INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIADA BAHIA, CAMPUS EUNÁPOLIS
DEPARTAMENTO DE ENSINO
COORDENAÇÃO DE ENSINO SUPERIOR
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

WALLACE OLIVEIRA SOUTO

INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E NOS CUSTOS DE UM EDIFÍCIO NO EXTREMO SUL DA BAHIA

EUNÁPOLIS-BA
2021

WALLACE OLIVEIRA SOUTO

INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E NOS CUSTOS DE UM EDIFÍCIO NO EXTREMO SUL DA BAHIA

Monografia (Graduação) apresentada ao Colegiado do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Bahia, Campus Eunápolis, como parte das exigências para obtenção do título de Graduado em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Daniel Bomfim Rocha dos Santos

EUNÁPOLIS–BA

2021

728i Souto, Wallace Oliveira
Influência da variação da resistência do concreto no comportamento estrutural e nos custos de um edifício no extremo sul da Bahia/ Wallace Oliveira Souto; orientado por Daniel Bomfim Rocha dos Santos. - - Eunápolis : IFBA, 2021.
94 p.
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal da Bahia – Campus Eunápolis.
1. Concreto armado. 2. Resistência à compressão do concreto. 3. Custos. 4. Dimensionamento estrutural. I. Santos, Daniel Bomfim Rocha dos, orient. II. Título.
620.136

Catalogação na fonte

Bibliotecária Responsável: Nilcéia Aparecida Conceição Santos Campos – CRB5 1378

WALLACE OLIVEIRA SOUTO

INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E NOS CUSTOS DE UM EDIFÍCIO NO EXTREMO SUL DA BAHIA

Eunápolis-BA, 14/12/2021

Comissão Examinadora

Prof. Msc. Daniel Bomfim Rocha Dos Santos
IFBA-EUNÁPOLIS
(Orientador)

Prof. Esp. John Santos Brito
IFBA-EUNÁPOLIS

Prof. Dra. Maria Lidiane Marques
IFBA-ILHÉUS

Dedico esse trabalho a Deus que todos os dias me presenteia com o fôlego da vida e me dá sabedoria e forças para nunca desistir dos meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por ter me dado todo sustentáculo necessário para suportar a todas as dificuldades enfrentadas durante esse período. Sem Ele, certamente eu não teria conseguido atingir os meus objetivos almejados.

À toda minha família que tem me apoiado desde os primeiros momentos dessa trajetória, em especial a minha mãe, Marlene Oliveira Souto, e ao meu pai, Gilmar Costa Souto, que têm incentivado, dado apoio e orientação nas diversas fases vividas. Agradeço pelas orações dedicadas, pelo esforço a fim de possibilitar-me condições de prosseguir rumo ao objetivo de profissionalização, aconselhando-me, para que viesse realizar as tomadas de decisões assertivas em toda trajetória de vida. À minha irmã, Camilly Oliveira Souto, que sempre me apoiou e me ajudou em diversos momentos difíceis e não mediu esforços para me fazer companhia.

À minha digníssima Natália Ferreira da Silva que tem sido um meu porto seguro, sempre me ajudando, dando forças, sendo um farol que sempre me ajudou a enxergar os caminhos corretos a percorrer. Obrigado pelo incentivo, apoio, carinho, compreensão e por todo amor e carinho que sempre foram combustíveis que me impulsionaram para realização deste trabalho.

À família Silva que me acolheu em Eunápolis com muito amor, sendo responsáveis pela minha permanência nesse lugar. Vocês são anjos que Deus colocou na minha vida.

Ao professor Me. Daniel Bomfim pela supervisão, orientação, confiança e todo apoio prestado.

Ao Instituto Federal da Bahia – Campus Eunápolis, seu corpo docente, direção, administração e todos os servidores que contribuíram para a minha nova carreira profissional e que além de profissional, formam cidadãos éticos, disciplinados e com uma grande bagagem intelectual.

Aos meus colegas, que sempre estiveram presentes, os quais me ensinaram muito, em especial à turma de 2016. Como disse Isaac Newton: “Se cheguei até aqui foi porque me apoiei no ombro dos gigantes”.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

Com a sabedoria se edifica a casa,
e com a inteligência ela se firma.
(Provérbios 24:3)

RESUMO

As estruturas de concreto armado têm se destacado ao longo da história humana, estando intimamente ligadas ao desenvolvimento das civilizações. A necessidade de se conhecer melhor as técnicas e viabilidades econômicas e suas vertentes, são cada vez mais necessárias para garantir o avanço dessa metodologia construtiva. Desse modo, este trabalho se propôs a realizar um estudo comparativo de um edifício, considerando lajes, vigas, pilares e fundações, com fck de C25, C35 e C50 observando o consumo de concreto, aço e formas necessárias para executar a construção, fazendo-se uma análise dos custos totais para os índices de preços praticados na região Sul da Bahia. Para realizar o processamento da estrutura, foi utilizado o software de estruturas, desenvolvido pela empresa brasileira TQS®, visando sempre a otimização dos elementos estruturais, avaliando os critérios de rigidez a fim de obter um arranjo estrutural que pudesse trabalhar da melhor forma possível, obedecendo os critérios normativos da ABNT NBR 6118: 2014. Com isso, foi possível observar que mesmo utilizando concretos de classe de resistências mais elevadas, para os pilares e vigas, o custo pôde ser reduzido, sendo que com maiores resistências do concreto, há uma redução da seção dos elementos, redução do consumo de aço e de formas. Portanto, este trabalho se apresenta como um importante parâmetro para construtores da região e de fonte para estudos em academias de engenharia civil.

Palavras-chave: Concreto armado. Resistência à compressão do concreto. Custos. Dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures have stood out throughout human history, being closely linked to the development of civilizations. The need to better understand the techniques and economic feasibility and its aspects are even more necessary to ensure the advance of this constructive methodology. Therefore, this work proposed to carry out a comparative study of a building, considering slabs, beams, columns, and foundations, with fck of C25, C35 and C50, observing the consumption of concrete, steel and forms necessary to carry out the construction, making it an analysis of the total costs for the price rates practiced in the southern region of Bahia. To carry out the processing of the structure, the structural software was used, developed by the Brazilian company TQS®, always aiming at optimizing the efforts, evaluating the stiffness criteria to obtain a structural arrangement that could work in the best possible way, complying with the normative criteria of ABNT NBR 6118: 2014. With this, it was possible to observe that even using concretes of higher strength class, for columns and beams, the cost could be reduced, since with higher concrete strengths there is a reduction in the section of the elements, consumption of steel and shapes. Therefore, this work presents itself as an important parameter for builders in the region and a source for studies in civil engineering academies.

Keywords: Reinforced concrete. Resistance to concrete compression. Costs. Structural design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação esquemática do módulo de deformação secante (Ecs) 24

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação idealizado 26

Figura 3 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração 27

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas 30

Figura 5 - Perspectiva de parte de edifício: principais elementos estruturais 37

Figura 6 - Análise de primeira ordem 44

Figura 7 - Análise de segunda ordem 45

Figura 8 - Layout do pavimento tipo 46

Figura 9 - Esquema estrutural em 3D 47

Figura 10 - Esquematização das lajes, vigas e pilares do pavimento superior 2 47

Figura 11 - Pórtico plano de momento fletor em Y 48

Figura 12 - Carregamentos distribuídos na estrutura 50

Figura 13 - Mapa de isopletas 51

Figura 14 - CPe para vento a 0º 52

Figura 15 - CPe para vento a 90º 53

Figura 16 - Deslocamento devido ao vento 53

Figura 17 - Envoltória de momentos do pilar P1 57

Figura 18 - Momento fletor (1ª + 2ª ordem) no pilar P1 na direção X (tf.m) 59

Figura 19 - Momento fletor (1ª + 2ª ordem) no pilar P1 na direção Y (tf.m) 59

Figura 20 - Viga 101 61

Figura 21 - Compatibilização de momentos fletores 65

Figura 22 - Lajes do pavimento Superior 1 68

Figura 23 - Armaduras em 3D 69

Figura 24 - Consumo de aço 71

Figura 25 - Consumo de concreto 73

Figura 26 - Consumo de fôrmas 76

Figura 27 - Custo do concreto usinado 80

Figura 28 - Custo do aço 82

Figura 29 - Custo das Fôrmas 83

Figura 30 - Custo global da estrutura segundo a classe de resistência 85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland 21

Tabela 2 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo) 25

Tabela 3 - Classes de resistência dos concretos estruturais. 25

Tabela 4 - Classes de consistência 27

Tabela 5 - Valor do coeficiente de aderência η1 29

Tabela 6 - Classes de agressividade ambiental (CAA) 32

Tabela 7- Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto 35

Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal 36

Tabela 9 - Combinações verificadas 55

Tabela 10 - Momentos fletores para o P1 58

Tabela 11 - Armaduras mínimas de flexão para lajes e vigas 64

Tabela 12 - Armaduras mínimas de flexão para lajes e vigas 67

Tabela 13 - Consumo de aço 70

Tabela 14 - Consumo de concreto 73

Tabela 15 - Consumo de fôrma 75

Tabela 16 - Peso próprio por pavimento (t/m²) 77

Tabela 17 - Parâmetros de estabilidade 78

Tabela 18 - Custo do concreto usinado 79

Tabela 19 - Custo do aço 81

Tabela 20 - Custo das fôrmas de madeira 82

Tabela 21 - Classe de acordo com o material 83

Tabela 22 - Custos totais 84

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
CA	Concreto Armado;
CAA	Classes de agressividade ambiental;
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral);
CP	Concreto protendido;
ELS	Verificações de estado limite de serviço;
ELS	Estado limite de serviço;
ELS-F	Estado limite de formação de fissuras;
ELS-W	Estado-limite de aberturas de fissuras;
ELU	Estado limite último;
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes;
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações;
FOGO	Verificações em situação de incêndio;
ISO	Organização Internacional de Normalização;
NBR	Norma Brasileira;
NM	Norma Mercosul;
pH	Potencial hidrogeniônico;
RAA	Reação álcali-agregado;
RS	Resistência a sulfatos.

LISTA DE SÍMBOLOS

Δc Tolerância de execução para o cobrimento;

$\Delta M_{tot,d}$ Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura;

σ_c Tensão de compressão;

α_B Parâmetro que depende da forma do diagrama do momento fletor;

α_b Coeficiente ponderador;

α_c Coeficiente que depende da condição estática do sistema considerado;

α_e Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

ε_{c2} Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_{cu} Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

ε_{cu} Deformação especifica de encurtamento do concreto na ruptura;

f_{ck} Resistência característica do concreto à compressão;

f_{yd} Resistência ao escoamento de cálculo do aço das armaduras;

f_{yk} Resistência características de escoamento do aço à tração;

l_0 Comprimento inicial;

l_1 Comprimento final;

l_e Comprimento equivalente;

λ_1 Valor limite do índice de esbeltez;

λ Índice de esbeltez;

κ Coeficiente ponderador;

As Área de aço;

CPe Coeficiente de pressão externa;

E_{ci} Módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial do concreto no instante t_0;

$E_{cs}I_c$ Representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada;

H_{tot} Altura total da estrutura;

$N_{Sd,ini}$ Força normal solicitante de cálculo inicial;

$M_{1,tot,d}$ 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;

M_{sd} Momento fletor solicitante de cálculo;

M_{1d} Valor de cálculo do momento de primeira ordem;

$M_{1d,A}$ Valor de cálculo de primeira ordem do momento M_A;

$M_{1d,B}$ Valor de cálculo de primeira ordem do momento M_B;

M_k Momento fletor característico;

$M_{Sd,ini,x}$ Momento fletor solicitante de cálculo inicial em relação ao eixo x;

$M_{Sd,ini,y}$ Momento fletor solicitante de cálculo inicial em relação ao eixo y;

N_{Sd} Força normal solicitante de cálculo;

M_{Sdx} Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x;

M_{Sdy} Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y;

S_1 Fator estatístico do terreno;

S_2 Fator de rugosidade do terreno;

S_3 Fator estatístico;

V_k Esforço cortante característico;

y Altura da linha neutra.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 16

1.1 JUSTIFICATIVA 17

2 OBJETIVOS 19

2.1 OBJETIVO GERAL 19

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 19

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 20

3.1 CONCRETO SIMPLES 20

3.1.1 Concreto de cimento Portland 20
3.1.2 Cimento Portland 20
3.1.3 Agregados miúdos 21
3.1.4 Agregados graúdos 22
3.1.5 Água 22
3.1.6 Massa específica 23
3.1.7 Módulo de deformação tangente inicial do concreto 23
3.1.8 Módulo de deformação secante 24
3.1.9 Resistência à Compressão 25
3.1.10 Diagramas tensão-deformação na compressão 26
3.1.11 Classes de consistência 26
3.1.12 Diagramas tensão-deformação na tração 27

3.2 CONCRETO ARMADO 28

3.3 AÇO 28

3.3.1 Especificações 29
3.3.1.1 Tipos de superfície 29
3.3.2 Diagrama tensão-deformação, resistência ao escoamento e à tração 30
3.3.3 Características de dutilidade 30

3.4 REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA 30

3.4.1 Agressividade ambiental 31
3.4.2 Envelhecimento e deterioração 32
3.4.2.1 Lixiviação 33

3.4.2.2 Expansão por sulfato 33
3.4.2.3 Reação álcali-agregado 33
3.4.2.4 Despassivação por carbonatação 33
3.4.2.5 Despassivação por ação de cloretos 34
3.4.2.6 Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita 34
3.4.3 Critérios de qualidade do concreto de cobrimento 35
3.4.4 Cobrimentos nominais 35
3.5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL 36
3.6 BASES DE CÁLCULO 38
3.6.1 Estados Limites de Serviço 38
3.6.2 Estados Limites Últimos 38
3.7 AÇÕES ATUANTES 39
3.7.1 Ações permanentes 39
3.7.2 Ações variáveis 39
3.7.3 Ações excepcionais 40
3.8 ESTÁDIOS 40
3.8.1 Estádio I 40
3.8.2 Estádio II 40
3.8.3 Estádio III 41
3.9 Peso próprio da estrutura 41
3.10 Estabilidade Global 41
3.10.1 Parâmetro de instabilidade 42
3.10.2 Coeficiente γz 42
3.10.3 Coeficiente FAVt 43
3.10.4 Esforços globais de 2ª ordem 44
4 METODOLOGIA 46
4.1 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA 48
4.1.1 Modelo Estrutural 48
4.1.2 Materiais 49
4.1.3 Carregamentos 49
4.1.3.1 Ações permanentes 49

4.1.3.2 Ações variáveis 50
4.1.4 Estudo das cargas de ventos 50
4.1.5 Seção transversal 54
4.1.6 Fôrmas de madeira 54
4.1.7 Fundações 54
4.1.8 Combinações 55
4.1.9 Pilares 56
4.1.9.1 Dimensionamento das armaduras 60
4.1.9.2 Limites de taxa mínima de armadura longitudinal 60
Nd Esforço normal de cálculo 60
4.1.9.3 Limites de taxa máxima de armadura longitudinal 60
4.1.10 Vigas 61
4.1.10.1 Dimensionamento das armaduras 62
4.1.10.2 Armaduras mínimas 63
4.1.10.3 Armaduras máximas 64
4.1.11 Lajes 64
4.1.11.1 Dimensionamento das armaduras 66
4.1.11.2 Armaduras mínimas 67
4.1.11.3 Armaduras máximas 67
4.1.12 Distribuição dos esforços 68
4.1.13 Disposição das armaduras 68
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES 70
5.1 CONSUMO DE AÇO 70
5.1.1 Pilares 71
5.1.2 Vigas 72
5.1.3 Lajes 72
5.1.4 Fundações 72
5.2 CONSUMO DE CONCRETO 73
5.2.1 Pilares 74
5.2.2 Vigas 74
5.2.3 Lajes 74

5.2.4 Fundações 75
5.3 CONSUMO DE FÔRMAS 75
5.3.1 Pilares 76
5.3.2 Vigas 76
5.3.3 Lajes 76
5.3.4 Fundações 77
5.4 peso próprio 77
5.5 estabilidade global 78
5.6 ANÁLISE ECONôMICA 78
5.6.1 Custo do concreto 79
5.6.2 Custo do aço 81
5.6.3 Custo das fôrmas 82
5.6.4 Análise de custos totais 83
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 86
REFERÊNCIAS 87

1 INTRODUÇÃO

Por muito tempo, o homem buscou alternativas que pudessem melhorar o desempenho das estruturas. Com o surgimento do concreto armado, um novo leque de possibilidades foi aberto para a construção civil, sendo possível realizar obras com vãos muito maiores e edifícios bem mais altos. Atualmente, devido o concreto armado apresentar um ótimo desempenho, facilidade de execução e economia, passou a ser o material construtivo mais utilizado em todo o mundo (PORTO e FERNANDES, 2015).

Uma das características mais desejáveis no concreto endurecido é a resistência mecânica, na qual é influenciada pela proporção dos materiais e pelas propriedades de pasta de cimento hidratada. Mehta e Monteiro (1994) descreve as características responsáveis pela resistência da seguinte forma:

> Deve-se observar que a principal fonte de resistência nos produtos sólidos da pasta de cimento hidratada é a existência de forças de atração de Van der Waals. A aderência entre duas superfícies sólidas pode ser atribuída a essas forças físicas, sendo o grau da ação adesividade dependente da extensão e da natureza das superfícies envolvidas. Os pequenos cristais de C-S-H, sulfoaluminato de cálcio hidratados e aluminatos de cálcio hidratados hexagonais possuem grandes áreas superficiais e adesividade. Esses produtos de hidratação do cimento tendem a aderir fortemente não apenas entre si, como também aos sólidos de área superficial reduzida, como hidróxido de cálcio, grãos de clínquer anidro e partículas de agregado miúdo e graúdo (MEHTA e MONTEIRO, 1994, p. 35).

No Brasil, o concreto armado é o sistema construtivo predominante. Dentre os aspectos que mais favorecem a sua vasta aplicabilidade estão relacionados à facilidade de execução e produção e por apresentar um baixo custo.

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2004) os principais fatores que influem nas propriedades do concreto são: tipo e quantidade de cimento; condições e duração de transporte e de lançamento; condições de adensamento e de cura; presença de aditivos e adições; procedimento e duração da mistura; qualidade da água e relação água-cimento; tipos de agregados, granulometria e relação agregado-cimento; forma e dimensões dos corpos-de-prova; tipo e duração do carregamento; idade do concreto; umidade; temperatura etc.

Com o surgimento de aditivos e com o aperfeiçoamento das tecnologias para dosagem e execução das estruturas de concreto, pode-se atingir maiores ganhos, pois pode-se reduzir o volume de concreto, a relação homem/hora, o consumo de aço e a seção dos pilares, além de obter mais agilidade de execução e aumento do comprimento equivalente dos pilares.

Considerando o aspecto de resistência mecânica na qual o concreto se destaca, podemos observar a relevância de obter uma estrutura que apresente o melhor desempenho possível e com um custo acessível, observando sempre a proporção dos materiais utilizados. Segundo Neville e Brooks (2013) um concreto ruim, baseia-se numa substância de consistência similar a uma sopa, que ganha rigidez com aspecto de uma colmeia, não homogêneo e sem resistência. Esse material é produzido basicamente pela mistura de cimento, agregados e água. Entretanto, os ingredientes do concreto com boas características são exatamente os mesmos e a diferença é relacionada ao *know-how*. Dessa forma, os autores destacam que a qualidade do concreto não depende exclusivamente das matérias primas utilizadas, mas também de dosagem, manuseio e tratamentos adequados.

Na prática, as estruturas mais usuais são construídas de concreto armado, e conhecer bem as propriedades dos materiais, a fim de poder ter maior autonomia para dimensionar a estrutura de forma eficaz e econômica, se faz cada vez mais necessário.

Dessa forma, este trabalho estabelece uma análise da estrutura de um edifício residencial em concreto armado, promovendo um comparativo entre as variações de classes de resistência do concreto, permitindo avaliar as principais alterações que ocorrem nas seções dos elementos estruturais, atendendo aos critérios de segurança, qualidade e estabilidade. Além disso promove, também, uma comparação de preços, com os valores de mercado praticados na região sul da Bahia. O estudo foi realizado para um edifício típico da região, com 3 (três) pavimentos, tendo 10,00 m de altura, 22,60 m de largura e 8,87 m de comprimento.

1.1 JUSTIFICATIVA

O custo dos materiais constituintes de uma edificação está intimamente relacionado com a quantidade de materiais utilizados. Com base nisso, é importante se fazer uma análise crítica com o intuito de reduzir ou substituir o uso de materiais que apresentem um custo unitário mais elevado, mantendo-se a qualidade e durabilidade da estrutura. Segundo a Pini Construção (2003) em edifícios comuns, o custo do aço é muito expressivo, chegando a ser aproximadamente o dobro do custo do concreto.

O presente trabalho se justifica por fazer um comparativo de um edifício completo dimensionado em diferentes valores de resistência característica do concreto à compressão (f_{ck})

e fazer uma análise de custos totais e analisar se houve redução da taxa de aço e o volume de concreto e das formas, conforme aumenta a resistência do concreto.

Nesse contexto, este material servirá como parâmetro norteador para engenheiros, técnicos e construtores da região, auxiliando na tomada de decisão quanto à escolha da resistência do concreto e a influência desta no comportamento estrutural e nos custos de uma edificação típica da região sul da Bahia.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem por objetivo analisar o comportamento estrutural de um edifício residencial construído em concreto armado, dimensionado com valores de f_{ck} de 25 MPa, 35 MPa e 50 MPa e apresentar um comparativo de custos dessa edificação.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudar qual classe de resistência apresenta um menor custo de produção;
- Apresentar os resultados comparativos dos custos;
- Analisar a influência da resistência do concreto na variação do consumo de aço e concreto;
- Servir como material de consulta para discentes ou profissionais da área de engenharia civil, baseando-se nos procedimentos de cálculo da norma ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CONCRETO SIMPLES

3.1.1 Concreto de cimento Portland

Para concreto no estado fresco, deve-se observar se as suas características de consistência, trabalhabilidade, homogeneidade, adensamento, início do endurecimento (pega) do concreto e cura; já no estado endurecido, deve-se observar as suas características de resistência mecânica e durabilidade. O concreto é o principal componente para absolver os esforços de compressão, mas apresenta baixa resistência aos esforços de tração que por sua vez são combatidos pela armadura de aço, adequadamente distribuída ao longo do elemento estrutural (FUSCO, 2008).

A ABNT NBR 6118:2014 define elementos de concreto simples estrutural, no item 3.1.2 como: “elementos estruturais elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura, ou que a possuem em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado”.

3.1.2 Cimento Portland

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido a ação da água, o cimento Portland não se decompõe mais (ABCP, 2002).

No ano de 1824, o inglês Joseph Aspdin patenteou o que viria a ser conhecido mundialmente como cimento Portland. Nesse período, na Inglaterra era comum encontrar edificações feitas com base de pedras oriundas de uma ilha situada ao sul do país, denominado de ilhas Portland. O novo produto recebeu esse nome por se assemelhar com a cor e dureza da pedra. A ABNT NBR 16697:2018 traz os limites mínimos e máximos admissíveis na composição de cada tipo de cimento, conforme mostrado na Tabela 1.

Tabela 1 - Designação normalizada, sigla e classe do cimento Portland

Designação normalizada (tipo)	Subtipo	Sigla	Classe de resistência	Sufixo
Cimento Portland comum	Sem adição	CP I	25, 32 ou 40 [c]	RS [a] ou BC [b] –
	Com adição	CP I-S		
Cimento Portland composto	Com escória granulada de alto forno	CP II-E		
	Com material carbonático	CP II-F		
	Com material pozolânico	CP II-Z		
Cimento Portland de alto-forno		CP III		
Cimento Portland pozolânico		CP IV		
Cimento Portland de alta resistência inicial		CP V	ARI [d]	
Cimento Portland branco	Estrutural	CPB	25, 32 ou 40 [c]	
	Não estrutural	CPB	–	–

[a] O sufixo RS significa resistente a sulfatos e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos em 5.3, além dos requisitos para seu tipo e classe originais.

[b] O sufixo BC significa baixo calor de hidratação e se aplica a qualquer tipo de cimento Portland que atenda aos requisitos estabelecidos em 5.4, além dos requisitos para seu tipo e classe originais.

[c] As classes 25, 32 e 40 representam os valores mínimos de resistência à compressão aos 28 dias de idade, em megapascals (MPa), conforme método de ensaio estabelecido pela ABNT NBR 7215.

[d] Cimento Portland de alta resistência inicial, CP V, que apresenta a 1 dia de idade resistência igual ou maior que 14 MPa, quando ensaiado de acordo com a ABNT NBR 7215 e atende aos demais requisitos estabelecidos nesta Norma para esse tipo de cimento.

Fonte: ABNT NBR 16697:2018

O cimento Portland é um composto resultante de algumas reações químicas, que podem ser definidas como:

> "Cimento Portland é o produto obtido pela pulverização de clinker constituído essencialmente de silicatos hidráulicos de cálcio, com uma certa proporção de sulfatos de cálcio natural, contendo, eventualmente, adições de certas substâncias que modificam suas propriedades ou facilitam seu emprego. O clinker é um produto de natureza granulosa, resultante da calcinação de uma mistura daqueles materiais, conduzida até a temperatura de sua fusão incipiente" (BAUER, 1979).

3.1.3 Agregados miúdos

Os agregados podem ser definidos como "materiais granulosos e inertes que entram na composição das argamassas e concretos" (BAUER, 1979). Estes também são agentes fundamentais para reduzir o custo do concreto, tendo em vista que ocupam aproximadamente 70% da composição da argamassa e possui um valor muito menor do que o cimento. Existem duas classificações quanto a sua origem: naturais e artificiais. Os agregados miúdos naturais, são aqueles que se encontra em

seu estado original, obtido na natureza, como areia. Já os agregados artificiais, tiveram que passar por algum processo ou tratamento para que possam ser utilizados, como o pó de pedra que é resultado de um processo de trituração da rocha sã.

Os agregados miúdos utilizados na produção de concretos são basicamente as areias naturais provenientes dos leitos dos rios e os agregados artificiais oriundos da britagem de rocha. A principal diferença entre estes dois agregados está no formato de seus grãos (FABRO, G.P, *et al.*, 2011).

De acordo com ABNT NBR 7211:2011, os agregados miúdos são definidos como: agregado cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 150 μm, em ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR NM 248, com peneiras definidas pela ABNT NBR NM ISO 3310-1.

3.1.4 Agregados graúdos

De acordo com Nevile e Brooks (2013), as características de forma e textura dos agregados são importantes para as propriedades do concreto fresco e endurecido. Estes podem ser classificados como: arredondados, irregulares, lamelares, anguloso, alongado e lamelar.

De acordo com ABNT NBR 7211:2011, são agregados cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 4,75 mm, em ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR NM 248, com peneiras definidas pela ABNT NBR NM ISO 3310-1.

Os agregados graúdos naturais, são aqueles que se encontra em seu estado original, obtido na natureza, como pedregulhos e seixo rolado. Já os agregados artificiais, tiveram que passar por algum processo para que possam ser utilizados, como as britas, que após extrair a rocha da natureza em seu estado bruto, é submetida a um processo de trituração em um britador até atingir o seu estado desejado.

3.1.5 Água

A água também é um dos componentes do concreto, embora muitas das vezes, este componente recebe pouca atenção durante as fases de preparo. Na fase de mistura, o controle da quantidade de água – água de amassamento – é um item de fundamental importância a fim de obter o máximo de resistência para um determinado traço de concreto. Neste, a quantidade

de água é expressa através do fator água/cimento que consiste na razão entre a massa de água e a massa de cimento utilizada.

É conhecido que quanto mais água é adicionada na mistura dos materiais menor será a resistência mecânica final do concreto, sendo de extrema importância utilizar o mínimo de água possível na fase de mistura dos materiais para evitar a perda de resistência. Nas situações em que a consistência fluida é necessária, recomenda-se o uso de aditivos plastificantes ou superplastificantes que interagem quimicamente com a água, diminuindo sua tensão superficial e aumentando a fluidez do concreto, sem a necessidade de acrescentar água (DULTRA, CARVALHO e SUELA, 2014).

3.1.6 Massa específica

Em estruturas de concreto comuns, a massa específica seca varia de 2000 kg/m³ a 2800 kg/m³, tanto para o grupo I de resistência (C10 a C50) quanto para o grupo II (C55 a C90) (CARVALHO e FILHO, 2017).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 quando se desconhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado aquela do concreto simples acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³.

3.1.7 Módulo de deformação tangente inicial do concreto

O módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) deve ser determinado de acordo com o método de ensaio descrito pela ABNT NBR 8522-1:2021, conforme a equação (1 e equação (2.

Para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600\sqrt{f_{ck}} \tag{1}$$

E para f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21{,}5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1{,}25\right)^{\frac{1}{3}} \tag{2}$$

Em que:

$\alpha_E = 1{,}2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1{,}0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0{,}9$ para calcário;

$\alpha_E = 0{,}7$ para arenito.

3.1.8 Módulo de deformação secante

De acordo com a ABNT NBR 8522-1:2021, o módulo de deformação secante é a propriedade do concreto cujo valor numérico é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica, passando pelos seus pontos A e B correspondentes na Figura 1, respectivamente, à tensão σ_a e à tensão considerada no ensaio.

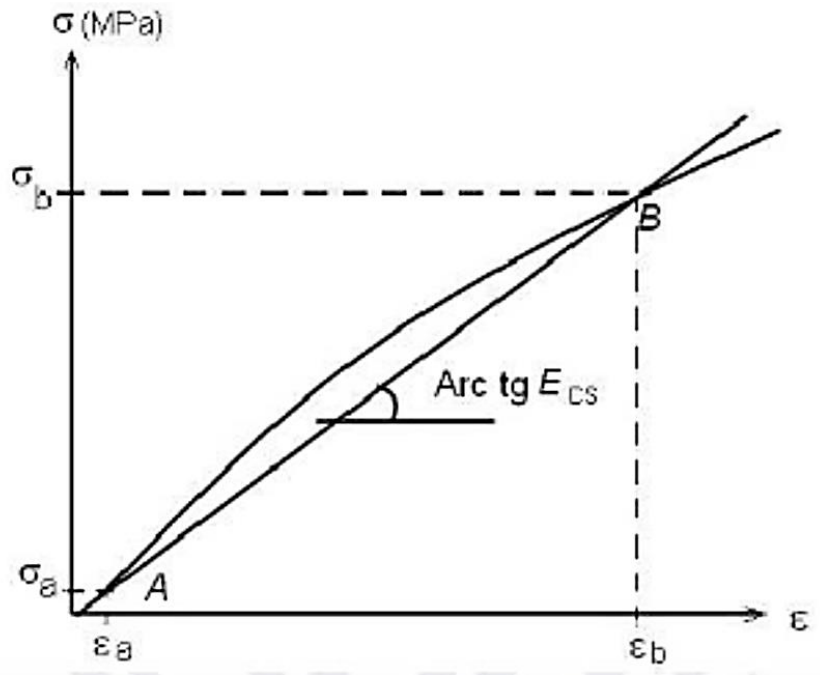


Figura 1 - Representação esquemática do módulo de deformação secante (Ecs)
Fonte: ABNT NBR 8522-1:2021

Conforme o item 8.2.3 da ABNT NBR 6118:2014 o módulo de deformação secante também pode ser estimado pela equação (3):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \tag{3}$$

Sendo,

$$\alpha_i = 0{,}8 + 0{,}2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1{,}0 \quad (4)$$

A Tabela 2 apresenta valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural:

Tabela 2 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.1.9 Resistência à Compressão

Os concretos estruturais são classificados em duas categorias de acordo com o seu f_{ck}. Os do grupo I são aqueles que pertencem a classe C20 a classe C50 e os do grupo II são aqueles que pertencem a classe C55 até a classe C100 como mostra a Tabela 3 da ABNT NBR 8953:2015.

Tabela 3 - Classes de resistência dos concretos estruturais.

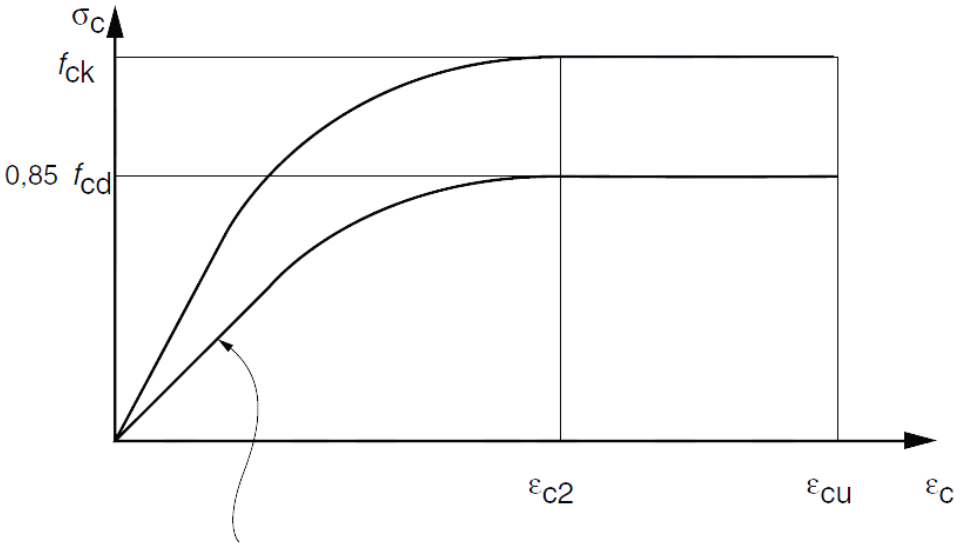
Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT NBR 8953:2015

Aqueles que apresentam resistência inferior a 20 MPa, não são considerados como estruturais.

3.1.10 Diagramas tensão-deformação na compressão

Nas análises de estado limite último, pode ser empregado o diagrama de tensão-deformação na compressão, para quaisquer classes de resistência, como ilustrado na Figura 2, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.



$$\sigma_c = 0,85\, f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^{n}\right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: n=2
Para $f_{ck} > 50$ MPa:
$n = 1,4 + 23,4\,[(90 - f_{ck})/100]^4$

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação idealizado
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Em que:

ε_{c2} : deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_{cu} : deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

σ_c : tensão de compressão.

3.1.11 Classes de consistência

No estado fresco do concreto, pode-se avaliar a sua consistência com base no ensaio descrito pela ABNT NBR 16889:2020. A Tabela 4 da ABNT NBR 8953:2015, através dos intervalos de abatimento, estabelece a classe de consistência em que o concreto se enquadra.

Tabela 4 - Classes de consistência

Classe	Abatimento mm	Aplicações típicas
S10	10 ≤ A < 50	Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado
S50	50 ≤ A < 100	Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundações
S100	100 ≤ A < 160	Elementos estruturais, com lançamento convencional do concreto
S160	160 ≤ A < 220	Elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto
S220	≥ 220	Elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras
NOTA 1 De comum acordo entre as partes, podem ser criadas classes especiais de consistência, explicitando a respectiva faixa de variação do abatimento.		
NOTA 2 Os exemplos desta Tabela são ilustrativos e não abrangem todos os tipos de aplicações.		

Fonte: ABNT NBR 8953:2015

3.1.12 Diagramas tensão-deformação na tração

Para o concreto não fissurado, sujeito a tensões de tração, pode ser adotado o diagrama de tensão deformação bilinear, de acordo com o item 8.2.10.2 da ABNT NBR 6118:2014, como ilustrado na Figura 3.

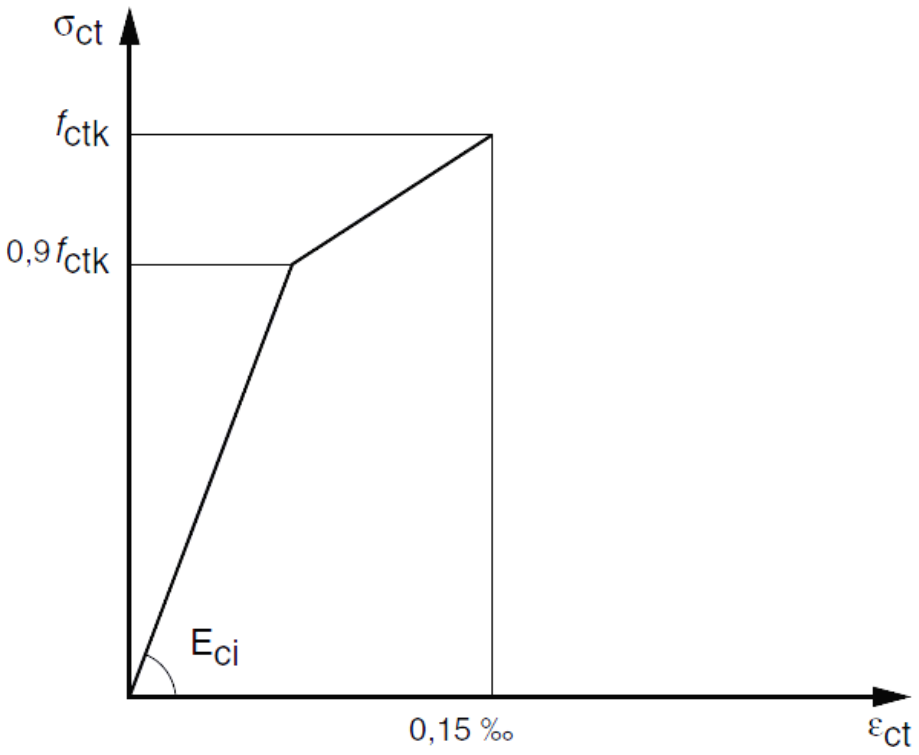


Figura 3 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.2 CONCRETO ARMADO

A ABNT NBR 6118:2014 define elementos de concreto armado no item 3.1.3 como: “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”

As estruturas de concreto armado são as mais usuais ultimamente no Brasil. Grandes avanços têm feito com que o concreto seja amplamente consumido. Segundo Helene (2010, p. 912), após a descoberta do concreto de cimento Portland no fim do século XIX e seu intensivo uso no século XX, este se transformou no material mais consumido pelo homem depois da água, revolucionando a arte de projetar e construir estruturas cuja evolução sempre esteve associada ao desenvolvimento das civilizações ao longo da história da humanidade.

Saber dosar corretamente o concreto é fundamental para se obter as propriedades adequadas para o seu bom desempenho, visto que existem muitos vícios de fabricação. De acordo com Souto (2020), ao considerar as características de qualidade de um bom concreto destacam-se, tanto características relacionadas ao estado fresco, por exemplo, consistência, plasticidade e coesão, quanto características inerentes ao estado endurecido, por exemplo, resistência mecânica e durabilidade. O concreto armado é basicamente um composto de concreto simples (cimento Portland, agregado graúdo, agregado miúdo e água) e armação de aço.

3.3 AÇO

No Brasil, os critérios dos aços utilizados são estabelecidos pela ABNT NBR 7480:2007, esta determina que, quanto as características geométricas, para a categoria CA-50 (a sigla CA indica concreto armado e o número indica a resistência de escoamento mínima em kN/cm²), são usadas barras que obrigatoriamente devem ser providas de nervuras transversais e pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diametralmente opostas, que impeça o giro da barra no interior do concreto e com diâmetro nominal de 5 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente. Os fios são da categoria CA-60 podem ser lisos, entalhados ou nervurados, com diâmetro nominal de 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente, como estiramento e laminação a frio.

3.3.1 Especificações

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (item 8.3) podem ser considerados para os aços aplicados no concreto massa específica de 7.850 kg/m³, coeficiente de dilatação térmica de 10^{-5}/ºC para intervalos de temperatura entre – 20ºC e 150ºC e módulo de elasticidade de 210 GPa.

As principais características mecânicas para a definição de um aço, obtidas em ensaios de tração são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura.

A resistência características de escoamento do aço à tração (f_{yk}) é a máxima tensão que a barra ou o fio devem suportar, pois a partir dela o aço passa a sofrer deformações permanentes.

O limite de resistência (f_{stk}) é a tensão máxima suportada pelo material. E com a qual ele se rompe.

O alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura, expresso em porcentagens, conforme a equação (5):

$$\varepsilon = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \cdot 100 \tag{5}$$

onde l_0 e l_1 são os comprimentos inicial e final, respectivamente de um trecho (CARVALHO e FILHO, 2017).

3.3.1.1 Tipos de superfície

Os aços para concreto armado são divididos em três tipo: lisos, nervurados e entalhados. A ABNT NBR 6118:2014, considera um coeficiente numérico chamado coeficiente de conformação superficial, que serve como medida da rugosidade da superfície dos aços, como mostra na Tabela 5.

Tabela 5 - Valor do coeficiente de aderência η1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.3.2 Diagrama tensão-deformação, resistência ao escoamento e à tração

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para o cálculo nos estados-limite de serviço e último, pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 4 para os aços com ou sem patamar de escoamento.

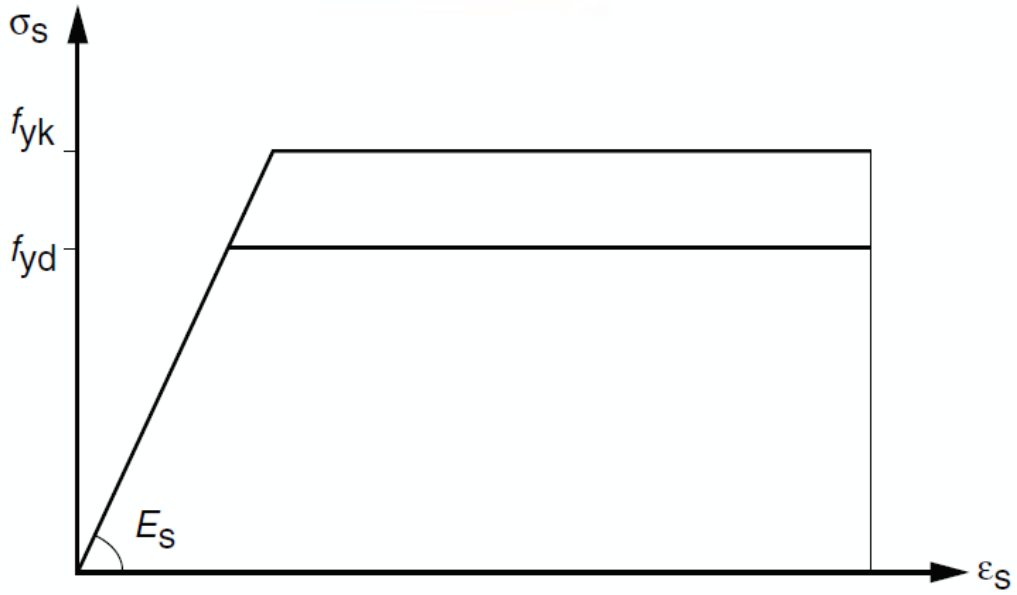


Figura 4 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.3.3 Características de dutilidade

Ainda de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, os aços CA-25 e CA-50, que atendam aos valores mínimos de f_{st}/f_y e ε_{uk} indicados na ABNT NBR 7480:2007, podem ser considerados de alta dutilidade. Os aços CA-60 que obedeçam também às especificações desta norma podem ser considerados de dutilidade normal.

3.4 REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA

Ao se projetar uma estrutura de qualquer natureza, é importante observar sobre os quesitos de qualidade, atestando que a mesma atenda os parâmetros desejáveis de desempenho. Estruturas de concreto, por sua vez, devem atender os requisitos mínimos de qualidade, tanto na fase de construção quanto de serviço e também aos requisitos adicionais estabelecidos pelo projetista.

A ABNT NBR 6118:2014, determina três parâmetros fundamentais para se atestar sobre a qualidade da estrutura: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

A capacidade resistente consiste na propensão da estrutura não ruir ao longo da sua vida útil, não apresentando riscos de ruptura.

O desempenho em serviço, se baseia na capacidade da estrutura ou edificação se manter íntegra na usa usabilidade durante a sua vida útil, sem apresentar danos que possam comprometê-la em parte ou totalmente para os fins na qual foi projetada.

E a durabilidade é a capacidade da estrutura, resistir às ações ambientais, sejam elas de carregamentos ou às intempéries. “A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto” (ABNT NBR 6118:2014, p. 16).

3.4.1 Agressividade ambiental

Para as estruturas correntes, devem ser classificadas de acordo com o apresentado pela Tabela 6 a qual permite enquadrar a edificação segundo as condições de exposição em que a mesma esteja submetida.

Tabela 6 - 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 Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana [a, b]	Pequeno
III	Forte	Marinha [a] Industrial [a, b]	Grande
IV	Muito forte	Industrial [a, c] Respingos de maré	Elevado

[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.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

O projetista da estrutura deve avaliar e classificar a edificação de acordo com o local em que a mesma está situada, a partir dessa classificação, diversos requisitos serão determinados, como fator água/cimento, classe do concreto e cobrimento mínimo das armaduras que são determinantes da durabilidade. Esses parâmetros são responsáveis por evitar que agentes externos adentre no interior dos elementos estruturais e os danifique, causando danos estruturais graves.

3.4.2 Envelhecimento e deterioração

A estrutura deve ser elaborada, com a finalidade de resistir as ações recorrentes devido ao tempo. Os dois principais agentes do concreto armado, devem ser analisados de acordo com as suas particularidades.

Algumas patologias comuns do concreto, devem ser consideradas para que não ocorra um avanço do envelhecimento precoce da estrutura de concreto. Podemos destacar três patologias preponderantes: lixiviação, expansão por sulfatos e reação álcali-agregado.

3.4.2.1 Lixiviação

De acordo com o ABNT NBR 6118:2014 no item 6.3.2.1, a lixiviação é decorrente do mecanismo responsável pela dissolução e carreamento dos compostos hidratados da pasta de cimento pela ação das águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Dessa forma, é importante se prever meios a fim de prevenir o surgimento de tais reações. Sendo assim, deve-se restringir a fissuração, de modo a minimizar a infiltração de água e proteger as superfícies expostas com produtos hidrófugos, que são substâncias que devem ser misturadas a argamassa ou concreto a fim de preserva-los contra a umidade e infiltração.

3.4.2.2 Expansão por sulfato

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 no item 6.3.2.2, a reação de expansão que ocorre devido a ação de águas ou solos que contem ou estão contaminados com sulfatos, provocando reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. As diligencias devem ser tomadas com o uso de cimentos com o sufixo RS (Resistência a Sulfatos)

3.4.2.3 Reação álcali-agregado

No item 6.3.2.3 da ABNT NBR 6118:2014, a RAA (Reação álcali-agregado) é um processo químico de deterioração que ocorre no concreto que pode causar danos a sua durabilidade e desempenho. Esta pode causar a expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos.

Ao conceber a estrutura, o projetista deve identificar os possíveis pontos que podem ocasionar no surgimento da RAA, evitando assim pontos de acumulo de água, bem como indicar as medidas cautelares necessárias.

Já no caso das armaduras, deve-se atentar aos mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura, dentre eles estão: Despassivação por carbonatação, despassivação por ação de cloretos, mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita.

3.4.2.4 Despassivação por carbonatação

Por intermédio da ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço, ocorre a despassivação por carbonatação. O cobrimento adequado do concreto sobre as armaduras, o

controle de fissuração e um concreto com baixa porosidade, são responsáveis pela prolepse de agentes agressores ataquem o aço, formando uma barreira física contra os agentes oxidantes.

Existe também a barreira química que impende que alguns agentes oxidantes atuem sobre a armadura. O pH elevado do concreto favorece a proteção.

> Proteção química se deve, a natureza alcalina da solução dos poros, responsável por manter a armadura na condição de passividade enquanto o concreto apresentar uma qualidade adequada, sem fissurar ou sofrer a ação de agentes agressivos externos. O hidróxido de cálcio formado na hidratação dos silicatos de cálcio (C_3S e C_2S) e, principalmente, os hidróxidos de sódio e potássio, originários dos álcalis do cimento, conferem ao concreto um pH alcalino, o qual mantem-se na faixa de 12,5 a 13,5. (VIEIRA, 2003).

3.4.2.5 Despassivação por ação de cloretos

É um tipo de despassivação causado pela ruptura local da camada aderente entre o concreto e a armadura. Esse tipo de patologia ocorre por meio da permissão de contato de agentes oxidantes, provocando um elevado teor de íons de cloro.

As barreiras físicas, são recomendadas para dificultar que tais agentes adentrem ao concreto. O cobrimento adequado também é responsável pela proteção, além da utilização de um concreto com baixa porosidade e com um cimento composto com adição ou material pozolânico.

3.4.2.6 Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita

Devido as ações mecânicas de movimentação da estrutura, algumas patologias de deterioração devido a movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação. Para minimizar que esse tipo de problema ocorra, alguns critérios devem ser observados em projeto, de acordo com ABNT NBR 6118:2014:

- Barreiras protetoras em pilares (de viadutos pontes e outros) sujeitos a choques mecânicos;
- Período de cura após a concretagem;
- Juntas de dilatação em estruturas sujeitas a variações volumétricas;
- Isolamentos isotérmicos, em casos específicos, para prevenir patologias devidas a variações térmicas.

3.4.3 Critérios de qualidade do concreto de cobrimento

Para se garantir que as estruturas apresentem o melhor desempenho possível, é necessário enquadrar a edificação conforme o seu nível de agressividade ambiental. A partir disso, os critérios acerca do fator água/cimento e classe do concreto devem ser adotados conforme o item 7.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, como mostra a Tabela 7.

Tabela 7- Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto [a]	**Tipo** [b, c]	**Classe de agressividade (Tabela 6.1)**			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

[a] O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
[b] CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
[c] CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Esses parâmetros são fundamentais para o desempenho e durabilidade das estruturas de concreto armado.

3.4.4 Cobrimentos nominais

O cobrimento nominal é o cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância Δc de execução. Conforme apresentado na Tabela 8. A tabela foi elaborada considerando um controle de execução padrão (delta c = 10mm)

Tabela 8 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

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.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

3.5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural consiste na elaboração de um arranjo adequado onde os elementos estruturais apresentem um melhor desempenho e aproveitamento, com uma gestão de recursos eficaz, onde se garanta os critérios de segurança necessários de modo a garantir que o mesmo possa satisfazer as necessidades pelo qual foi projetado.

Devido a dinâmica de uma estrutura, diferentes elementos são utilizados para resistir aos diversos esforços como mostra a Figura 5. Um arranjo estrutural bem concebido deve atender, de forma simultânea, aspectos de segurança, aspectos econômicos, critérios de durabilidade, de funcionalidade e estética.

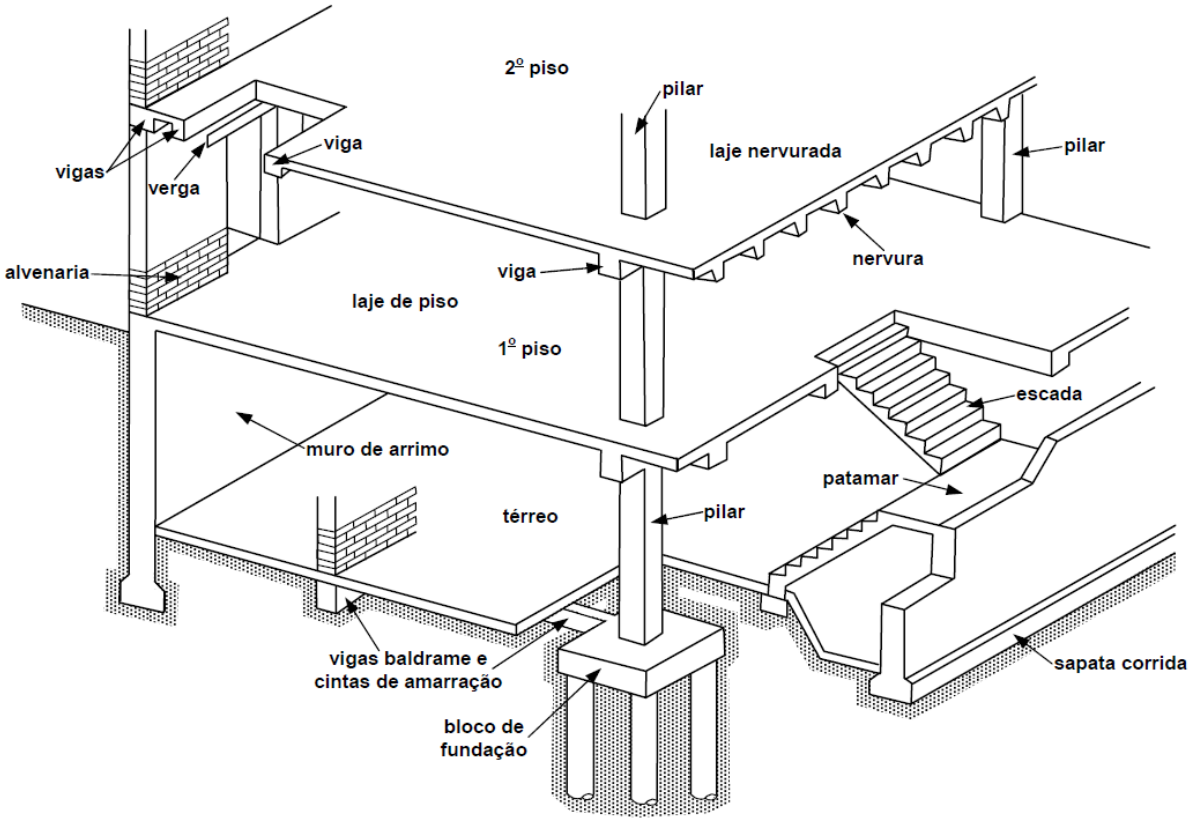


Figura 5 - Perspectiva de parte de edifício: principais elementos estruturais
Fonte: ALVA (2007)

Para se projetar uma estrutura de concreto armado de um edifício, deve-se partir do projeto arquitetônico que deve ser tomado como parâmetro norteador sobre decisões de projeto e serem atendidas, sempre que possível.

Na concepção da estrutura, uma das principais preocupações do engenheiro estrutural deverá ser a interação com os demais projetos, em especial com o arquitetônico, o qual direcionará grande parte das decisões tomadas (ALVA, 2007).

A escolha do sistema estrutural depende de fatores técnicos e econômicos, dentre eles: capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto e para executar a obra, e disponibilidade de materiais, mão-de-obra e equipamentos necessários para a execução (NICOLAU e TEIXEIRA, 2015).

3.6 BASES DE CÁLCULO

De modo a garantir a segurança satisfatória nas estruturas de concreto armado, estas são projetadas para resistirem às solicitações que lhes são impostas. Essa segurança é verificada com base na resistência da edificação em resistir aos esforços dos estados limites de serviço e estado limite último, que são ocasiões nas quais a estrutura apresentará um comportamento anômalo ou catastrófico. Esses estados limites podem variar de acordo com os materiais de construção empregados.

3.6.1 Estados Limites de Serviço

O estado limite de serviço ocorre em determinadas situações prejudiciais para a estrutura e/ou aos usuários, causando desconforto durante o uso comum da edificação e pode provocar até a redução da vida útil. De modo geral, esses efeitos causam:

Comprometimento da estética ou durabilidade de estrutura devido a danos estruturais localizados, formação de flechas excessivas dificultando a utilização normal devido as grandes deformações afetando também os aspectos estético e desconforto aos usuários ou danos em equipamentos sensíveis causado por vibrações excessivas.

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, existe três tipos diferentes de combinações de ações que se distingue de acordo com a sua grandeza de permanência na estrutura: combinações quase permanente, combinações frequentes e combinações raras.

3.6.2 Estados Limites Últimos

Afim de prevenir o colapso ou qualquer outro de tipo de ruína, o estado-limite deve ser verificado, atentando que a estrutura não se comprometa contra qualquer tipo de paralisação do uso da estrutura.

Nesses casos, a estrutura é imposta à máxima capacidade portante, sendo assim, uma vez que esse estado é atingido, a estrutura tem a altíssimos riscos de ruir. De acordo com ALVA (2007) esses casos, pode ocorrer:

a) Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento;

b) Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;

c) Escoamento excessivo da armadura: $\varepsilon s > 1{,}0\%$;

d) Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;

e) Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;

f) Flambagem;

g) Fadiga − cargas repetitivas.

3.7 AÇÕES ATUANTES

Toda estrutura está sujeita a diversos carregamentos que lhe implicam em tensões capazes de promover reações e deformações devido aos esforços solicitantes. De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, as ações são causas que impõem esforços ou deformações nas estruturas. As forças atuantes na estrutura são designadas de ações diretas e as deformações são as ações indiretas.

As ações são divididas em três categorias que se distinguem de acordo a sua natureza: ações permanentes, variáveis e excepcionais.

3.7.1 Ações permanentes

São ações que ocorrem com baixa variação em torno da média e com valores constantes, durante a maior parte da vida útil da edificação. A sua variabilidade pode ser determinada através de um conjunto de edificações semelhantes.

As ações permanentes podem ser subdivididas em diretas e indiretas. As ações diretas podem ser classificadas como aquelas decorrentes do peso próprio da estrutura ou dos elementos construtivos permanentes, como pisos, paredes e revestimentos, os pesos dos equipamentos fixos, a ação dos empuxos de terra, dentre outros. As ações indiretas podem sem classificadas como aquelas que são decorrentes de recalque de apoio, protensão e de recalques.

3.7.2 Ações variáveis

Essas são mais voláteis, ocorrem maiores variações em torno da sua média, durante o período da vida útil da edificação.

As ações variáveis podem ser classificadas como fixas ou móveis, pouco ou muito variáveis. Esse tipo de carregamento pode ser proveniente de cargas de utilização de pessoas,

mobiliário, automóveis, cargas de vento, de variação térmica, empuxo da água e até abalos sísmicos.

3.7.3 Ações excepcionais

Esse tipo de ação tem baixa probabilidade de ocorrência e possuem duração extremamente curta durante a vida útil da edificação, que devem ser consideradas durante a fase de projeto das estruturas. Essas ações são geralmente causadas por abalos sísmicos, incêndios, explosões, choque de veículos ou aeronaves, enchentes, maremotos, etc.

3.8 ESTÁDIOS

Os elementos estruturais em concreto armado, submetidos aos esforços de flexão, devido ao momento fletor crescente, apresenta três níveis de deformação, até atingir o seu estado limite último, resultando na ruptura do concreto. Estes estádios distinguem-se em três fases distintas: estádio I, estádio II e estádio III.

3.8.1 Estádio I

O Estádio de comportamento I consiste na análise do concreto até o momento em ocorre a fissuração. Nesta fase, o concreto suporta as tensões de tração, visto que as tensões normais são de baixa amplitude, desse modo, o elemento não pode apresentar fissuras, em qualquer circunstância. Quando ocorre o momento de fissuração, marca-se o término desse estádio e o início do estádio II, além disto torna-se possível o cálculo da armadura mínima necessária para que as tensões, oriundas de momentos fletores com a mesma intensidade, sejam suportadas.

3.8.2 Estádio II

Após o momento de fissuração, tem-se um concreto sem resistência à tração com fissuras na área tracionada, enquanto a área comprimida prossegue em apresentar uma relação linear entre tensão e deformação, conforme explanada pela Lei de Hooke. Sendo assim, o estádio II analisa o comportamento do elemento em atividade durante a região elástica, marcado

então pelo intervalo entre o início de fissuras e o estado limite de deformações excessivas. Desse modo, finda-se o estádio II e inicia-se o estádio III com o surgimento plastificação.

3.8.3 Estádio III

Nessa fase a área comprimida está plastificada e prestes a sofrer ruptura, ou seja, o concreto atinge o estado limite de ruptura, visto que apresenta um comportamento não linear entre as tensões e deformações. Paralelamente, pode haver um alongamento demasiado na armadura tracionada que, também, pode levar a estrutura à ruína. Mediante a isso, o dimensionamento dos elementos estruturais em concreto armado sob esforços de flexão e as verificações dos Estados Limites Últimos, são realizados no estádio III.

3.9 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

Segundo o item 3.21 da ABNT NBR 6120:2019, o peso próprio corresponde a parte da ação permanente que corresponde ao peso exclusivamente da estrutura. No item 5.2 da mesma norma, o peso próprio da estrutura é descrito como: os valores de peso próprio da estrutura devem ser calculados com as dimensões nominais dos elementos e com o valor médio do peso específico do material considerado.

3.10 ESTABILIDADE GLOBAL

A verificação da estabilidade global é um requisito de grande importância na elaboração do projeto estrutural de um edifício de concreto armado, e visa garantir a segurança da estrutura perante o Estado Limite Último de Instabilidade, situação na qual a capacidade resistente da estrutura é inferior ao incremento das solicitações à medida que as deformações aumentam. Usualmente, essa avaliação é realizada mediante o cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade (TQS..., 2020).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, uma estrutura pode ser classificada como de nós fixos ou de nós móveis, conforme o item 15.4.2.

3.10.1 Parâmetro de instabilidade

O item 15.5.2 da mesma norma define que: se $\alpha < \alpha_1$, a estrutura é classificada como de nós fixos, o valor de α pode ser obtido pela equação (6).

$$\alpha = H_{tot}\sqrt{N_k/(E_{cs}I_c)} \tag{6}$$

Onde

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

$\alpha_2 = 0{,}6$ se: $n \geq 4$

Sendo:

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

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

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

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

3.10.2 Coeficiente γ_z

Já, o item 15.5.3 indica que: se $\gamma_z \leq 1{,}1$, a estrutura é de nós fixos. O coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. O valor do γ_z pode ser obtido através da expressão descrita pela equação (7):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}\right)} \tag{7}$$

Sendo:

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

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

3.10.3 Coeficiente FAVt

De acordo com o TQSDocs, o cálculo do coeficiente γ_z é efetuado para cada caso isolado de vento definido no edifício. Nessa análise, os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais não são considerados e o resultado final não depende da magnitude das forças horizontais (vento).

Nos Sistemas TQS®, é calculado também o chamado fator de amplificação de esforços horizontais, ou simplesmente FAVt.

Esse fator é calculado para cada combinação ELU definida no edifício, utilizando-se exatamente a mesma formulação do coeficiente γ_z. A diferença é que os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais são considerados e o resultado final passa a depender da magnitude das forças horizontais (vento).

O cálculo do γ_z para cada combinação ELU se faz necessário principalmente para aplicação do método aproximado para avaliação dos efeitos globais de 2ª ordem $(0{,}95.z)$ proposto pela NBR 6118. Porém, seu valor também pode ser tomado como parâmetro de estabilidade global.

Quando os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no mesmo sentido do vento presente na combinação analisada, o FAVt é maior que o z. Em situações contrárias, isto é, quando os deslocamentos oriundos das cargas verticais atuam em sentido oposto a do vento (favorecendo a estabilidade do edifício), o FAVt é menor que o z. Nesse caso, o sistema adota um valor mínimo para FAVt igual ao correspondente z calculado para o vento isolado presente na combinação (TQS..., 2020).

3.10.4 Esforços globais de 2ª ordem

As estruturas de concreto armado apresentam a propriedade da não linearidade física, onde estas ao serem submetidas a um carregamento qualquer, não apresentarem uma relação tensão-deformação linear, ou seja, não obedecem a lei de Hooke.

A classificação da estrutura em nós fixos ou móveis é bastante útil para definir o limite no qual os efeitos globais de 2ª ordem podem ou não serem desprezados durante a elaboração do projeto estrutural. De uma forma geral, esses limites se baseiam no fato de que o cálculo exato com a consideração dos efeitos de 2ª ordem torna-se irrelevante quando os mesmos não excedem 10% dos de 1ª ordem.

O cálculo dos esforços de uma estrutura pode ser feito por duas análises denominadas análise de primeira ordem e análise de segunda ordem. Na análise de primeira ordem, a estrutura pode ser considerada sem deformações ou com deformações muito baixas, ou seja, na forma inicial, e os esforços resultantes são chamados efeitos de primeira ordem (KIMURA, 2007). A Figura 6 ilustra essa situação.

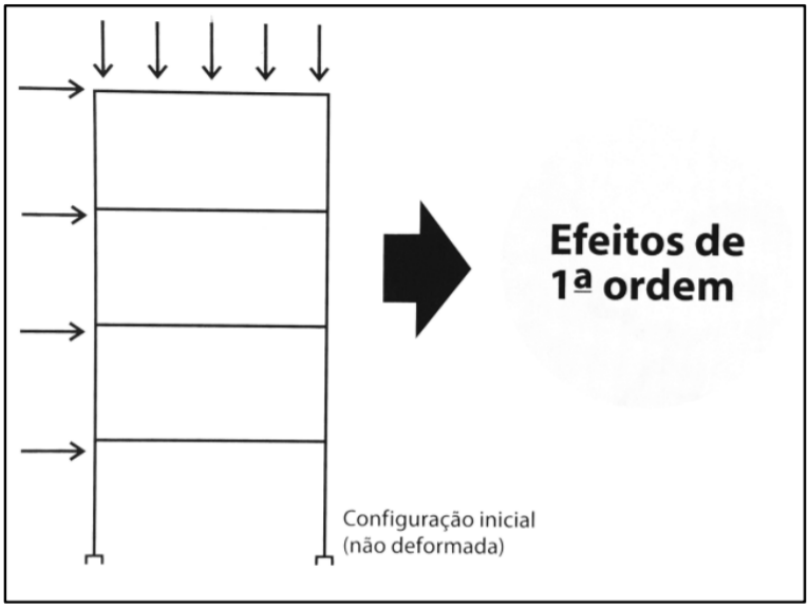


Figura 6 - Análise de primeira ordem
Fonte: Kimura (2007)

Na Figura 6, os esforços obtidos são decorrentes da geometria inicial da estrutura, ou seja, são efeitos de primeira ordem e o deslocamento da estrutura é pequeno ou inexistente. Para a análise de segunda ordem global, o cálculo dos esforços é feito a partir da estrutura em sua

configuração geométrica final, ou seja, com as deformações sofridas pela estrutura. Isso pode ser observado na Figura 7.

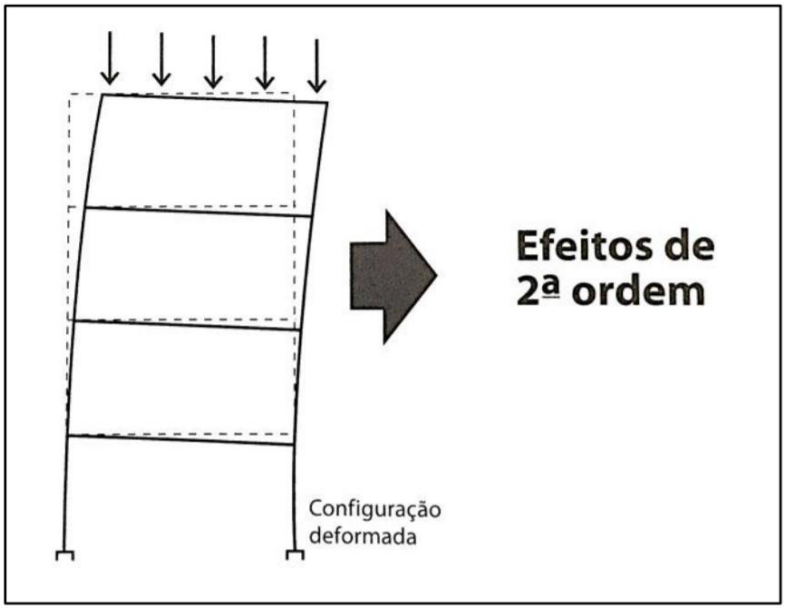


Figura 7 - Análise de segunda ordem
Fonte: Kimura (2007)

Essas deformações causam esforços adicionais, chamados de efeitos de segunda ordem globais (KIMURA, 2007).

4 METODOLOGIA

Como forma de atingir o objetivo proposto, vários estudos e pesquisas foram realizadas de modo a dar embasamento ao tema, formando assim uma bagagem teórica fundamental para realizar o dimensionamento e análise dos resultados obtidos. Todo o projeto foi realizado seguindo, rigorosamente, todos os parâmetros estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014.

Para esse estudo, foi dimensionado um edifício, variando-se a classe de resistência, a fim de se avaliar o quanto isso interfere no custo geral da estrutura, visto que ao se alterar a resistência característica do concreto, consequentemente, obtemos diferentes seções, que por sua vez implicam também em um diferente consumo de formas e também em um diferente consumo de aço.

Com isso, foi realizado o dimensionamento de um edifício de 3 pavimentos com 10,00 metros de altura, do térreo à cobertura, com 22,60 metros de largura por 8,87 metros de comprimento, no software TQS® na versão V22.6.105, como mostra Figura 8.

Todo processo de otimização da estrutura foi realizado manualmente, de modo a obter as menores seções resistentes, por tentativa e erro, ou seja, para cada elemento estrutural, foi lançado com uma dimensão reduzida e esta foi sendo aumentada de 1 em 1 centímetro até atingir uma seção que fosse capaz de resistir aos esforços solicitantes.

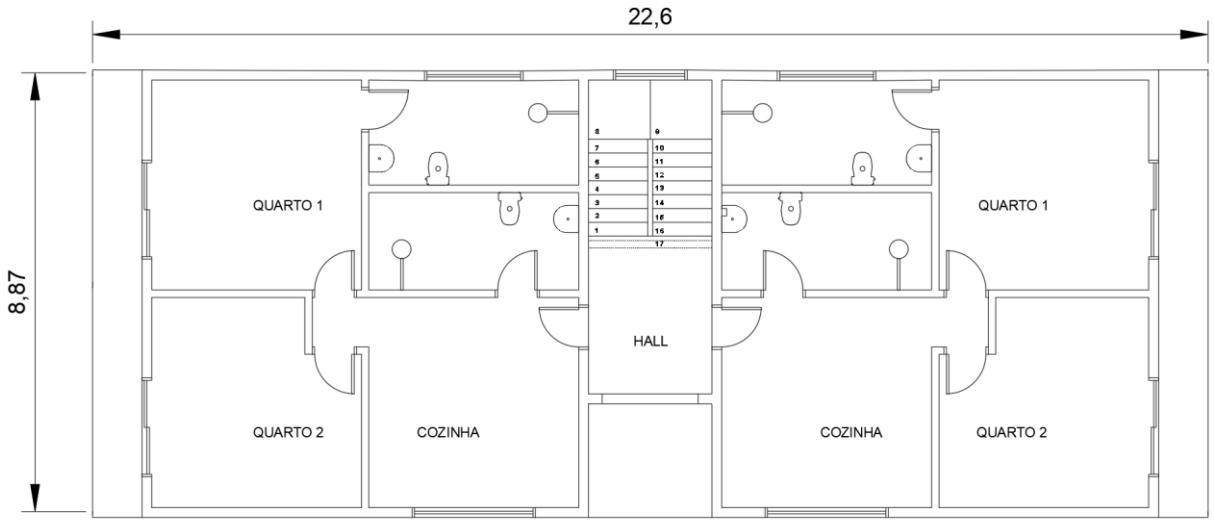


Figura 8 - Layout do pavimento tipo
Fonte: Autoria Própria

O modelo estrutural em 3D pode ser observado na Figura 9, onde é possível visualizar os 5 níveis no edifício: fundação, térreo, superior 1, superior 2, cobertura e ático.

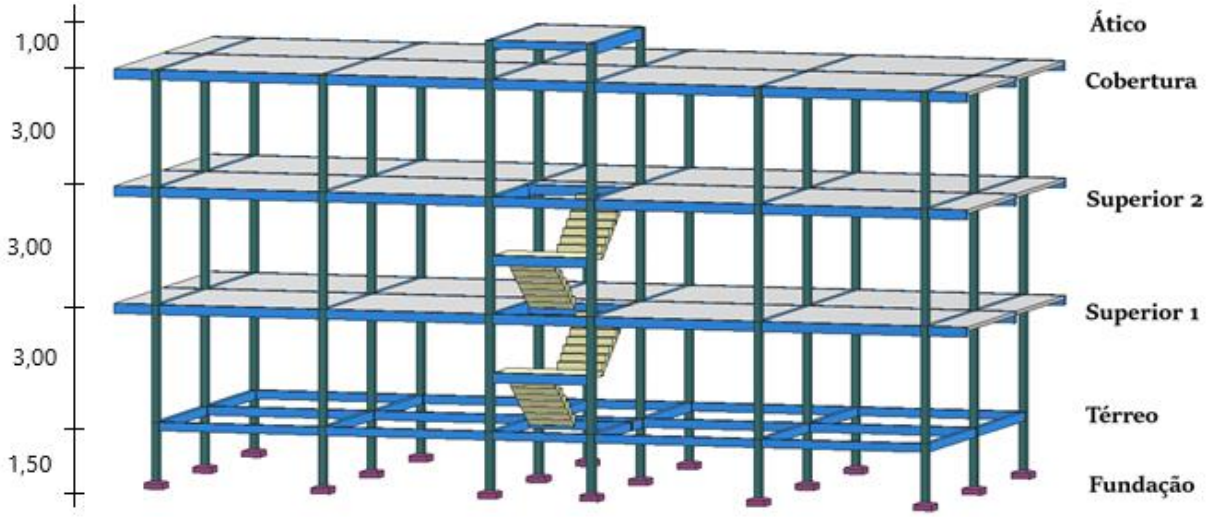


Figura 9 - Esquema estrutural em 3D
Fonte: Autoria própria

A Figura 10 demostra como ficou a disposição em planta dos elementos estruturais: lajes, vigas e pilares no pavimento tipo. Para o pavimento térreo, as lajes não foram lançadas.

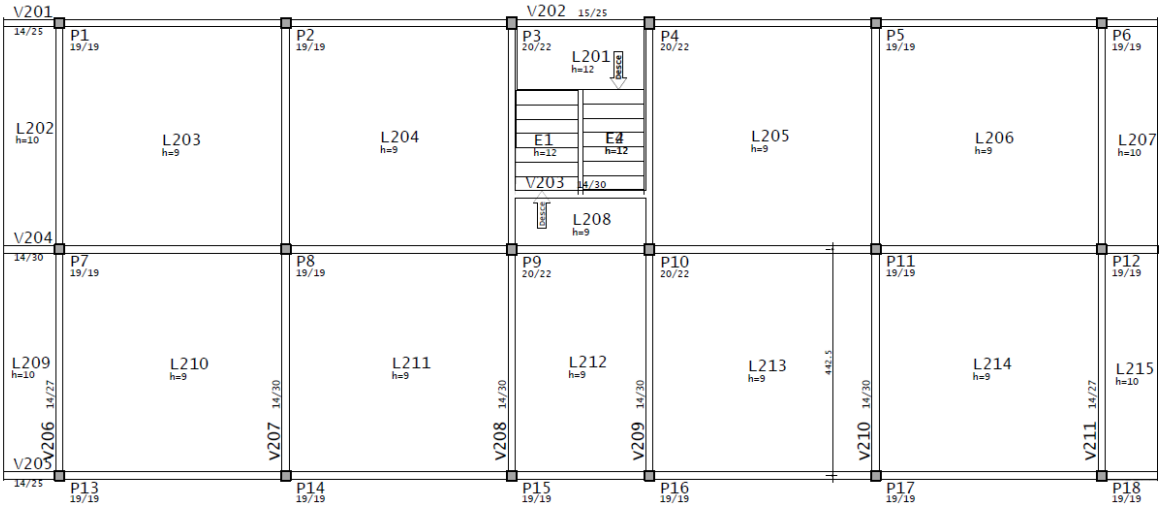


Figura 10 - Esquematização das lajes, vigas e pilares do pavimento superior 2
Fonte: Autoria própria

4.1 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

Todo o processo de lançamento foi exatamente igual, para os 3 casos, diferenciando-se, apenas a classe de resistência do concreto que, por sua vez, implica em algumas particularidades de cada classe.

4.1.1 Modelo Estrutural

O modelo estrutural foi calculado considerando o modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme os critérios de modelo de pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico é composto por barras que simulam os elementos estruturais, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos provenientes das ações verticais e horizontais nos pilares e vigas foram calculados com o pórtico espacial.

Foi adotado o esquema de modelos não independentes, o qual a estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas ou torres separadas.

Na Figura 11 podemos observar um exemplo de pórtico plano da seção transversal da estrutura com os diagramas de momento fletor na direção y para o f_{ck} = 50 MPa, para a combinação com os carregamentos permanentes e acidentais.

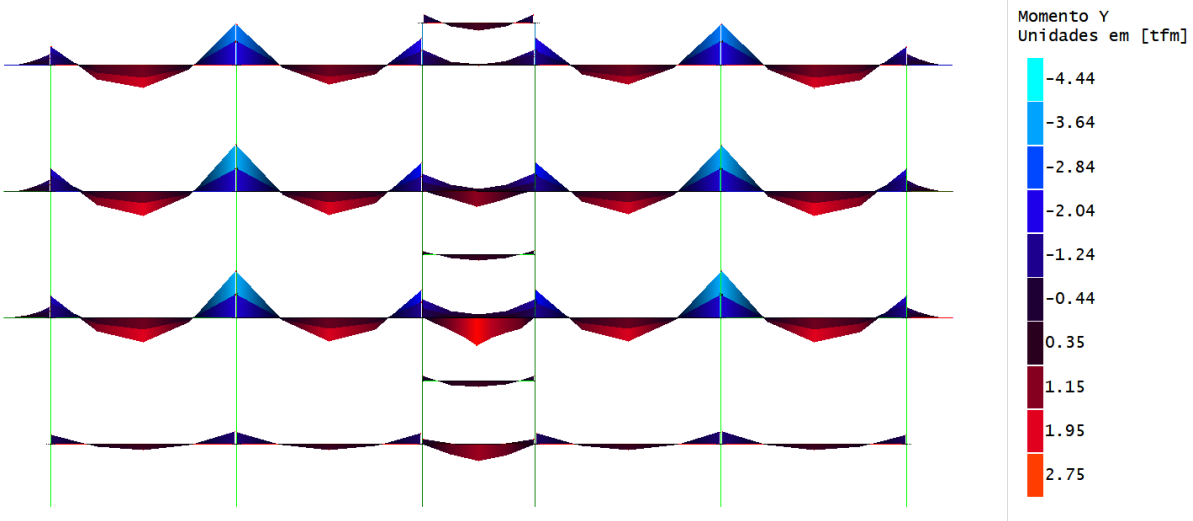


Figura 11 - Pórtico plano de momento fletor em Y
Fonte: Autoria própria

4.1.2 Materiais

Os elementos estruturais, foram modelados em concreto armado, no qual é resultante da interação do concreto simples com as armaduras de aço.

A classe de agressividade ambiental adotada, foi a CAA-II, que é considerada moderada, ambiente urbano, risco de deterioração pequeno, onde a menor classe de resistência do concreto admissível é a C25.

Os valores aproximados de módulo de elasticidade inicial de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 no item 8.2.8, para os concretos C25, C35 e C50 respectivamente são 28 GPa, 33 GPa e 40 GPa. Os valores aproximados do módulo de elasticidade secante são 24 GPa, 29 GPa e 37 GPa.

Os valores dos cobrimentos adotados, foram em função da classe de agressividade ambiental, como foi explicitado na Tabela 8.

Para as lajes, o cobrimento nominal adotado foi de 25mm, para as vigas, pilares e para as fundações que são elementos estruturais em contado direto com o solo, foi adotado o cobrimento nominal de 30mm.

O aço utilizado foi o aço CA-50, com coeficiente de ponderação de 1,15; a taxa mínima de armadura conforme cada elemento estrutural (viga, laje ou pilar) e máxima de 8%, com módulo de elasticidade secante de 210.000 MPa com resistência característica do aço de 500 MPa e massa específica 7850 kg/m³.

4.1.3 Carregamentos

4.1.3.1 Ações permanentes

ABNT NBR 6118:2014, no item 11.3.1 estabelece que as “ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante”.

O peso próprio da estrutura foi determinado de acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6120:2019. Os carregamentos permanentes considerados foram:

- Concreto armado: 25,0 kN/m³
- Porcelanato: 23,0 kN/m³
- Argamassa: 19,0 kN/m³
- Bloco cerâmico vazado de vedação, espessura de 14 cm com revestimento nas duas faces: 1,9 kN/m²

4.1.3.2 Ações variáveis

Os carregamentos acidentais também foram considerados conforme os critérios previstos pela ABNT NBR 6120:2019. Logo, os carregamentos acidentais considerados de acordo com cada ambiente foram:

- Dormitórios 1,5 kN/m²
- Sala, copa, cozinha 1,5 kN/m²
- Sanitários 1,5 kN/m²

A Figura 12 ilustra como estão dispostos os carreamentos lineares sobre a estrutura.

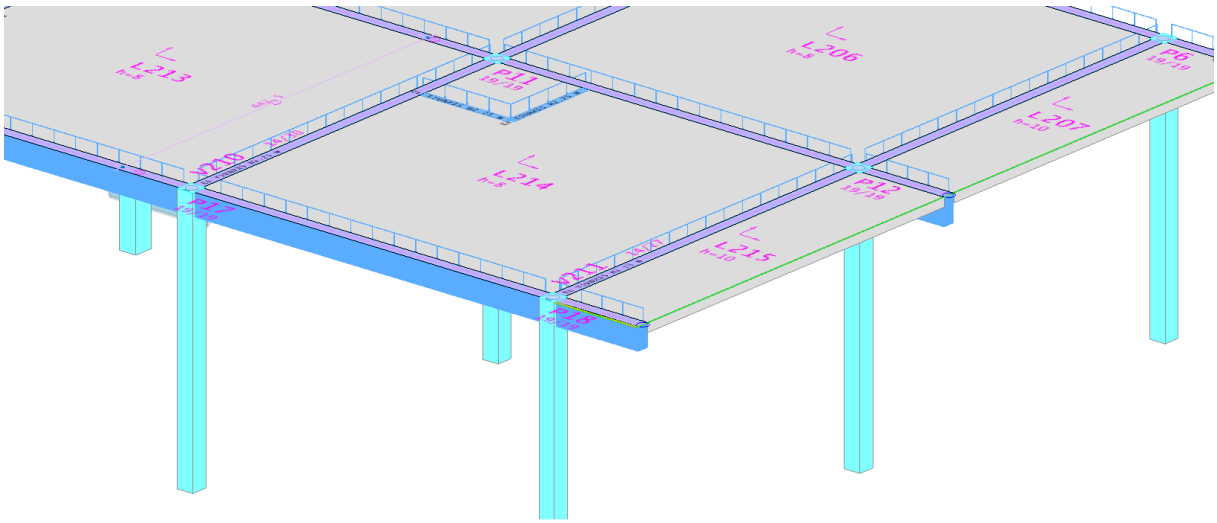


Figura 12 - Carregamentos distribuídos na estrutura
Fonte: Autoria própria

4.1.4 Estudo das cargas de ventos

Sabendo que a edificação está situada na região sul do estado da Bahia, pode-se determinar qual a velocidade básica atuante sobre a estrutura.

Observando o mapa de isopletas de velocidade básica do Brasil Figura 13, a velocidade básica é de 30m/s, de acordo com o a ABNT NBR 6123:1988 versão corrigida 2:2013 - Forças devidas ao vento em edificações.

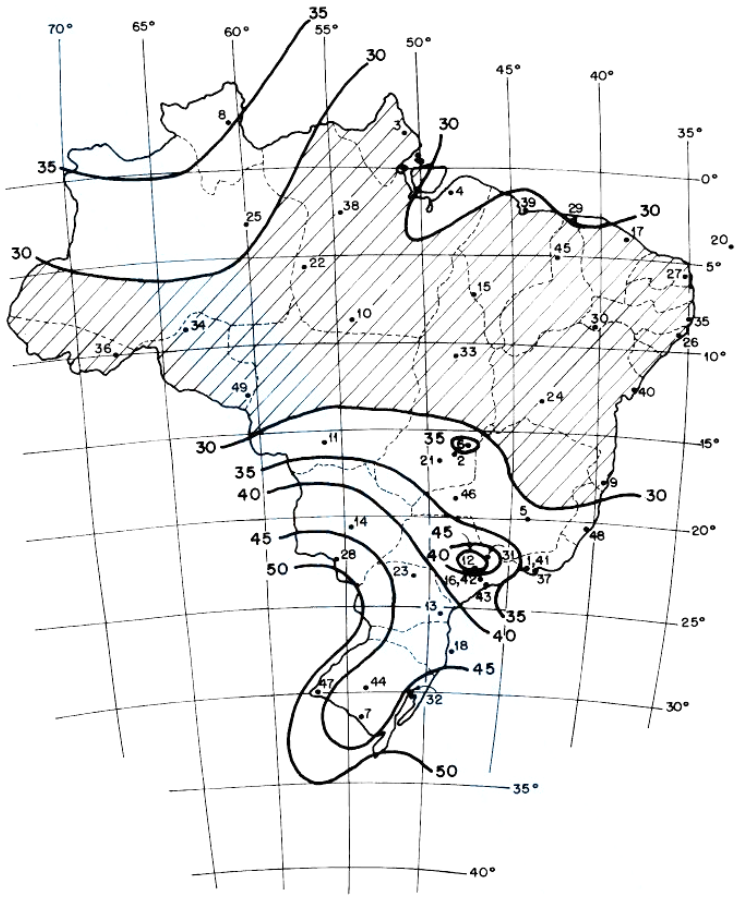


Figura 13 - Mapa de isopletas
Fonte: ABNT NBR 6123:2013

O fator estatístico do terreno S_1 considerado, foi igual a 1,0 sendo adotado para regiões de terreno plano ou fracamente acidentado.

O fator de rugosidade do terreno S_2 foi adotado da categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

A classe da edificação enquadrada é a classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

O fator estatístico S_3 que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, foi adotado o fator 1,0: edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.

O coeficiente de arrastro calculado pelo próprio software, com base nesses parâmetros, na direção X foi de 2,37 e na direção Y foi de 1,19. As combinações foram realizadas para ventos a 0º, 90º, 180º e 270º.

Para o caso de vento a 0º, o coeficiente de pressão externa (CPe) pode ser observado conforme a Figura 14.

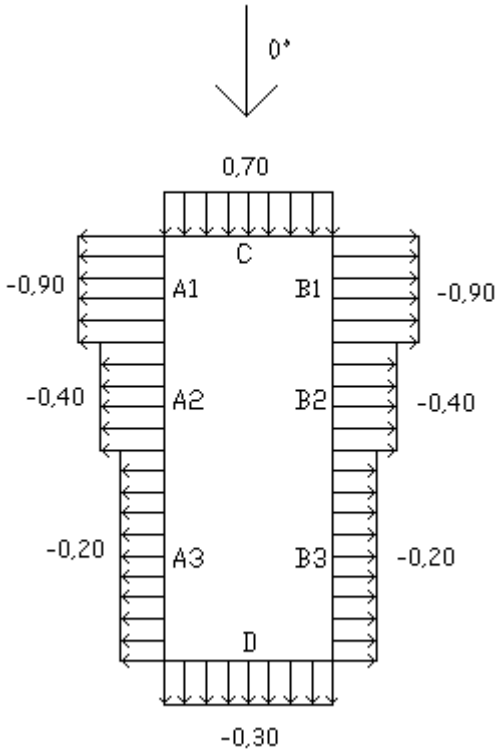


Figura 14 - CPe para vento a 0º
Fonte: Autoria própria

Para o caso de vento a 90º, o coeficiente de pressão externa (CPe) pode ser observado conforme a Figura 15.

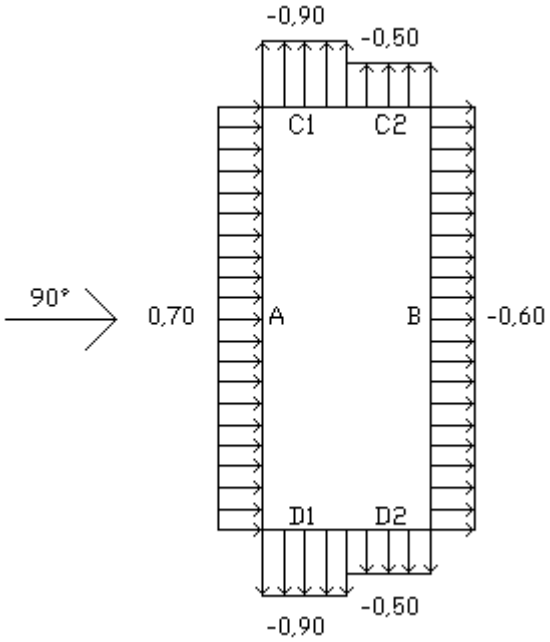


Figura 15 - CPe para vento a 90º
Fonte: Autoria própria

Os esforços devido ao vento provocam deslocamentos na estrutura, estes devem ser combatidos de tal forma a não trazer dano a edificação ou desconforto aos usuários. A Figura 16 ilustra um caso de deslocamento devido ao vento a 0º, na direção X.

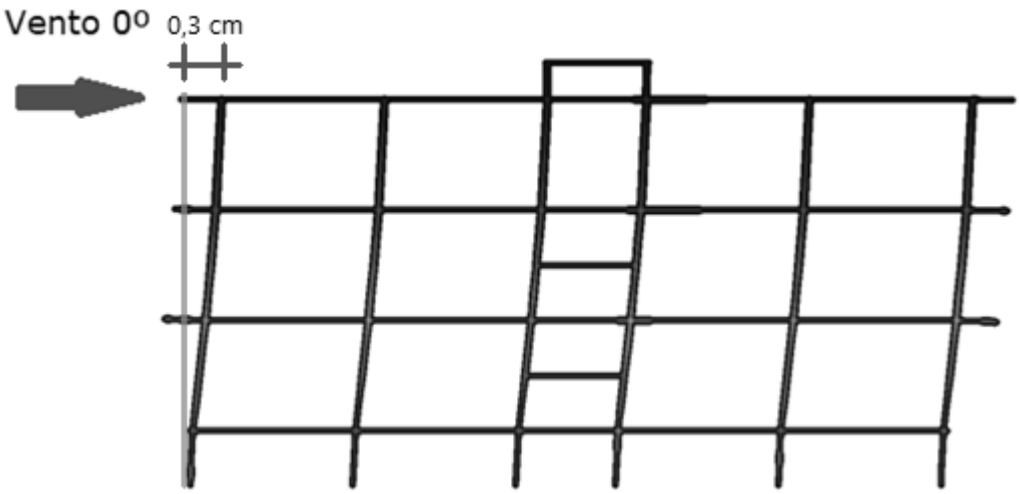


Figura 16 - Deslocamento devido ao vento
Fonte: Autoria própria

4.1.5 Seção transversal

A ABNT NBR 6118 no item 13.2.3 impõe que “a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm”. A norma ainda cita que “em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n”.

Visando não haver interferência devido ao coeficiente adicional γ_n, não foram utilizados nesse estudo, pilares com dimensões menores que 19 cm.

Os demais elementos foram calculados, de forma a se otimizar a sua seção transversal, adotando-se a menor seção, capaz de resistir a todas as solicitações e garantindo que as flechas não ultrapassem o seu limite e que a estrutura garanta os limites de estabilidade global.

4.1.6 Fôrmas de madeira

As fôrmas de madeira são materiais empregados na execução de diversos tipos de estruturas de concreto armado.

A madeira tem como a vantagem de se adaptar facilmente e de maneira satisfatória, aos diversos tipos e formatos em que as estruturas possam requerer. A madeira é o material mais utilizado no sistema de fôrmas no Brasil e é o sistema predominante para as pequenas construções (NAZAR, 2017). Estas podem ser reutilizadas, desde que tenham condições de usabilidade.

Para este estudo, foram utilizadas formas de madeira aparelhadas com 3 cm de espessura.

4.1.7 Fundações

O tipo de fundação adotada para esse caso foi a fundação superficial, ou fundação rasa do tipo sapata, por resistir bem aos esforços para essa classe de carreamento. Além de ser bastante comum na região proposta, o que facilita na construção.

A ABNT NBR 6118:2014, define as sapatas como “estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta”.

Estas foram lançadas com dimensões de 60x60 cm e profundidade de 1,50 m. A base da sapata foi sendo aumentada, conforme foi sendo necessário para resistir aos esforços

descarregados sobre ela e atendendo ao critério de tensão admissível do solo, sendo que nesse caso, foi adotado 2,0 kgf/cm².

4.1.8 Combinações

A Tabela 9 discrimina todas as combinações consideradas pelo software TQS®, para obtenção da envoltória de esforços solicitantes de cálculo.

Tabela 9 - Combinações verificadas

Caso	Combinação
1 -	ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID;
2 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1;
3 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2;
4 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3;
5 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
6 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT1;
7 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT2;
8 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT3;
9 -	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT4;
10 -	FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.3ACID;
11 -	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID;
12 -	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT1;
13 -	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT2;
14 -	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT3;
15 -	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT4;
16 -	ELS/CQPERM/PP+PERM+0.3ACID;
17 -	COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.3ACID;
18 -	ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V;
19 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1;
20 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2;
21 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3;
22 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4;
23 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.5ACID_V+VENT1;
24 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.5ACID_V+VENT2;
25 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.5ACID_V+VENT3;
26 -	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.5ACID_V+VENT4;
27 -	FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V;
28 -	ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.4ACID_V;
29 -	ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V+0.3VENT1;
30 -	ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V+0.3VENT2;
31 -	ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V+0.3VENT3;

32 -	ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V+0.3VENT4;
33 -	ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V;
34 -	COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+0.3ACID_V;

Fonte: Autoria Própria

Sendo:

ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações
FOGO	Verificações em situação de incêndio
ELS	Verificações de estado limite de serviço
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)
PP	Peso próprio
PERM	Cargas permanentes
ACID	Cargas acidentais
VENT1	Vento a 0º
VENT2	Vento a 90º
VENT3	Vento a 180º
VENT4	Vento a 270º

4.1.9 Pilares

Os pilares foram lançados com uma seção inicial de 19x19, dimensão mínima estabelecida pela norma ABNT NBR 6118:2014.

Após o lançamento dos pilares no software TQS®, foi realizado um estudo para avaliar se as posições, em que estes foram pré-dimensionados, estavam adequadas. Essa avaliação foi feita com base no momento fletor com que estavam submetidos. A direção do pilar, ou seja, se eles ficaram na posição horizontal ou vertical, deve estar preferencialmente no sentido do maior

esforço de momento fletor, a menos que a arquitetura não permita. Nesses casos, pode-se aumentar a outra dimensão do pilar, até que este consiga resistir a todas as solicitações.

Após realizada a análise do posicionamento dos pilares, quando ainda assim era observado que este não resistia às solicitações, foi feito manualmente e de forma bem gradual, o aumento da seção transversal, até atingir a menor dimensão possível, que resista aos carregamentos atuantes.

Exemplificando alguns dos critérios de cálculos adotados, na Figura 17 é possível observar a envoltória de esforços de momentos fletores que ocorrem no pilar P1.

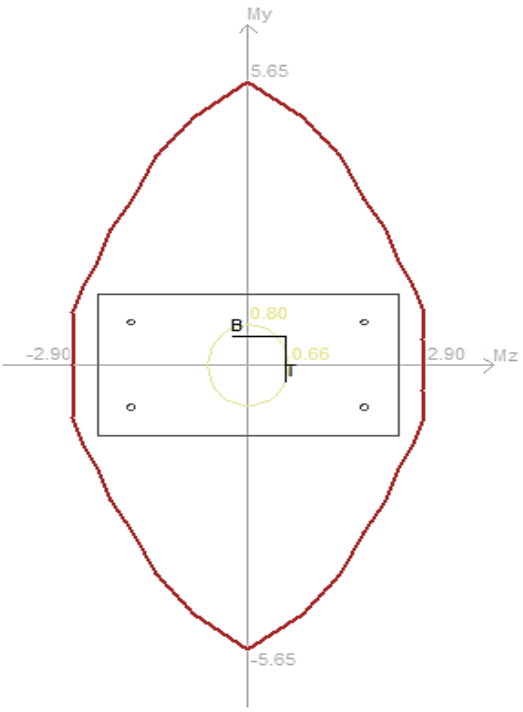


Figura 17 - Envoltória de momentos do pilar P1
Fonte: Autoria Própria

Com isso, foi verificado os esforços na base, no topo e no meio para as direções X e Y, conforme demostrado na Tabela 10, para a combinação:

$$Q_d = \ peso\ próprio\ /\ carga\ permante\ /\ carga\ acidental \tag{8}$$

Tabela 10 - Momentos fletores para o P1

Seção do topo	Seção da base
Esforços iniciais	
$N_{Sd,ini}$ = 27.69 tf	$N_{Sd,ini}$ = 27.69 tf
$M_{Sd,ini,x}$ = 0.48 tfm	$M_{Sd,ini,x}$ = -0.42 tfm
$M_{Sd,ini,y}$ = 0.62 tfm	$M_{Sd,ini,y}$ = -0.30 tfm
Esforços finais	
N_{Sd} = 27.69 tf	N_{Sd} = 27.69 tf
M_{Sdx} = 0.48 tfm	M_{Sdx} = -0.42 tfm
M_{Sdy} = 0.62 tfm	M_{Sdy} = -0.30 tfm
Seção do meio	
Direção X	Direção Y
Esforços iniciais	Esforços iniciais
N_{Sd} = 27.69 tf	N_{Sd} = 27.69 tf
$M_{1d,A}$ = 0.48 tfm	$M_{1d,A}$ = 0.62 tfm
$M_{1d,B}$ = -0.42 tfm	$M_{1d,B}$ = -0.30 tfm
α_b = 1	α_b = 0.41
λ_1 = 35	λ_1 = 65
Efeitos de 2ª ordem	
l_e = 138.5 cm	l_e = 139 cm
λ = 25	λ = 25
$M_{d,tot}$ = 0.48 tfm	$M_{d,tot}$ = 0.25 tfm

Fonte: Própria autoria

Sendo:

N_{sd}: Força normal solicitante de cálculo;

M_{sd}: Momento fletor solicitante de cálculo;

M_{1d}: Valor de cálculo do momento de primeira ordem;

α_b: Parâmetro que depende da forma do diagrama do momento fletor;

λ_1: Esbeltez limite;

l_e: Comprimento equivalente

Na Figura 18 e Figura 19 podemos observar graficamente os valores dos esforços de momento fletor que ocorrem no pilar P1 no lance do pavimento térreo:

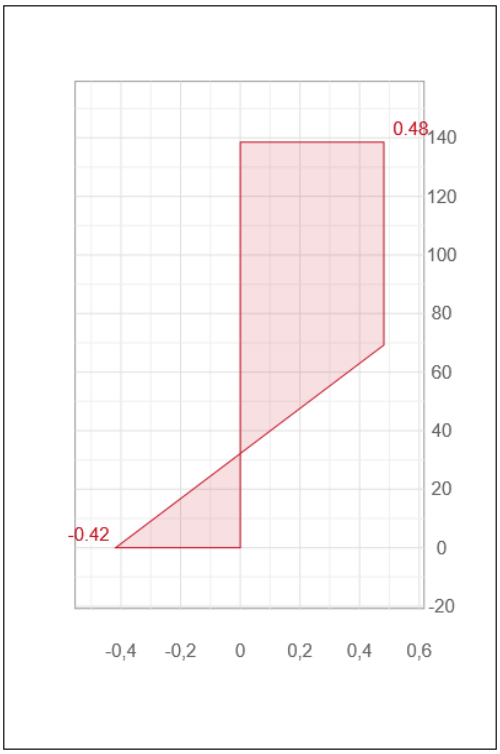


Figura 18 - Momento fletor (1ª + 2ª ordem) no pilar P1 na direção X (tf.m)
Fonte: Própria autoria

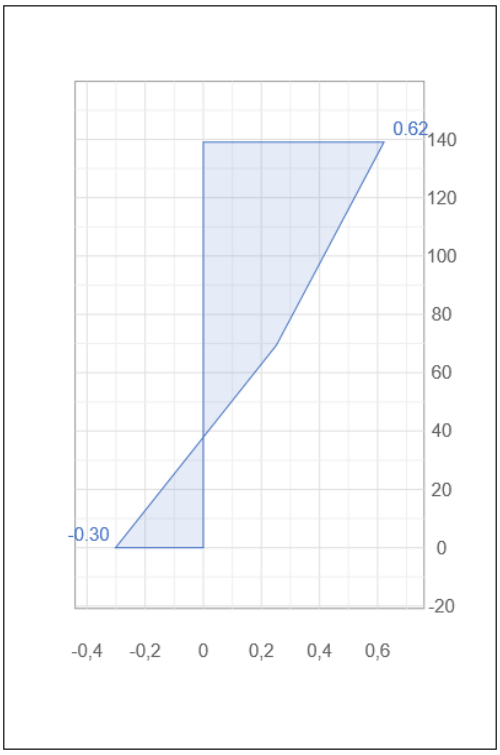


Figura 19 - Momento fletor (1ª + 2ª ordem) no pilar P1 na direção Y (tf.m)
Fonte: Própria autoria

4.1.9.1 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento da armadura dos pilares pode ser realizado com o auxílio de ábacos. A área de aço (A_s) é determinada conforme a equação (9):

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \omega \tag{9}$$

A_c Área de concreto;

f_{cd} Resistência de dimensionamento do concreto à compressão;

f_{yd} Resistência ao escoamento de cálculo do aço das armaduras;

ω Taxa mecânica de armadura.

O valor da taxa mecânica de armadura (ω) é obtido através do ábaco de Venturi (1987).

4.1.9.2 Limites de taxa mínima de armadura longitudinal

De acordo com a ANBT NBR 6118:2014, no item 17.3.5.3, a armadura longitudinal mínima deve atender o limite definido pela a equação (10).

$$A_{s,mín} = 0{,}15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0{,}004 \cdot A_c \tag{10}$$

A_c Área de concreto;

f_{yd} Resistência ao escoamento de cálculo do aço das armaduras;

N_d Esforço normal de cálculo

4.1.9.3 Limites de taxa máxima de armadura longitudinal

O valor máximo de armadura longitudinal, considerando inclusive a região de transpasse em emendas dever atender a limitação dada pela equação (11):

$$A_{s,máx} = 8\% \cdot A_c \tag{11}$$

A_c Área de concreto;

4.1.10 Vigas

As vigas são elementos lineares onde a flexão é o esforço preponderante. Elas são responsáveis por receber os carregamentos das lajes e distribuí-los nos pilares ou em outras vigas. Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em, pelo menos, três vezes a maior dimensão da seção transversal.

Para o cálculo das vigas, o software TQS® considerou como valor de referência da linha neutra (x/d) igual a 0,37 para análise linear. O método utilizado para determinação do cortante foi o modelo I, ângulo de compressão da biela de 45º. Os espaçamentos dos estribos são limitados entre 10 cm a 30 cm.

Inicialmente, as vigas foram lançadas com seção de 14x20 e foram sendo acrescidas até serem capazes de resistir aos esforços e atenderem aos critérios de aberturas de fissuras e aceitabilidade sensorial.

Estas foram lançadas, dando prioridade em se posicionar no meio do pilar, reduzindo os efeitos de excentricidade nos pilares.

Para esse estudo, não foram considerados, furos em vigas para passagem de dutos de eletricidade, água fria ou esgoto.

A Figura 20 mostra um exemplo do cálculo das reações de momento fletor e esforço cortante para a viga V101 do projeto, situada no pavimento térreo.

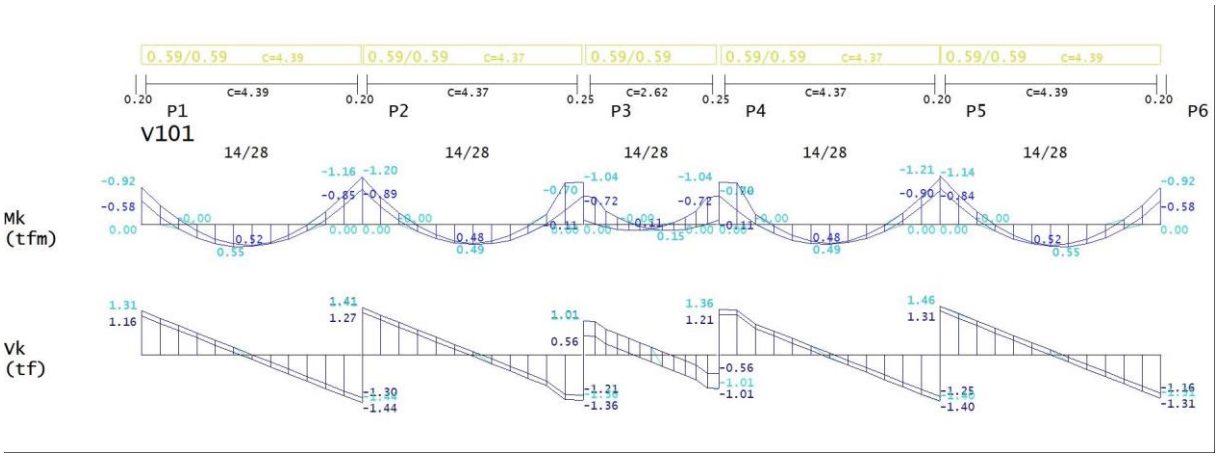


Figura 20 - Viga 101
Fonte: Autoria Própria

4.1.10.1 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento da armadura das vigas é realizado mediante o conhecimento dos momentos fletores compatibilizados. Porto e Fernandes estabelece que a área de aço é determinada conforme a equação (12):

$$A_s \geq A_{s1} + A_{s2} \tag{12}$$

As parcelas de A_{s1} e A_{s2} são determinadas conforme as equações (13) e (14):

$$A_{s1} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}}\left(1 - \sqrt{1 - 2K'}\right) \tag{13}$$

E,

$$A_{s2} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{K - K'}{1 - \left(\frac{d}{d'}\right)} \tag{14}$$

Sendo que:

f_c: resistência final de cálculo do concreto;

f_{yd}: resistência ao escoamento de cálculo do aço das armaduras;

b: base da seção retangular;

d: altura útil da seção retangular;

$K\ e\ K'$: parâmetros adimensionais que medem as intensidades dos momentos fletores externo e interno, respectivamente.

O parâmetro K é obtido através da equação (15):

$$K = \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d^2} \tag{15}$$

Onde:

M_d: Momento de cálculo;

f_c: Resistência à compressão do concreto.

b: base da seção retangular;

d: altura útil da seção retangular;

A resistência à compressão do concreto pode ser definida pela equação (16):

$$f_c = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}4} \tag{16}$$

α_c: Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão.

O parâmetro α_c é definido pela equação (17):

$$\alpha_c = \begin{cases} 0{,}85 & \rightarrow f_{ck} \leq 50\ MPa \\ 0{,}85\left(1 - \dfrac{f_{ck} - 50}{200}\right) & \rightarrow 50\ MPa < f_{ck} \leq 90\ MPa \end{cases} \tag{17}$$

A altura útil (d) e determinada conforme a equação (18).

$$d = h - d' \tag{18}$$

Onde:

h: altura da seção retangular.

Para a primeira camada, o valor de d' é definido pela equação (19):

$$d' = c_{nom} + \emptyset_t + \frac{\emptyset_L}{2} \tag{19}$$

Sendo:

c_{nom}: cobrimento nominal;

ϕ_t: diâmetro da barra de armadura transversal (estribo);

Φ_L: diâmetro da barra de armadura longitudinal.

4.1.10.2 Armaduras mínimas

Segundo a ABNT NBR 6118:2014: “Para melhorar o desempenho e a dutilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento

mínimo", conforme a equação (20).

$$A_{s,min} = \rho_{mín \cdot A_c} \quad (20)$$

Sendo:

A_c: Área de concreto.

O $\rho_{mín}$ é definido pela Tabela 11, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 11 - Armaduras mínimas de flexão para lajes e vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}$ [a] ($A_{s,mín}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

[a] Os valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, d/h = 0,8 e γ_c = 1,4 e γ_s = 1,15. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

4.1.10.3 Armaduras máximas

Conforme o item 17.3.5.2.4, sobre as armaduras de tração e de compressão, é definido que a soma das armaduras de tração e de compressão (As + As'), calculada na região fora da zona de emendas, devendo ser garantidas as condições de dutilidade requeridas, não deve superar o limite de $A_{s,máx}$, conforme a equação (21):

$$A_{s,máx} = 4\% \cdot Ac \quad (21)$$

4.1.11 Lajes

As placas de concreto são usualmente denominadas lajes. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, "as lajes são elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas

espessas". No item 14.4.2, é definido que são "elementos em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais".

Para esse estudo, foram adotadas lajes maciças de concreto, visto que essas distribuem suas cargas em todas as vigas, promovendo um melhor aproveitamento das vigas do pavimento. Como os pavimentos são basicamente iguais, as formas podem ser reaproveitas, diluindo assim o seu custo ao longo do período da construção.

Quando a relação entre a maior dimensão pela menor é maior que 2, considera-se que a laje trabalha em apenas uma direção, caso essa relação seja menor que 2, admite-se então que esta trabalha nas duas direções. O processo adotado para o cálculo dos momentos pelo processo elástico foi feito através das tabelas desenvolvidas por Czerny.

Dada uma laje retangular, o software TQS® verifica suas vinculações e determina os momentos positivos no centro da laje e os negativos nos apoios. Para a compatibilização dos momentos, o TQS® faz uma compensação de momento positivo se houver variação de momento negativo de um lado da laje, aumentando em 50% o momento positivo correspondente. Para o momento negativo, o equilíbrio se dá pela média entre os dois, limitando-se por 80% do maior entre eles, como mostra a Figura 21.

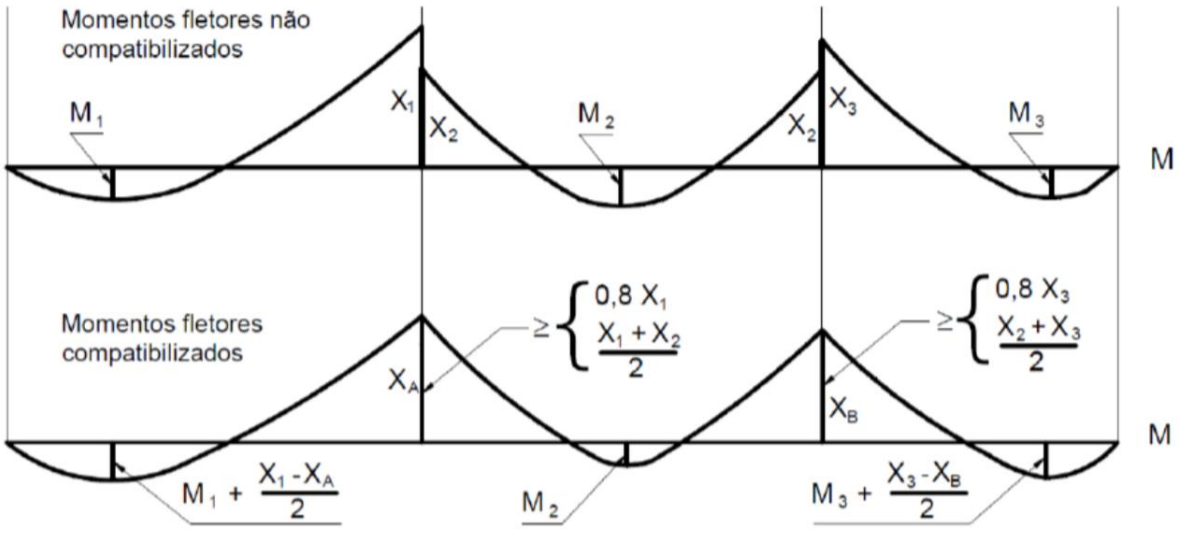


Figura 21 - Compatibilização de momentos fletores
Fonte: ARAUJO A. C. (2015)

Inicialmente, as lajes foram lançadas com espessura de 8 cm para as lajes de piso não em balanço e 10 cm para lajes em balanço. A espessura foi acrescida até atingir resistência

suficiente para resistir aos carregamentos, sem apresentar vibrações, flechas menores que as flexas limite, atender os critérios de aberturas de fissuras e aceitabilidade sensorial.

4.1.11.1 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento da armadura da laje é realizado mediante o conhecimento dos momentos fletores compatibilizados. A área de aço é determinada conforme a equação (22:

$$A_s = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}}\left(1 - \sqrt{1 - 2K}\right) \tag{22}$$

Sendo que:

As: Área da armadura tracionada;

f_{yd}: Resistência ao escoamento de cálculo do aço das armaduras.

O parâmetro K é obtido através da equação (23:

$$K = \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d^2} \tag{23}$$

Onde:

M_d: Momento de cálculo;

f_c: Resistência à compressão do concreto.

A resistência à compressão do concreto pode ser definida pela equação (24:

$$f_c = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}4} \tag{24}$$

α_c: Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão.

O parâmetro α_c é definido pela equação (25:

$$\alpha_c = \begin{cases} 0{,}85 & \rightarrow f_{ck} \leq 50\ MPa \\ 0{,}85\left(1 - \dfrac{f_{ck} - 50}{200}\right) & \rightarrow 50\ MPa < f_{ck} \leq 90\ MPa \end{cases} \tag{25}$$

4.1.11.2 Armaduras mínimas

Segundo a ABNT NBR 6118:2014: "Para melhorar o desempenho e a dutilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva. Alternativamente, estes valores mínimos podem ser calculados com base no momento mínimo", conforme a equação (26).

$$A_{s,min} = \rho_{mín \cdot A_c} \tag{26}$$

Sendo:

A_c: Área de concreto.

O $\rho_{mín}$ é definido pela Tabela 12, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 12 - Armaduras mínimas de flexão para lajes e vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}$ [a] ($A_{s,mín}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

[a] Os valores de $\rho_{mín}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, d/h = 0,8 e γ_c = 1,4 e γ_s = 1,15. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{mín}$ deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

4.1.11.3 Armaduras máximas

Conforme o item 17.3.5.2.4, sobre as armaduras de tração e de compressão, é definido que a soma das armaduras de tração e de compressão (As + As'), calculada na região fora da zona de emendas, devendo ser garantidas as condições de dutilidade requeridas, não deve superar o limite de $A_{s,máx}$:

$$A_{s,máx} = 4\% \cdot Ac \tag{27}$$

Sendo:

A_c: Área de concreto.

4.1.12 Distribuição dos esforços

A Figura 22 mostra os resultados dos carregamentos das lajes e as suas reações, bem como cada uma se distribui, separando-se em áreas de distribuição que se descarregam nas vigas.

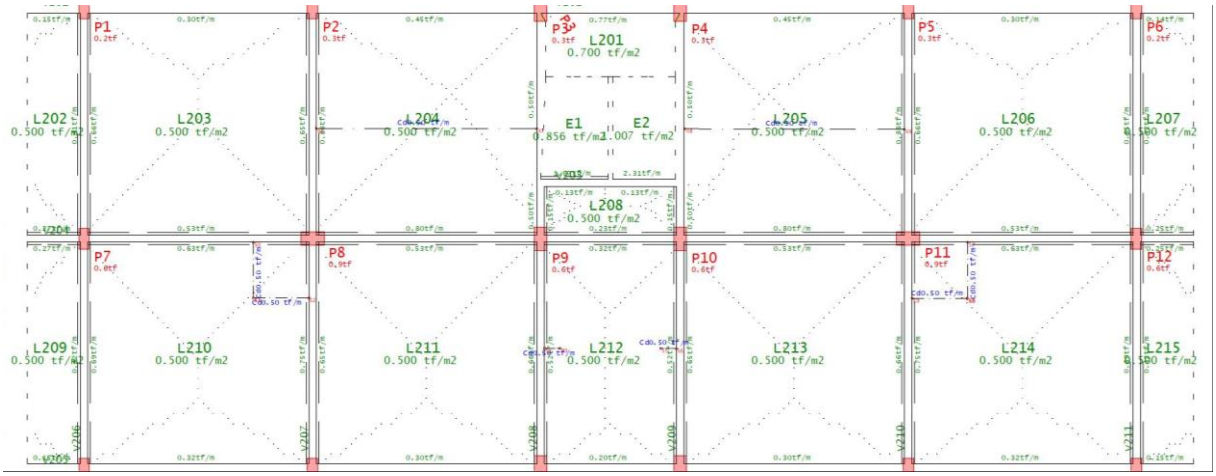


Figura 22 - Lajes do pavimento Superior 1
Fonte: Autoria própria

4.1.13 Disposição das armaduras

A Figura 23 mostra as disposições das barras de aço dentro das peças de concreto. Observa-se a disposição da esteira das sapatas, que são responsáveis por combater os esforços solicitantes devido ao carregamento imposto pela estrutura.

Nos pilares, observa-se as barras longitudinais, com os seus respectivos arranques, os quais são necessários para que ocorra a correta transmissão das cargas solicitantes entre os diferentes lances do pilar. E as armaduras transversais, denominadas de estribos e grampos suplementares, que têm como objetivo de combater a flambagem das barras longitudinais e garantir o seu correto posicionamento, garantir a costura das emendas das barras longitudinais e promover o confinamento do concreto afim de obter uma peça mais resistente e dúctil.

Nas vigas, pode-se observar o posicionamento das armaduras longitudinais, compostas por armaduras positivas e negativas e as armaduras transversais, denominadas de estribos que são dimensionados para resistir sobretudo, às solicitações de esforço cortante. Nota-se também que nos lances das extremidades, as vigas estão dispostas em balanço e nos lances intermediários, dispostas em forma de viga contínua.

Para as lajes, observa-se as armaduras positivas e negativas, nas duas direções, que são responsáveis por combater aos esforços solicitantes diretos, oriundos das cargas de utilização de uso da edificação.

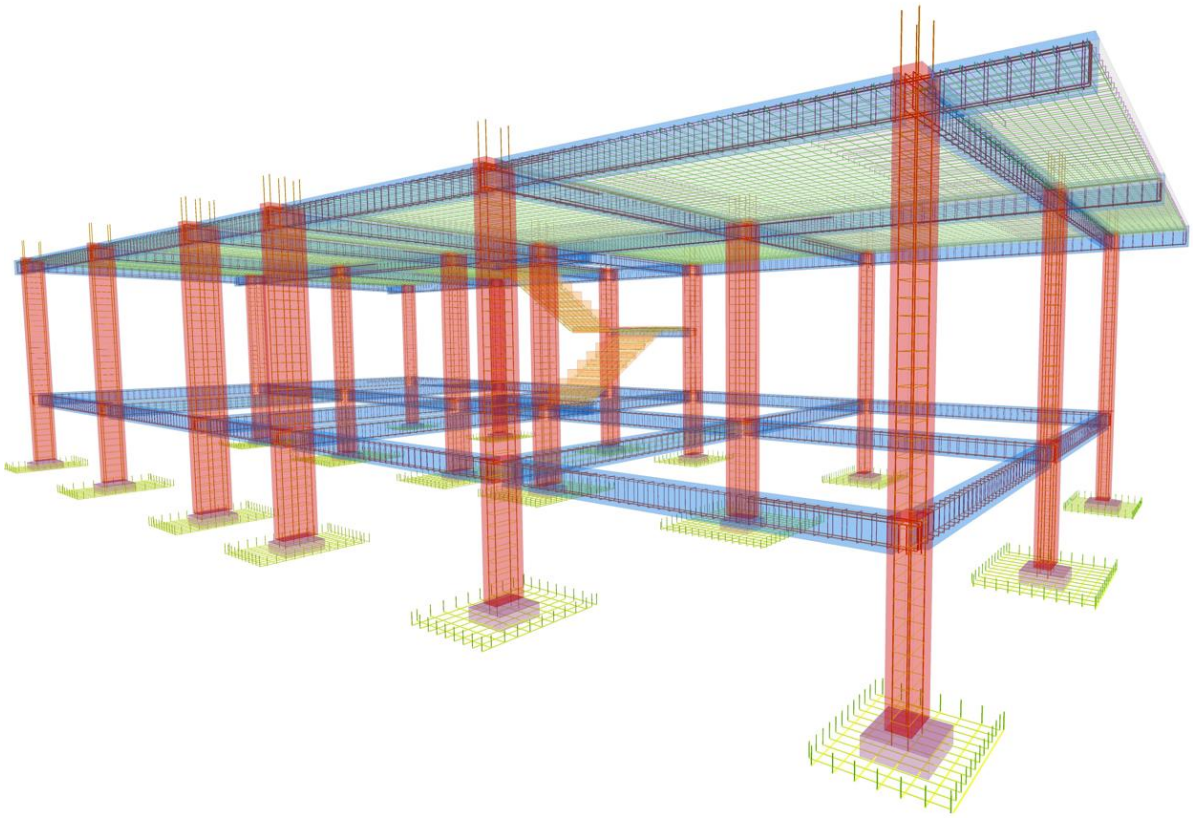


Figura 23 - Armaduras em 3D
Fonte: Autoria própria

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O objetivo deste trabalho foi analisar as variações na estrutura decorrentes da alteração da resistência característica do concreto, bem como, estabelecer uma relação com o custo para cada situação. Desse modo, foi feito uma apuração das variações ocasionadas para um edifício residencial de pequeno porte, típico da região sul da Bahia.

Com isso, cabe analisar cada tipo de elemento separadamente, podendo obter uma visão mais específica. Desse modo, é possível observar, em qual tipo de elemento - sapatas, pilares, vigas ou lajes, tem-se as maiores vantagens e desvantagens e, em seguida fazer uma análise global.

5.1 CONSUMO DE AÇO

O consumo de aço é o somatório de todo volume de armaduras empregadas na estrutura; o consumo de aço é dado em kg; dividido por classe de resistência. Dessa forma, é possível avaliar as variações de massa que cada classe apresenta para poder analisar qual é mais viável economicamente.

A Tabela 13 expressa a quantidade de aço empregada para cada elemento estrutural, segundo as classes de resistências avaliadas.

Tabela 13 - Consumo de aço

Classe	Aço (kg)			
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações
50MPa	804	2305	4173	472
35MPa	832	2537	3975	390
25MPa	1045	2589	3560	379

Fonte: Autoria própria

Pode-se observar que o consumo de aço para pilares e vigas diminuiu à medida que a resistência do concreto aumentou. Entretanto, para lajes e fundações o comportamento é contrário, conforme também pode ser observado graficamente por meio da Figura 24.

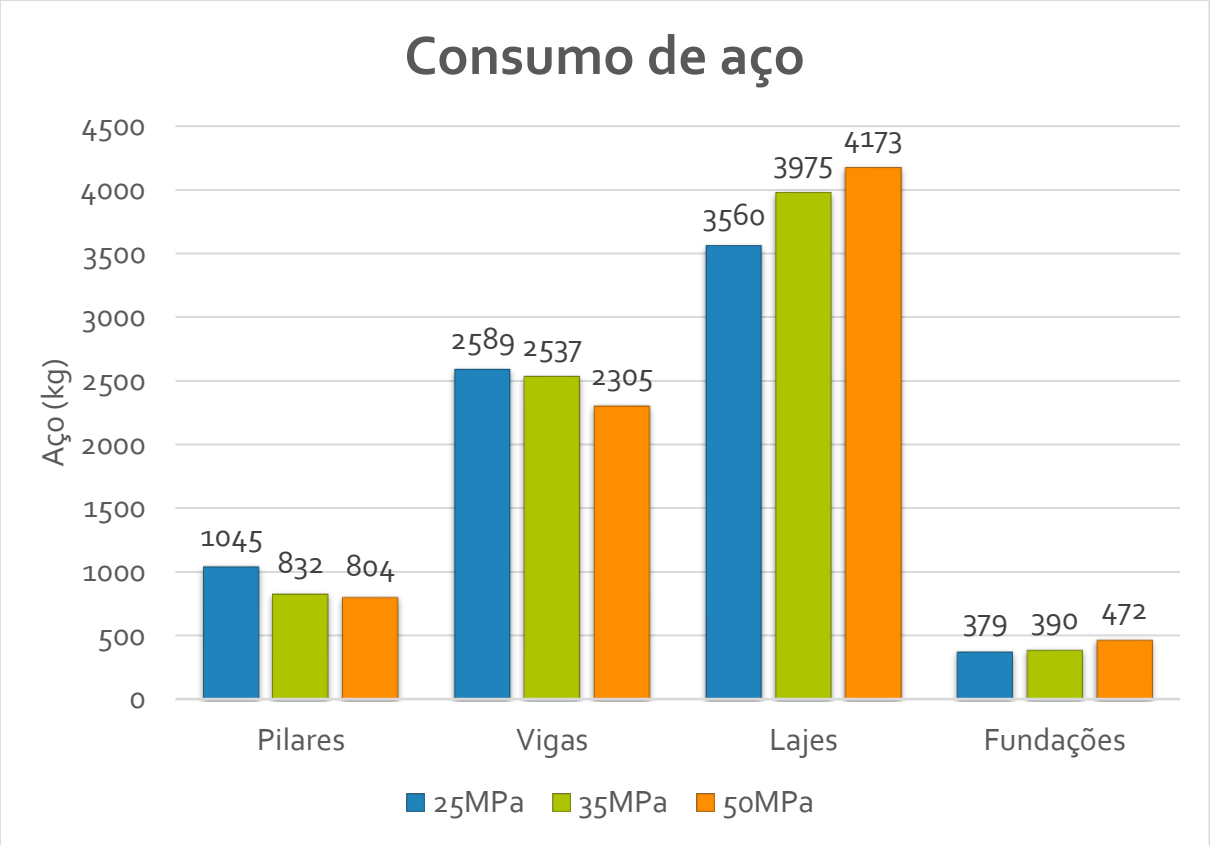


Figura 24 - Consumo de aço
Fonte: Autoria própria

Considerando o aspecto econômico para construção de uma estrutura de concreto armado, o consumo de aço é um critério que tem se apresentado como fundamental, tendo em vista o peso no orçamento que esse material representa.

5.1.1 Pilares

Os efeitos de excentricidade e esforços de tração, decorrentes de algumas combinações nos pilares, requerem que estes disponham do uso de armadura para resistir tais solicitações.

A resistência do concreto interfere no quantitativo de aço a ser utilizado, ou seja, o aumento desta, reduz o uso do aço nas armaduras. Com isso, tem-se uma redução de 3% da classe C35 para a classe C50; redução de 20% da classe C25 para a classe C35 e 23% da classe C25 para a classe C50.

5.1.2 Vigas

As vigas são elementos submetidos aos esforços de flexão. No cálculo da área de aço (As) o valor da área é diretamente proporcional ao f_{ck} e à altura da linha neutra (y) da seção transversal. Com isso, quanto maior a resistência do concreto, menor o consumo de aço.

Dessa forma, o aumento de resistência do concreto favorece a redução do uso de aço, podendo observar este fato na redução de 10% da classe C35 para a classe C50; redução de 2% da classe C25 para a classe C35 e 11% da classe C25 para a classe C50 dos resultados obtidos.

5.1.3 Lajes

Na Figura 24 pode-se observar que as lajes possuem um consumo de aço bastante considerável. Este é um elemento que deve ser considerado com muita cautela, visto que o volume de material é muito maior que os demais. É possível concluir então que, utilizar classes de resistências elevadas para lajes, não se apresenta como uma solução viável, considerando esse critério.

O comportamento do consumo de aço foi oposto ao esperado, considerando que, à medida em que houve um aumento da resistência do concreto, o consumo de aço também aumentou, pois, a resistência do concreto é diretamente proporcional ao consumo de aço. Isso se dá devido ao fato de as armaduras empregadas estarem muito próximas dos valores mínimos exigidos por norma, uma vez que os carregamentos são relativamente baixos, por se tratar de um edifício residencial. Como a taxa de aço mínima é dada em função da resistência do concreto, para esse caso não foi viável a utilização de concretos com resistências mais elevadas.

Foi observado que, tem-se um acréscimo de 5% da classe C35 para a classe C50; acréscimo de 12% da classe C25 para a classe C35 e 17% da classe C25 para a classe C50.

5.1.4 Fundações

O consumo de aço para as fundações não se mostrou viável com o aumento da resistência, uma vez que a utilização de concretos mais resistentes, implicaram em um maior custo.

Observou-se que, se tem um acréscimo de 21% da classe C35 para a classe C50; acréscimo de 3% da classe C25 para a classe C35 e 25% da classe C25 para a C50.

5.2 CONSUMO DE CONCRETO

O consumo de concreto é o somatório de todo volume de concreto empregado na estrutura; este consumo é dado em m^3 e separado por classe de resistência. Com isso, é possível avaliar as variações de volume que cada classe apresenta para poder analisar qual classe apresenta o melhor custo/benefício. A Tabela 14 mostra os valores de consumo de concreto de cada elemento estrutural.

Tabela 14 - Consumo de concreto

Classe	Concreto (m3)			
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações
50MPa	7,33	17,8	45,45	10,4
35MPa	10,27	18,62	50,46	10,62
25MPa	17,46	20,25	57,61	11,21

Fonte: Autoria própria

Com base na Figura 25 pode-se observar claramente que, à medida que se reduz a classe de resistência, aumenta-se o consumo de concreto. Essa variação é bem mais perceptível no caso dos pilares e lajes.

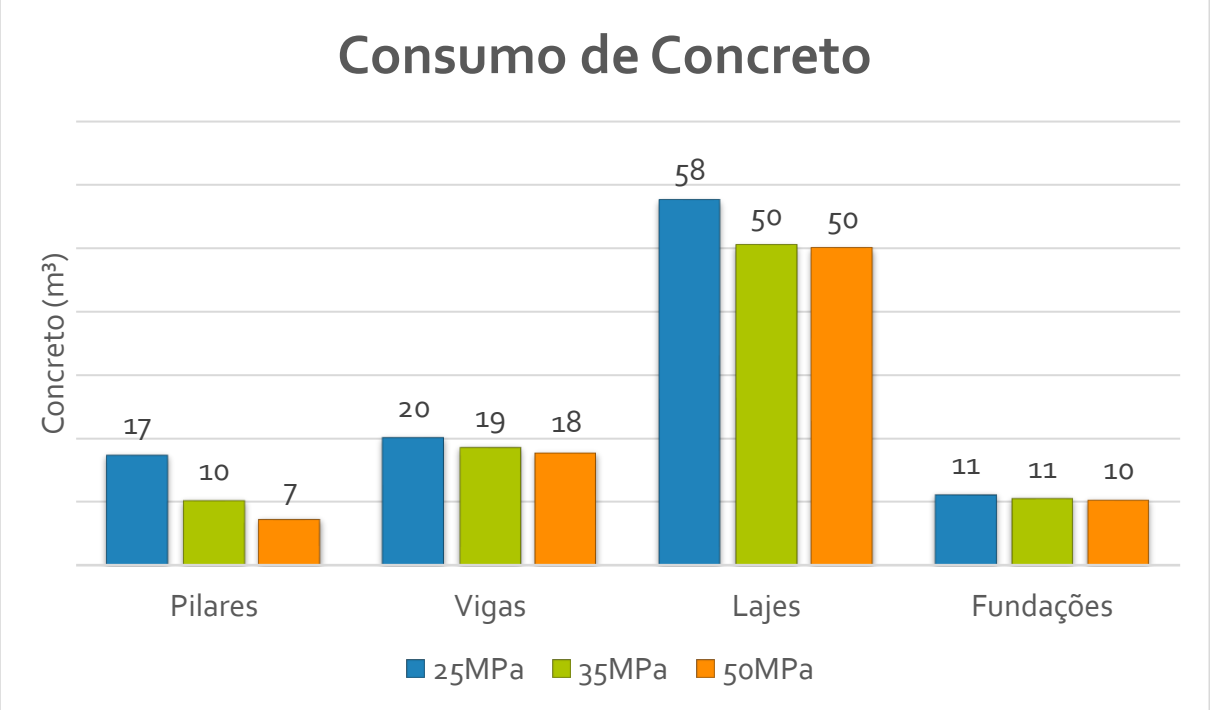


Figura 25 - Consumo de concreto
Fonte: Autoria própria

5.2.1 Pilares

Nos pilares, tem-se uma redução de 29% da classe C35 para a classe C50; redução de 41% da classe C25 para a classe C35 e 58% da C25 para a C50. Isto se deve ao fato de a seção do pilar, dentre outros fatores, estar intimamente relacionada com a resistência do mesmo. Para uma mesma classe de resistência, se o pilar for mais esbelto, menor será a sua capacidade portante. Entretanto, para este estudo, os carregamentos solicitantes foram mantidos e variou-se o f_{ck}, com isso, à medida que se aumentou a resistência do concreto, foi possível reduzir as seções dos pilares e, consequentemente, o volume de concreto empregado.

5.2.2 Vigas

As vigas são elementos submetidos majoritariamente à flexão. Estes elementos possuem baixa influência do concreto para resistirem às suas solicitações, dessa forma os maiores esforços são combatidos pelas armaduras.

Portanto, é possível perceber, pela Figura 25, que a variação de concreto das vigas foi baixa.

5.2.3 Lajes

As lajes são elementos estruturais submetidos majoritariamente à flexão, entretanto as lajes devem obedecer a alguns parâmetros que a relaciona com a sua altura geométrica. Flecha excessiva, esforços cortantes e cisalhantes, são exemplos de critérios que estão relacionados com a altura da laje. Assim, uma vez mantidos os carregamentos, à medida em que a resistência do concreto diminui, há uma maior necessidade de aumentar a espessura da laje o que implica em um maior consumo de concreto.

Dessa forma, tem-se uma redução do volume de concreto de 10% da classe C35 para a classe C50; redução de 12% da classe C25 para a classe C35 e 21% da classe C25 para a classe C50. Essas reduções no volume de concreto das lajes são muito significativas, visto que estes elementos representam as maiores parcelas de consumo de concreto.

5.2.4 Fundações

As fundações apresentam baixa variação do volume de concreto utilizado, embora seja um tipo de elemento estrutural em que há uma predominância de esforços de compressão, visto que a seção transversal das fundações é bem elevada. Isto implica na não ocorrência de falhas por ruptura do concreto, considerando que, para este caso de um edifício de pequeno porte, as cargas atuantes não se mostram muito expressivas. O tamanho das fundações, para este caso, é mais decorrente da seção mínima necessária para distribuir de forma satisfatória o carregamento da estrutura ao solo, sem grandes problemas com a ruptura do concreto.

Portanto, embora o aumento de f_{ck} colabore com a redução do volume de concreto, este percentual não se apresenta como significativo.

5.3 CONSUMO DE FÔRMAS

As fôrmas utilizadas foram de madeira; o consumo destas está intimamente ligado ao consumo de concreto, visto que, quanto maior a seção transversal do elemento estrutural, mais fôrma para a moldagem.

Tabela 15 - Consumo de fôrma

Classe	Fôrmas (m2)			
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações
50MPa	150,36	270,34	550,14	19,76
35MPa	179,98	274,61	551,10	20,00
25MPa	240,80	296,93	552,10	20,80

Fonte: Autoria própria

A Tabela 15 mostra a quantidade de fôrmas utilizadas em m^2 para cada tipo de elemento, segundo a sua classe de resistência.

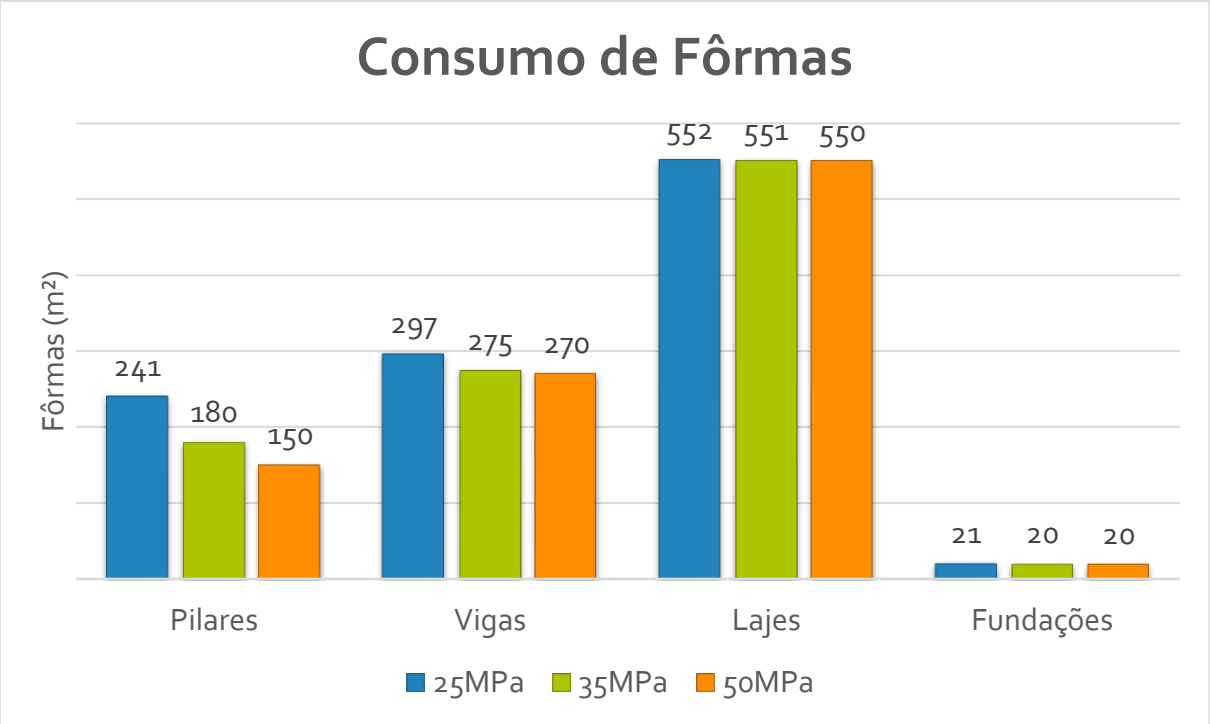


Figura 26 - Consumo de fôrmas
Fonte: Autoria própria

A Figura 26, expressa graficamente o consumo de fôrmas de madeira.

5.3.1 Pilares

O consumo de fôrmas nos pilares possui variações consideráveis. Observa-se uma redução das áreas de fôrmas de 20% da classe C35 para a classe C50; redução de 34% da classe C25 para a classe C35 e 60% da classe C25 para a classe C50.

5.3.2 Vigas

As vigas apresentam reduções favoráveis, porém não tão expressiva quanto os pilares. É possível observar uma redução das áreas de fôrmas de 2% da classe C35 para a classe C50; redução de 8% da classe C25 para a classe C35 e 10% da classe C25 para a classe C50.

5.3.3 Lajes

Pela Figura 26 é possível observar que, para esse estudo, as lajes foram os elementos que mais consumiram fôrmas e isso se dá pelo fato de que as lajes adotadas foram do tipo

maciça. Este tipo de elemento requer um uso maior de fôrmas em relação aos outros tipos. Além disso, as lajes não apresentaram grandes alterações de consumo devido a variação de f_{ck}, visto que as variações ocorrem na espessura da laje, e não na área com que esta cobre, em projeção horizontal, o que resulta em uma baixa variação.

Observa-se que a variações não ultrapassam 1% entre as diferentes classes de resistência, resultando em uma redução das áreas de fôrmas de 0,2% da classe C35 para a classe C50; 0,2% da classe C25 para a C35 e 0,4% da classe C25 para a classe C50.

5.3.4 Fundações

As fundações são os elementos que menos utilizam fôrmas e, as variações são muito baixas.

É possível observar uma redução das áreas de fôrmas de 0,6% da classe C35 para a classe C50; redução de 4% da C25 para a C35 e 4,6% da classe C25 para a classe C50.

5.4 PESO PRÓPRIO

A Tabela 16 apresenta os valores dos pesos próprios em (tf/m²) de cada pavimento. É possível observar que em todos os casos, há uma redução do peso conforme aumenta-se a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), pois com a redução da seção transversal dos elementos estruturais, há um menor volume de concreto e consequentemente, menos massa, resultando numa estrutura mais leve.

Tabela 16 - Peso próprio por pavimento (t/m²)

Classe	Reservatório	Cobertura	Superior 2	Superior 1	Térreo	Total
50 MPa	0,31	0,24	0,25	0,26	0,64	1,70
35 MPa	0,38	0,27	0,27	0,28	0,71	1,91
25 MPa	0,42	0,32	0,30	0,31	0,76	2,11

Fonte: Autoria própria

O peso total da estrutura é obtido em função das dimensões geométricas dos elementos que a compõe. Logo, dizer que a estrutura é mais leve, significa obter uma redução dos elementos estruturais, possibilitando o melhor aproveitamento dos espaços internos da edificação.

5.5 ESTABILIDADE GLOBAL

A Tabela 17 mostra os principais parâmetros de estabilidade atuantes na estrutura para cada classe de resistência do concreto.

Como a estrutura tem menos de 4 andares, de acordo com o item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, não se aplica realizar a verificação para avaliar a importância dos esforços de segunda ordem globais, pelo coeficiente γ_z.

Tabela 17 - Parâmetros de estabilidade

Classe	GamaZ <1,3	FAVt	Alfa	Ecs (MPa)	Eci(MPa)	Gc(MPa)	Deslocamento no topo (cm)	Deslocamento entre pisos (cm)
50 MPa	1,18	1,24	0,90	36628	39598	15262	0,30	0,13
35 MPa	1,14	1,16	0,79	29403	33130	12251	0,26	0,11
25 MPa	1,10	1,10	0,65	24150	28000	10063	0,15	0,06

Fonte: Autoria própria

O coeficiente de instabilidade α está acima de 0,5, que é o limite de α_1 para esse estudo, logo o edifício pode ser considerado como uma estrutura de nós móveis. As estruturas de nós móveis são aquelas nas quais os efeitos globais de 2ª ordem são relevantes, devendo ser considerados, obrigatoriamente, tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

Os deslocamentos laterais no topo da estrutura, provocados pelas ações dos ventos para combinação frequente para todas as classes de resistência do concreto, são inferiores ao limite normativo de (H/1700) 0,68 cm. O deslocamento limite entre pisos que consiste no deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais é de (H/850) 0,35 cm.

5.6 ANÁLISE ECONÔMICA

Num edifício de concreto armado, um dos principais subsistemas é o estrutural, não apenas por ser responsável pela sustentação e estabilidade da edificação, mas também pelo aspecto econômico que é muito significativo no custo total da obra.

Nesse tipo de estrutura, existem três componentes que devem ser analisados: concreto, aço e molde, que é o sistema de fôrmas. Apesar das fôrmas não fazerem parte da composição

final da obra, estas são fundamentais no processo produtivo e o seu custo apresenta uma grande representatividade e também deve ser analisado.

Para aproximar o custo da edificação, analisada nesse trabalho, com a realidade local que lhe é proposto, foi feito um levantamento de custos dos materiais nos principais fornecedores da região.

5.6.1 Custo do concreto

O concreto foi cotado em concreteiras consolidadas, desconsiderando os custos com bombas, fretes, mão de obra, dentre outros. O custo aqui apresentado na Tabela 18 é exclusivamente do concreto.

Tabela 18 - Custo do concreto usinado

Classe	Preço R$/m³	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Total
50MPa	R$ 450,00	R$ 3.298,50	R$ 8.010,00	R$ 22.497,75	R$ 4.680,00	R$ 38.486,25
35MPa	R$ 400,00	R$ 4.108,00	R$ 7.448,00	R$ 20.184,00	R$ 4.248,00	R$ 35.988,00
25MPa	R$ 360,00	R$ 6.285,60	R$ 7.290,00	R$ 20.739,60	R$ 4.035,60	R$ 38.350,80

Fonte: Autoria própria

Analisando individualmente por tipo de elemento, é possível notar que o único que apresentou vantagem no aumento de resistência do concreto, foram os pilares. Estes tiveram ganhos financeiros muito expressivos, vistos que a redução do volume de concreto foi alta, mesmo com o valor mais elevado por metro cúbico. Esta análise pode ser observada, graficamente, pela Figura 27.

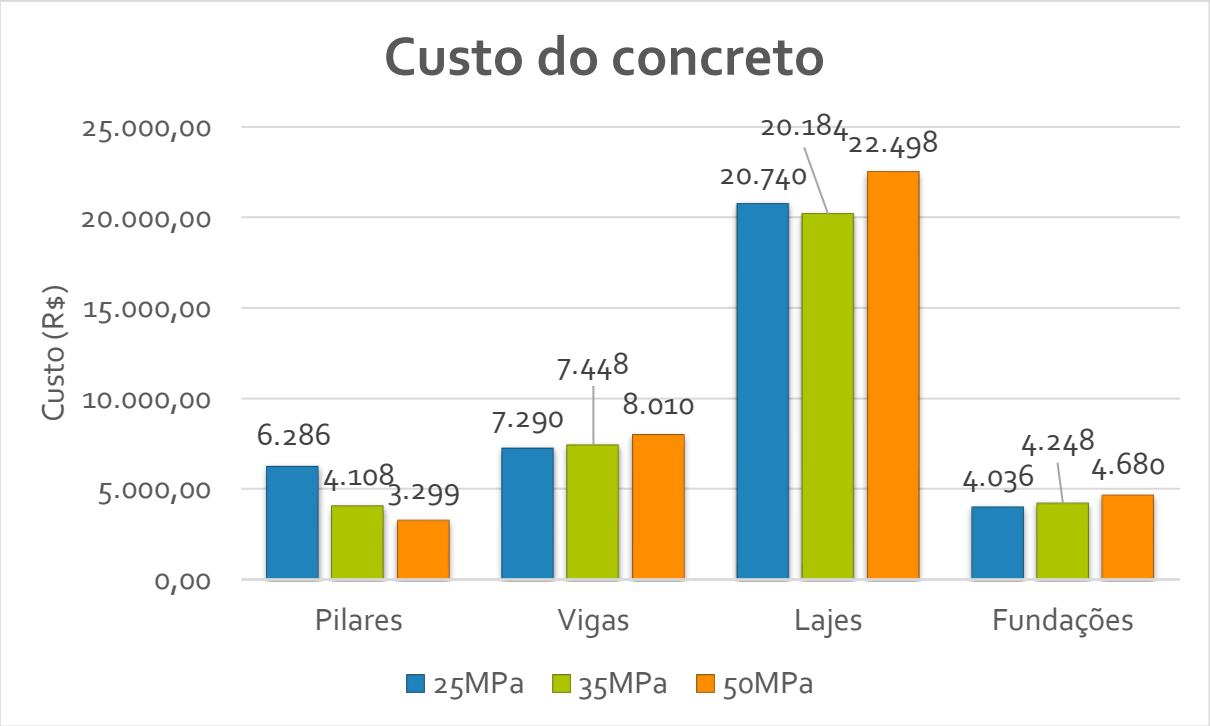


Figura 27 - Custo do concreto usinado
Fonte: Autoria própria

A classe mais econômica para as vigas, foi o a C25, embora esteja com valores muito próximos da classe C35. A classe C50 embora tenha um consumo de concreto ligeiramente menor, possui um valor unitário que o onera.

As lajes se mostraram mais viáveis economicamente, com a classe C35, visto que o volume de concreto foi bem menor que a classe C25, embora tenha um valor por metro cúbico maior.

Para as fundações, a classe que obteve um menor custo com o concreto foi a C25, visto que o volume para as três classes foi muito próximo e a vantagem se deu devido ao valor do metro cúbico ser menor.

De forma geral, adotando-se a mesma classe de resistência para todos os elementos, a classe C35 é a que apresenta o menor custo. As classes C25 e C50 apresentaram valores muito próximos.

Para se analisar qual a classe adotar, é importante levar em conta, não apenas os aspectos financeiros, mas também os critérios de qualidade, mão-de-obra qualificada para o tipo de serviço proposto, a disponibilidade de materiais etc. Além disso, os aspectos arquitetônicos também influenciam diretamente nas decisões. Ou seja, embora a diferença de preço seja baixa,

a possibilidade de produzir peças com menores dimensões é um aspecto muito relevante no momento da escolha.

5.6.2 Custo do aço

O aço foi cotado nas maiores empresas fornecedoras do extremo sul da Bahia. Adotando como preço de cálculo, a média entre os fornecedores e fazendo-se uma relação de custo por quilograma de aço, obtivemos os seguintes resultados:

Tabela 19 - Custo do aço

Classe	Preço R$/kg	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Total
50MPa	**R$ 9,42**	R$ 7.573,68	R$ 21.713,10	R$ 39.309,66	R$ 4.446,24	R$ 73.042,68
35MPa	**R$ 9,42**	R$ 7.837,44	R$ 23.898,54	R$ 37.444,50	R$ 3.673,80	R$ 72.854,28
25MPa	**R$ 9,42**	R$ 9.843,90	R$ 24.388,38	R$ 33.535,20	R$ 3.570,18	R$ 71.337,66

Fonte: Autoria própria

Para os pilares, a classe de resistência que obteve o menor custo foi a classe C50. Esse parâmetro reforça a vantagem que esta classe de resistência apresenta para execução de pilares de concreto armado. A classe que obteve um maior custo foi a C25.

No caso das vigas, há uma grande redução da quantidade de aço à medida que se aumenta a classe de resistência. Devido a isto, observa-se que a classe de resistência que apresentou um menor custo também foi a C50 e a que obteve um maior custo foi a C25.

As lajes não apresentaram um comportamento favorável à redução de custo com o aumento de resistência do concreto. A classe C50 representou um valor mais elevado, enquanto a classe C25 foi a que apresentou o menor custo.

As fundações tiveram um comportamento semelhante às lajes. Estas também aumentaram o seu custo, com o aumento da resistência do concreto. Visto isso, a classe mais econômica foi a C25, enquanto a de valor mais elevado, foi a C50.

Pode-se observar graficamente, de acordo com a Figura 28.

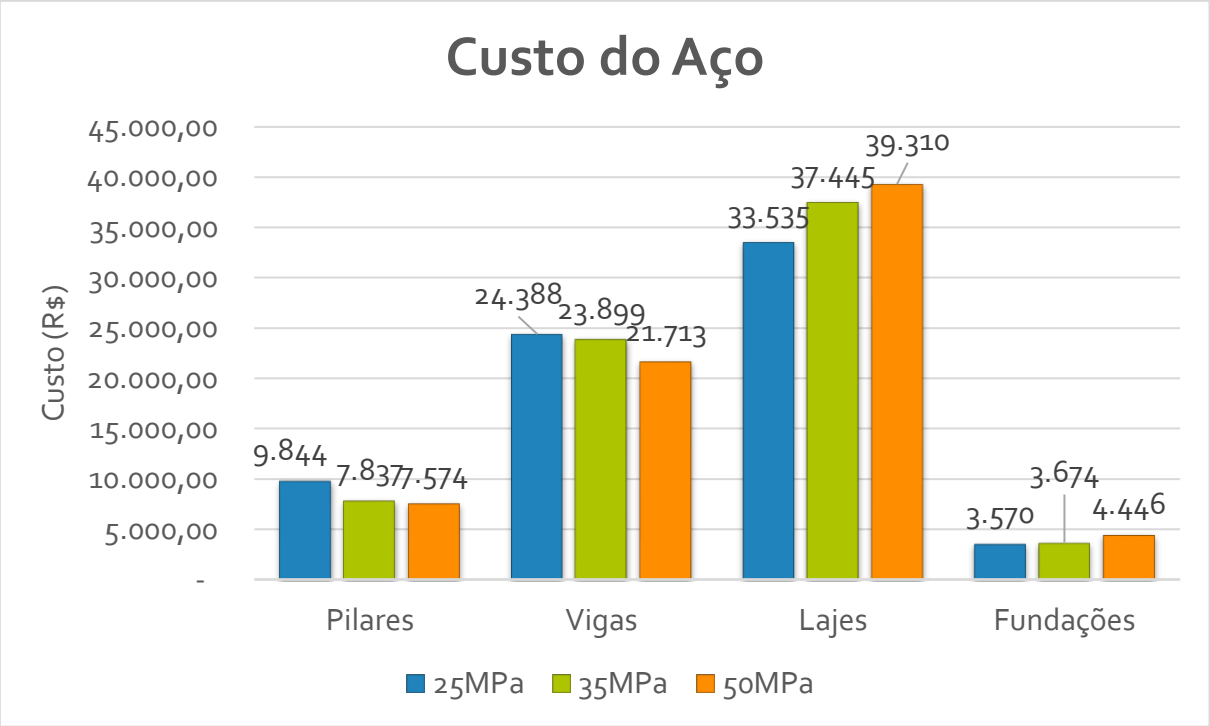


Figura 28 - Custo do aço
Fonte: Autoria Própria

Se fosse adotado uma mesma classe para executar todos os elementos, a classe mais econômica seria a C25, devido ao peso que o custo das lajes apresenta no orçamento.

5.6.3 Custo das fôrmas

As fôrmas de madeira pinus, foram orçadas somente em madeireiras autorizadas. Após isso, foi feito uma média do custo por metro quadrado praticado na região. Os resultados são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Custo das fôrmas de madeira

Classe	Preço R$/m²	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Total
50MPa	**R$ 36,94**	R$ 5.554,30	R$ 9.986,36	R$ 20.322,17	R$ 729,93	R$ 36.592,76
35MPa	**R$ 36,94**	R$ 6.648,46	R$ 10.144,09	R$ 20.357,63	R$ 738,80	R$ 37.888,99
25MPa	**R$ 36,94**	R$ 8.895,15	R$ 10.968,59	R$ 20.394,57	R$ 768,35	R$ 41.026,67

Fonte: Autoria própria

As fôrmas de madeira obtiveram um desempenho bem linear, aumentando-se o custo de aquisição de acordo com a redução da resistência do concreto. Sendo assim, é possível observar

pela Figura 29 que, para todos os elementos estruturais, gastou-se mais com fôrmas para a classe C25 e obteve menores custos com a classe C50.

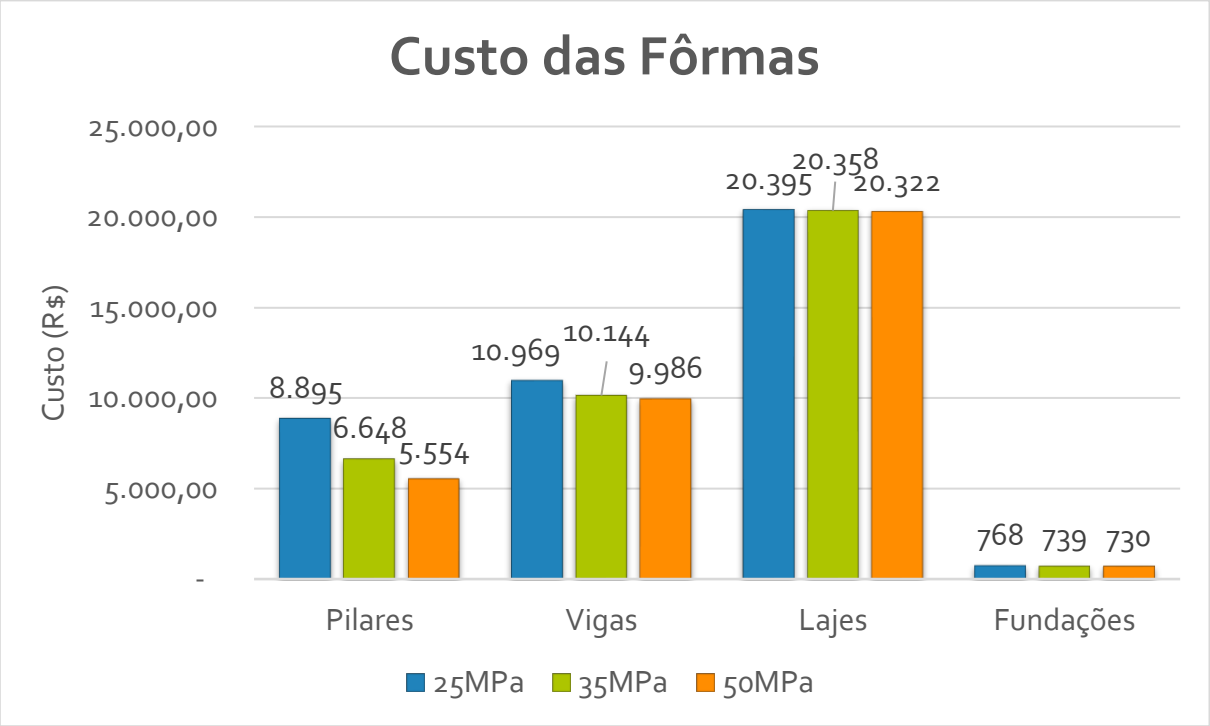


Figura 29 - Custo das Fôrmas
Fonte: Autoria própria

5.6.4 Análise de custos totais

Para efeito de estudo de caso, pode-se avaliar qual a classe mais econômica, de acordo com o material (concreto, aço e fôrma) como mostra a Tabela 21.

Tabela 21 - Classe de acordo com o material

Classe	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações
Concreto	C50	C25	C35	C25
Aço	C50	C50	C25	C25
Fôrma	C50	C50	C50	C50

Fonte: Autoria própria

Como visto na Tabela 21, para as vigas, por exemplo, o ideal seria a utilização da classe C25 para o concreto, mas para aço e fôrmas, o melhor seria utilizar a classe C50. Porém, para efeitos práticos, isso não é possível de ocorrer; deve-se adotar para cada elemento estrutural uma classe única de resistência, observando qual classe retornará maiores benefícios.

Analisando-se o custo total, incluindo o concreto, o aço e as fôrmas para cada classe de resistência, podemos julgar qual a classe de forma geral é a mais econômica, conforme a Tabela 22.

Tabela 22 - Custos totais

Classe	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Valor Total
50MPa	R$ 16.426,48	R$ 39.709,46	R$ 82.129,58	R$ 9.856,17	R$ 148.121,69
35MPa	R$ 18.593,90	R$ 41.490,63	R$ 77.986,13	R$ 8.660,60	R$ 146.731,27
25MPa	R$ 25.024,65	R$ 42.646,97	R$ 74.669,37	R$ 8.374,13	R$ 150.715,13
Classe Econômica	**C50**	**C50**	**C25**	**C25**	**R$ 139.179,44**

Fonte: Autoria própria

Com base na Tabela 22, pode-se observar que para os pilares e vigas, a classe C50 é a mais econômica, visto que esta é a que apresentou o menor valor. Para as lajes e fundações, a classe econômica é a C25.

O valor total é o somatório de custos com os pilares, vigas, lajes e fundações. O valor total da classe econômica consiste no somatório dos menores valores, segundo cada elemento estrutural.

Pode-se observar que há uma diferença considerável de custo, ao se analisar as variações que a resistência do concreto pode proporcionar. Como pode ser observado pela Figura 30, se optar por utilizar uma única classe de resistência para toda obra, a que apresenta um menor custo é a C35, mas comparando-a com a classe econômica, podemos ter uma redução de 5,1%, o que representa R$ 7.551,82.

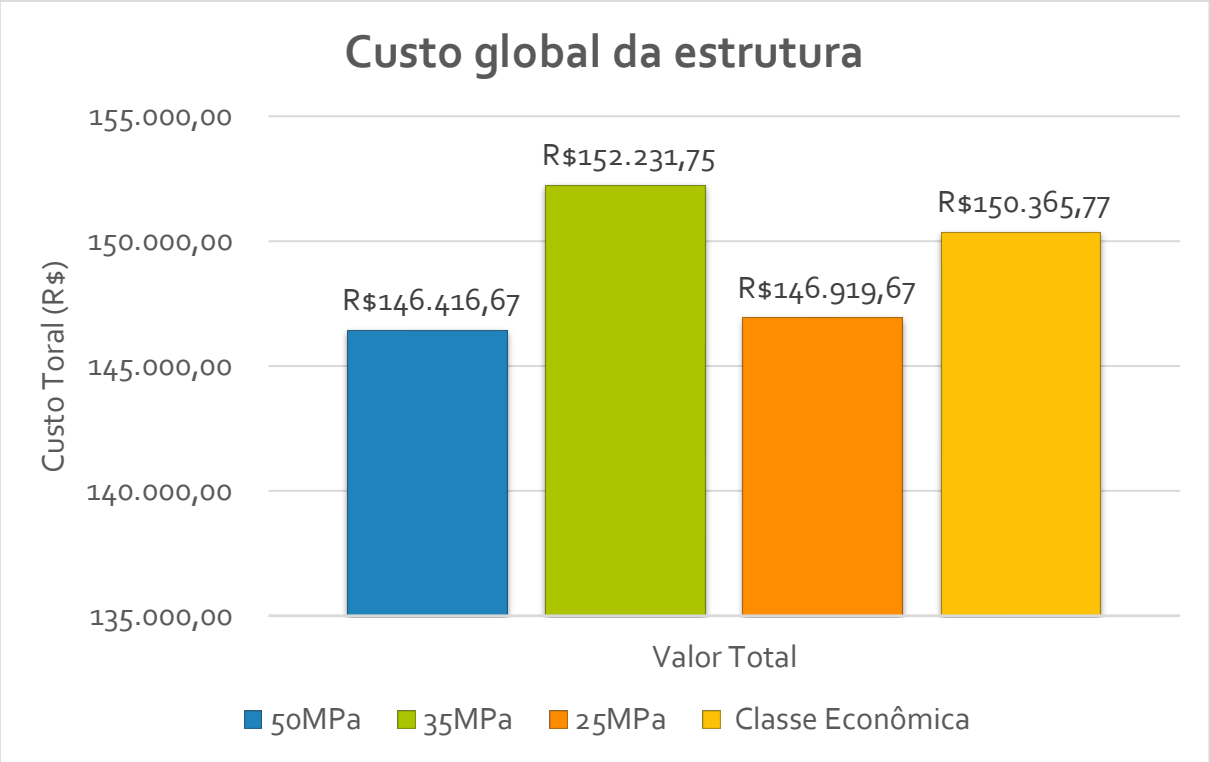


Figura 30 - Custo global da estrutura segundo a classe de resistência
Fonte: Autoria própria

Isso exalta a importância de se fazer uma análise detalhada de custos da construção, sendo que alguns critérios são determinantes na composição de custo que a obra terá.

Vale salientar que a utilização de concretos com resistências mais elevadas, dentre outras vantagens, pode-se destacar o aumento da área útil no interior da edificação devido a redução da seção dos pilares, possibilidade de pé-direito mais elevados devido a redução da altura das vigas, redução do peso próprio da estrutura.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, foi desenvolvido um projeto, visando analisar os possíveis benefícios decorrentes do dimensionamento estrutural de um edifício residencial, bem como as suas vantagens econômicas, ao se alterar a resistência à compressão do concreto.

Quando é feita uma análise comparativa dos pilares, pode-se observar um ganho significativo em redução da seção transversal, possibilitando espaços mais amplos no interior da edificação. Sendo assim, os pilares podem apresentar menores dimensões e um menor custo com os materiais utilizados, à medida em que se eleva a resistência do concreto.

As vigas tiveram uma ligeira redução no custo total, ao se adotar a classe C50; essa vantagem pode se mostrar ainda mais relevante ao se considerar que, com essa classe de resistência, é possível obter pés-direitos mais altos, o que favorece no projeto arquitetônico.

As lajes tiveram um menor custo com a classe C25, embora o volume de concreto seja ligeiramente maior. O custo por metro cúbico do concreto, foi mais relevante para composição de preços, além disso a quantidade de aço também pode ser reduzida.

Para as fundações, a classe que apresentou o melhor custo/benefício, também foi a classe C25. Visto que, para cargas baixas, como nesse caso, o concreto tem a principal função de distribuir as cargas ao solo, sem grandes problemas quanto à ruptura do concreto.

Os índices de deslocabilidade da estrutura, embora tenha apresentado variações entre classes distintas, se mantiveram dentro dos limites normativos. Essas variações ocorreram, sobretudo, devido a alteração das seções transversais, o que implica na variação da inércia dos elementos.

Para as classes de resistência mais elevadas, o volume de material foi reduzido. Isso ocasionou em uma redução do peso próprio da estrutura.

Dessa forma, este trabalho se apresenta como parâmetro norteador para escolha da classe de resistência do concreto, em função de cada elemento estrutural e, como guia explicativo dos comportamentos provenientes de alteração de cada classe.

Como sugestão para trabalhos futuros, sugere-se elaborar um projeto com cargas mais elevadas e com mais pavimentos, visto que, para este caso isso não foi possível devido à limitação do software para a versão acadêmica.

REFERÊNCIAS

ABCP. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7ª. ed. São Paulo: [s.n.], 2002.

ABNT NBR 16697. **Cimento Portland — Requisitos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2018.

ABNT NBR 16889. **Concreto — Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro. 2020.

ABNT NBR. **Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação**. Rio de Janeiro, p. 24. 2021. (ICS/CIN 91.100.30).

ABNT NBR 6118:2014. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro - RJ. 2014.

ABNT NBR 6120. **Ações para o cálculo de estruturas**. Rio de Janeiro, p. 66. 2019.

ABNT NBR 6123:2013. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro.

ABNT NBR 7211. **Agregados para concreto - Especificação**. Rio de Janeiro - RJ. 2011.

ABNT NBR 7480:2007. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro - RJ. 2007.

ABNT NBR 8522:2017. **Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro , p. 20. 2017. (91.100.30).

ABNT NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro - RJ. 2003.

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

ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria. 2007.

ARAÚJO, A. C. D. **Tabelas Práticas para o Dimensionamento de Lajes em Concreto Armado com Base na NBR 6118:2014**. Universidade Católica de Brasília. Brasília - DF. 2015.

BAUER, L. A. F. Materiais de construção. **Livros Técnicos e Científicos S.A.**, São Paulo, 1979.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. D. F. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado:** segundo a NBR 6118:2014. 4ª. ed. São Carlos-SP: EdUFSCar, v. I, 2017. 415 p.

DULTRA, E. J. V.; CARVALHO, L. O.; SUELA, A. G. L. **Influência do aumento do abatimento do concreto estrutural através da adição de água ou calda de cimento 1:1 na propriedade de resistência mecânica.** ANAIS IBRACON – Congresso Brasileiro do Concreto. Natal. 2014.

FABRO, F. et al. **Influência da forma dos agregados miúdos nas propriedades do concreto**. Scielo Brasil: Scielo Brasil, 2011.

FUSCO, P. B. **Tecnologia do concreto estrutural:** tópicos aplicados. São Paulo: PINI, 2008.

HELENE, P. Concreto de Cimento Portland. **IBRACON**, Fortaleza-CE, 2010.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado:** cálculos. 1ª. ed. São Paulo: PINI LTDA, 2007.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto - Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ed. Pini, 1994.

NAZAR, N. Fôrmas e escoramentos para Edifício: critérios para dimensionamento e escolha do sistema. **OPENVIX distribuidora**, São Paulo, 2017. Disponivel em:<. Acesso em: 19 Setembro 2021.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do Concreto**. 2ª. ed. Porto Alegre : Editora Bookman, 2013.

NICOLAU, I. A. N. D.; TEIXEIRA, J. G. **Projeto De Dimensionamento Estrutural De Um Edifício De Onze Pavimentos**. UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF. CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ. 2015.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Estruturas de concreto**. [S.l.]: [s.n.], 2004.

PINI CONSTRUÇÃO. **Sistrut**, Junho 2003. Disponivel em: <http://www.sistrut.com.br/Profissionais/thm_PINI.html>. Acesso em: 25 Junho 2020.

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado conforme NBR 6119/2014**. São Paulo - SP: Oficina de Textos, 2015.

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

SOUTO, W. O. et al. **Influência de aditivo polifuncional nas propriedades mecânicas de concreto convencional utilizando agregados da região sul da Bahia**. Florianópolis-SC. 2020. (2175/8182).

TQS DOCS. Estabilidade Global e 2ª Ordem, 2020. Disponivel em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3155&language=pt-br>. Acesso em: 23 novembro 2021.

VENTURI, W. S.; DE OLIVEIRA RODRIGUES, R. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos - SP: EESC/USP, 1987.

VIEIRA, F. M. P. **Contribuição ao Estudo da Corrosão de Armaduras em concetos com adição de sílica ativa**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS. 2003.