análise do custo global, para as condições de mercado locais e temporais do estudo, as estruturas dimensionadas com f_{ck} igual a 30 e 35 MPa representaram a solução mais vantajosa economicamente.

5. MÉTODO DE PESQUISA

Neste capítulo são explicados os métodos, projetos e parâmetros adotados na presente pesquisa para obtenção dos resultados almejados.

5.1. Considerações do projeto estrutural

Com o intuito de avaliar os efeitos da mudança da resistência do concreto em projetos estruturais de concreto armado, principalmente no que diz respeito ao consumo de material e mão de obra, e dessa forma, sua influência no custo global da obra, foi elaborado um comparativo, utilizando um modelo pré-definido e variando a resistência característica do concreto (f_{ck}). Foram analisados, portanto, 17 modelos, a fim de buscar um resultado confiável.

Foi utilizado o sistema CAD/TQS, versão 21.6, licença estudantil, para a modelagem e cálculo das estruturas, dada a necessidade de maior agilidade frente à quantidade de modelos a serem analisados. O software segue os critérios estipulados pela norma NBR 6118:2014, com esforços e dimensionamentos respeitando o Estado Limite Último (ELU) da estrutura, com verificação para o Estado Limite de Serviço (ELS).

Para esse estudo, foi definido um modelo simplificado de uma edificação de uso comercial, com dois escritórios por pavimento, cada um dividido em quatro salas e um banheiro. Atentou-se para escolha de um projeto com considerável esbeltez em um dos sentidos, a fim de visualizar melhor os efeitos de estabilidade. A Figura 9, abaixo, apresenta a planta baixa da edificação.

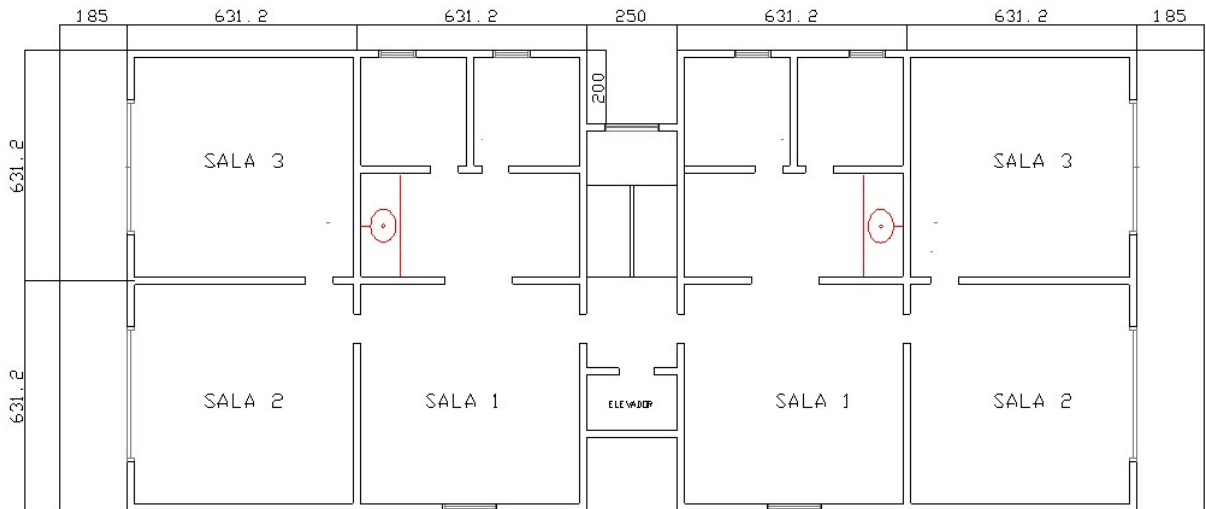


Figura 9 - Planta baixa.

A edificação é formada por um pavimento térreo com pilotis e quatro pavimentos-tipo, totalizando cinco pavimentos – número máximo permitido pela Versão Estudantil do software – cada um com pé direito de 3,5 metros (Figura 10). As fundações não foram dimensionadas. Para fins de simplificação e por restrições impostas pelo programa, não foram considerados rebaixos nas lajes bem como não foram incluídos no modelo a escada e elevador, somente foram previstos poços para execução de tais estruturas.

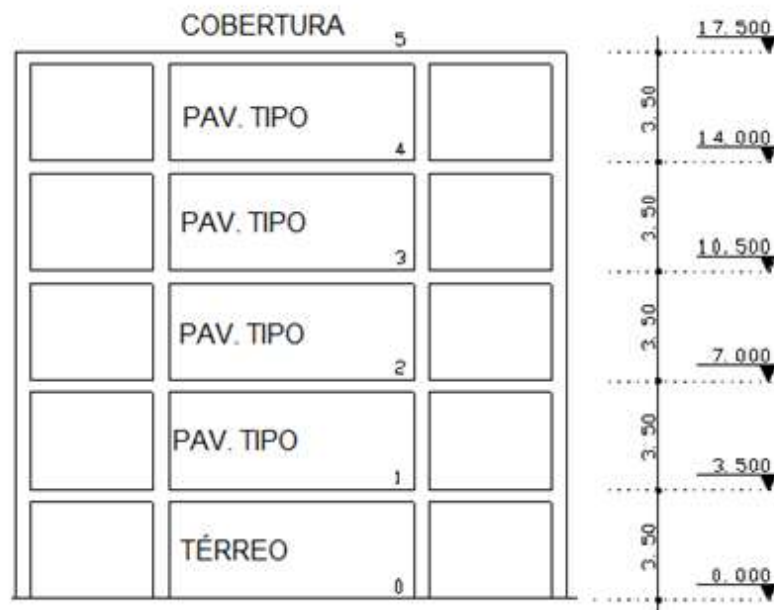


Figura 10 - Corte esquemático.

5.1.2. Parâmetros de projeto

A classe de agressividade ambiental considerada no projeto foi CAA II, que classifica a agressividade como moderada, recomendada para ambientes urbanos, conforme Tabela 6.1 da NBR 6118:2014.

O módulo de elasticidade, calculado a partir do item 8.2.8 da NBR 6118:2014, varia conforme a resistência característica do concreto. Os valores encontrados para os materiais previstos nos projetos em estudo podem ser visualizados na tabela 1, abaixo.

	<i>Ecs(GPa)</i>	<i>Eci (GPa)</i>
<i>C25</i>	<i>2380000</i>	<i>2800000</i>
<i>C30</i>	<i>2607159</i>	<i>3067246</i>
<i>C35</i>	<i>2816054</i>	<i>3313005</i>
<i>C40</i>	<i>3010488</i>	<i>3541751</i>
<i>C45</i>	<i>3193105</i>	<i>3756594</i>
<i>C50</i>	<i>3365828</i>	<i>3959798</i>
<i>C60</i>	<i>3687080</i>	<i>4337741</i>
<i>C75</i>	<i>4122281</i>	<i>4849742</i>
<i>C90</i>	<i>4515732</i>	<i>5312626</i>

Tabela 1 - Módulos de elasticidade dos concretos

Sendo:

Ecs – módulo de elasticidade secante do concreto, também denominado módulo de deformação secante do concreto.

Eci – módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal a 30% *f_{ck}*.

Os cobrimentos previstos para cada elemento estrutural foram retirados da Tabela 7.2 da NBR 6118:2014, sem nenhuma redução em função do concreto utilizado, da qualidade da execução ou de microclimas. Assim, os valores adotados para o projeto são apresentados na Tabela 2, abaixo:

<i>Elemento Estrutural</i>	<i>Cobrimento (cm)</i>
<i>Lajes convencionais (superior / inferior)</i>	<i>2,5 / 2,5</i>
<i>Vigas</i>	<i>3,0</i>
<i>Pilares</i>	<i>3,0</i>

Tabela 2 - Cobrimentos de projeto.

A estrutura foi dimensionada para se comportar como um corpo único, sem juntas ou torres separadas, modelado por um pórtico espacial formado pelas vigas e pilares para análise global, somado aos modelos de grelha dos pavimentos. Foram considerados pilares engastados na fundação, através da configuração no software (Figura 11), que permite zerar coeficientes de mola, cujo significado para o software TQS representa deixá-las com rigidez infinita (deslocamento nulo) e, dessa forma, definindo o comportamento como engaste perfeito. Ainda, foram previstas vigas de baldrame, nesse caso, responsáveis somente por suportar as cargas verticais dos contra pisos do térreo.

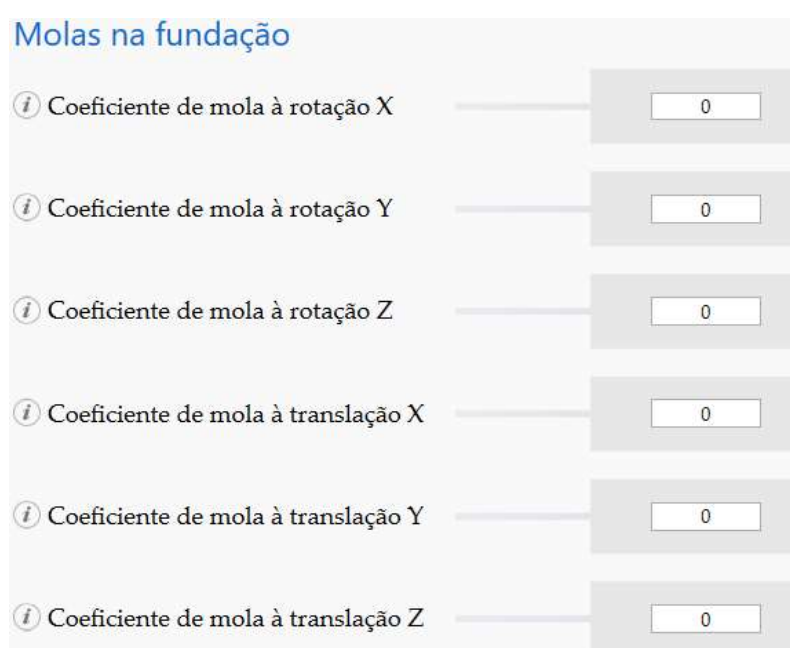


Figura 11 - Configuração do coeficiente de mola do TQS.

O método considerado para análise de estabilidade de 2ª ordem global foi o coeficiente γ_z . Para esse estudo, optou-se por manter todas as estruturas dimensionadas como sendo de nós fixos - devido às limitações impostas pela versão do software utilizada.

5.1.3. Cargas de Vento

As cargas de vento foram calculadas adotando para a edificação em estudo a situação mais crítica prevista pela NBR 6123:1988, a fim de majorar os efeitos de deslocamento horizontal e estabilidade global, dada a altura limitada do edifício. Dessa forma, a velocidade

básica (V0) escolhida foi de 50 m/s, retirada do mapa de isopletas (Figura 12), que corresponde à região de fronteira entre Brasil e Paraguai.

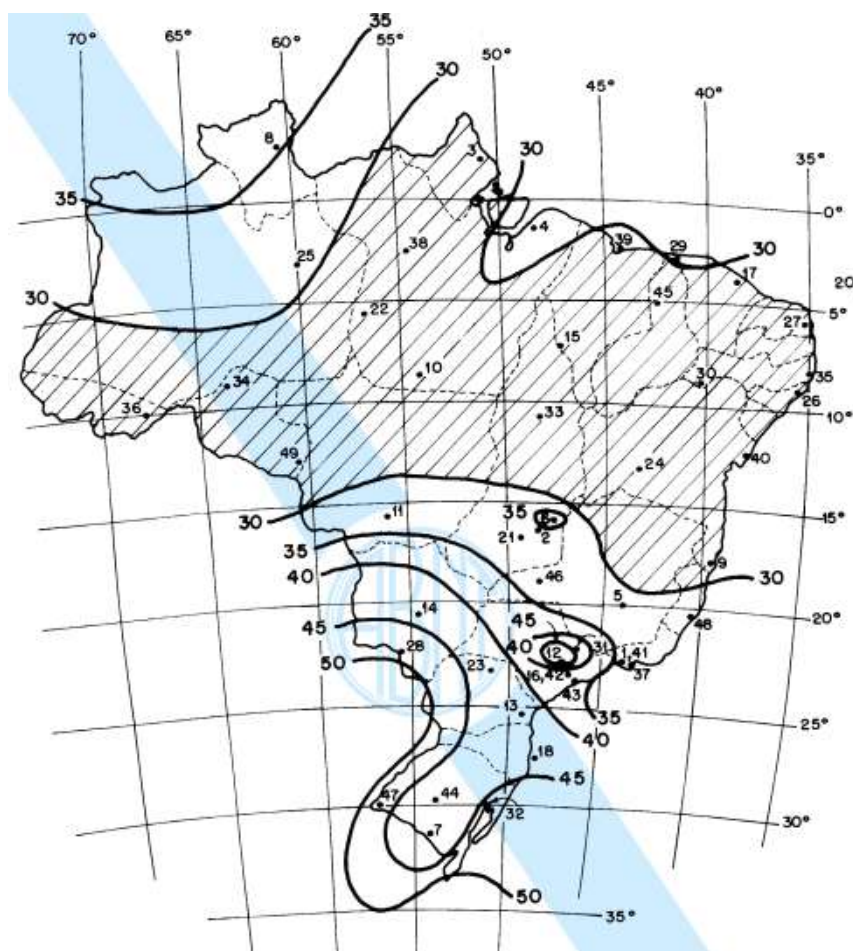


Figura 12 - Mapa de isopletas do Brasil. Fonte: NBR6123:1988.

O fator topográfico S1, que leva em consideração as variações do relevo do terreno, foi dado pelo caso que consiste, conforme item 5.2 da norma, em terrenos planos ou fracamente acidentados, e tem valor igual a 1,0.

Já o fator S2, calculado a partir do item 5.3 da NBR 6123:1988, é responsável por analisar a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura. Partindo do mesmo critério - considerar a pior situação prevista por norma para o caso em estudo - considerou-se para fins de projeto a edificação como Categoria I: “*Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente*”; e Classe A: “*Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m*” (embora a edificação tenha mais de 20m, devendo ser classificada na Classe B, e provavelmente ser construída em um entorno que corresponda pelo menos à Categoria II ou III). Tem-se, portanto,

a partir da Tabela 2 da NBR 6123:1988, representada na Figura 13, o Fator S2 para cada trecho de sua altura.

Tabela 2 - Fator S₂

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

Figura 13 - Fator S2. Fonte: NBR 6123:1988.

Por fim, o fator estatístico S3, apresentado no item 5.4 da NBR 6123:2014, leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, a partir das características de uso da mesma. Nesse caso, o coeficiente adotado foi o valor característico para o grupo 1 – “Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva – com valor igual a 1,10. Novamente, tal opção foi feita para que as cargas de vento apresentassem o maior valor possível, compensando de certa forma a baixa altura da edificação, limitada pelo software de projeto.

Com os coeficientes S1, S2 e S3 definidos, bem como a velocidade característica do vento (V_0), o software TQS calcula os respectivos coeficientes de arrasto atuantes sobre cada elemento da edificação, seguindo a norma pertinente (Figura 14). Atenta-se para o fato de que o modelo do TQS tem como padrão realizar o cálculo das forças devido ao vento sem considerar as excentricidades. Os resultados estão apresentados na Tabela 3, abaixo:

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

V0 - Velocidade básica: 50

S1 - Fator do terreno: 1.00

S2 - Categoria de rugosidade: I

S2 - Classe da edificação: A

S3 - Fator estatístico: 1.10

	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	1.2	Não	0
2	270	1.2	Não	0
3	0	0.86	Não	0
4	180	0.86	Não	0

Cota inicial para aplicação de vento

Inserir | Apagar | Calcular CAs

Casos de vento nas plantas de formas

90°
180° ← 0°
270°

Ângulo de incidência de vento

Avançado...

Tabelas de excentricidades e forças impostas

Excentricidades do caso selecionado

Ler tabelas de túnel de vento - planilha SDF

Ler tabelas de túnel de vento - FTV XML

Forneça as variáveis para cálculo de vento conforme a norma ou especifique valores especiais ou de ensaio no item "Excentricidades".

Figura 14 - Dados utilizados para cálculo da ação do vento.

Caso	Ângulo (°)	Coef. arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
1	90	1,20	550,4	0,264
2	270	1,20	550,4	0,264
3	0	0,86	220,9	0,189
4	180	0,86	220,9	0,189

Tabela 3 - Coeficientes de arrasto.

5.1.4. Cargas permanentes e cargas acidentais

Para determinação das ações verticais nas lajes são considerados, além do peso próprio da estrutura, o peso próprio de revestimentos e pisos para o cálculo das cargas permanentes, e um valor para carga acidental, obtido através da Tabela 2 da ABNT NBR 6120:1980.

Nesse estudo, as cargas verticais consideradas para cálculo das lajes foram definidas a partir da carga alfanumérica prevista pelo TQS para áreas de uso comercial (Figura 15) nos pavimentos tipo, e para áreas de terraço descoberto impermeabilizado (Figura 16) na cobertura.

As cargas, apresentadas em tf/m^2 , não consideram o peso próprio das lajes, cujo cálculo é feito automaticamente pelo software para o dimensionamento da estrutura, considerando o peso específico do concreto como 25kN/m^3 .

Figura 15 - Carga vertical das lajes dos pavimentos tipos.

Figura 16- Carga vertical das lajes de cobertura.

Dessa forma, as cargas verticais consideradas nas lajes estão apresentadas na Tabela 4, abaixo:

Cargas Verticais (kN/m^2)		
	Carga Permanente que é acrescida do peso próprio para o cálculo da estrutura	Carga Acidental
Pavimentos Tipo	3	2
Cobertura	1,5	1

Tabela 4 - Cargas verticais.

Para as cargas distribuídas lineares nas vigas foram consideradas paredes de alvenaria de tijolo furado de 15 centímetros de espessura, com peso específico de 2,1 kN/m² de parede.

Dadas as cargas de projeto consideradas no cálculo, para o modelo estrutural global o software considera as combinações descritas na tabela 5.

Tipo	Descrição	Combinações
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	18
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	18
FOGO	Verificações em situação de incêndio	2
ELS	Verificações de estado limite de serviço	12
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	2

Tabela 5 - Combinações de ações realizadas pelo software.

ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
 FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.6ACID
 ELS/CFREQ/PP+PERM+0.7ACID
 ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT1
 ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT2
 ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT3
 ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT4
 ELS/CQPERM/PP+PERM+0.6ACID
 COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.6ACID
 ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4
 FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
 ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.7ACID_V
 ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT1
 ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT2
 ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT3
 ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT4
 ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
 COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V

Sendo:

ELU1 – Estado Limite Ultimo

PERM – Carga permanente

ACID - Carga acidental

PP - Peso próprio

VENT – Carga de vento nas 4 direções consideradas (0°, 90°, 180° e 270°)

ELS – Estado Limite de Serviço

Observou-se que os valores do coeficiente γ_{f2} , que multiplicam as cargas acidentais em algumas combinações, tem valor de 0,8, que corresponde, segundo a NBR 6116:2014, a bibliotecas, oficinas, arquivos e garagens. No entanto, devido a limitações da versão estudantil, as combinações de cargas não puderam ser alteradas.

5.1.5. Lançamento estrutural

Inicialmente, para concepção dos modelos estruturais, foi definido o lançamento dos pilares na planta, buscando uma estrutura simétrica, com vãos consideráveis, a fim de obter resultados mais reais e satisfatórios. Nesse caso, os maiores vãos mediram seis metros (Figura 17). A orientação das seções foi definida analisando o deslocamento horizontal e o parâmetro de instabilidade Gama Z nos dois sentidos, buscando simular o comportamento dos pórticos e definir a melhor configuração para a estrutura.

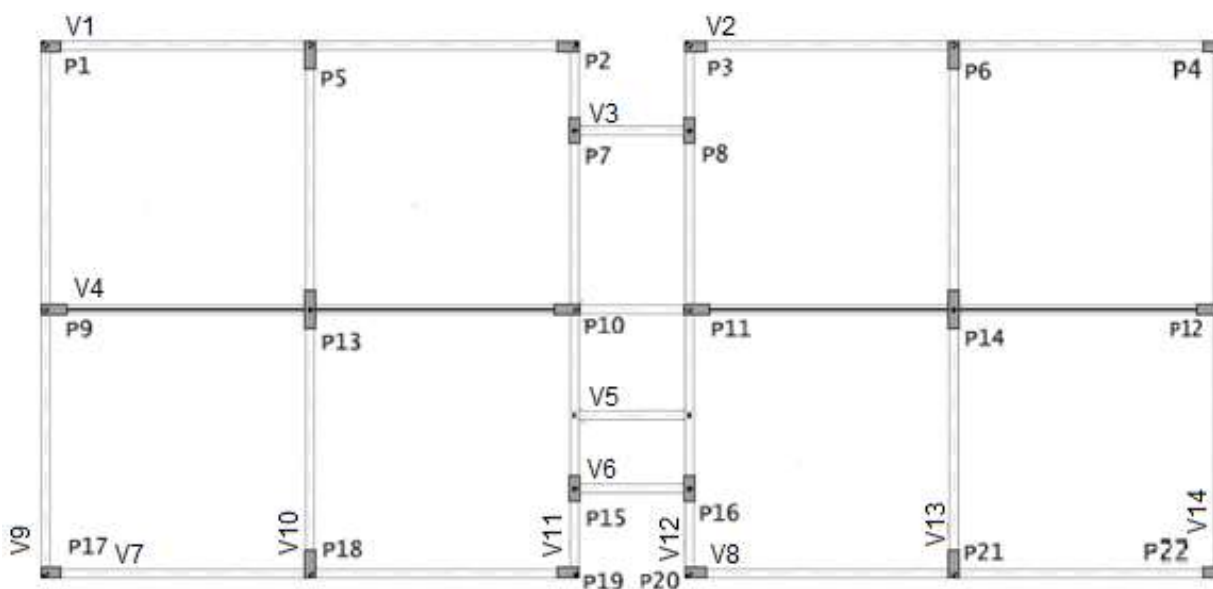


Figura 17- Lançamento de pilares.

A Figura 18 apresenta o esquema 3D da edificação padrão.

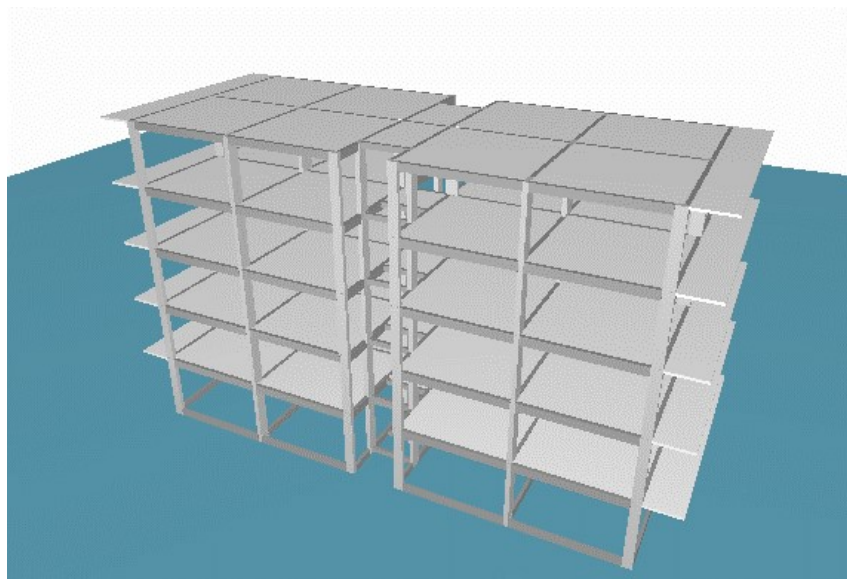


Figura 18 - Vista 3D da edificação.

Para cada caso considerado, foi realizado um pré-dimensionamento levando em consideração a área de influência dos pilares, a taxa de armadura estimada e uma estimativa da carga vertical por pavimento, bem como o número total de pavimentos da edificação.

Dessa forma foi feito o primeiro lançamento e buscou-se, a partir dele, reduzir as seções ao máximo possível, desde que se garantissem todas as condições exigidas para Estado Limite Último (ELU), Estado Limite de Serviço (ELS), obedecendo a taxa de armadura máxima permitida por norma de 4% e garantindo o comportamento da estrutura como nós fixos. Na prática, isso foi balizado, entre outras coisas, pelo uso de seções transversais tais que garantissem a ausência de mensagens de erro ou advertências do software TQS na análise de cada modelo.

O modelo gerado para $f_{ck} = 25$ MPa serviu como base para todos os subsequentes, visto que a disposição dos elementos estruturais foi mantida constante, apenas variou-se a resistência do concreto e/ou as seções transversais de pilares, vigas e lajes.

5.1.6. Modelos

O trabalho foi dividido em dois grandes grupos de estudo: o primeiro com as peças levadas às seções mínimas possíveis, desde que atendidos todos os critérios de ELS, ELS e que a estrutura se mantivesse classificada como nós fixos, priorizando, dessa forma, uma estrutura esbelta com economia de concreto; e o segundo mantendo as seções transversais de todos os elementos estruturais constantes do projeto de 25 MPa, buscando analisar as possíveis

vantagens da economia relacionada ao quantitativo de aço. O delineamento da pesquisa está apresentado em forma de fluxograma na figura 19.

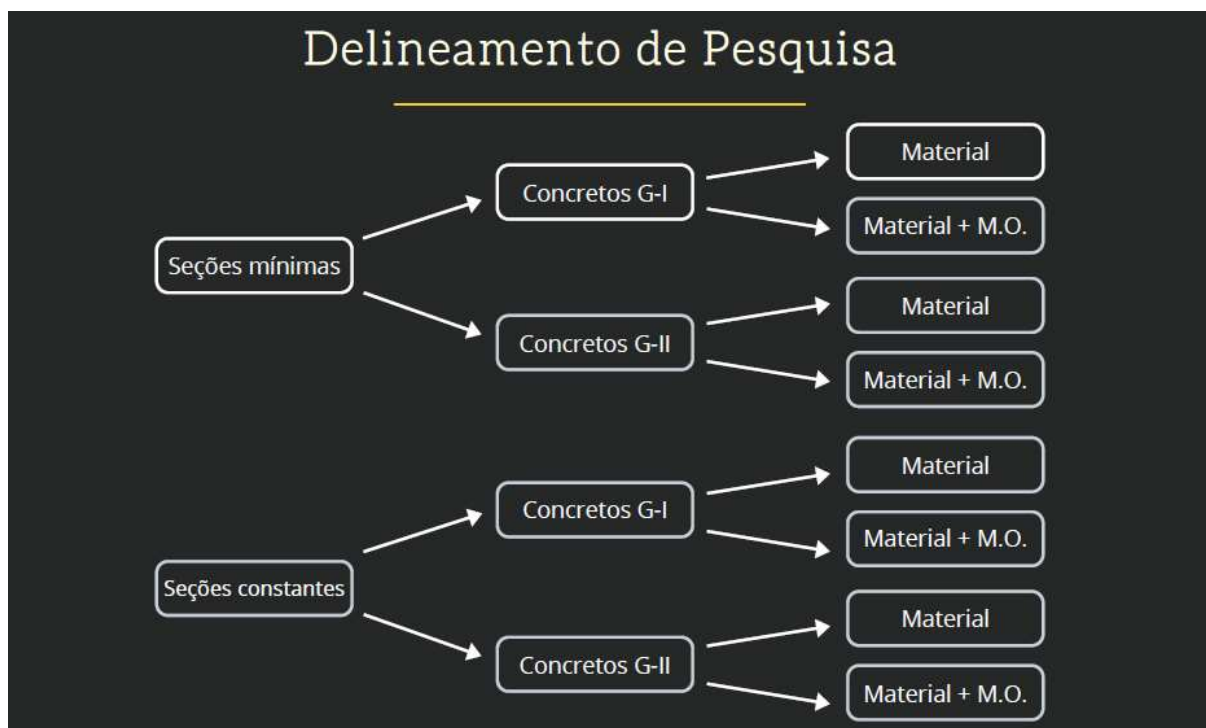


Figura 19 - Delineamento de pesquisa.

Dessa forma, o primeiro modelo foi dimensionado utilizando concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa. Com a disposição e orientação dos pilares, as cargas (vento, cargas acidentais e permanentes sobre as lajes e cargas de alvenaria sobre as vigas), cobrimentos, classe de agressividade e demais parâmetros de projeto definidos, partiu-se para o processo de dimensionamento no software, buscando levar as seções às dimensões mínimas que atendessem aos critérios previamente estipulados, a fim de reduzir ao máximo o volume de concreto.

Partindo do pré-dimensionamento das peças, calculado anteriormente, propôs-se o primeiro lançamento analisado pelo software. Com os erros e avisos apresentados, bem como relatório estrutural e memorial de cálculo, foram feitas as alterações necessárias nos elementos estruturais. Esse processo foi feito repetidamente até que não houvessem mais erros e avisos e que a estrutura fosse classificada como de nós fixos. Ainda, foram verificados os diagramas de esforços, as cargas nos apoios, os deslocamentos e alguns detalhamentos a fim de localizar possíveis incoerências no software e verificar o comportamento da estrutura, bem como o parâmetro de estabilidade γ_z e o deslocamento horizontal máximo no topo do edifício.

Tomou-se como premissa não alterar os detalhamentos de armaduras propostos pelo TQS, apenas verificar possíveis erros, com o objetivo de tornar a comparação mais uniforme, sem interferência do projetista, uma vez que o software faz o detalhamento a partir de um conjunto de regras bem definidas e constantes, ao passo que a edição manual das armaduras poderia sofrer variação de um modelo para outro, alterando consumo de materiais e custos. Com a estrutura dimensionada e todas as considerações verificadas, partiu-se para a etapa de tentativas de redução das seções transversais. Foi definida como largura constante para todas as vigas 20 cm e menor dimensão do pilar como 25 cm.

O processo adotado como padrão para redução das seções baseou-se em reduções de 5 em 5 cm em todas as peças enquanto possível, e eventuais ajustes. Num segundo momento, as reduções iniciaram nos pilares de canto, partindo para os pilares de borda e, por último, quando possível, nos pilares de centro; da mesma forma para as vigas. Nesse primeiro projeto, utilizando concreto de 25 MPa, bem como nos de 30 e 35 MPa, a estabilidade global foi o fator determinante na definição das seções transversais.

Com o primeiro modelo concluído, optou-se por dimensionar o próximo modelo utilizando o concreto com resistência característica (f_{ck}) de 50 MPa, a fim de definir os dois extremos para os concretos classificados como grupo I, e, dessa forma, facilitar o processo de cálculo dos modelos intermediários. Para isso, foram mantidos os mesmos critérios do caso anterior e, a partir das seções transversais encontradas para o modelo de 25 MPa, foram feitas as reduções e possíveis ajustes, conforme padrão previamente estipulado, sempre buscando a estrutura com maior economia de concreto. Dessa forma, foram dimensionados todos os modelos do grupo I - C25, C30, C35, C40, C45 e C50.

As dimensões finais dos pilares, vigas e lajes de cada modelo estão apresentadas nas Tabelas 6, 7 e 8, respectivamente.

	Dimensões pilares (cm)					
	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
P1, P4, P17, P22	45x25	40x25	40x25	35x25	35x25	35x25
P2, P3, P19, P20	50x25	45x25	45x25	40x25	40x25	40x25
P5, P6, P18, P21	25x65	25x60	25x55	25x50	25x50	25x50
P9, P12	60x25	55x25	55x25	45x25	45x25	45x25
P10, P11	65x25	60x25	60x25	60x25	55x25	50x25
P7, P8, P15, P16	25x60	25x55	25x50	25x50	25x50	25x50
P13, P14	25x90	25x90	25x90	25x80	25x75	25x70

Tabela 6 - Dimensões finais dos pilares (Grupo I).

Dimensões das vigas (cm)							
Nível	Referência	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
Baldrame	V1, V2, V7, V8, V9, V14	20x40	20x40	20x35	20x30	20x30	20x30
	V11, V12	20x40	20x40	20x35	20x30	20x30	20x30
	V4	20x45	20x45	20x40	20x35	20x35	20x35
	V10, V13	20x45	20x45	20x40	20x35	20x35	20x35
Tipo	V1, V2, V7, V8	20x45	20x45	20x40	20x40	20x40	20x35
	V9, V14	20x45	20x45	20x45	20x45	20x40	20x40
	V11, V12	20x45	20x45	20x40	20x40	20x35	20x35
	V4	20x50	20x50	20x45	20x45	20x45	20x45
Cobertura	V10, V13	20x60	20x60	20x60	20x60	20x60	20x60
	V1, V2, V7, V8, V9, V14	20x40	20x40	20x35	20x30	20x30	20x30
	V11, V12	20x40	20x40	20x35	20x30	20x30	20x30
	V4	20x45	20x45	20x40	20x35	20x35	20x35
	V10, V13	20x45	20x45	20x40	20x35	20x35	20x35

Tabela 7 - Dimensões finais das vigas (Grupo I).

Espessura das lajes (cm)						
	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
Cobertura	12	12	11	11	10	10
Tipo	14	13	13	13	12	12

Tabela 8 - Dimensões finais das lajes (Grupo I).

Observou-se uma redução gradual das dimensões com o aumento da resistência do concreto em todas as seções transversais dos elementos estruturais, exceto das vigas 10 e 13. Atribui-se esse comportamento, possivelmente ao fato de estas serem as duas principais vigas que atuam no sentido mais esbelto da edificação e, dessa forma, serem determinantes na rigidez dos pórticos, somado ao carregamento elevado que elas suportam.

Dada a restrição da utilização dos concretos do grupo II apenas para pilares, a análise da viabilidade da solução utilizando os concretos de alta resistência foi feita utilizando C60, C75 e C90 (que correspondem a concretos de resistência de 60 MPa, 75 MPa e 90 MPa, respectivamente) para os elementos submetidos a compressão – pilares – e mantendo para as vigas e lajes a solução com a resistência que resultou em menor consumo de concreto, nesse caso, de 50MPa. O processo de dimensionamento foi semelhante aos anteriores, com reduções inicialmente limitadas aos pilares, e possíveis ajustes nas seções transversais das vigas regidos pelo comportamento global da estrutura. As dimensões finais dos pilares, vigas e lajes de cada modelo para essa solução estão apresentadas nas Tabelas 9,10 e 11, respectivamente.

Dimensões dos pilares (cm)			
	Pilares 60 MPa/ Vigas e lajes 50MPa	Pilares 75 MPa/ Vigas e lajes 50MPa	Pilares 90 MPa/ Vigas e lajes 50MPa
P1, P4, P17, P22	35x25	30x25	30x25
P2, P3, P19, P20	40x25	40x25	40x25
P5, P6, P18, P21	25x50	25x50	25x50
P9, P12	45x25	40x25	40x25
P10, P11	45x25	45x25	40x25
P7, P8, P15, P16	25x40	25x40	25x40
P13, P14	25x60	25x55	25x55

Tabela 9 - Dimensões finais dos pilares (Grupo II).

Dimensões das vigas (cm)				
Nível	Referência	Pilares 60 MPa/ Vigas e lajes 50MPa	Pilares 75 MPa / Vigas e lajes 50MPa	Pilares 90 MPa / Vigas e lajes 50MPa
Baldrame	V1, V2, V7, V8, V9, V14	20x30	20x30	20x30
	V11, V12	20x30	20x30	20x30
	V4	20x35	20x35	20x35
	V10, V13	20x35	20x35	20x35
Tipo	V1, V2, V7, V8	20x35	20x35	20x35
	V9, V14	20x45	20x45	20x45
	V11, V12	20x35	20x35	20x35
	V4	20x45	20x45	20x45
Cobertura	V10, V13	20x60	20x60	20x60
	V1, V2, V7, V8, V9, V14	20x30	20x30	20x30
	V11, V12	20x30	20x30	20x30
	V4	20x35	20x35	20x35
	V10, V13	20x35	20x35	20x35

Tabela 10 - Dimensões finais das vigas (Grupo II).

Dimensões das lajes (cm)			
	Pilares 60 MPa/ Vigas e lajes 50MPa	Pilares 75 MPa/ Vigas e lajes 50MPa	Pilares 90 MPa/ Vigas e lajes 50MPa
Cobertura	10	10	10
Tipo	12	12	12

Tabela 11 - Dimensões finais das lajes (Grupo II).

Por fim, como segunda análise, propôs-se manter as seções transversais e, conseqüentemente, o volume de concreto constante, com o intuito de verificar os ganhos relacionados à redução da taxa de armadura e, conseqüentemente, de consumo de aço e, dessa forma, analisar a viabilidade econômica dessa opção, em comparação com a proposta anterior que visava, de maneira oposta, obter o volume mínimo de concreto possível, aumentando a taxa de armadura. Para isso, as dimensões das peças estruturais do modelo de 25MPa foram

replicadas e foram feitas as alterações na resistência do concreto e realizado o cálculo através do software.

Com os 17 modelos dimensionados, foram extraídos dos relatórios disponibilizados pelo programa todos os dados relacionados aos quantitativos de concreto, aço e formas que possibilitaram, portanto, a análise dos resultados considerando material e mão de obra, almejando apontar a solução mais vantajosa economicamente para a edificação em estudo.

5.2. Orçamento

Com todos os dados de quantitativos de materiais extraídos do software através do dimensionamento dos modelos estruturais, iniciou-se a segunda fase, que consistiu essencialmente na composição de custos, englobando material (concreto, aço e formas - não inclui cimbramento) e mão de obra, para embasar a comparação econômica das soluções, principal objetivo do trabalho.

Para isso, foi utilizada uma composição de custos já estabelecida, baseada no TCPO, mas com adaptações para a realidade do mercado local, utilizada por uma construtora da cidade de Porto Alegre - RS. Optou-se por essa solução com o objetivo de aproximar-se da realidade do mercado da construção civil, ante o SINAPI, que se trata de um referencial adotado principalmente por órgãos públicos. A composição completa está apresentada no Anexo A.

Foram utilizadas composições de custos referentes aos materiais necessários para armação - aço, arame, protetor para espera de armadura e espaçador – apresentadas em quilogramas para as diferentes bitolas utilizadas no projeto. Ainda, composições de custos dos materiais necessários para execução das formas, fornecidos individualmente para pilares, vigas e lajes, e prevendo três utilizações para cada conjunto, incluindo desmoldante, sarrafo, caibro, tubo de pvc, prego e compensados.

Já para o concreto, o orçamento foi feito a partir da média dos valores fornecidos por três concreteiras de Porto Alegre, para concretos transportados e bombeados de 25 MPa, 30MPa, 35MPa, 40 MPa, 45MPa e 50MPa, conforme Tabela 12.

Valores Concreto (R\$/m ³) - somente material				
Fck (MPa)	Empresa X	Empresa Y	Empresa Z	Média
25	R\$ 280,00	R\$ 280,00	R\$ 285,00	R\$ 281,67
30	R\$ 304,00	R\$ 293,00	R\$ 304,00	R\$ 300,33
35	R\$ 324,00	R\$ 308,00	R\$ 324,00	R\$ 318,67
40	R\$ 339,00	R\$ 326,00	R\$ 340,00	R\$ 335,00
45	R\$ 346,00	R\$ 349,00	R\$ 358,00	R\$ 351,00
50	R\$ 379,00	R\$ 382,00	R\$ 386,00	R\$ 382,33

Tabela 12 - Orçamentos dos concretos (material).

Houve dificuldade na obtenção de orçamentos de concretos de alta resistência, sendo justificada por não se tratar de traços usuais e, portanto, seu desenvolvimento depender do setor de tecnologia de materiais das empresas. Por esse motivo, os valores para os concretos de 60, 75 e 90 MPa, foram obtidos a partir de uma curva de extrapolação dos valores orçados para os concretos do grupo I (Figura 20) e os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 13.

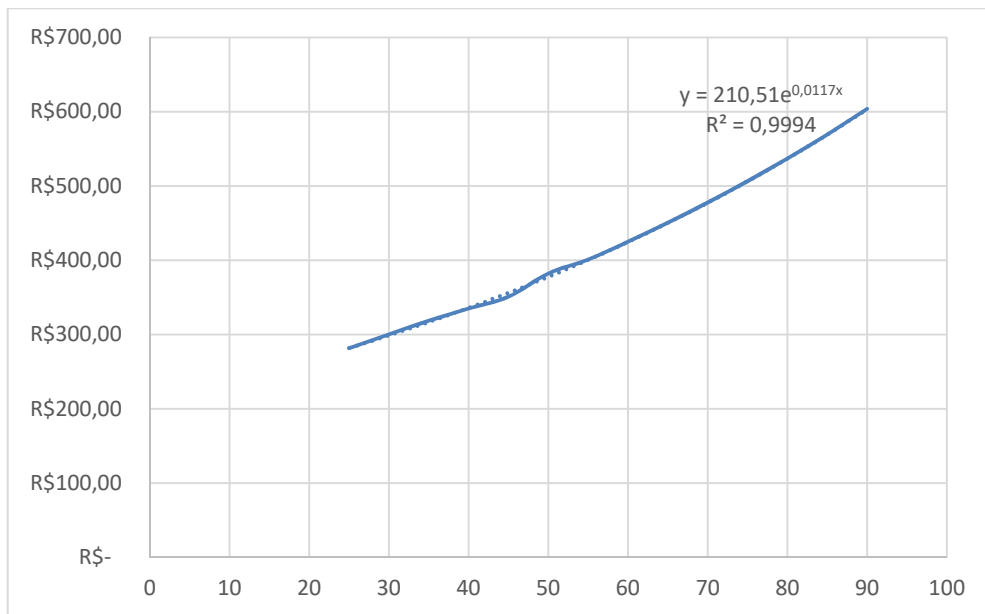


Figura 20 - Curva de extrapolação de custos do concreto.

Fck (MPa)	Concreto (R\$/m ³)
25	R\$ 281,67
30	R\$ 300,33
35	R\$ 318,67
40	R\$ 335,00
45	R\$ 351,00
50	R\$ 382,33
55	R\$ 400,88
60	R\$ 425,03
65	R\$ 450,63
70	R\$ 477,78
75	R\$ 506,56
80	R\$ 537,08
85	R\$ 569,44
90	R\$ 603,74

Tabela 13 - Orçamentos dos concretos (material).

A mão de obra, quando considerada no processo de composição de custos para orçamento, foi dividida em mão de obra de corte, dobra e montagem do aço, dada por quilograma de armadura utilizada, com o mesmo valor para as diferentes bitolas de projeto, e em mão de obra de execução de concreto armado, que inclui a montagem e desmontagem de formas, lançamento do concreto bombeado, nivelamento, vibração e acabamentos, dada por metro cúbico de concreto.

A tabela 14 apresenta o resumo dos valores utilizados no orçamento para material e mão de obra de aço, a Tabela 15 se refere aos materiais utilizados nas formas, a Tabela 16, ao custo do concreto acrescido da taxa de bombeamento. Por fim, a Tabela 17 apresenta o valor de mão de obra considerado para execução de concreto e formas.

Aço CA-50(mm)	Material (R\$/kg)	Material + mão de obra (R\$/kg)
5	R\$ 4,52	R\$ 6,80
6,3	R\$ 4,30	R\$ 6,60
8	R\$ 4,30	R\$ 6,60
10	R\$ 4,18	R\$ 6,47
12,5	R\$ 3,98	R\$ 6,26
16	R\$ 3,98	R\$ 6,26
20	R\$ 3,98	R\$ 6,26
25	R\$ 3,98	R\$ 6,26

Tabela 14- Orçamento de aço.

Materiais Formas (R\$/m ²)		
Pilar	Viga	Laje
R\$ 28,77	R\$ 24,14	R\$ 20,11

Tabela 15 - Orçamento de materiais formas.

Fck (MPa)	Concreto + taxa de bombeamento
25	R\$ 316,67
30	R\$ 335,33
35	R\$ 353,67
40	R\$ 370,00
45	R\$ 386,00
50	R\$ 417,33
55	R\$ 435,88
60	R\$ 460,03
65	R\$ 485,63
70	R\$ 512,78
75	R\$ 541,56
80	R\$ 572,08
85	R\$ 604,44
90	R\$ 638,74

Tabela 16 - Orçamento de materiais concreto.

Mão de obra Concreto + Formas (R\$/m ³)	R\$ 575,00
---	------------

Tabela 17 - Orçamento mão de obra concreto e formas.

6. RESULTADOS

Inicialmente, a partir da base de dados extraída do software após o dimensionamento dos 17 modelos, foi feita a análise relacionada aos quantitativos de material. Em um segundo momento, com os dados das composições de custos, a comparação foi estabelecida levando em conta apenas valores quantificados para os materiais, seguido, finalmente, para uma análise completa envolvendo material, mão de obra e a proporção dos valores referentes a cada uma dessas partes. Dessa forma, foi possível traçar uma curva de custos versus resistência do concreto e apontar a faixa de resistência que resulta nos menores valores de orçamento para cada uma das soluções.

6.1. Solução com seções transversais mínimas

A primeira proposta analisada se tratou de variações nas resistências do concreto que possibilitassem redução no consumo desse material, ou seja, com o aumento da resistência buscou-se a redução máxima permitida para as seções transversais das peças, dessa forma, resultando em uma estrutura mais leve. Nesse capítulo serão apresentados os quantitativos e orçamentos dessa solução, bem como os resultados obtidos.

6.1.2. Quantitativos

Os quantitativos foram divididos em volume de concreto, em m^3 , apresentado individualmente para vigas, pilares e lajes, conforme Tabela 18; quantidade de armadura, em quilogramas (kg), para todas as bitolas de aço CA-50 utilizadas no projeto, conforme tabela 19; e áreas de formas de compensado, em m^2 , apresentadas na Tabela 20.

Quantitativo Concreto (m ³)									
	25MPa	30MPa	35MPa	40MPa	45MPa	50MPa	Pilares 60MPa/ vigas e lajes 50MPa	Pilares 75MPa/ vigas e lajes 50MPa	Pilares 90MPa/ vigas e lajes 50MPa
Viga	77,8	78,2	72,4	69,9	68,4	66,5	67,7	67,7	67,7
	100%	101%	93%	90%	88%	85%	87%	87%	87%
Pilar	58	53	51	47	46	45	42	40	40
	100%	91%	88%	81%	79%	78%	72%	69%	69%
Laje	233,9	233,9	216,7	216,7	199,6	199,6	199,6	199,6	199,6
	100%	100%	93%	93%	85%	85%	85%	85%	85%
Total	369,7	365,1	340,1	333,6	314	311,1	309,3	307,3	307,3
	100%	99%	92%	90%	85%	84%	84%	83%	83%

Tabela 18 - Quantitativo de concreto para seções mínimas.

Quantitativo Aço (kg)										
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	16 mm	20 mm	25 mm	Total	%
25 MPa	1463,7	10599,9	3134,7	6522	3227,5	2667,9	4218,1	4669,5	36503,3	100%
30 MPa	1529,1	11011,1	2771,4	6174,2	2874,5	3369,9	3402,8	3989,4	35122,4	96%
35 MPa	1530,7	8635,8	5701,7	4322,4	5701,5	3839,9	1879,6	4405,5	36017,1	99%
40MPa	1593,7	8741,6	5844	3937,8	5774,1	3092,5	3475,9	3992,9	36452,5	100%
45 Mpa	1545,6	6629	8139,8	3914,3	6943,7	2766,9	3908,8	3890,9	37739	103%
50MPa	1531,9	6862,8	6696,1	5437,5	6804,3	2188,8	4962,4	3745	38228,8	105%
60 MPa	1636,4	7405,5	6732,6	5250,9	6591	2315,3	4916,4	3745	38593,1	106%
75 MPa	1609,2	7637	6730,8	5312,2	6794,8	2168	5449,8	3576,4	39278,2	108%
90 MPa	1559,1	7566,3	7226,4	4862,3	6934,2	2352,4	5940,6	2908,2	39349,5	108%

Tabela 19 - Quantitativo de aço para seções mínimas.

Quantitativo Formas (m ²)									
Fck (MPa)	25	30	35	40	45	50	60	75	90
Viga	805	812	761	736	732	717	729	731	731
	100%	101%	95%	91%	91%	89%	91%	91%	91%
Pilar	655	615	600	565	560	555	530	515	510
	100%	94%	92%	86%	85%	85%	81%	79%	78%
Laje	1720	1720	1720	1720	1720	1720	1720	1720	1720
	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Total	3180	3147	3081	3021	3012	2992	2979	2966	2961
	100%	99%	97%	95%	95%	94%	94%	93%	93%

Tabela 20 - Quantitativo de formas para seções mínimas.

Observa-se, conforme previsto, redução no volume de concreto e, conseqüentemente, na área de formas, resultante do aumento da resistência do concreto. Tais alterações são mais

significativas nos elementos submetidos à compressão (pilares). Em contrapartida, a quantidade de aço, na maioria dos casos, sofreu acréscimos. Isso se deve provavelmente ao fato de que, quanto maior a resistência do concreto, maior é o módulo de elasticidade e, conseqüentemente, menores as deformações e menores as restrições do ELS sobre as seções, permitindo que essas se tornem menores e exigindo maior taxa de armadura.

6.1.3. Orçamento de materiais utilizando concretos do Grupo I

A partir da multiplicação dos valores unitários aferidos aos materiais, obtidos da composição de custos, pelos quantitativos de cada projeto para concreto, aço e formas, foram elaborados os respectivos orçamentos para cada projeto referente às resistências dos concretos C25, C30, C35, C40, C45 e C50, concretos classificados no Grupo I, pela NBR 6118:2014. O orçamento detalhado consta no Apêndice A.

Dessa forma, com os dados do custo total dos materiais, foi traçada uma curva a fim de observar a influência da resistência do concreto no valor monetário da estrutura e apontar a solução mais econômica, quando considerado somente o custo com material, para a edificação em estudo. O resultado está apresentado no gráfico da Figura 21 com sua respectiva linha de tendência dada por um polinômio de grau 2.

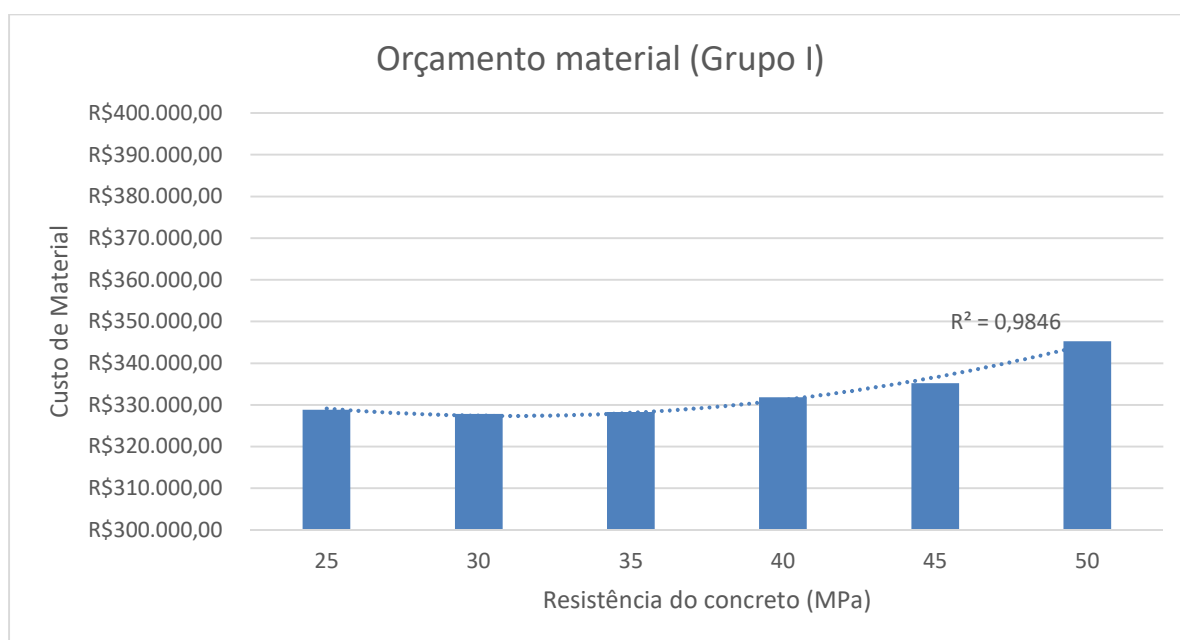


Figura 21 - Curva f_{ck} x custo de material para seções mínimas (Grupo I).

O gráfico permite visualizar um padrão de comportamento da curva de preços com o aumento das resistências do concreto. Nesse caso, quando se considera apenas o custo do material, sem quantificar mão de obra, aponta-se como solução mais vantajosa economicamente aquela que utilizou concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa. Constata-se, portanto, que a redução do volume do material não compensou os custos mais elevados dos concretos de resistências mais altas.

6.1.4. Orçamentos de material e mão de obra para concretos do Grupo I

Da mesma forma que anteriormente, os orçamentos foram obtidos multiplicando-se os valores unitários retirados da composição de custo, nesse caso, considerando material e mão de obra, pelos quantitativos de cada projeto, e estão apresentados integralmente no Apêndice B. Para armação, a mão de obra considera corte, dobra e montagem, e foi dada por quilograma de aço. Ainda, foi considerada a mão de obra referente à execução de formas e de concreto, bem como taxa de bombeamento, dados por m^3 de material. A curva resultante dos dados extraídos dos orçamentos totais encontra-se no gráfico da figura 22.

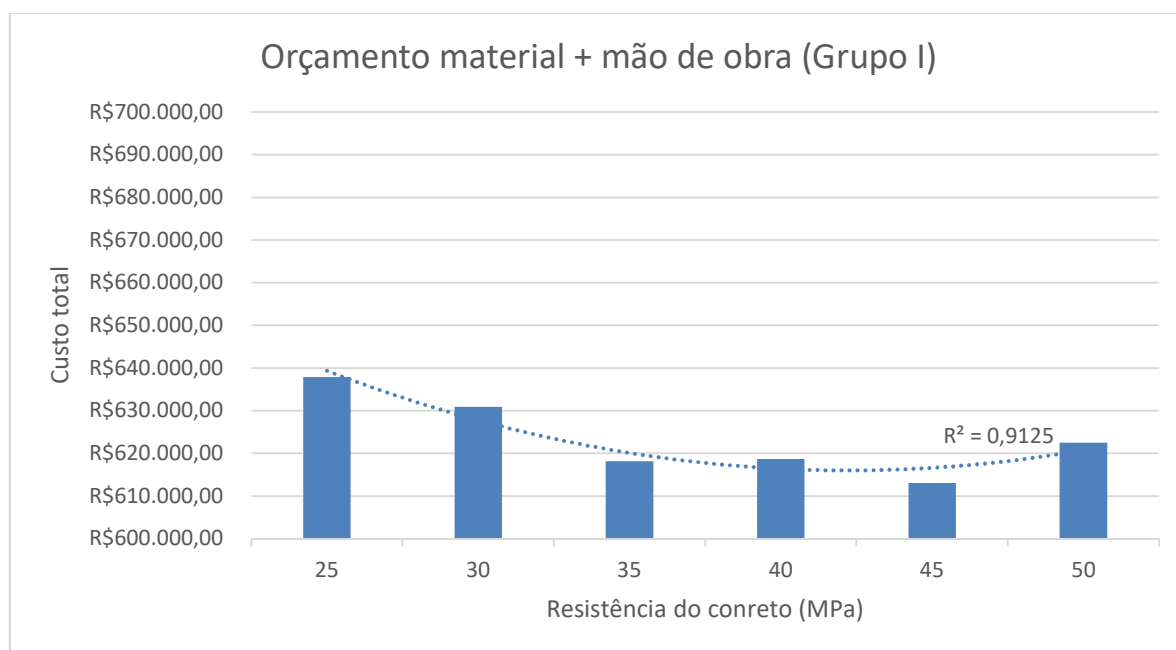


Figura 22 - Curva f_{ck} x custo material e mão de obra para seções mínimas (Grupo I).

Nota-se uma variação considerável nos resultados quando se leva em conta a composição de material e mão de obra. Essa mudança é resultado do custo elevado da mão de obra para execução de estruturas de concreto armado atualmente. Dessa forma, a redução do

volume do material, quando levando em conta esse fator, tem uma influência muito maior no custo global. Nesse caso, portanto, o valor mínimo da curva se deslocou para a faixa entre 35MPa e 45MPa. É importante ressaltar que não foram quantificadas as vantagens relacionadas ao ganho de área útil na edificação, durabilidade, redução do seu peso próprio, e, conseqüentemente, nas cargas transferidas às fundações, bem como não foram avaliados os efeitos de alterar o lançamento estrutural para aumentar os vãos. Mesmo assim, observa-se que todos os projetos utilizando concretos acima de 35MPa resultaram em uma economia quando comparados ao de 25MPa, tão comumente utilizado nos dias atuais.

Para complementar a compreensão dos resultados e a interferência do custo da mão de obra no orçamento global, foi elaborado um gráfico de colunas que permite visualizar a proporção entre material e mão de obra no custo total para cada uma das situações (Figura 23).

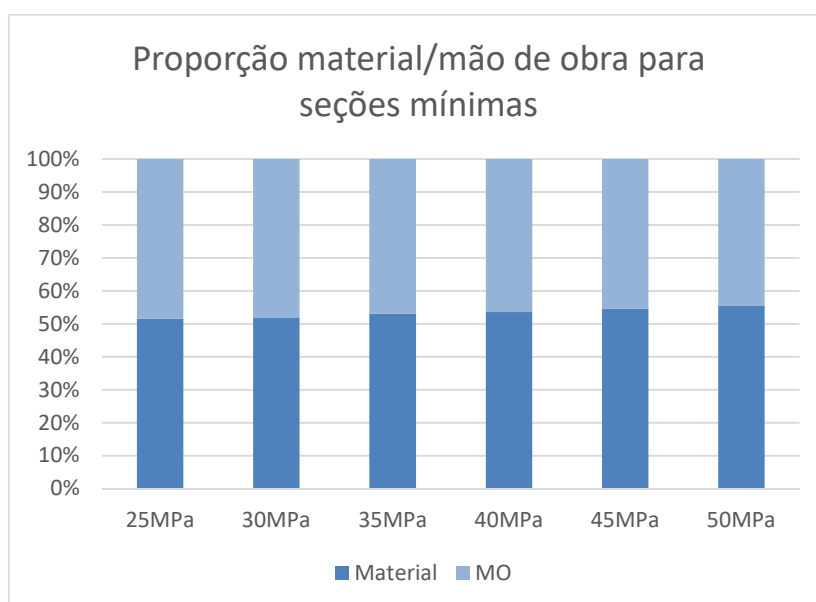


Figura 23 - Proporção entre material e mão de obra para seções mínimas (Grupo I).

6.1.5. Orçamento de materiais utilizando concretos do Grupo II

O cálculo do orçamento referente aos materiais, agora para os concretos do Grupo II (C60, C75 e C90), resultou da multiplicação dos valores unitários da composição de custos referente aos materiais (concreto, fôrma e aço) pelos quantitativos, conforme Apêndice A. Atenta-se para o fato de que a utilização dos concretos de alta resistência restringiu-se aos pilares, as vigas e lajes mantiveram-se com resistência de 50 MPa. Simultaneamente, os

orçamentos referentes aos concretos não foram obtidos diretamente com as empresas, como para os concretos convencionais. Nesse caso, esses valores foram extraídos de uma curva de extrapolação, resultando, portanto, em uma comparação menos precisa.

Os resultados obtidos com essa segunda proposta de projeto, utilizando uma composição de concretos do Grupo I nas vigas e lajes e concretos do Grupo II nos pilares - exatamente os elementos que permitiram maiores reduções de seções - está apresentado no gráfico da figura 24, com sua respectiva linha de tendência, simulada por um comportamento linear.

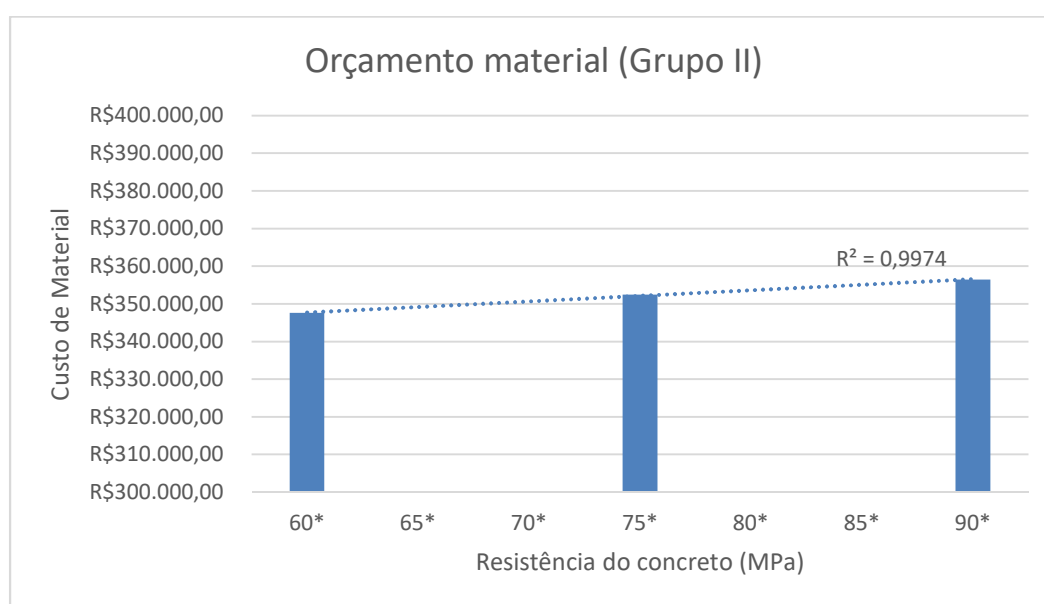


Figura 24 - Curva f_{ck} x custo de material para seções mínimas (Grupo II).

Visto que o volume de material referente às vigas e às lajes, que se mantiveram em 50MPa, permaneceram constantes, o crescimento da curva é resultado do balanço entre o aumento do valor do concreto e as reduções de volume do material nos pilares. Levando em conta que as reduções das seções transversais foram pequenas, devido às formulações mais conservativas propostas para os concretos do Grupo II, o fator custo unitário do material foi decisivo no resultado e acarretou em uma curva crescente, em que o custo e a resistência a compressão do concreto são diretamente proporcionais.

6.1.6. Orçamentos de material e mão de obra para concretos do Grupo II

Quando considerada a mão de obra, para concretos do Grupo II, a curva tem um comportamento bem próximo quando comparada aos resultados obtidos contabilizando apenas custo de material. Isso se deve às vigas e lajes, que são os elementos que consomem o maior volume de material, permanecerem constantes. Os orçamentos estão detalhados no Apêndice B. O gráfico resultante, apresentado em forma de colunas apresenta-se na Figura 25, abaixo.

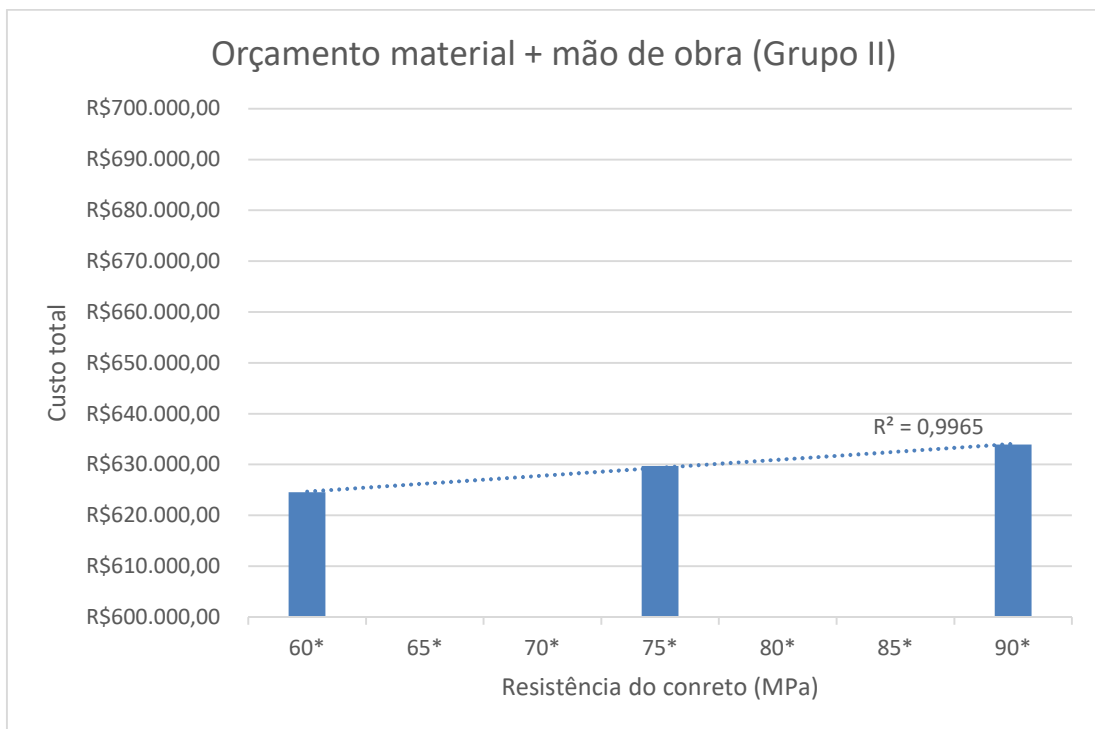


Figura 25 - Curva f_{ck} x custo de material e mão de obra para seções mínimas (Grupo II)

A proporção de material e mão de obra se manteve praticamente constante, quando se trata dos projetos utilizando concretos do grupo II, conforme Figura 26.

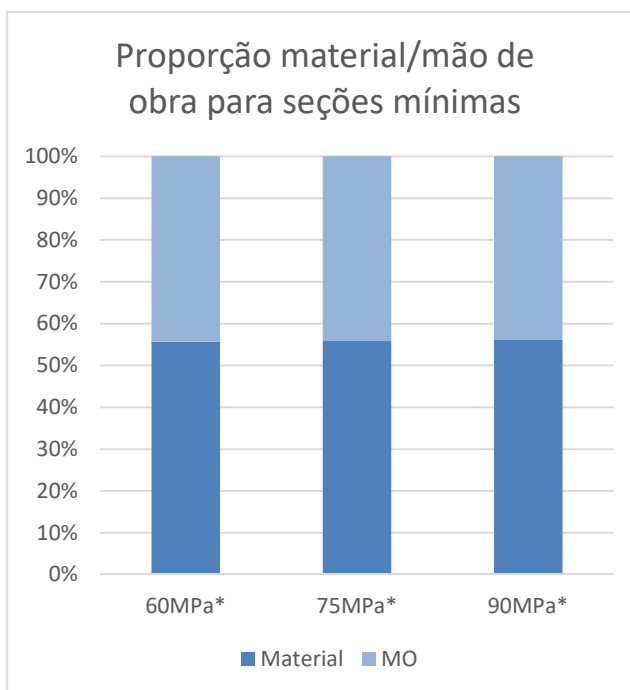


Figura 26 - Proporção entre material e mão de obra para seções mínimas (Grupo II).

6.2. Solução mantendo seções transversais constantes

Conforme explicado no item 2.1.5, a segunda proposta de estudo buscou analisar a influência da resistência à compressão do concreto, quando mantidas seções constantes, na taxa de armadura e, conseqüentemente, nos quantitativos de aço e sua influência no custo global da obra. Nesse capítulo serão apresentados os quantitativos, orçamentos e resultados obtidos para essa solução.

6.2.2. Quantitativos

Os quantitativos de armadura, em quilogramas (kg), estão apresentados na Tabela 21, para todas as bitolas de aço CA-50 e CA-60 utilizadas nos modelos. O volume de concreto, em m^3 , e a área de formas, em m^2 , se mantiveram constantes nessa solução e constam nas tabelas 22 e 23, respectivamente, para cada elemento estrutural.

Quantitativo Aço (kg) - seções constantes										
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	16 mm	20 mm	25 mm	Total	%
25 MPa	1463,7	10599,9	3134,7	6522	3227,5	2667,9	4218,1	4669,5	36503,3	100%
30 MPa	1520,4	11284,4	2597,7	6282,8	3026	2858,4	3424,7	3646,6	34641	95%
35 MPa	1558,1	10386,6	3981,1	6151,4	2953,5	4159,3	1402,9	3257,2	33850,1	93%
40 Mpa	1530,9	10151,2	4766,7	5892,3	3269,8	3918,7	1269,3	3125,1	33924	93%
45 MPa	1583	7603,3	7770,8	5953,8	3263,4	3459,1	1579,5	2629,3	33842,2	93%
50 Mpa	982,2	5970	9141,7	7440,2	3325,9	3324,6	1813,7	2620	34618,3	95%
60 MPa	1611,7	11922,5	2972,8	6471,5	3292,8	3107,1	3556,2	3030	35964,6	99%
75 MPa	1771,9	11704,7	2970,3	6615,9	3184,2	2874,1	3556,2	3030	35707,3	98%
90 MPa	1611,7	12008,2	2972,8	6471,5	3507,3	3048,1	3375,7	3030	36025,3	99%

Tabela 21 - Quantitativo de aço para seções constantes.

	Quantitativo de concreto (m ³)
Viga	77,8
Pilar	58
Laje	233,9
Total	369,7

Tabela 22 - Quantitativo de concreto para seções constantes.

	Quantitativo de formas (m ²)
Viga	805
Pilar	655
Laje	1720
Total	3180

Tabela 23 - Quantitativo de formas para seções constantes.

Observa-se redução no quantitativo de aço com o aumento da resistência à compressão do concreto nos modelos utilizando concretos do Grupo I (C25 a C50), conforme esperado. No entanto, quando se trata de concretos do Grupo II, a quantidade de armadura passa a crescer. Isso se deve, possivelmente, ao fato de alguns elementos terem sido dimensionados pela armadura mínima prevista por norma, que varia conforme resistência à compressão do concreto (fck).

6.2.3. Orçamento de materiais utilizando concretos do grupo I

Os resultados obtidos a partir dos orçamentos, quando quantificados apenas custos para material, podem ser observados na Figura 27, abaixo. Nesse caso, como o volume de concreto se manteve constante do projeto de fck = 25 MPa mesmo com o aumento da resistência, e tendo

em vista que o valor do concreto se sobrepõe ao custo do aço, o comportamento da curva representa que, nesse caso, quanto maior a resistência, maior o custo total de material. O orçamento detalhado encontra-se no Apêndice C.

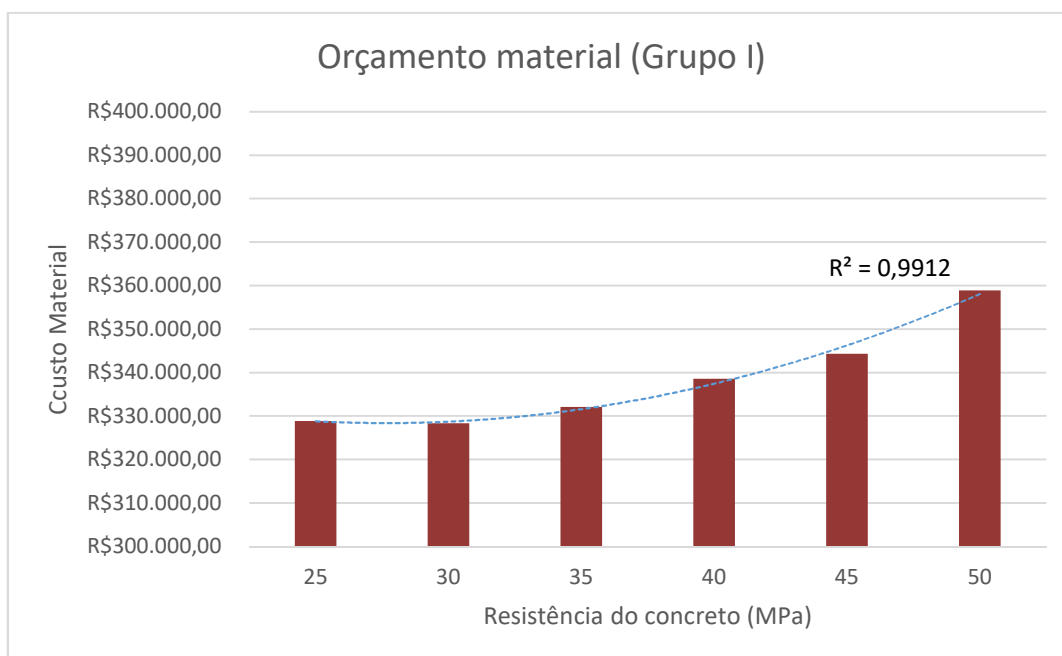


Figura 27 - Curva f_{ck} x custo de material para seções constantes (Grupo I)

6.2.4. Orçamento de material e mão de obra utilizando concretos do grupo I

Da mesma forma que nas análises anteriores, quando se acrescentam os custos relacionados à mão de obra de corte, dobra e montagem do aço e de montagem das formas, bombeamento e execução do concreto, o ponto mínimo da curva se desloca para a direita. Nesse caso, a solução mais vantajosa economicamente, quando considerado apenas material, fica na faixa entre 30 e 35 MPa, com a composição completa. Os resultados estão apresentados na Figura 28 e o orçamento detalhado consta no Apêndice D.

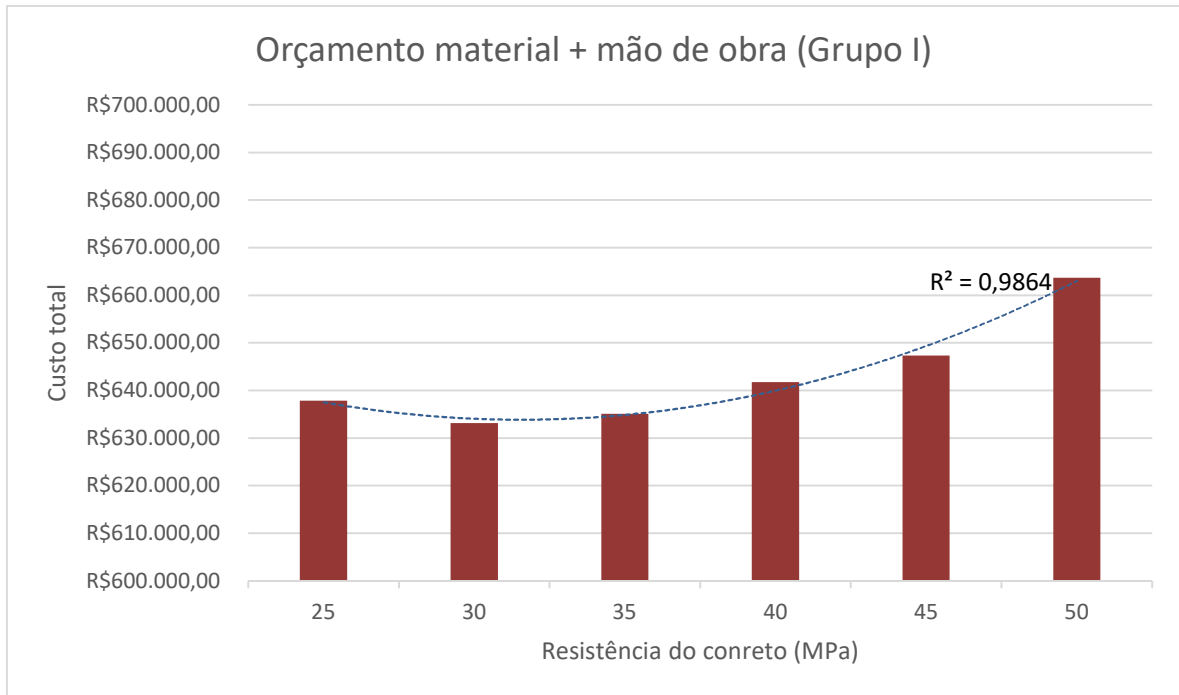


Figura 28 - Curva f_{ck} x custo de material e mão de obra para seções constantes (Grupo I)

Abaixo, na Figura 29, a proporção de material em relação à mão de obra, que fica entre 50% e 60% e tem um leve aumento conforme cresce a resistência à compressão do concreto utilizado.

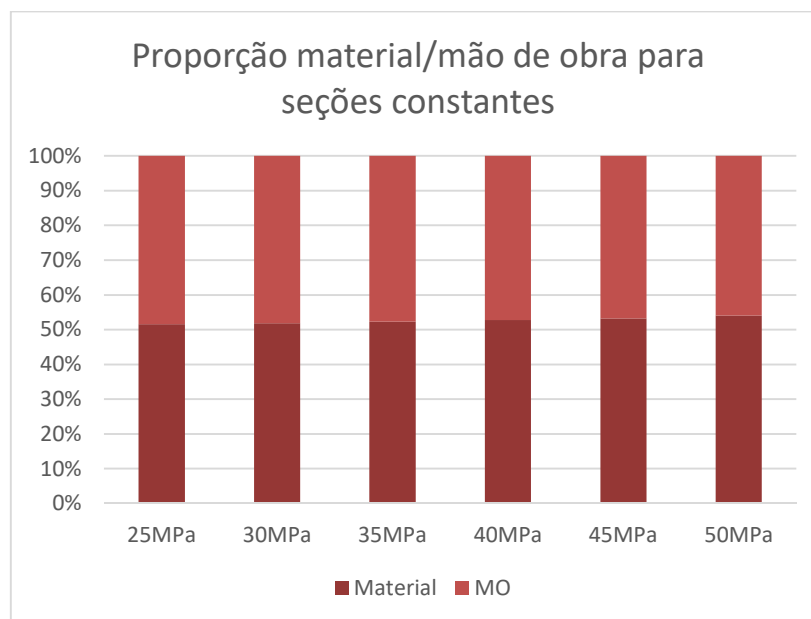


Figura 29 - Proporção entre material e mão de obra para seções constantes (Grupo I).

6.2.5. Orçamento de materiais utilizando concretos do grupo II

Para os concretos do grupo II (C60, C75 e C90) utilizados nos pilares, com as vigas e lajes dimensionadas com C50, haja vista que todas as dimensões das peças foram mantidas iguais às do projeto base de 25 MPa, o orçamento, levando em conta apenas o material, teve uma tendência de crescimento considerável. Isso se deve ao fato de que o custo do concreto é majoritário na composição de custos e, dessa forma, com o volume desse material mantido constante, o aumento da resistência representa um aumento do custo, nesse caso, não compensado pela diminuição da taxa de aço.

O gráfico com os resultados está apresentado na Figura 30, abaixo, e segue o comportamento próximo a uma equação linear. O orçamento completo é apresentado no Apêndice C.

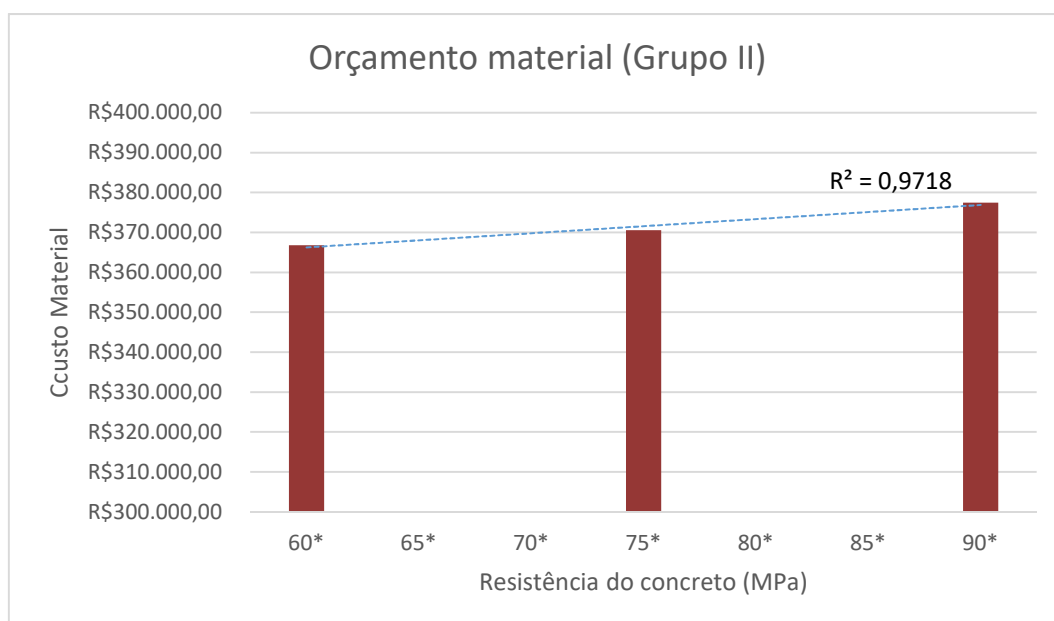


Figura 30 - Curva f_{ck} x custo de material para seções constantes (Grupo II).

6.2.6. Orçamento de materiais e mão de obra dos concretos do grupo II

Da mesma forma que na solução que buscou reduzir o volume do concreto, quando a redução se trata da taxa de armadura, nos concretos classificados como Grupo II (acima de 50MPa), o comportamento da curva se mantém praticamente constante, quando adicionados os quantitativos referentes a mão de obra. Assim, o concreto mais barato, quando se utiliza

concreto de altas resistências nos pilares, para o caso em estudo, se mantém em 60 MPa (Figura 31). O orçamento completo se encontra no Apêndice D.

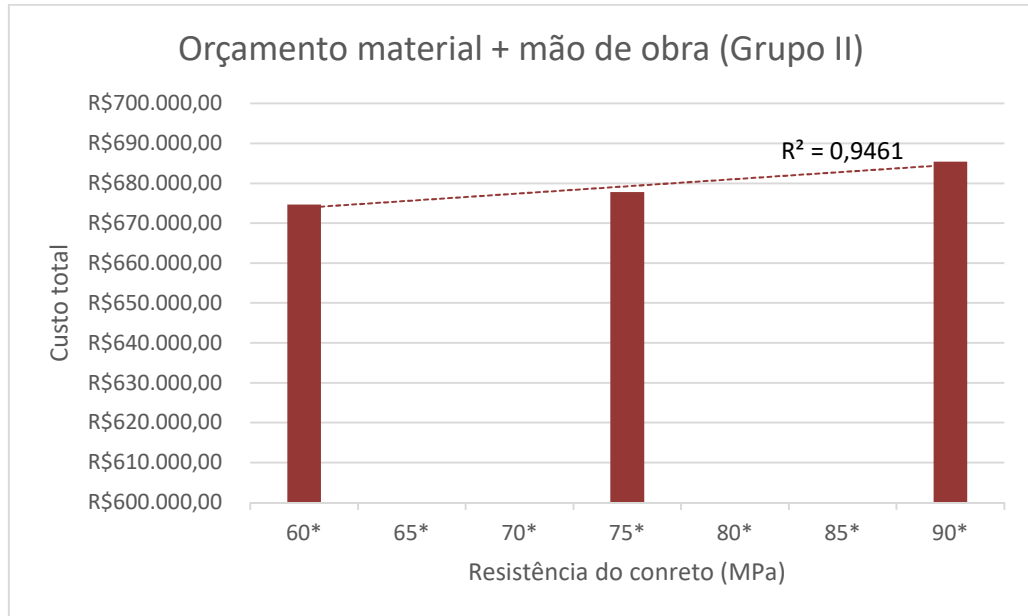


Figura 31 - Curva f_{ck} x custo de material e mão de obra para seções constantes (Grupo II).

A proporção entre material e mão de obra é mantida praticamente constante, com pouco mais da metade do valor correspondente ao custo de material, conforme Figura 32.

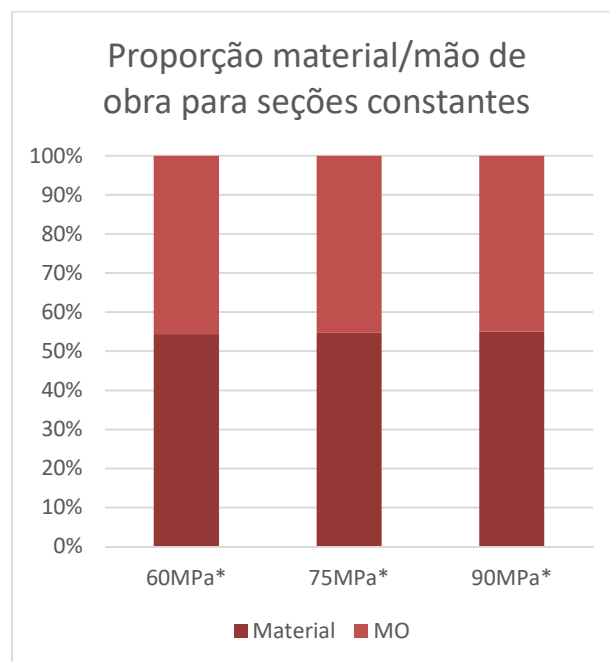


Figura 32 - Proporção entre material e mão de obra para seções constantes (Grupo II).

6.3. Comparação entre as soluções propostas

Esse capítulo trata da comparação entre todas as propostas de projeto analisadas anteriormente para, finalmente, apresentar a faixa de resistência do concreto e concepção de projeto que resulta na solução mais vantajosa economicamente para a edificação em estudo, nas configurações atuais.

Para embasar a comparação, inicialmente é apresentada a relação entre os quantitativos de concreto (Figura 33) e de aço (Figura 34) resultantes dos projetos estruturais utilizando as variantes das resistências de concreto para as duas soluções propostas – reduzir o volume de concreto ou mantê-lo constante, reduzindo, assim, a quantidade de aço.

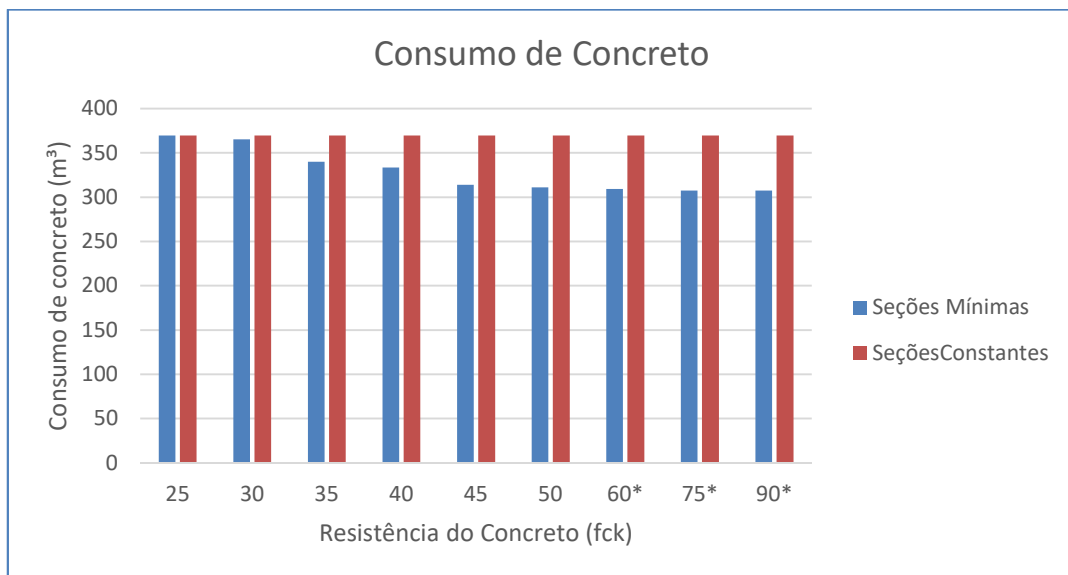


Figura 33 - Comparativo de consumo de concreto.

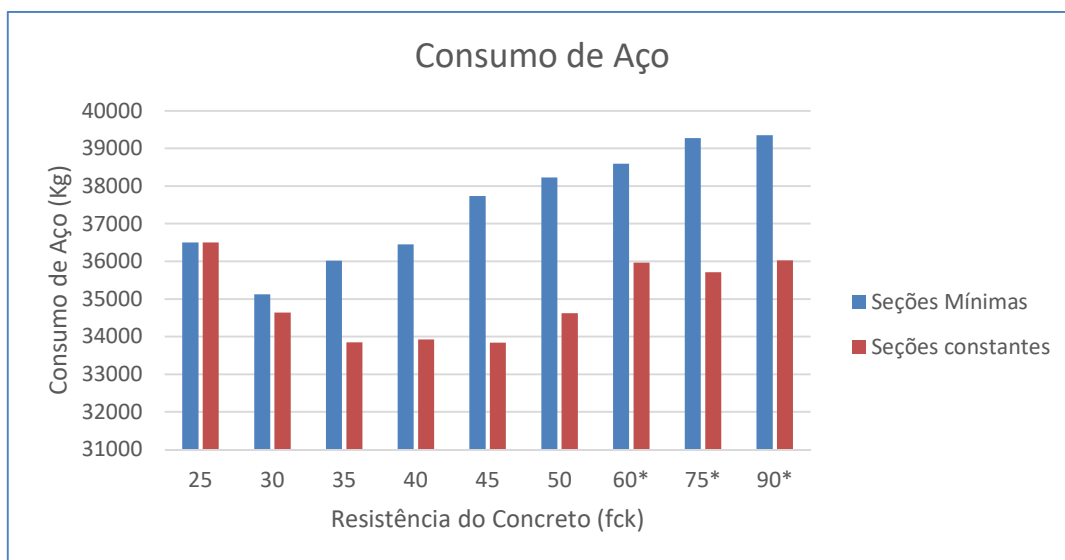


Figura 34 - Comparativo de consumo de aço.

Com vistas dos comparativos referentes aos quantitativos de material para as diferentes propostas, apresenta-se um resumo dos orçamentos obtidos para cada uma das soluções, considerando somente material e adicionando custos de mão de obra, para as resistências dos Grupos I e II. Com a tabela 24, somado às curvas referentes aos comparativos das soluções (Figura 35 e 36), é possível apontar a solução mais vantajosa entre os 17 modelos analisados.

	Material		Material + Mão de obra	
	Seções mínimas	Seções constantes	Seções mínimas	Seções constantes
25MPa	R\$ 328.815,22	R\$ 328.815,22	R\$ 637.855,86	R\$ 637.855,86
30MPa	R\$ 327.836,38	R\$ 328.332,08	R\$ 630.921,70	R\$ 633.129,46
35MPa	R\$ 328.270,61	R\$ 332.110,65	R\$ 618.137,35	R\$ 635.114,13
40MPa	R\$ 331.807,53	R\$ 338.552,85	R\$ 618.702,58	R\$ 641.733,15
45MPa	R\$ 335.174,89	R\$ 344.328,81	R\$ 613.049,04	R\$ 647.332,43
50MPa	R\$ 345.258,90	R\$ 344.328,81	R\$ 622.471,25	R\$ 663.673,25
Pilares 60MPa/ Vigas e lajes 50MPa	R\$ 347.589,03	R\$ 366.804,44	R\$ 624.543,26	R\$ 674.640,19
Pilares 75MPa/ Vigas e lajes 50MPa	R\$ 352.415,82	R\$ 370.554,17	R\$ 629.716,46	R\$ 677.800,62
Pilares 90MPa/ Vigas e lajes 50MPa	R\$ 356.461,97	R\$ 377.439,17	R\$ 633.929,09	R\$ 685.414,96

Tabela 24- Resumo dos resultados referentes a custos

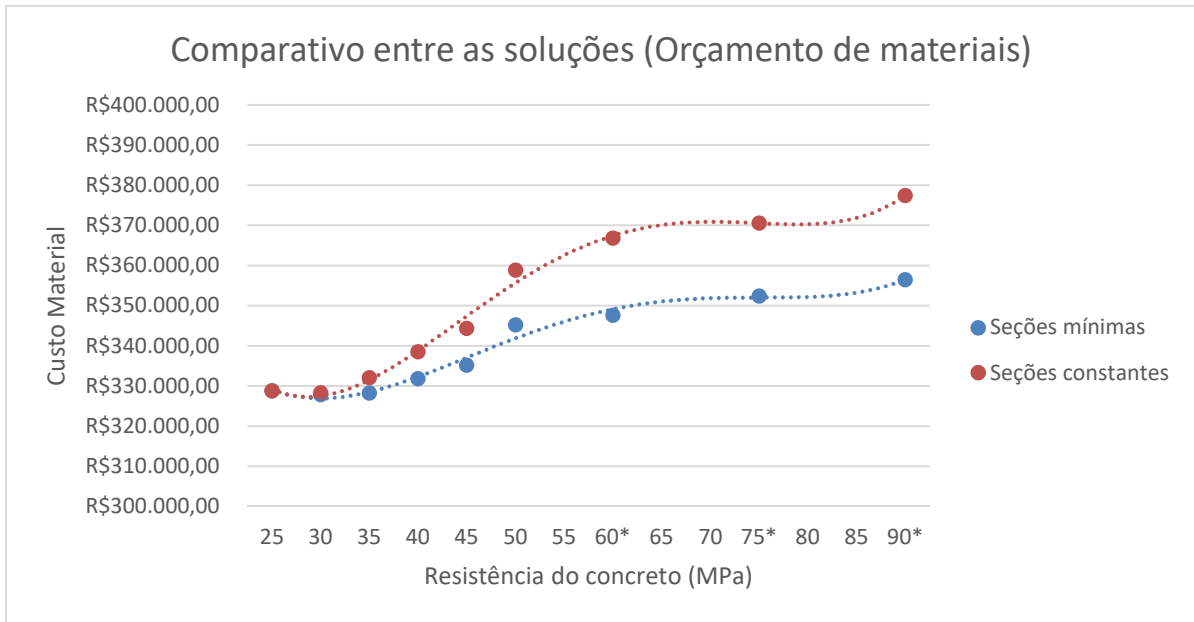


Figura 35 - Comparativo entre as soluções com relação ao custo de materiais.

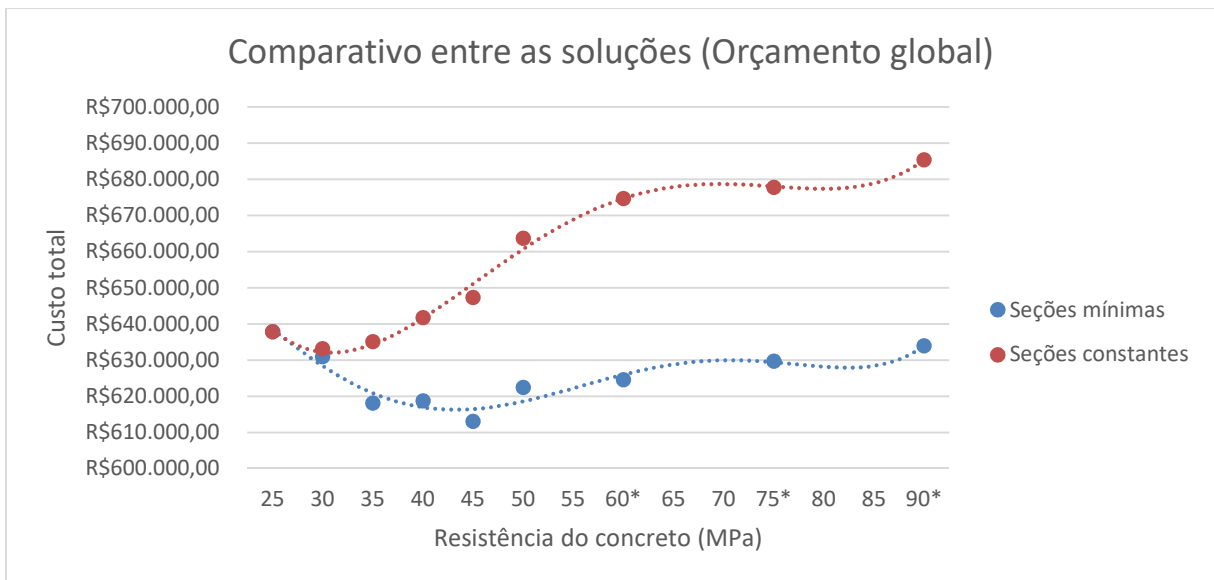


Figura 36 - Comparativo entre as soluções com relação ao custo de material e mão de obra.

A partir do banco de resultados obtidos através desse estudo, e com base no comparativo entre todas as soluções analisadas, é possível apontar a concepção de projeto e resistência característica à compressão do concreto que resulta na solução mais barata, em questão de superestrutura, para a edificação em estudo. Conclui-se, portanto, que em todos os casos, levar as seções transversais das peças às menores dimensões possíveis, e, dessa forma, priorizar a economia de concreto e uma estrutura com peças mais esbeltas, resulta em uma opção mais

vantajosa, quando comparada às reduções nas taxas de armadura, com volume de concreto constante.

Ademais, percebe-se, um deslocamento do ponto mínimo da curva f_{ck} x Custo quando adicionados os preços referentes à mão de obra, visto que o valor da mão de obra de execução de concreto armado é bastante significativo atualmente, e, assim, as reduções de volume de material resultam em uma economia maior, quando considerada.

Vale apontar que, quando se trata da solução que utiliza menor volume de concreto possível para cada resistência, considerando custos de material e mão de obra, a composição de concretos do Grupo II nos pilares, com vigas e lajes dimensionadas com concreto do Grupo I (C50), resulta em uma opção mais vantajosa que àquela utilizando concreto de $f_{ck}=25\text{MPa}$, material convencionalmente utilizado.

Por fim, aponta-se como solução mais vantajosa economicamente para a edificação comercial de cinco pavimentos estudada aquela que utiliza as seções transversais mínimas possíveis, respeitando os critérios de Estado Limite Último (ELU), Estado Limite de Serviço (ELS) e mantendo a estrutura classificada como nós fixos, a que utiliza em seu dimensionamento concretos de resistências características na faixa entre 40 e 45MPa.

Um estudo realizado por Santos et al. (2016), já apontava que o concreto de alto desempenho, se utilizado racionalmente, pode proporcionar grandes vantagens às estruturas ao qual será empregado. Nos edifícios estudados no trabalho, a opção por variar as resistências à compressão do concreto ao longo dos pavimentos para os pilares, utilizando concretos de alto desempenho, foi mais favorável economicamente, se comparado à utilização de concretos convencionais.

Já o estudo comparativo desenvolvido por BERNARDO (2011), para um edifício residencial de 17 pavimentos, através do dimensionamento utilizando f_{ck} de 20, 25, 30, 35 e 50 MPa, concluiu que, para as condições de mercado locais e temporais do estudo, as estruturas dimensionadas com f_{ck} igual a 30 e 35 MPa representaram a solução mais vantajosa economicamente.

7. ANÁLISE DE CENÁRIOS

Devido à instabilidade do mercado da construção civil, que oscila conforme a economia do país e que se apresenta em recessão no período em que o trabalho foi desenvolvido, foi proposta uma análise de cenários com o objetivo de simular possíveis realidades futuras, buscando, portanto, simular deslocamentos na curva fck x custo global da superestrutura.

Tendo como base os resultados obtidos para o cenário atual, foram analisadas três possibilidades: o concreto sofrer um aumento no seu valor unitário de 20% (Figura 37), o aço sofrer acréscimos de 20% (Figura 38) e o custo da mão aumentar em 20% (Figura 39). Tais considerações não implicam necessariamente na manutenção dos custos atuais num cenário futuro, mas permitem vislumbrar a influência da alteração relativa dos custos de materiais e mão de obra. Ambas as simulações foram feitas para as duas propostas desenvolvidas no trabalho – aquela que buscou a redução máxima no volume de concreto permitida, dentro dos critérios de ELS, ELU, mantendo a estrutura classificada como nós fixos, tendo como resultado, portanto, seções mínimas; e aquela que manteve as seções transversais constantes do projeto de 25MPa, visando economia nos quantitativos de aço.

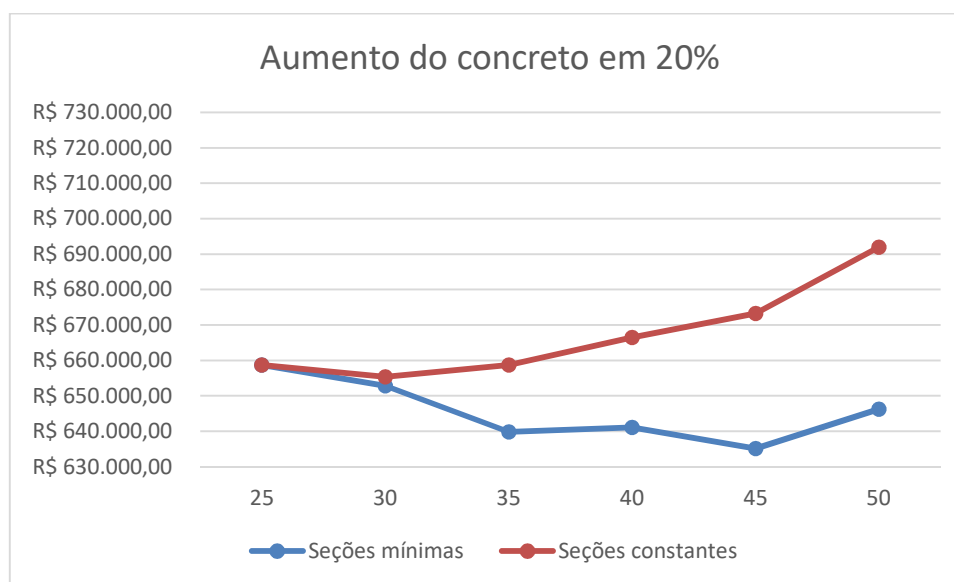


Figura 37 - Simulação de aumento de 20% no custo do concreto.

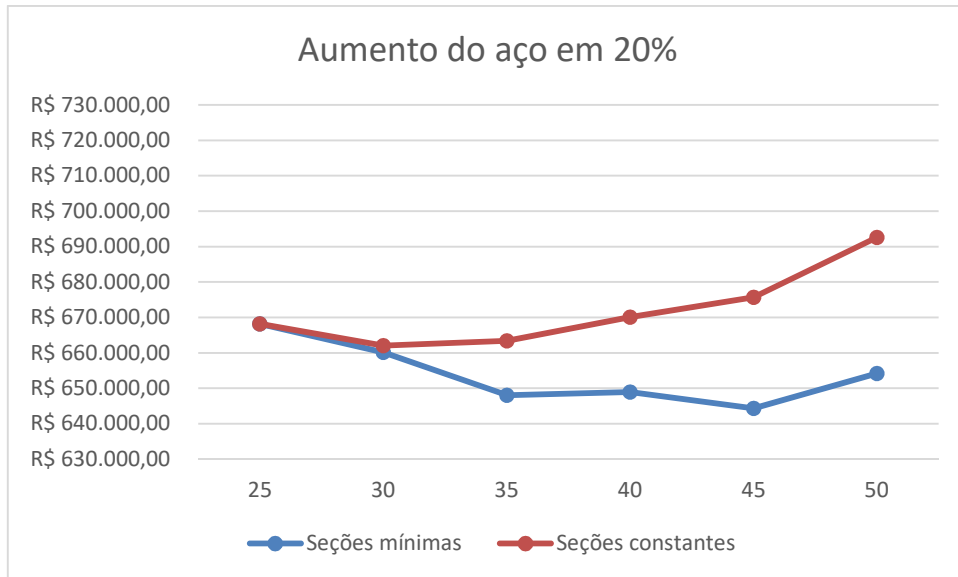


Figura 38 - Simulação de aumento de 20% do custo do aço.

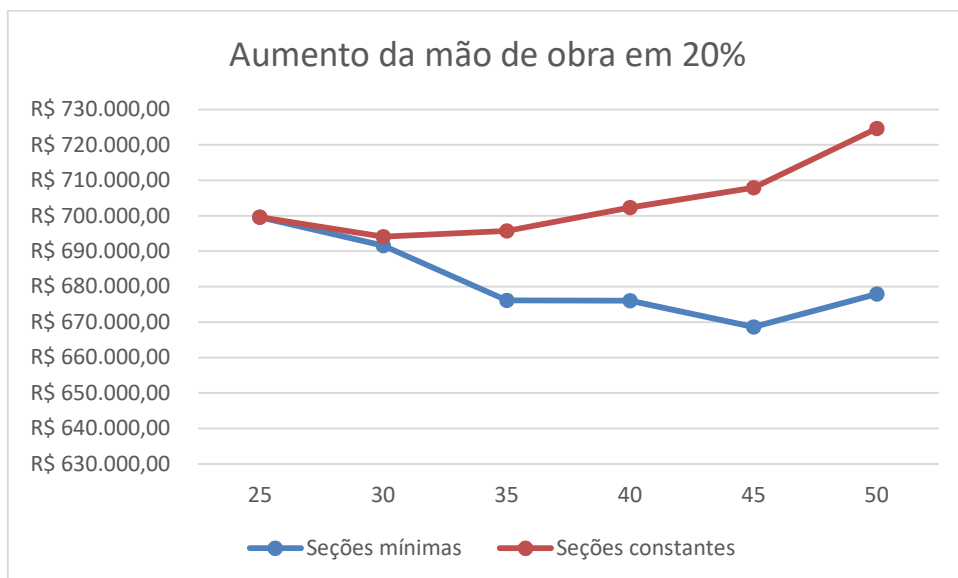


Figura 39 - Simulação de aumento de 20% no custo da mão de obra

Os resultados obtidos mostraram que o comportamento da curva sofre pequenas alterações com as simulações de aumentos nos custos de concreto, aço ou mão de obra. No caso do projeto estrutural com seções mínimas, para todos os cenários analisados a faixa de concretos que representam melhor viabilidade econômica se manteve entre 35 e 45 MPa. Já quando as seções transversais são mantidas constantes, a faixa de concretos que resultam em um orçamento com valor mais baixo também se manteve em torno de 30MPa, mesmos resultados obtidos para a edificação em estudo no cenário atual, em ambas as simulações. Ainda, percebe-

se, através da análise de cenários, que o aumento do valor da mão de obra é o que gera maior inflação no custo global da superestrutura.

8. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo analisar a influência da resistência à compressão do concreto no orçamento global do edifício de 5 pavimentos em estudo e para o cenário atual, e, dessa forma, apontar qual a solução mais vantajosa economicamente, nesse caso.

Sabe-se que todos os efeitos causados na superestrutura pela alteração da resistência à compressão do concreto no dimensionamento da edificação podem ocasionar diversas alterações no consumo de material pelos elementos estruturais. Visando quantificar essas alterações de consumo e sua influência no orçamento é que foi realizado este trabalho.

Deste modo, o estudo comparativo elaborado tomou como base duas propostas de soluções. A primeira se trata de variações nas resistências do concreto que possibilitassem redução no consumo desse material, ou seja, com o aumento da resistência buscou-se a redução máxima permitida para as seções transversais das peças. A segunda, manteve como premissa manter as seções transversais constantes do projeto de 25 MPa, buscando, portanto, quantificar os ganhos relacionados ao consumo de aço e sua influência no custo global. Para ambas soluções, foram utilizadas variantes de fck de concretos do Grupo I, e, em um segundo momento, estudou-se a viabilidade de utilizar pilares dimensionados com concretos de alta resistência.

Em se tratando de quantitativos de materiais, foi analisado primeiramente o consumo de aço, concreto e formas pela superestrutura. Observou-se que a economia de concreto é mais expressiva nos elementos submetidos à compressão (pilares), quando se aumentou a resistência do concreto (fck), e representou uma redução de até 31% quando utilizado concreto de alta resistência. Salienta-se que a limitação da classificação da estrutura como nós fixos muitas vezes foi balizadora nas reduções de seções transversais, não permitindo, dessa forma, maiores economias. Observou-se também que, quando as peças foram levadas as seções mínimas, a taxa de armadura se manteve próxima à máxima permitida (4% da área de aço).

Em contrapartida, quando o volume de concreto foi mantido constante, foi possível verificar reduções nos quantitativos de armadura, conforme esperado. Contudo, com a utilização de resistências mais altas, em alguns casos essa tendência não se concretizou. Isso pode ser explicado, possivelmente, por ter estruturas dimensionadas com armadura mínima, que varia conforme o fck.

De maneira geral, com vistas em todos os resultados obtidos, foi possível observar alterações na resistência do concreto que proporciona a solução mais viável economicamente, quando levados em conta apenas quantitativos de materiais, quando analisado o orçamento dos materiais e quando o custo de mão de obra foi incorporado aos custos. Nesse último caso, se tratando do custo global, em todas as situações o ponto mínimo da curva f_{ck} x orçamento se deslocou no sentido de maior resistência. Tais variações permitem destacar a importância de fazer uma análise global do custo da superestrutura, sem se limitar apenas aos materiais, quando busca-se apontar a solução mais econômica de projeto.

Conclui-se, portanto, que em todas as situações estudadas, levar as seções transversais das peças às menores dimensões possíveis, e, dessa forma, priorizar a economia de concreto e uma estrutura com peças mais esbeltas, resulta em uma opção mais vantajosa, quando comparada às reduções nas taxas de armadura, com volume de concreto constante. Atenta-se ao fato de que não estão sendo quantificados ganhos relacionados à redução do peso próprio da estrutura, que resultariam possivelmente em ganhos nas fundações.

Vale apontar que, quando se trata da solução que utiliza menor volume de concreto possível para cada resistência, considerando custos de material e mão de obra, a composição de concretos do Grupo II nos pilares, com vigas e lajes dimensionadas com concreto do Grupo I (C50), resulta em uma opção mais vantajosa que àquela utilizando concreto de $f_{ck}=25\text{MPa}$, material convencionalmente utilizado.

Por fim, aponta-se como solução mais vantajosa economicamente para a edificação comercial de cinco pavimentos estudada àquela que utiliza as seções transversais mínimas possíveis, respeitando os critérios de Estado Limite Último (ELU), Estado Limite de Serviço (ELS) e mantendo a estrutura classificada como nós fixos, a que utiliza em seu dimensionamento concretos de resistências características na faixa entre 40 e 45MPa. Tais resultados estão em consonância com a bibliografia, que aponta para o uso de concretos de mais alta resistência como a opção mais econômica. Vale apontar que a % referente a redução do custo não é muito significativa, quando comparada ao orçamento global da edificação. Resultados mais satisfatórios com relação ao uso de concretos de mais altas resistências podem ser obtidos quando considerados edifícios altos.

Confrontando os resultados da bibliografia com o estudo realizado, observa-se semelhança na faixa de concretos encontrada como mais viável financeiramente, quando levado em conta apenas orçamentos referentes a materiais, sem quantificar os gastos com mão de obra.

Como sugestão para trabalhos futuros, propõe-se o desenvolvimento do mesmo estudo comparativo para edifícios residenciais e de altura superior. Ainda, pode ser relevante a liberdade de classificação da estrutura como nós móveis ou propor outros modelos estruturais, como a incorporação de lajes nervuradas e a variação dos vãos entre pilares. Avaliar a viabilidade de variar o fck dos pilares ao longo dos pavimentos, para edifícios altos também é uma opção a se considerar. Tais sugestões e avaliações de diferentes situações, cenários e propostas estruturais possibilita apontar com mais clareza e de forma mais ampla qual a faixa mais vantajosa de resistência de concretos para as diversas concepções de projeto.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais. Rio de Janeiro, 2015.

AITCIN, O. C. **Concreto de alto desempenho**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2000.

ALVES, M. F. (2000). **Estudo comparativo de métodos de dosagem para concreto de alta resistência**. Dissertação (mestrado) – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 363R (1992). State of the art report on high strength concrete. Detroit, 55p.

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014b.v.3.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula da disciplina de Estruturas de concreto I na Universidade Estadual Paulista. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>. Acesso em: 20 nov. 2019.

BERNARDO, J. N. D. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (fck) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial em concreto armado**. Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil da UNESC - como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil, 2011.

BESSA, V. M. R. D. **Estruturas de Concreto Armado I**. Notas de aula, ENG0111, UFRGS, 2017.

DAFICO, D. A. **Contribuição ao estudo de dosagem do concreto de Cimento Portland**. Florianópolis, 1997. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Universidade Federal de Santa Catarina.

DAL MOLIN, D. C. C.; MONTEIRO, P. J. M. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de microsilica**. 1995. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

DAL MOLIN, D. C. C.; WOLF, J. **Viabilidade técnico-econômica da utilização de concreto de alta resistência em edifícios altos**. In: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO, 10, Gramado, 1990. Anais...Porto Alegre: SERGS. p. 853-863.

DAL MOLIN, D. C. C.; REINERT, M. V.; ROHDEN, A. B.; SEELBACH, L. C. **Estudo comparativo entre o concreto de alto desempenho e o concreto convencional na estrutura de um edifício de 20 pavimentos com núcleo rígido**. In: Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto CBC (IBRACON), 2015.

DE LARRARD, F.; MALIER, Y. (1989). **Propriétés constructives des betons à très hautes performances: de la micro à la macrostructure**. Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Tracaux Publics, Série: Beton 268, n.479, p.77-109, dec.

DUCATTI, V. A. (1993). **Concreto de elevado desempenho – estudo de aderência com armadura**. São Paulo. 374P. Tese (doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: Pini, 1993 (reimpressão 2001).

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994. 573p.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto-Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 1ª Ed. Português, IBRACON, São Paulo, 2008.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed. rev. e atual. São Paulo: Pini, 1997.

PACHECO, R. F. R. **Análise do módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos produzidos em centrais na Grande Vitória**. Experimentos e estatística. 2006. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)* – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES, 2006.

PAULA, A. L. **Avaliação da Resistência de Pilares de Concreto de Alta Resistência**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007, 154 p.

PINHEIRO, L.M.; RAZENTE, J.A. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Apostila, Universidade Federal de São Carlos: São Carlos, 2007.

SANTOS, J. S.; REINERT, M. V.; GARCEZ, M. R.; ROHDEN, A. B. **Estudo comparativo entre o concreto de alto desempenho e o concreto convencional em pilares de edificações altas**. In: 24 Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural, 2016.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. **Concreto de alto e ultra-alto desempenho**. In: ISAIA, G. C. (Ed.). *Concreto: ciência e tecnologia*. 1. Ed. São Paulo: Ibracon, 2011. P. 1283-1325.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo compressão reta**. Tese (doutorado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1999.

**APÊNDICE A – Orçamento de materiais para solução de
seções mínimas**

Orçamento de material com seções mínimas										
		25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	60 MPa	75 MPa	90 MPa
Concreto		R\$ 104.132,17	R\$ 109.651,70	R\$ 108.378,53	R\$ 111.756,00	R\$ 110.214,00	R\$ 118.943,90	R\$ 120.048,80	R\$ 122.460,26	R\$ 126.347,47
Forma	Pilar	R\$ 18.844,35	R\$ 17.693,55	R\$ 17.262,00	R\$ 16.255,05	R\$ 16.111,20	R\$ 15.967,35	R\$ 15.248,10	R\$ 14.816,55	R\$ 14.672,70
	Viga	R\$ 19.432,70	R\$ 19.601,68	R\$ 18.370,54	R\$ 17.767,04	R\$ 17.670,48	R\$ 17.308,38	R\$ 17.598,06	R\$ 17.646,34	R\$ 17.646,34
	Laje	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20
Aço	5	R\$ 6.617,68	R\$ 6.913,37	R\$ 6.920,60	R\$ 7.205,44	R\$ 6.987,97	R\$ 6.926,03	R\$ 7.398,49	R\$ 7.275,52	R\$ 7.049,00
	6,3	R\$ 45.592,29	R\$ 47.360,94	R\$ 37.144,30	R\$ 37.599,37	R\$ 28.512,65	R\$ 29.518,28	R\$ 31.852,54	R\$ 32.848,26	R\$ 32.544,17
	8	R\$ 13.482,97	R\$ 11.920,35	R\$ 24.524,15	R\$ 25.136,21	R\$ 35.010,91	R\$ 28.801,27	R\$ 28.958,26	R\$ 28.950,52	R\$ 31.082,19
	10	R\$ 27.269,79	R\$ 25.815,57	R\$ 18.072,82	R\$ 16.464,73	R\$ 16.366,47	R\$ 22.735,28	R\$ 21.955,06	R\$ 22.211,37	R\$ 20.330,25
	12,5	R\$ 12.849,32	R\$ 11.443,96	R\$ 22.698,81	R\$ 22.987,85	R\$ 27.644,26	R\$ 27.089,28	R\$ 26.240,09	R\$ 27.051,46	R\$ 27.606,44
	16	R\$ 10.621,44	R\$ 13.416,25	R\$ 15.287,41	R\$ 12.311,86	R\$ 11.015,58	R\$ 8.714,05	R\$ 9.217,67	R\$ 8.631,24	R\$ 9.365,37
	20	R\$ 16.793,10	R\$ 13.547,23	R\$ 7.483,06	R\$ 13.838,25	R\$ 15.561,71	R\$ 19.756,31	R\$ 19.573,17	R\$ 21.696,74	R\$ 23.650,72
	25	R\$ 18.590,21	R\$ 15.882,60	R\$ 17.539,18	R\$ 15.896,53	R\$ 15.490,45	R\$ 14.909,59	R\$ 14.909,59	R\$ 14.238,36	R\$ 11.578,13
TOTAL		R\$ 328.815,22	R\$ 327.836,38	R\$ 328.270,61	R\$ 331.807,53	R\$ 335.174,89	R\$ 345.258,90	R\$ 347.589,03	R\$ 352.415,82	R\$ 356.461,97

**APÊNDICE B – Orçamento de materiais e mão de obra para
solução de seções mínimas**

Orçamento de material + mão de obra com seções mínimas										
		25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	60 MPa	75 MPa	90 MPa
Concreto		R\$ 329.649,17	R\$ 332.362,70	R\$ 315.839,53	R\$ 315.252,00	R\$ 301.754,00	R\$ 308.714,90	R\$ 308.721,80	R\$ 309.913,26	R\$ 313.800,47
Forma	Pilar	R\$ 18.844,35	R\$ 17.693,55	R\$ 17.262,00	R\$ 16.255,05	R\$ 16.111,20	R\$ 15.967,35	R\$ 15.248,10	R\$ 14.816,55	R\$ 14.672,70
	Viga	R\$ 19.432,70	R\$ 19.601,68	R\$ 18.370,54	R\$ 17.767,04	R\$ 17.670,48	R\$ 17.308,38	R\$ 17.598,06	R\$ 17.646,34	R\$ 17.646,34
	Laje	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20
Aço	5	R\$ 9.953,16	R\$ 10.397,88	R\$ 10.408,76	R\$ 10.837,16	R\$ 10.510,08	R\$ 10.416,92	R\$ 11.127,52	R\$ 10.942,56	R\$ 10.601,88
	6,3	R\$ 69.959,34	R\$ 72.673,26	R\$ 56.996,28	R\$ 57.694,56	R\$ 43.751,40	R\$ 45.294,48	R\$ 48.876,30	R\$ 50.404,20	R\$ 49.937,58
	8	R\$ 20.689,02	R\$ 18.291,24	R\$ 37.631,22	R\$ 38.570,40	R\$ 53.722,68	R\$ 44.194,26	R\$ 44.435,16	R\$ 44.423,28	R\$ 47.694,24
	10	R\$ 42.197,34	R\$ 39.947,07	R\$ 27.965,93	R\$ 25.477,57	R\$ 25.325,52	R\$ 35.180,63	R\$ 33.973,32	R\$ 34.369,93	R\$ 31.459,08
	12,5	R\$ 20.204,15	R\$ 17.994,37	R\$ 35.691,39	R\$ 36.145,87	R\$ 43.467,56	R\$ 42.594,92	R\$ 41.259,66	R\$ 42.535,45	R\$ 43.408,09
	16	R\$ 16.701,05	R\$ 21.095,57	R\$ 24.037,77	R\$ 19.359,05	R\$ 17.320,79	R\$ 13.701,89	R\$ 14.493,78	R\$ 13.571,68	R\$ 14.726,02
	20	R\$ 26.405,31	R\$ 21.301,53	R\$ 11.766,30	R\$ 21.759,13	R\$ 24.469,09	R\$ 31.064,62	R\$ 30.776,66	R\$ 34.115,75	R\$ 37.188,16
	25	R\$ 29.231,07	R\$ 24.973,64	R\$ 27.578,43	R\$ 24.995,55	R\$ 24.357,03	R\$ 23.443,70	R\$ 23.443,70	R\$ 22.388,26	R\$ 18.205,33
TOTAL		R\$ 637.855,86	R\$ 630.921,70	R\$ 618.137,35	R\$ 618.702,58	R\$ 613.049,04	R\$ 622.471,25	R\$ 624.543,26	R\$ 629.716,46	R\$ 633.929,09

**APÊNDICE C – Orçamento de materiais para solução de
seções constantes**

Orçamento de material com seções constantes										
		25 MPa	30 Mpa	35 MPa	40 Mpa	45 MPa	50 Mpa	60 MPa	75 MPa	90 MPa
Concreto		R\$ 104.132,17	R\$ 111.033,23	R\$ 117.811,07	R\$ 123.849,50	R\$ 129.764,70	R\$ 141.348,63	R\$ 143.824,81	R\$ 148.554,01	R\$ 154.190,46
Forma	Pilar	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35
	Viga	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70
	Laje	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20
Aço	5	R\$ 6.617,68	R\$ 6.874,03	R\$ 7.044,48	R\$ 6.921,51	R\$ 7.157,06	R\$ 4.440,72	R\$ 7.286,82	R\$ 8.011,11	R\$ 7.286,82
	6,3	R\$ 45.592,29	R\$ 48.536,46	R\$ 44.674,84	R\$ 43.662,34	R\$ 32.703,31	R\$ 25.678,16	R\$ 51.281,06	R\$ 50.344,26	R\$ 51.649,67
	8	R\$ 13.482,97	R\$ 11.173,23	R\$ 17.123,51	R\$ 20.502,53	R\$ 33.423,76	R\$ 39.320,28	R\$ 12.786,61	R\$ 12.775,85	R\$ 12.786,61
	10	R\$ 27.269,79	R\$ 26.269,64	R\$ 25.720,23	R\$ 24.636,88	R\$ 24.894,03	R\$ 31.108,96	R\$ 27.058,64	R\$ 27.662,40	R\$ 27.058,64
	12,5	R\$ 12.849,32	R\$ 12.047,11	R\$ 11.758,47	R\$ 13.017,73	R\$ 12.992,25	R\$ 13.241,07	R\$ 13.109,30	R\$ 12.676,94	R\$ 13.963,26
	16	R\$ 10.621,44	R\$ 11.379,86	R\$ 16.559,01	R\$ 15.601,13	R\$ 13.771,37	R\$ 13.235,90	R\$ 12.369,99	R\$ 11.442,37	R\$ 12.135,10
	20	R\$ 16.793,10	R\$ 13.634,42	R\$ 5.585,23	R\$ 5.053,34	R\$ 6.288,31	R\$ 7.220,70	R\$ 14.157,94	R\$ 14.157,94	R\$ 13.439,34
25	R\$ 18.590,21	R\$ 14.517,84	R\$ 12.967,56	R\$ 12.441,65	R\$ 10.467,77	R\$ 10.430,74	R\$ 12.063,04	R\$ 12.063,04	R\$ 12.063,04	
TOTAL		R\$ 328.815,22	R\$ 328.332,08	R\$ 332.110,65	R\$ 338.552,85	R\$ 344.328,81	R\$ 358.891,43	R\$ 366.804,44	R\$ 370.554,17	R\$ 377.439,17

**APÊNDICE D – Orçamento de materiais e mão de obra para
solução de seções constantes**

Orçamento de material + mão de obra com seções constantes										
		25 MPa	30 Mpa	35 MPa	40 Mpa	45 MPa	50 Mpa	60 MPa	75 MPa	90 MPa
Concreto		R\$ 329.649,17	R\$ 336.550,23	R\$ 343.328,07	R\$ 349.366,50	R\$ 355.281,70	R\$ 366.865,63	R\$ 369.341,81	R\$ 374.071,01	R\$ 379.707,46
Forma	Pilar	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35	R\$ 18.844,35
	Viga	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70	R\$ 19.432,70
	Laje	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20	R\$ 34.589,20
Aço	5	R\$ 9.953,16	R\$ 10.338,72	R\$ 10.595,08	R\$ 10.410,12	R\$ 10.764,40	R\$ 6.678,96	R\$ 10.959,56	R\$ 12.048,92	R\$ 10.959,56
	6,3	R\$ 69.959,34	R\$ 74.477,04	R\$ 68.551,56	R\$ 66.997,92	R\$ 50.181,78	R\$ 39.402,00	R\$ 78.688,50	R\$ 77.251,02	R\$ 79.254,12
	8	R\$ 20.689,02	R\$ 17.144,82	R\$ 26.275,26	R\$ 31.460,22	R\$ 51.287,28	R\$ 60.335,22	R\$ 19.620,48	R\$ 19.603,98	R\$ 19.620,48
	10	R\$ 42.197,34	R\$ 40.649,72	R\$ 39.799,56	R\$ 38.123,18	R\$ 38.521,09	R\$ 48.138,09	R\$ 41.870,61	R\$ 42.804,87	R\$ 41.870,61
	12,5	R\$ 20.204,15	R\$ 18.942,76	R\$ 18.488,91	R\$ 20.468,95	R\$ 20.428,88	R\$ 20.820,13	R\$ 20.612,93	R\$ 19.933,09	R\$ 21.955,70
	16	R\$ 16.701,05	R\$ 17.893,58	R\$ 26.037,22	R\$ 24.531,06	R\$ 21.653,97	R\$ 20.812,00	R\$ 19.450,45	R\$ 17.991,87	R\$ 19.081,11
	20	R\$ 26.405,31	R\$ 21.438,62	R\$ 8.782,15	R\$ 7.945,82	R\$ 9.887,67	R\$ 11.353,76	R\$ 22.261,81	R\$ 22.261,81	R\$ 21.131,88
25	R\$ 29.231,07	R\$ 22.827,72	R\$ 20.390,07	R\$ 19.563,13	R\$ 16.459,42	R\$ 16.401,20	R\$ 18.967,80	R\$ 18.967,80	R\$ 18.967,80	
TOTAL		R\$ 637.855,86	R\$ 633.129,46	R\$ 635.114,13	R\$ 641.733,15	R\$ 647.332,43	R\$ 663.673,25	R\$ 674.640,19	R\$ 677.800,62	R\$ 685.414,96

ANEXO A – Composição de custos

COMPOSIÇÃO DE CUSTOS - SERVIÇO: FORMAS

Serviço		Formas de Concreto Armado - Pilares 3x			Unidade	m2
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MC	Desmoldante de formas para concreto	l	0,020000	9,3600	0,1872	
MC	Guia Cedrinho 2,5x15cm	m	0,770000	8,6400	6,6528	
MC	Sarrafo 2,5x7cm	m	1,370000	4,3200	5,9184	
MC	Tubo PVC CL8 250mm	m	0,332500	2,7000	0,8978	
MC	Prego c/cabeça 17x27	kg	0,200000	6,5000	1,3000	
MC	Compensado Resinado 12mm	pç	0,000000	62,1200	0,0000	
MC	Sarrafo 2,5x5cm	m	0,200000	2,8700	0,5740	
MC	Compensado Plastificado 18mm	pç	0,121900	108,6100	13,2396	
MC	Compensado Resinado 14mm	pç	0,000000	77,6300	0,0000	
Total					28,7698	
Total orçado			1,0000		28,77	

Serviço		Formas de Concreto Armado - Lajes 3x			Unidade	m2
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MC	Desmoldante de formas para concreto	l	0,020000	9,3600	0,1872	
MC	Sarrafo 2,5x7cm	m	0,340000	4,3200	1,4688	
MC	Caibro 5 x 7 cm	m	0,340000	8,6400	2,9376	
MC	Prego c/cabeça 17x27	kg	0,200000	6,5000	1,3000	
MC	Compensado Resinado 12mm	pç	0,000000	62,1200	0,0000	
MC	Sarrafo 2,5x5cm	m	0,340000	2,8700	0,9758	
MC	Compensado Plastificado 18mm	pç	0,121900	108,6100	13,2396	
MC	Compensado Resinado 14mm	pç	0,000000	77,6300	0,0000	
MC	Isopor e=5cm	pç	0,000000	7,2800	0,0000	
Total					20,1090	
Total orçado			1,0000		20,11	

Serviço		Formas de Concreto Armado - Vigas 3x			Unidade	m2
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MC	Desmoldante de formas para concreto	l	0,020000	9,3600	0,1872	
MC	Sarrafo 2,5x7cm	m	0,580000	4,3200	2,5056	
MC	Caibro 5 x 7 cm	m	0,450000	8,6400	3,8880	
MC	Tubo PVC CL8 250mm	m	0,332500	2,7000	0,8978	
MC	Prego c/cabeça 17x27	kg	0,200000	6,5000	1,3000	
MC	Compensado Resinado 12mm	pç	0,000000	62,1200	0,0000	
MC	Sarrafo 2,5x5cm	m	0,740000	2,8700	2,1238	
MC	Compensado Plastificado 18mm	pç	0,121900	108,6100	13,2396	
MC	Compensado Resinado 14mm	pç	0,000000	77,6300	0,0000	
Total					24,1420	
Total orçado			1,0000		24,14	

COMPOSIÇÃO DE CUSTOS - SERVIÇO: ARMAÇÃO

Subetapa		ARMAÇÃO CA50/60			Unidade	kg
Serviço		Armadura CA50/60 - 5,0 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Aço CA 50 5mm	kg	1,020000	4,0200	4,1004	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,8053	
Total orçado			1,0000		6,80	

Serviço		Armadura CA50/60 - 6,3 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Aço CA 50 6,3mm	kg	1,020000	3,8100	3,8862	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,5911	
Total orçado			1,0000		6,60	

Serviço		Armadura CA50/60 - 8,0 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Aço CA 50 8mm	kg	1,020000	3,8100	3,8862	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,5911	
Total orçado			1,0000		6,60	

Serviço		Armadura CA50/60 - 10 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Aço CA 50 10mm	kg	1,020000	3,6900	3,7638	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,4687	
Total orçado			1,0000		6,47	

Serviço		Armadura CA50/60 - 12,5 mm			Unidade	kg
---------	--	----------------------------	--	--	---------	----

Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360
MC	Aço CA 50 12,5mm	kg	1,020000	3,4900	3,5598
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518
Total					6,2647
Total orçado			1,0000		6,26

Serviço		Armadura CA50/60 - 16 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Aço CA 50 16mm	kg	1,020000	3,4900	3,5598	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,2647	
Total orçado			1,0000		6,26	

Serviço		Armadura CA50/60 - 20 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Aço CA 50 20mm	kg	1,020000	3,4900	3,5598	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,2647	
Total orçado			1,0000		6,26	

Serviço		Armadura CA50/60 - 25 mm			Unidade	kg
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total	
MO	MO de corte e dobra de aço CA 50/60	kg	1,020000	0,4400	0,4488	
MO	MOT de montagem de aço CA50/60	kg	1,020000	1,8000	1,8360	
MC	Aço CA 50 25mm	kg	1,020000	3,4900	3,5598	
MC	Arame Recozido Bitola 10	kg	0,040000	5,9300	0,2372	
MC	Protetor Plástico para Espera de Ferro	un	0,690000	0,1900	0,1311	
MC	Espaçador circular 25mm p/ aço 4,2 a 12,5mm	un	0,740000	0,0700	0,0518	
Total					6,2647	
Total orçado			1,0000		6,26	

COMPOSIÇÃO DE CUSTOS - SERVIÇO: MÃO DE OBRA DE CONCRETO ARMADO

Serviço		Mão de Obra de Execução de Concreto Armado		Unidade	m3
Tipo	Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Preço total
MO	MOT Execução de concreto armado	m3	1,000000	575,0000	575,0000
Total					575,0000
Total orçado			1,0000		575,00