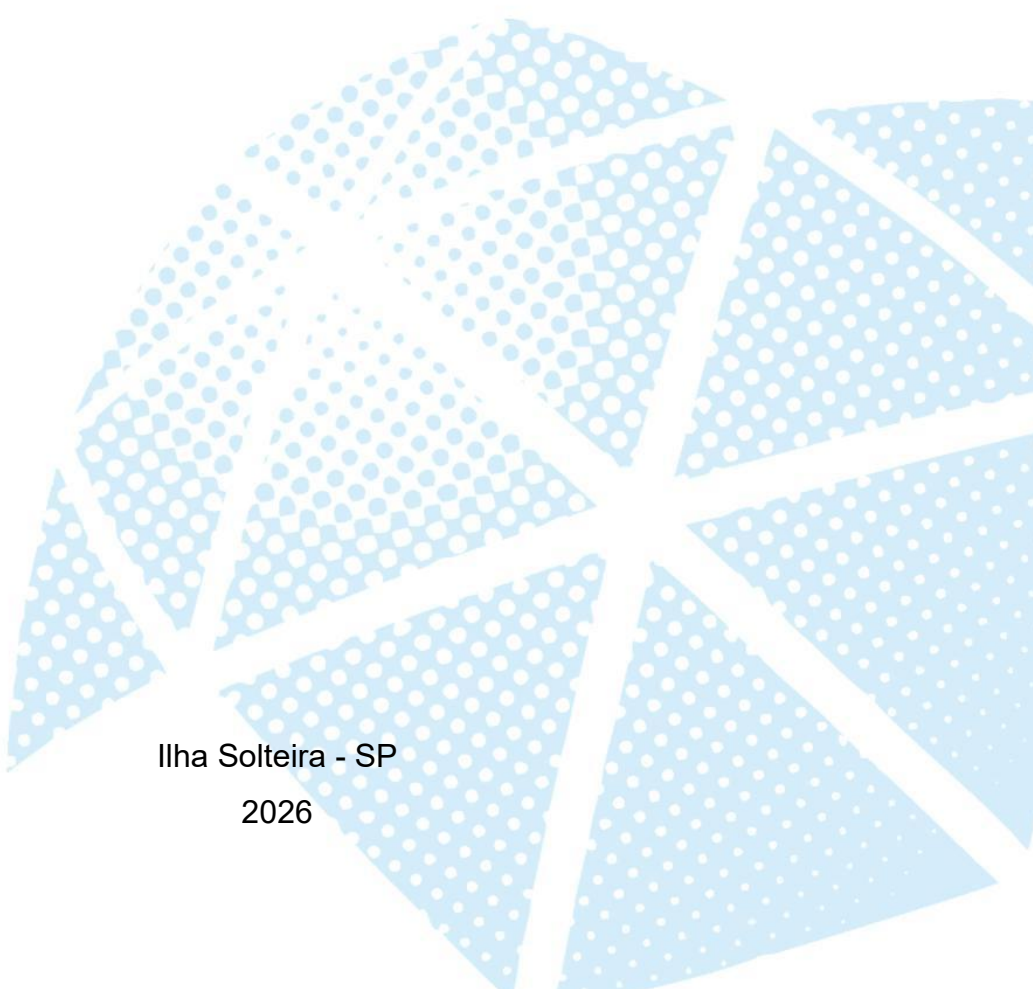


**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

EMANUEL DE LIMA BRANDÃO

**AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE: ANÁLISE
COMPARATIVA DO CONSUMO DE AÇO UTILIZANDO O SISTEMA TQS**

Ilha Solteira - SP
2026



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JULIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA - CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

EMANUEL DE LIMA BRANDÃO

**AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE: ANÁLISE
COMPARATIVA DO CONSUMO DE AÇO UTILIZANDO O SISTEMA TQS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentada à Universidade Estadual
Paulista (UNESP), FEIS, Ilha Solteira, para
obtenção do título de Grau Acadêmico.
Bacharel em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia de
Estruturas

Orientador(a): Prof. Dr. Alex Micael Dantas
de Sousa

Ilha Solteira - SP

2026

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

- B817a Brandão, Emanuel de Lima.
Ação do vento em edifícios de pequeno porte: análise comparativa do consumo de aço utilizando o sistema TQS / Emanuel de Lima Brandão. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2026
99 f. : il.
- Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia civil) - Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira, 2026
- Orientador: Alex Micael Dantas de Sousa
- Inclui bibliografia
1. Concreto armado. 2. Ação do vento. 3. Consumo de aço. 4. Pórtico espacial. 5. Análise estrutural. 6. Software TQS.

IMPACTO POTENCIAL DESTA PESQUISA

A pesquisa a seguir tem como impacto principal promover avanços científicos na área da Engenharia de Estruturas, contribuindo para uma melhor compreensão do comportamento estrutural associado à ação do vento em edifícios de pequeno porte. O estudo também promove uma ótima oportunidade de aprendizado e crescimento profissional, além de segurança no dimensionamento de edificações desta categoria.

POTENTIAL IMPACT OF THIS RESEARCH

The following research aims to promote scientific advancements in the field of Structural Engineering, contributing to a better understanding of the structural behavior associated with wind action in small buildings. The study also offers an excellent opportunity for learning and professional growth, as well as safety in the design of buildings of this category.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Aluno: Emanuel de Lima Brandão

Título: AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE: ANÁLISE COMPARATIVA DO CONSUMO DE AÇO UTILIZANDO O SISTEMA TQS

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Campus de Ilha Solteira.

COMISSÃO EXAMINADORA


Prof. Dr. Alex Micael Dantas de Sousa
UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)


Prof. Dr. Lisiane Pereira Prado
UNESP – Campus de Ilha Solteira


Prof. Dr. Victor Hugo Costa Xavier
UNESP – Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira

26 / 06 / 2026

Dedico este trabalho à minha família, namorada e amigos.

AGRADECIMENTOS

Reservo esta seção para agradecer primeiramente a Deus, aos meus pais, Luzia Cristina de Lima Brandão e Elias Pereira Brandão, e a minha família por me apoiarem, incentivarem e por tornarem possível esta graduação.

Agradeço à minha namorada, Beatriz Brusadin Sancanari pelo carinho e atenção durante cada dia que passei e passo ao seu lado. E a minha sogra Daniela Benedini Brusadin que também sempre me incentivou a continuar em frente.

Também agradeço aos meus amigos de república pela amizade e companheirismo ao longo desta etapa muito importante em minha vida.

Agradeço ao corpo docente da UNESP pelo suporte acadêmico essencial ao longo da graduação. De modo especial, agradeço ao meu orientador, Prof. Dr. Alex Micael Dantas de Sousa, pelos ensinamentos, desde as disciplinas de concreto armado até a condução desta pesquisa, que foram fundamentais para minha formação pessoal e profissional, e para o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

A concepção de projetos estruturais em concreto armado busca conciliar segurança e economia de materiais. Em edificações de pequeno porte, a magnitude do impacto das ações horizontais pode parecer menos evidente, o que muitas vezes leva à suposição inicial de que a ação do vento não provoque aumentos expressivos nos esforços estruturais. Este trabalho tem como objetivo avaliar o impacto no consumo de aço no dimensionamento de um edifício específico de quatro pavimentos, comparando um modelo sujeito apenas a ações verticais com outro submetido também à ação do vento com velocidade básica de 45 m/s. A metodologia baseou-se na modelagem e no processamento da estrutura no software TQS, seguindo as diretrizes das normas ABNT NBR 6118, NBR 6120 e NBR 6123. Os resultados deste estudo de caso indicaram que a consideração do vento gerou um acréscimo global no consumo de aço de aproximadamente 8,47%. Notou-se que essa demanda adicional concentrou-se majoritariamente nas vigas, com um acréscimo de 17,79% nestes elementos, ilustrando um comportamento de pórtico espacial no qual as vigas assumem a função de contraventamento e restrição de deslocamentos. Conclui-se, portanto, que a utilização de sistemas computacionais na rotina de projetos facilita a consideração das ações horizontais, oferecendo uma alternativa técnica à adoção de métodos simplificados. Embora o acréscimo no consumo de materiais represente um impacto financeiro na execução da obra, essa consideração mostrou-se relevante para promover a estabilidade e a segurança da edificação estudada frente às solicitações do vento.

Palavras-chave: concreto armado; ação do vento; consumo de aço; pórtico espacial; análise estrutural; software TQS.

ABSTRACT

The design of reinforced concrete structural projects seeks to balance safety and material economy. In small buildings, the magnitude of the impact of horizontal loads may seem less evident, which often leads to the initial assumption that wind action does not cause significant increases in structural stresses. This work aims to evaluate the impact on steel consumption in the design of a specific four-story building, comparing a model subjected only to vertical loads with another also subjected to wind action with a basic speed of 45 m/s. The methodology was based on modeling and processing the structure in the TQS software, following the guidelines of the ABNT NBR 6118, NBR 6120, and NBR 6123 standards. The results of this case study indicated that considering the wind generated an overall increase in steel consumption of approximately 8,47%. It was noted that this additional demand was mostly concentrated on the beams, with a 17,79% increase in these elements, illustrating a spatial frame behavior in which the beams assume the function of bracing and restricting displacements. It is concluded, therefore, that the use of computational systems in daily project routines facilitates the consideration of horizontal actions, offering a technical alternative to the adoption of simplified methods. Although the increase in material consumption represents a financial impact on the building's execution, this consideration proved to be relevant in promoting the stability and safety of the studied building against wind loads.

Keywords: reinforced concrete; wind action; steel consumption; spatial frame; structural analysis; software TQS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Classes de Agressividade Ambiental.	21
Figura 2– Cobrimento Nominal em relação a Classe de Agressividade Ambiental...22	22
Figura 3 – Comportamento na Flexão Pura - Estádio I.	25
Figura 4 – Comportamento na Flexão Pura - Estádio II.	26
Figura 5 – Comportamento na Flexão Pura - Estádio III.	27
Figura 6 – Domínios de Deformação do Concreto Armado.....	27
Figura 7 – Tração não uniforme no Domínio 1.	28
Figura 8 – Diagrama de Deformação Genérico e Subdomínios 2a e 2b.	29
Figura 9 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 3.....	30
Figura 10 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 4.....	30
Figura 11 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 4a.....	31
Figura 12 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 5.....	31
Figura 13 – Esquema do Comportamento Mecânico de uma Viga.	33
Figura 14 – Esquema do Comportamento Mecânico de uma Viga em corte.	34
Figura 15 – Viga representada segundo a treliça de Ritter-Mörsch.	34
Figura 16 – Pilar submetido à flexo-compressão devido à flambagem.	38
Figura 17 – Planta Arquitetônica do edifício.	50
Figura 18 – Interface de configuração dos parâmetros utilizados.	51
Figura 19 – Planta de forma do pavimento tipo no modelador estrutural do TQS.....	53
Figura 20 – Interface de configuração dos vínculos dos Pilares.	54
Figura 21 – Interface de configuração dos parâmetros do vento.	55
Figura 22 – Modelo de cálculo utilizado pelo software.	56
Figura 23 – Interface de visualização em 3D.	58
Figura 24 – Interface de visualização pós-processamento do modelo com vento. ...	58
Figura 25 – Gráfico representativo da variação do aço.....	64
Figura 26 – Armadura da viga V7 extraídos do software TQS.	65
Figura 27 – Cortes A e B da viga V7.	65
Figura 28 – Diagrama de momento fletor e força cortante da viga V7.	66
Figura 29 – Número de barras e largura mínima por camada.....	69
Figura 30 – Área de aço por metro.....	72
Figura 31 – Diagrama de esforço normal, momento fletor de 1ª ordem + 2ª ordem global em z e em y, respectivamente (em tf.m).....	73

Figura 32 – Dados do pilar P8.....	73
Figura 33 – Combinação utilizada na análise do pilar P8.....	74
Figura 34 – Armaduras do pilar em análise.....	74
Figura 35 – Diagrama de momento fletor de 2ª ordem local em z e envoltória dos momentos mínimos nas direções z e y em tf.m.	78
Figura 36 – Ábaco 15B de Flexão Oblíqua.	80
Figura 37 – Interface do editor de critérios: seleção da bitola dos estribos em função da armadura longitudinal.	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Relação de consumo de materiais por pavimento para o Modelo A (sem ação do vento).....	59
Tabela 2 – Relação de consumo de materiais por pavimento para o Modelo B (com $V_0 = 45$ m/s).	60
Tabela 3 – Variação no consumo global de aço.....	60
Tabela 4 – Consumo de aço por elemento estrutural para o Modelo A, desprezando a ação do Vento.	61
Tabela 5 – Consumo de aço por elemento estrutural para o Modelo B, considerando $V_0 = 45$ m/s.	61
Tabela 6 – Variação no consumo de aço nas vigas.	61
Tabela 7 – Variação no consumo de aço nos pilares.	62
Tabela 8 – Variação no consumo de aço na fundação (baldrame).	63
Tabela 9 – Resumo dos resultados obtidos por elemento estrutural.....	63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
MEF	Método dos Elementos Finitos
C.A.	Coeficiente de Arrasto

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
E	Módulo de elasticidade
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
α_E	Coeficiente de correção do módulo de elasticidade tangente
α_i	Coeficiente de minoração do módulo de elasticidade tangente inicial
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
γ_c	Coeficiente de segurança do concreto
f_{ckj}	Resistência característica à compressão em “j” dias
β_1	Coeficiente de minoração da resistência do concreto
j	Idade do concreto em dias
s'	Parâmetro relacionado ao tipo de cimento utilizado no concreto
c_{nom}	Cobrimento nominal das armaduras
f_{yk}	Resistência característica do aço ao escoamento
$\emptyset$	Diâmetro da armadura
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço ao escoamento
γ_s	Coeficiente de segurança do aço
ϵ_{yd}	Deformação de cálculo do escoamento do aço
α	Coeficiente de dilatação térmica
ϵ_s	Deformação do aço
ϵ_c	Deformação do concreto
ϵ_{cu}	Deformação de cálculo da plastificação do concreto
ϵ_{cd}	Deformação de cálculo do encurtamento do concreto
x	Posição da linha neutra
h	Altura da seção transversal do elemento estrutural
A_c	Área de concreto da seção transversal
A_s	Área de aço da armadura longitudinal
M_{sk}	Momento fletor solicitante característico
M_{sd}	Momento fletor solicitante de cálculo

γ_f	Coeficiente parcial de majoração das ações
b_w	Largura da seção transversal
d	Altura útil da seção transversal
d'	Distância entre a face comprimida e o centro da armadura
β_x	Profundidade relativa da linha neutra
$\rho_{\min}$	Taxa geométrica mínima de armadura em função do f_{ck}
$A_{s,\min}$	Área de aço mínima da armadura longitudinal
V_{Rd2}	Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das bielas de concreto comprimido
α_{v2}	Parâmetro de redução da resistência do concreto
V_{sd}	Força cortante solicitante de cálculo
V_{Rd3}	Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal
V_c	Força cortante absorvida pelo concreto
V_{sw}	Força cortante absorvida pela armadura transversal
f_{ctd}	Resistência de cálculo do concreto à tração direta
s	Espaçamento longitudinal entre os estribos
A_{sw}	Área da seção transversal de todos os ramos do estribo
f_{ywd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço da armadura transversal
e_a	Excentricidade acidental
e_1	Excentricidade de primeira ordem
$e_{a,\min}$	Excentricidade mínima acidental normativa
θ_a	Ângulo de desaprumo local
H	Comprimento total do elemento
l	Comprimento do pilar entre pavimentos
M_{1d}	Momento fletor de primeira ordem de cálculo
$M_{1d,\min}$	Momento fletor de primeira ordem mínimo de cálculo
$M_{sd,orig}$	Momento fletor solicitante original obtido pela análise estrutural
N_{sk}	Força normal característica
N_{sd}	Força normal solicitante de cálculo
λ	Índice de esbeltez do pilar
l_e	Comprimento equivalente de flambagem do pilar
i	Raio de giração da seção transversal de concreto
I	Momento de inércia da seção transversal de concreto não fissurado

λ_1	Limite de esbeltez do pilar
$M_{tot,d}$	Momento fletor total de cálculo para dimensionamento
α_b	Coefficiente variável de acordo com as vinculações do pilar
r	Curvatura da seção transversal
v	Força normal adimensional
e_2	Excentricidade de segunda ordem
e_{cc}	Excentricidade suplementar
ϕ	Coefficiente de fluência do concreto
M_{Sg}	Momento fletor de cálculo devido a combinação quase permanente
N_{Sg}	Esforço normal de cálculo devido a combinação quase permanente
N_e	Carga crítica de Euler
μ	Momento fletor adimensional
ω	Taxa mecânica de armadura
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
S_1	Parâmetro de correção da velocidade do vento: Fator topográfico
S_2	Parâmetro de correção da velocidade do vento: Fator de rugosidade
S_1	Parâmetro de correção da velocidade do vento: Fator estatístico
γ_z	Parâmetro de Instabilidade Global

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	16
1.2	OBJETIVOS	17
1.2.1	Objetivo Geral.....	17
1.2.2	Objetivos Específicos	17
2	DESENVOLVIMENTO	18
2.1	REVISÃO DE LITERATURA	18
2.1.1	Concreto Armado	18
2.1.1.1	Concreto.....	18
2.1.1.1.1	<i>Resistência à Compressão e Classes do Concreto</i>	18
2.1.1.1.2	<i>Módulo de Elasticidade.....</i>	19
2.1.1.1.3	<i>Durabilidade e Classes de Agressividade Ambiental (CAA)</i>	20
2.1.1.2	Aço para Armaduras.....	22
2.1.1.2.1	<i>Classes de Resistência e Categorias de Fabricação</i>	22
2.1.1.2.2	<i>Módulo de Elasticidade e Diagrama Tensão-Deformação</i>	23
2.1.1.3	Aderência e Proteção	24
2.1.2	Concreto Armado	24
2.1.3	Comportamento do Concreto Armado à Flexão	25
2.1.3.1	Estádios de Tensão.....	25
2.1.3.1.1	<i>Estádio I</i>	25
2.1.3.1.2	<i>Estádio II</i>	26
2.1.3.1.3	<i>Estádio III</i>	26
2.1.3.2	Domínios de Deformação.....	27
2.1.3.2.1	<i>Domínio 1</i>	28
2.1.3.2.2	<i>Domínio 2</i>	28
2.1.3.2.3	<i>Domínio 3</i>	29
2.1.3.2.4	<i>Domínio 4</i>	30
2.1.3.2.5	<i>Domínio 5</i>	31
2.1.3.3	Estabilidade Global e o Efeito de Pórtico	32
2.1.4	Concepção e Elementos Estruturais	32
2.1.4.1	Lajes.....	32
2.1.4.2	Vigas	33

2.1.4.2.1	Dimensionamento à Flexão Simples (Armadura Longitudinal)	34
2.1.4.2.2	Dimensionamento ao Esforço Cortante (Armadura Transversal)	36
2.1.4.3	Pilares	37
2.1.4.3.1	Imperfeições Geométricas, Excentricidade Acidental e Momento Mínimo	38
2.1.4.3.2	Esbeltez e Efeitos de Segunda Ordem Locais	40
2.1.4.3.3	Pilares Curtos: $\lambda \leq \lambda_1$	41
2.1.4.3.4	Pilares Médios: $35 < \lambda \leq 90$ e $\lambda \geq \lambda_1$	42
2.1.4.3.5	Pilares Medianamente Esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$	43
2.1.4.3.6	Pilares Esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$	43
2.1.4.3.7	Determinação da Armadura Longitudinal (A_s)	43
2.1.4.3.8	Detalhamento da Armadura Transversal (A_{sw})	44
2.1.4.4	Fundações	45
2.1.5	Ações nas Estruturas de Edificações	45
2.1.5.1	Ações Verticais	46
2.1.5.2	Ação do Vento e a Estabilidade de Edifícios de Pequeno Porte	46
2.1.6	O Sistema Computacional TQS na Análise Estrutural	47
3	METODOLOGIA	49
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO	49
3.2	PARÂMETROS NORMATIVOS E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	50
3.3	CONCEPÇÃO E LANÇAMENTO ESTRUTURAL NO TQS	51
3.4	CONFIGURAÇÃO DOS MODELOS DE ANÁLISE (AÇÃO DO VENTO)	54
3.5	PROCESSAMENTO E EXTRAÇÃO DE RESULTADOS	57
4	RESULTADOS	59
4.1	ANÁLISE GLOBAL DO CONSUMO DE MATERIAIS	59
4.2	IMPACTO DO VENTO NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	60
4.2.1	Consumo nas Vigas (Elemento de Contraventamento)	61
4.2.2	Consumo nos Pilares	62
4.2.3	Análise na Fundação	63
4.2.4	Resumo dos Resultados	63
4.2.5	Verificação Analítica Manual dos Elementos Críticos	64
4.2.5.1	Verificação da Viga V7 do Primeiro Pavimento	64
4.2.5.1.1	Dimensionamento à Flexão	66
4.2.5.1.2	Dimensionamento ao Esforço Cortante	70

4.2.5.2	Verificação do Pilar P8 do Primeiro Pavimento	72
4.2.5.2.1	<i>Classificação da Esbeltez e Efeitos de 2ª Ordem Local:</i>	75
4.2.5.2.2	<i>Dimensionamento à Flexão Composta Oblíqua:</i>	78
4.2.5.2.3	<i>Verificação da Armadura Transversal (Asw)</i>	81
5	CONCLUSÃO	83
	REFERÊNCIAS.....	85
	APÊNDICE A – DETALHAMENTOS	88

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

A concepção de projetos estruturais em concreto armado exige do engenheiro a busca constante pelo equilíbrio entre segurança, funcionalidade e economia. Para atingir esse objetivo, é imprescindível a correta avaliação de todas as ações atuantes na edificação ao longo de sua vida útil, sejam elas verticais (cargas permanentes e acidentais) ou horizontais.

Nesse contexto, o vento é a principal ação variável horizontal atuante nas edificações. Embora a atenção a essa carga seja intuitivamente maior e amplamente documentada em estruturas esbeltas e de grande altura, o seu impacto no dimensionamento de edifícios de pequeno e médio porte — como os de até quatro pavimentos — muitas vezes gera dúvidas quanto à real magnitude no seu consumo adicional de armadura. Historicamente, convencionou-se na prática de projeto que o peso próprio e as cargas verticais seriam suficientes para garantir a estabilidade global dessas estruturas menores. Referências da literatura técnica, como Pinheiro (2007) e o Instituto Brasileiro do Concreto (2003), apontam que o efeito do vento pode ser omitido em análises simplificadas, desde que a edificação possua arquitetura regular e atenda a requisitos pré-estabelecidos, tais como: limite de quatro pavimentos, vãos não excedendo 6 metros, cargas de uso moderadas e a presença de elementos de contraventamento em duas direções.

Contudo, avaliando essa premissa simplificadora com as diretrizes da ABNT NBR 6118 (2026), especialmente em regiões onde a velocidade básica do vento atinge 45 m/s (maior valor segundo a norma no Brasil), observa-se que as pressões dinâmicas geradas exigem que a estrutura desenvolva um mecanismo de pórtico espacial eficiente para garantir a estabilidade global e limitar os deslocamentos horizontais aos parâmetros normativos.

A absorção desses esforços horizontais altera significativamente a distribuição de momentos fletores e esforços cortantes, incidindo não apenas nos pilares, mas exigindo considerável capacidade resistente das vigas, que passam a atuar como elementos essenciais de contraventamento, absorvendo boa parte dos esforços nos pilares. Consequentemente, há um impacto direto no detalhamento e na taxa de armadura dessas peças.

Com a consolidação de ferramentas computacionais avançadas na prática de engenharia, como o software TQS, tornou-se possível realizar análises espaciais refinadas e simulações comparativas de forma ágil. Sendo assim, o presente trabalho justifica-se pela necessidade de quantificar de maneira clara e objetiva o consumo extra de armadura que a incidência do vento, calculada de acordo com a ABNT NBR 6123 (2023), pode gerar em edifícios de pequeno porte. Dessa forma, busca-se avaliar o impacto econômico dessa ação horizontal e da adoção da simplificação recomendada pela literatura em um edifício de pequeno porte.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é comparar o consumo total de aço no dimensionamento estrutural de um edifício de concreto armado de quatro pavimentos, utilizando o software TQS, sob duas condições distintas: um modelo considerando apenas as ações verticais e outro considerando a atuação simultânea das ações verticais e a força devida à ação do vento com velocidade básica de 45 m/s.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, definem-se os seguintes objetivos específicos:

1. Modelar a edificação de quatro pavimentos no sistema TQS, definindo as seções transversais de concreto, características dos materiais e carregamentos verticais conforme a ABNT NBR 6120 (2019).
2. Configurar e processar os parâmetros da ação do vento (fatores topográfico, de rugosidade e estatístico) de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6123 (2023).
3. Analisar e comparar os quantitativos de aço gerados em ambos os modelos, extraíndo o índice de consumo global (kg/m^2 e kg/m^3).
4. Verificar a precisão e confiabilidade do software por meio do cálculo manual de dois elementos estruturais (viga e pilar).

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 REVISÃO DE LITERATURA

2.1.1 Concreto Armado

A compreensão do comportamento estrutural exige, primordialmente, o conhecimento das propriedades dos materiais que compõem a edificação.

2.1.1.1 Concreto

Segundo Pinheiro (2007), o concreto é um material de construção resultante da mistura de aglomerante (cimento Portland), agregados miúdos (areia), agregados graúdos (brita ou seixo) e água. A sua principal característica mecânica é a elevada resistência às tensões de compressão, contrapondo-se a uma resistência à tração muito baixa (cerca de 10% da sua resistência à compressão), o que o torna inadequado para resistir isoladamente a esforços de flexão ou tração direta. Para a sua utilização estrutural, o dimensionamento exige o conhecimento aprofundado de suas propriedades mecânicas e das exigências de durabilidade.

2.1.1.1.1 Resistência à Compressão e Classes do Concreto

A resistência à compressão é a principal referência para a classificação estrutural do concreto. O parâmetro utilizado nos cálculos é a resistência característica à compressão aos 28 dias, denotada por f_{ck} e expressa em Megapascals (MPa).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2026) e conforme destacado por Bastos (2023), os concretos com massa específica normal são divididos em classes de resistência (Grupo I e Grupo II). Para edificações convencionais, como a do presente estudo, utilizam-se predominantemente os concretos do Grupo I, conforme a relação abaixo:

Grupo I: C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50.

Grupo II: C55 até C90 (Concretos de Alta Resistência).

A nomenclatura indica a resistência do material; por exemplo, a classe C25 refere-se a um concreto com $f_{ck} = 25$ MPa. A norma estabelece que, para estruturas de concreto armado, o valor mínimo admitido é o C20.

2.1.1.1.2 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade (ou módulo de deformação) avalia a rigidez do concreto, ou seja, a sua capacidade de resistir a deformações elásticas sob carregamento. Pinheiro (2007) ressalta que o concreto não é um material perfeitamente elástico, possuindo um diagrama tensão-deformação curvo. Devido a isso, a norma brasileira define dois módulos: o módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) e o módulo de elasticidade secante (E_{cs}).

Para concretos do Grupo I ($f_{ck} \leq 50$ MPa), a ABNT NBR 6118 estima o valor do módulo tangente inicial através da formulação empírica da Equação (1):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são expressos em MPa;

α_E é um coeficiente que depende da natureza do agregado graúdo (1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaiss; 0,9 para calcário; e 0,7 para arenito).

O módulo secante (E_{cs}), que representa efetivamente a rigidez a ser utilizada nas análises elásticas de projeto (como o cálculo de deslocamentos das vigas e pórticos no TQS), é obtido pela Equação (2):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2)$$

Onde $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80}\right) \leq 1,0$.

No dimensionamento no Estado Limite Último (ELU), utiliza-se o diagrama de cálculo tensão-deformação. A tensão de cálculo (f_{cd}) para um tempo de cura maior ou igual a 28 dias é obtida por meio da Equação (3), minorando a tensão característica pelo coeficiente de segurança do concreto (γ_c), que usualmente assume o valor de 1,4:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

Para um período inferior a 28 dias utiliza-se a Equação (4):

$$f_{cd} = \beta_1 \cdot \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \quad (4)$$

Sendo β_1 calculado pela Equação (5):

$$\beta_1 = \exp \left\{ s' \left[1 - \left(\frac{28}{j} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (5)$$

Onde:

j : idade do concreto em dias.

$s' = 0,38$ para concreto de cimento CPIII ou IV.

$s' = 0,25$ para concreto de cimento CPI ou II.

$s' = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI.

2.1.1.1.3 Durabilidade e Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

O projeto de uma estrutura de concreto armado não se restringe apenas à resistência mecânica para suportar os carregamentos verticais e as ações do vento; ele deve garantir a vida útil da edificação contra a deterioração. Bastos (2023) reforça que as prescrições da ABNT NBR 6118 (2026) impõem uma forte correlação entre as condições de exposição da estrutura e os requisitos mínimos do material.

A norma classifica o risco do ambiente no qual a estrutura está inserida em quatro Classes de Agressividade Ambiental (CAA), como ilustrado na Figura 1:

Figura 1– Classes de Agressividade Ambiental.

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

NOTAS: 1) *Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).*
2) *Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (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.*
3) *Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.*

Fonte: Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118 (2026).

Essa classificação é o ponto de partida do detalhamento estrutural, pois ela determina compulsoriamente duas exigências vitais para o projeto:

Resistência mínima do concreto (f_{ck}): Para a CAA II (típica de zonas urbanas), a norma exige um concreto com $f_{ck} \geq 25$ MPa.

Cobrimento nominal das armaduras (c_{nom}): Espessura de concreto que protege o aço contra a oxidação. Em lajes de ambientes CAA II, por exemplo, o cobrimento mínimo exigido é de 25 mm, enquanto para vigas e pilares é de 30 mm.

A Figura 2 apresenta o cobrimento nominal previsto pela ABNT NBR 6118 (2026), para cada classe de agressividade e elemento estrutural.

Figura 2– Cobrimento Nominal em relação a Classe de Agressividade Ambiental.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (CAA)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /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

Notas: “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: Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118 (2026).

2.1.1.2 Aço para Armaduras

Para suprir a deficiência do concreto à tração, introduzem-se barras ou fios de aço nas zonas tracionadas das peças, compondo o chamado concreto armado. O aço estrutural é um material isótropo, fabricado em usinas siderúrgicas, que apresenta elevadas resistências tanto à tração quanto à compressão. O seu dimensionamento exige a compreensão das suas classes de resistência, do seu comportamento elástico e da sua interação física com o concreto.

2.1.1.2.1 Classes de Resistência e Categorias de Fabricação

A ABNT NBR 6118 (2026) classifica os aços para armaduras passivas de acordo com o valor característico da sua tensão de escoamento (f_{yk}), expressa em Megapascal (MPa). Na construção civil, os aços mais utilizados são:

CA-50: Apresenta $f_{yk} = 500$ Mpa (ou 50 kN/cm²). É comercializado na forma de barras com superfície nervurada, sendo o material padrão para as armaduras longitudinais (armadura principal de flexão das vigas e pilares).

CA-60: Apresenta $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ (ou 60 kN/cm^2). É comercializado na forma de fios com superfície entalhada, sendo predominantemente utilizado nas armaduras transversais (estribos) com $\varnothing 5 \text{ mm}$ e em lajes (Bastos, 2023).

Além da resistência, Fusco (1995) destaca a importância de diferenciar os aços quanto ao seu processo de fabricação e comportamento dúctil, classificando-os nas categorias A e B. Os aços da Categoria A (como o CA-50) são obtidos por laminação a quente (dureza natural), apresentando elevada ductilidade e um patamar de escoamento bem definido. Por outro lado, os aços da Categoria B (como o CA-60) são obtidos por encruamento a frio (trefilação ou torção), possuindo menor ductilidade e não apresentando um patamar de escoamento nítido, o que exige a adoção de uma tensão de escoamento convencional associada a uma deformação residual de 0,2%.

2.1.1.2.2 Módulo de Elasticidade e Diagrama Tensão-Deformação

O módulo de elasticidade do aço (E_s) representa a sua rigidez elástica. Diferentemente do concreto, o aço possui um comportamento elástico linear muito bem definido até atingir a tensão de escoamento. A ABNT NBR 6118 simplifica os cálculos ao adotar um valor único de módulo de elasticidade para qualquer categoria de aço de armadura passiva:

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \text{ (210 GPa)}$$

No dimensionamento no Estado Limite Último (ELU), utiliza-se o diagrama de cálculo tensão-deformação. A tensão de cálculo (f_{yd}) é obtida minorando a tensão característica pelo coeficiente de segurança do aço (γ_s), que usualmente assume o valor de 1,15:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

A partir do diagrama e da Lei de Hooke, é possível determinar a deformação específica de escoamento de cálculo (ε_{yd}), que é o ponto onde o aço atinge a sua capacidade máxima resistente no regime elástico:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7)$$

Para o aço CA-50, por exemplo, a deformação de escoamento de cálculo é de aproximadamente 2,07‰. Essa deformação é o limite que define a fronteira entre os Domínios de deformação (como o Domínio 2 e Domínio 3 que serão abordados mais a frente) no cálculo das vigas.

2.1.1.3 Aderência e Proteção

A união solidária entre o concreto e o aço, essencial para o funcionamento do concreto armado, é garantida por dois fatores vitais, conforme destacam Botelho e Marchetti, 2019:

Aderência mecânica: O aço não pode escorregar dentro da massa de concreto endurecido. Para os aços CA-50, isso é garantido pelas nervuras superficiais da barra, que travam mecanicamente no concreto. Para o CA-60, os entalhes cumprem essa função.

Compatibilidade térmica e proteção alcalina: O coeficiente de dilatação térmica do aço $\alpha \approx 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ é praticamente idêntico ao do concreto, evitando que o esqueleto metálico rompa o concreto durante variações de temperatura. Ademais, o aço necessita da elevada alcalinidade do concreto para não sofrer corrosão (oxidação). A eficiência dessa proteção depende diretamente do respeito ao cobrimento nominal (c_{nom}) exigido pela Classe de Agressividade Ambiental (CAA) na qual a edificação está inserida.

2.1.2 Concreto Armado

Conforme evidenciado pelas propriedades mecânicas isoladas de seus componentes, o concreto armado surge da necessidade de criar um material compósito capaz de resistir a esforços estruturais complexos. Pinheiro (2007) ressalta que, enquanto peças de concreto simples romperiam de forma frágil e abrupta sob solicitações de tração, a introdução estratégica das armaduras de aço confere resistência e ductilidade ao conjunto. Uma vez garantida a compatibilidade física,

química e térmica entre os materiais, essa união solidária permite que o elemento estrutural trabalhe de forma unificada. Na prática da flexão, o concreto absorve eficientemente as tensões de compressão, enquanto o aço resiste aos esforços de tração gerados pelos momentos fletores e forças cortantes, viabilizando a estabilidade de lajes, vigas, pilares e a própria consolidação do pórtico espacial da edificação.

2.1.3 Comportamento do Concreto Armado à Flexão

O dimensionamento das peças de concreto armado baseia-se na verificação de Estados Limites, principalmente o Estado Limite Último (ELU), que determina a exaustão da capacidade resistente da peça.

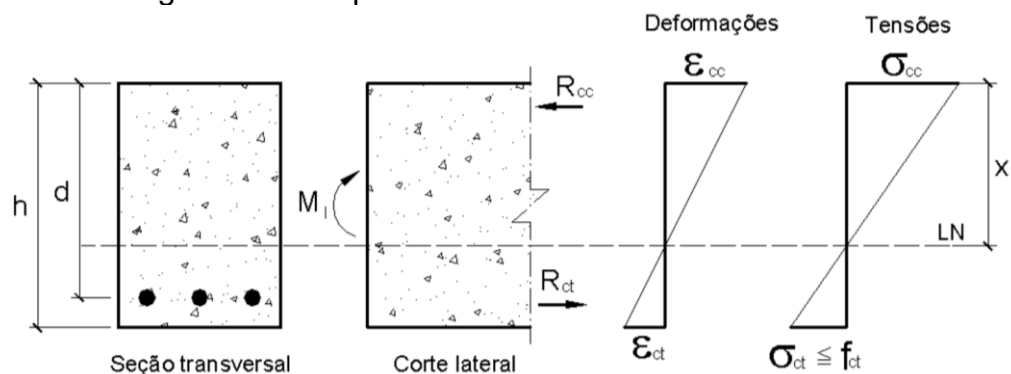
2.1.3.1 Estádios de Tensão

O comportamento de uma seção transversal de concreto armado submetida à flexão gradativa passa por três fases distintas, conhecidas como estádios de tensão (Fusco, 1995):

2.1.3.1.1 Estádio I

Fase referente ao início do carregamento. O concreto resiste à tração e a peça não apresenta fissuras. As tensões são proporcionais às deformações, possuindo um comportamento elástico como mostra a Figura 3.

Figura 3 – Comportamento na Flexão Pura - Estádio I.

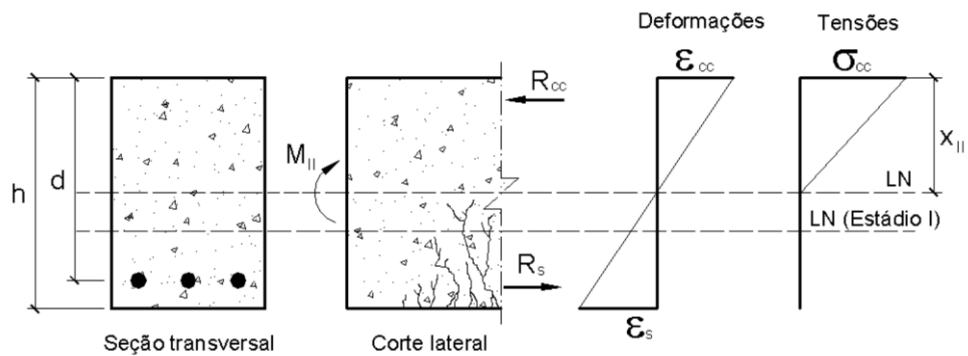


Fonte: Pinheiro (2007).

2.1.3.1.2 Estádio II

Ocorre a fissuração do concreto na zona tracionada. Apenas a armadura passa a resistir aos esforços de tração, enquanto o concreto comprimido mantém um comportamento aproximadamente linear. A Figura 4 representa o diagrama de tensões e deformações no estágio II.

Figura 4 – Comportamento na Flexão Pura - Estádio II.

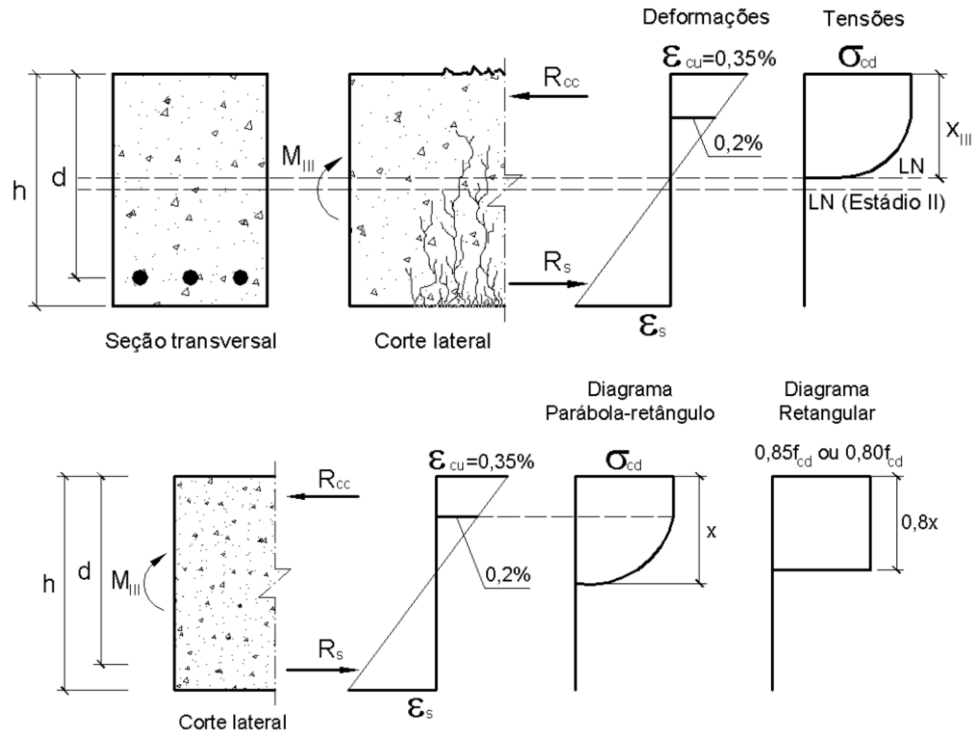


Fonte: Pinheiro (2007).

2.1.3.1.3 Estádio III

Fase de ruína. A zona comprimida do concreto atinge a plastificação e o aço atinge a tensão de escoamento. O dimensionamento no ELU é feito considerando a peça neste estágio. A Figura 5 representa o diagrama de tensões e deformações no estágio III.

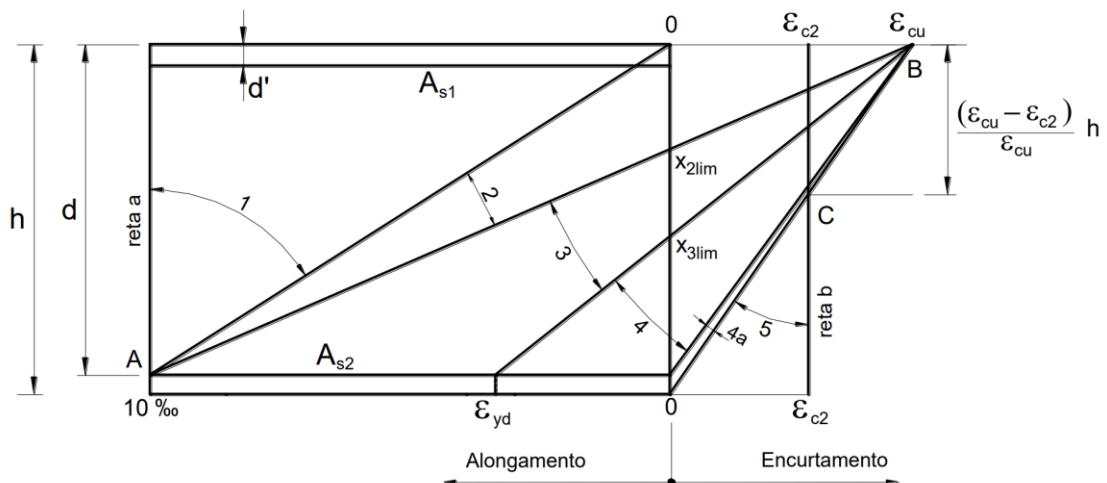
Figura 5 – Comportamento na Flexão Pura - Estádio III.



2.1.3.2 Domínios de Deformação

A ABNT NBR 6118 (2026) estabelece que a ruína de uma seção no ELU pode ocorrer por esgotamento da capacidade resistente do concreto à compressão, pelo escoamento do aço à tração, ou por ambos simultaneamente. Essas possibilidades são divididas em domínios de deformação, representados pela Figura 6.

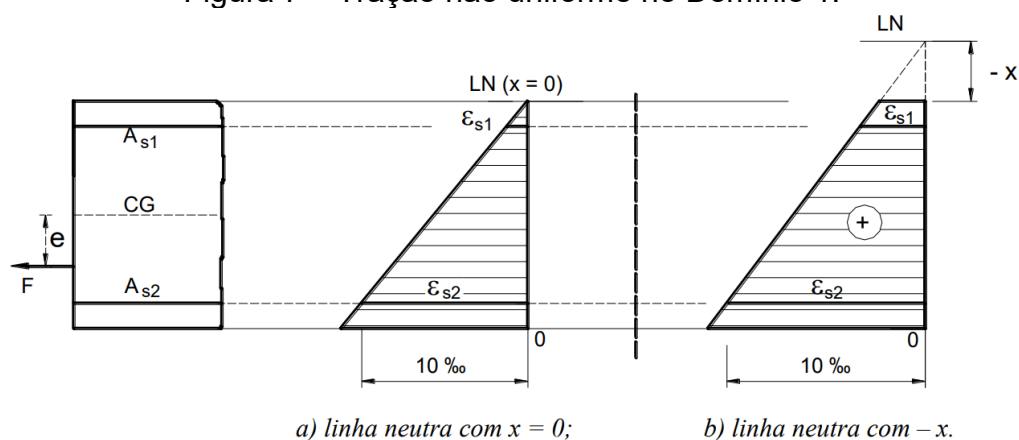
Figura 6 – Domínios de Deformação do Concreto Armado.



2.1.3.2.1 Domínio 1

Tração simples ou tração excêntrica. O concreto encontra-se inteiramente tracionado e, por estar fissurado, a sua resistência mecânica é totalmente desprezada no cálculo. A ruína ocorre pelo alongamento plástico excessivo da armadura, que atinge a deformação limite convencional máxima admitida por norma (geralmente 10‰). A Figura 7 representa o diagrama de deformações do domínio 1.

Figura 7 – Tração não uniforme no Domínio 1.



Fonte: Bastos (2023).

2.1.3.2.2 Domínio 2

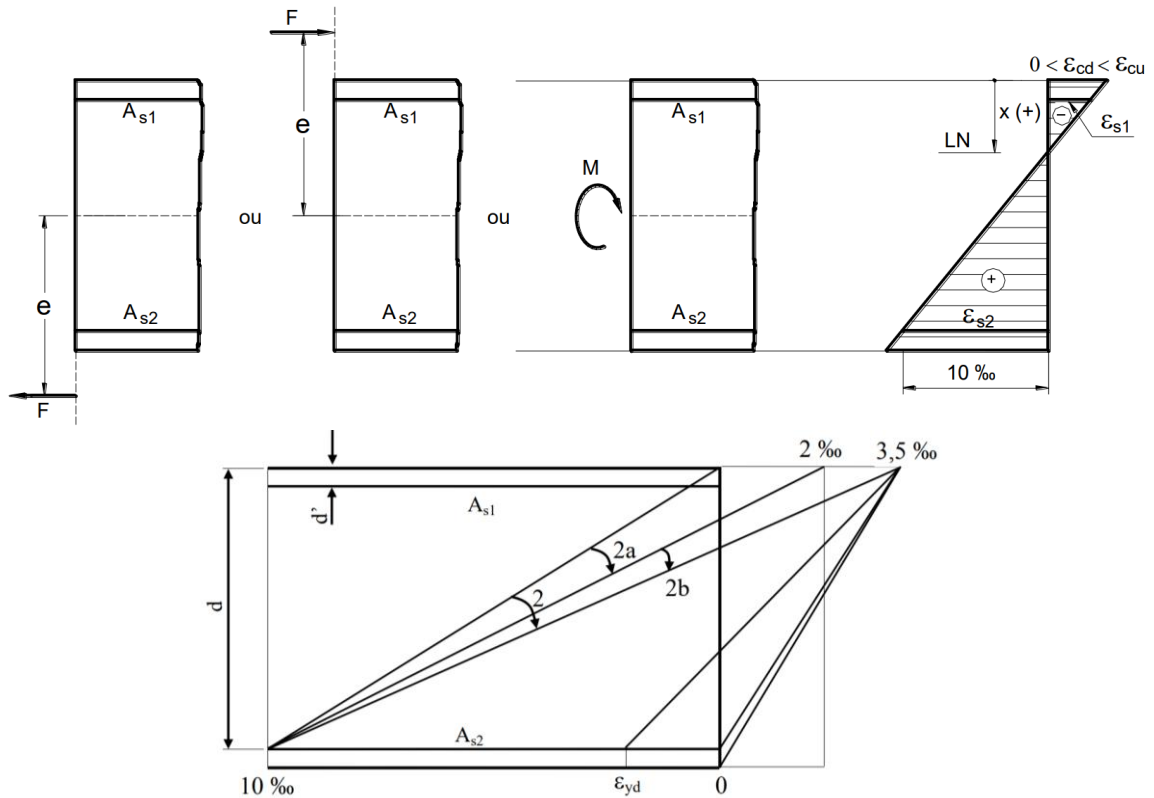
Flexão simples ou composta sem ruptura do concreto. A armadura mais tracionada atinge o alongamento limite de 10‰ e o concreto comprimido não atinge a deformação de ruptura (encurtamento menor que 3,5‰). É uma ruptura que avisa antes de ocorrer devido à grande deformação do aço e possui profundidade relativa da linha neutra (β_x) entre 0,01 e 0,26. É subdividido em:

Domínio 2a: O encurtamento da fibra mais comprimida do concreto é inferior a 2‰. O concreto ainda não plastificou.

Domínio 2b: O encurtamento do concreto encontra-se entre 2‰ e 3,5‰. O diagrama de tensões do concreto já apresenta plastificação (parábola-retângulo), mas sem esmagamento.

A Figura 8 ilustra o diagrama de deformações dos subdomínios 2a e 2b.

Figura 8 – Diagrama de Deformação Genérico e Subdomínios 2a e 2b.



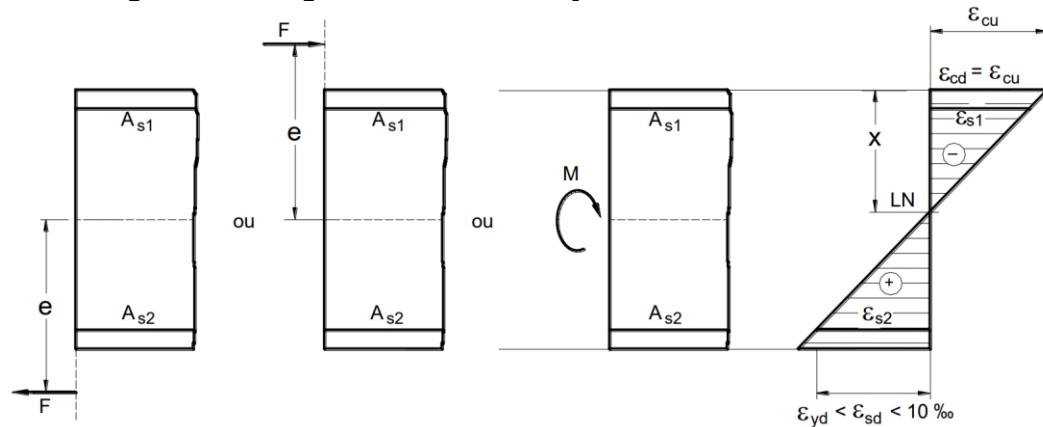
Fonte: Bastos (2023).

2.1.3.2.3 Domínio 3

Ruína simultânea (balanceada). O aço atinge ou supera o limite de escoamento ($\epsilon_{yd} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰}$) e o concreto atinge sua deformação limite de encurtamento ($\epsilon_{cd} \geq 3,5\text{‰}$). Conforme ressaltam Botelho e Marchetti (2019), é o domínio ideal e mais econômico para o dimensionamento de vigas, pois aproveita a capacidade máxima de ambos os materiais. O domínio 3 possui profundidade relativa da linha neutra (β_x) entre 0,27 e 0,59.

A Figura 9 representa o diagrama de deformações do domínio 3.

Figura 9 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 3.



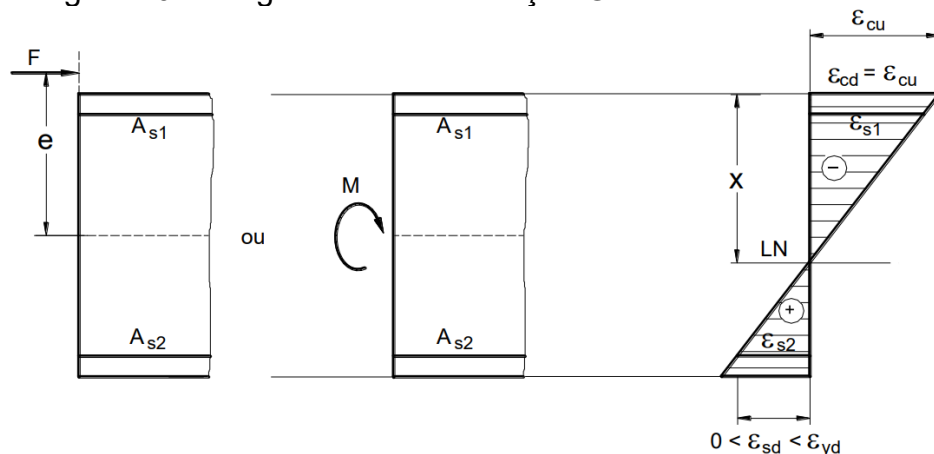
Fonte: Bastos (2023).

2.1.3.2.4 Domínio 4

Ruína por esmagamento do concreto (encurtamento de 3,5‰) sem o escoamento prévio da armadura tracionada. Consiste em uma ruptura frágil (brusca e sem aviso), sendo uma situação perigosa e indesejável em peças fletidas simples, exigindo frequentemente o uso de armadura dupla de compressão ou o redimensionamento da seção de concreto (BOTELHO; MARCHETTI, 2019).

O domínio 4 possui profundidade relativa da linha neutra (β_x) entre 0,60 e 0,77 sendo ilustrado na Figura 10.

Figura 10 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 4.

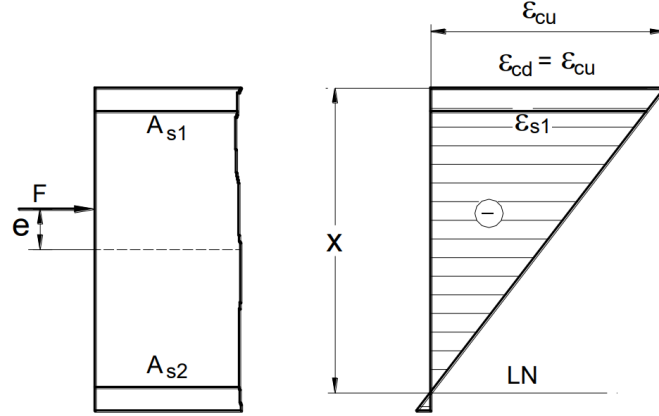


Fonte: Bastos (2023).

Domínio 4a: Situação típica de flexão composta com grande predominância de esforço normal de compressão. A linha neutra desce de tal forma que a armadura que deveria estar tracionada passa a ficar sob compressão (encurtamento entre 0 e 2‰),

enquanto a fibra mais comprimida do concreto atinge o limite de 3,5‰. A Figura 11 ilustra o diagrama de deformação no Domínio 4a.

Figura 11 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 4a.

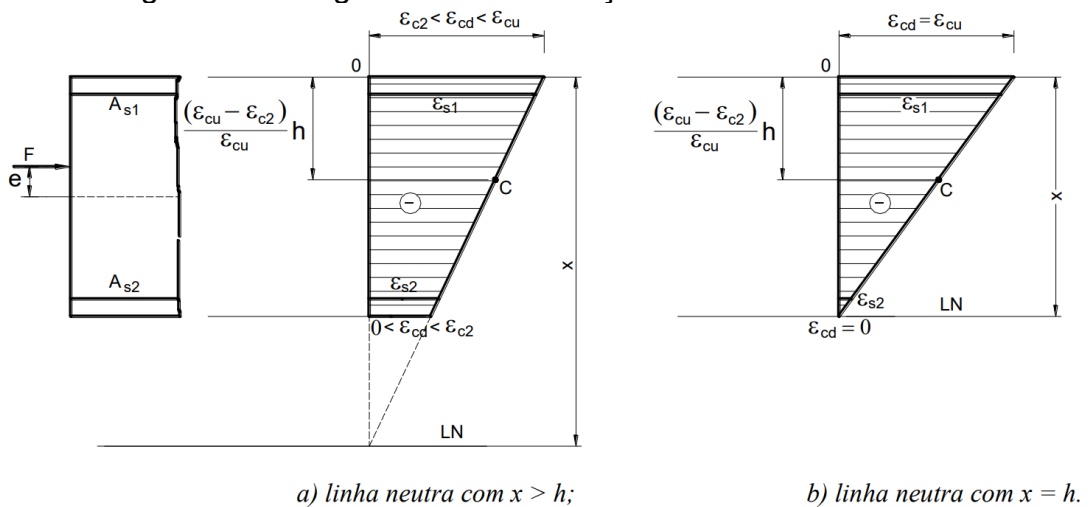


Fonte: Bastos (2023).

2.1.3.2.5 Domínio 5

Compressão simples ou excêntrica. Toda a seção transversal está comprimida (não há linha neutra cortando a peça). O encurtamento do concreto varia entre 2‰ na fibra menos solicitada e 3,5‰ na fibra mais comprimida (podendo o limite máximo reduzir-se a 2‰ na compressão perfeitamente centrada). É o domínio típico e esperado no comportamento majoritário dos pilares, sendo representado pela Figura 12.

Figura 12 – Diagrama de Deformação Genérico do Domínio 5.



a) linha neutra com $x > h$;

b) linha neutra com $x = h$.

Fonte: Bastos (2023).

2.1.3.3 Estabilidade Global e o Efeito de Pórtico

Ao inserir as pressões dinâmicas do vento no modelo de cálculo, a edificação não resiste às forças horizontais com pilares isolados. A união monolítica entre lajes, vigas e pilares forma um "pórtico espacial".

Para restringir os deslocamentos horizontais, os nós de pórtico precisam transferir pesados momentos fletores. Nesse cenário, as vigas assumem o papel de elementos de contraventamento. Como aponta Fusco (1995), a introdução dessas ações horizontais promove uma redistribuição de esforços internos, elevando de forma expressiva os momentos fletores negativos nos apoios das vigas e, em determinadas situações, gerando a inversão de momentos, o que justifica o aumento considerável da área de aço detalhada nestes elementos quando comparada a uma análise exclusivamente de cargas verticais.

2.1.4 Concepção e Elementos Estruturais

A concepção de um projeto estrutural em concreto armado consiste em definir a disposição espacial e as dimensões preliminares dos elementos que compõem o esqueleto da edificação. O sistema estrutural convencional de edifícios é formado predominantemente por lajes, vigas, pilares e fundações (Pinheiro, 2007). O caminhamento natural das cargas ocorre sequencialmente entre esses elementos, e o processo de cálculo de cada um fundamenta-se em teorias consagradas da mecânica das estruturas:

2.1.4.1 Lajes

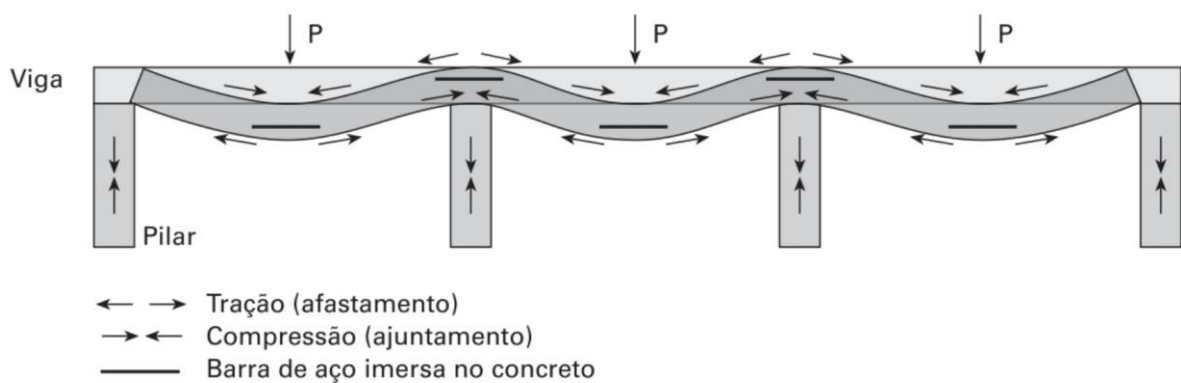
São elementos de superfície (ou placas) sujeitos principalmente a ações normais ao seu plano médio. De acordo com Bastos (2023), as lajes recebem diretamente as cargas de utilização (acidentais) e os carregamentos permanentes, transmitindo as reações de apoio para as vigas em que se apoiam. A determinação dos esforços internos nesses elementos fundamenta-se na Teoria das Placas, baseada na Teoria da Elasticidade, sendo comumente resolvida na prática através de tabelas clássicas (como as de Marcus ou Czerny) ou por métodos numéricos como a

analogia de grelha. No Estado Limite Último, o comportamento das lajes também pode ser analisado pela Teoria das Charneiras Plásticas (linhas de ruptura).

2.1.4.2 Vigas

As vigas são elementos lineares onde a flexão e o cisalhamento são preponderantes. Recebem as ações provenientes das lajes e de paredes de alvenaria eventualmente posicionadas sobre elas, transferindo esses esforços para os pilares. Em um edifício sob a ação de cargas horizontais, as vigas ganham a função crucial de elementos de contraventamento, absorvendo momentos fletores e compondo a rigidez do pórtico (Fusco, 1995). A Figura 13 representa as regiões de tração e compressão em uma viga ao aplicar uma força concentrada.

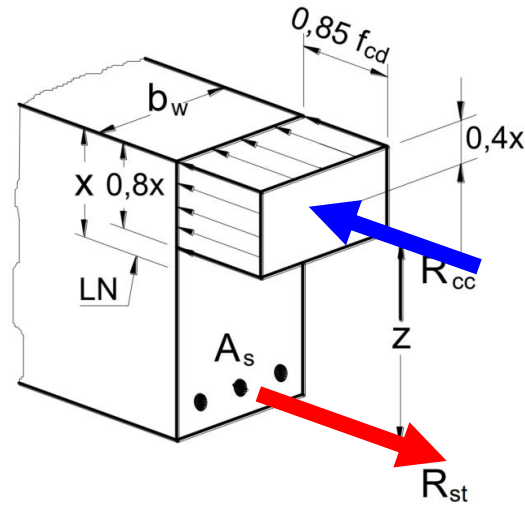
Figura 13 – Esquema do Comportamento Mecânico de uma Viga.



Fonte: Botelho e Marchetti (2019).

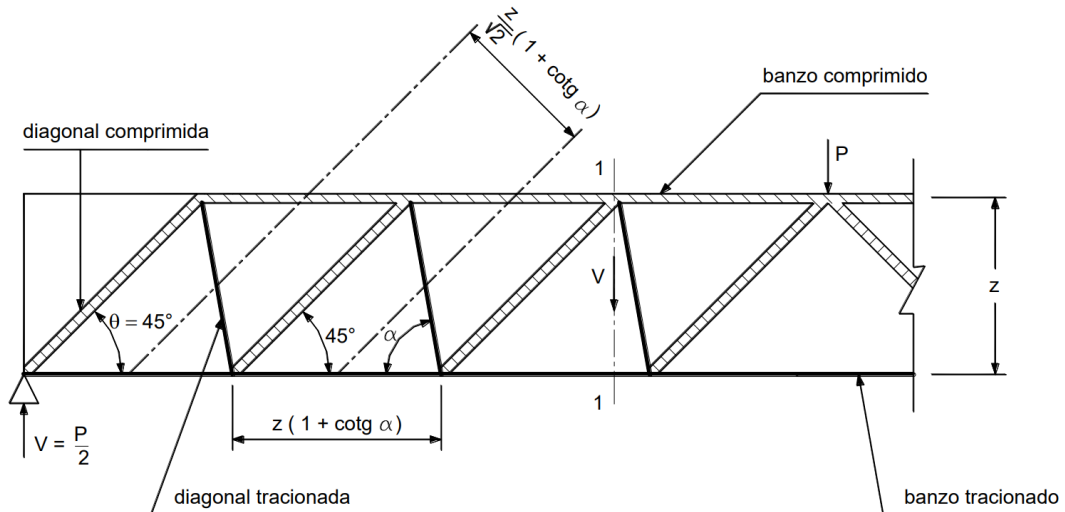
O processo de cálculo para o dimensionamento analítico no Estado Limite Último (ELU) divide-se na verificação aos momentos fletores (flexão simples) e às forças cortantes, fundamentadas na Teoria Técnica da Flexão, apresentada na Figura 14, e no modelo de treliça de Morsch, ilustrado na Figura 15, respectivamente.

Figura 14 – Esquema do Comportamento Mecânico de uma Viga em corte.



Fonte: Bastos (2023).

Figura 15 – Viga representada segundo a treliça de Ritter-Mörsch.



Fonte: Bastos (2025).

2.1.4.2.1 Dimensionamento à Flexão Simples (Armadura Longitudinal)

O cálculo da armadura longitudinal de tração (A_s) em seções retangulares com armadura simples parte das equações de equilíbrio de forças e momentos na seção transversal. Conforme as formulações deduzidas por Bastos (2023) a partir da ABNT NBR 6118, para concretos de até 50 MPa, o momento fletor solicitante de cálculo é obtido pela majoração do esforço característico, como ilustrado na Equação (8):

$$M_{sd} = \gamma_f \cdot M_{sk} \quad (8)$$

A posição da linha neutra (x) é determinada pela Equação (9) de equilíbrio de momentos, assumindo que a força de compressão no concreto e a força de tração no aço se anulam:

$$M_{sd} = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad (9)$$

Sendo d a altura útil da seção dada pelas Equações (10) e (11):

$$d = h - d' \quad (10)$$

$$d' = c + \phi_{est} + \frac{\phi_{long}}{2} \quad (11)$$

Para garantir a ductilidade e avisos prévios à ruptura (Domínios 2 ou 3), a norma limita a profundidade relativa da linha neutra (β_x) calculada pela Equação (12):

$$\beta_x = \frac{x}{d} \quad (12)$$

É importante ressaltar que para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, exige-se $\beta_x \leq 0,45$.

Atendido esse critério, a área de aço necessária é calculada garantindo o escoamento da armadura conforme a Equação (13):

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)} \quad (13)$$

Adicionalmente, verifica-se a armadura mínima exigida pela norma por meio da Equação (14) para evitar rupturas frágeis na primeira fissuração:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot h \quad (14)$$

2.1.4.2.2 Dimensionamento ao Esforço Cortante (Armadura Transversal)

O dimensionamento à força cortante visa evitar a ruptura por tração diagonal do concreto (bielas tracionadas) e o esmagamento das bielas comprimidas.

Inicialmente calcula-se o esforço cortante de cálculo por meio da Equação (15).

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_{sk} \quad (15)$$

Utilizando o Modelo de Cálculo I da ABNT NBR 6118 (bielas inclinadas a 45°), a primeira verificação consiste em garantir que o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) não supere a resistência das bielas de concreto à compressão (V_{Rd2}) como mostra as Equações (16) e (17):

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (16)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (17)$$

Sendo α_{V2} um parâmetro de redução da resistência do concreto, calculado pela Equação (18) com f_{ck} em MPa.

$$\alpha_{V2} = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (18)$$

A armadura transversal (estribos) é calculada para resistir à parcela de força cortante não absorvida pelos mecanismos complementares do concreto (V_c) como apresentado na Equação (19):

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (19)$$

A parcela do concreto para peças submetidas à flexão simples é dada pela Equação (20):

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (20)$$

Sendo f_{ctd} a tensão resistente de cálculo à tração direta descrita pela Equação (21):

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} \quad (21)$$

Com f_{ck} em MPa.

A área de aço dos estribos verticais (90°) por unidade de comprimento é calculada por meio da Equação (22):

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sen \alpha + \cos \alpha)} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (22)$$

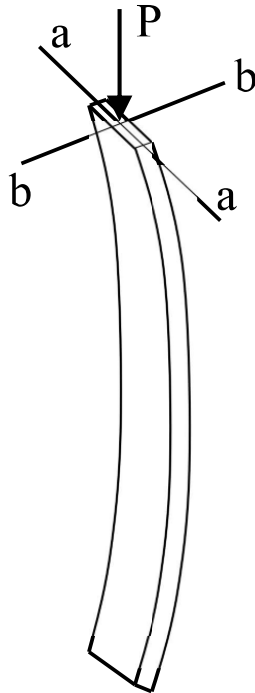
Quando a parcela da cortante absorvida pelo concreto (V_c) for maior que a cortante solicitante (V_{sd}) utiliza-se a armadura mínima ($A_{sw,min}$) estribos verticais (90°) dada pela Equação (23):

$$A_{sw,min} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot s \cdot \sen(\alpha)}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywk}} \quad (23)$$

2.1.4.3 Pilares

Pilares são elementos lineares de eixo vertical predominantemente solicitados à compressão. No entanto, devido a rigidez das ligações entre vigas e pilares do pórtico e a atuação de cargas horizontais (como o vento) introduzem momentos fletores, tornando a Flexo-compressão o regime de cálculo real desses elementos (PINHEIRO, 2007).

Figura 16 – Pilar submetido à flexo-compressão devido à flambagem.



Fonte: Hibbeler (2004).

2.1.4.3.1 Imperfeições Geométricas, Excentricidade Acidental e Momento Mínimo

Durante a execução de uma estrutura de concreto armado, é inevitável a ocorrência de pequenos desvios de prumo (falta de verticalidade) e desvios de retilidade no eixo dos elementos. A ABNT NBR 6118 (2026) exige que essas imperfeições geométricas locais sejam incorporadas na avaliação dos esforços solicitantes iniciais (de primeira ordem) por meio da adoção de uma excentricidade acidental (e_a).

O cálculo dessa excentricidade baseia-se num ângulo de inclinação ou desaprumo local, denotado por θ_a , que é estimado pela Equação (24):

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (24)$$

Para garantir a segurança do modelo e evitar considerações otimistas irreais ou penalizações excessivas, a norma impõe limites para a adoção do ângulo de desaprumo global da estrutura:

$$\frac{1}{400} \leq \theta_a \leq \frac{1}{200}$$

Vale ressaltar que na análise de imperfeições locais para pilares isolados, a norma prevê o limite inferior de $\theta_{a,min} = \frac{1}{300}$.

A partir do ângulo de imperfeição local definido, determina-se a excentricidade acidental (e_a). Para os pilares convencionais de edifícios (avaliados localmente como elementos isolados vinculados nas extremidades), a excentricidade acidental que engloba o desaprumo máximo (falta de retilineidade) no meio do vão é calculada pela Equação (25):

$$e_a = \theta_a \cdot \frac{l}{2} \quad (25)$$

Essa excentricidade acidental gera um momento fletor adicional que se soma aos esforços estáticos teóricos. O momento fletor inicial de primeira ordem de cálculo (M_{1d}) passa a ser calculado conforme a Equação (26):

$$M_{1d} = M_{sd,orig} + N_{sd} \cdot e_a \quad (26)$$

Apesar do rigor na consideração das imperfeições através do ângulo θ_a , segundo a ABNT NBR 6118 (2026), “O efeito das imperfeições locais nos pilares e pilares-parede pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem...”, acrescentando que “Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo.”. O momento fletor mínimo ($M_{1d,min}$) mencionado é calculado pela Equação (27):

$$M_{1d,min} = N_{sd} \cdot e_{1d,min} = N_{sd} \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (27)$$

Na prática de cálculo, pode-se optar por calcular o momento fletor de primeira ordem (M_{1d}) considerando a excentricidade acidental, como demonstrado na Equação (26), ou comparar o momento solicitante de primeira ordem (M_{1d}), desconsiderando a

excentricidade accidental, ao momento mínimo ($M_{1d,min}$), adotando sempre o valor mais desfavorável (maior valor) como demonstrado por Bastos (2024).

De maneira análoga, pode-se calcular o momento de primeira ordem de modo a favor da segurança como apresentado por Pereira (2025) adotando o maior valor entre a excentricidade mínima ($e_{1d,min}$) e a excentricidade accidental (e_a), multiplicado pelo esforço normal de cálculo (N_d) e adicioná-lo à parcela do momento solicitante, como ilustrado na Equação (26).

2.1.4.3.2 Esbeltez e Efeitos de Segunda Ordem Locais

A consideração dos efeitos de segunda ordem (momentos adicionais gerados pelo deslocamento lateral do eixo do pilar sob carga, conhecido como flambagem) depende do índice de esbeltez (λ) do elemento estrutural na direção em análise, apresentado pela Equação (28):

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{I}{A_c}}} \quad (28)$$

Para seções retangulares temos a simplificação apresentada na Equação (29):

$$\lambda = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{12}{b \cdot h}}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot l_e}{h} \quad (29)$$

Para determinar se os efeitos de segunda ordem precisam ser calculados, a NBR 6118 estabelece um valor limite de esbeltez (λ_1), que depende da vinculação do pilar e do diagrama de momentos de primeira ordem. Com base na relação entre λ e λ_1 , os pilares classificam-se em curtos, médios, medianamente esbeltos ou esbeltos. Na prática convencional de edifícios de pequeno e médio porte, predominam os pilares curtos e médios.

A Equação (30) a seguir descreve o cálculo do limite de esbeltez (λ_1):

$$\lambda_1 = \frac{\left(25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \geq 35 \quad (30)$$

O valor de α_b depende da vinculação dos extremos do pilar e dos esforços atuantes.

Para pilares bi-apoiados sem cargas transversais temos a Equação (31):

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_b}{M_a} \quad (31)$$

Sendo M_a e M_b momentos fletores nos extremos dos pilares, com M_a sendo o maior valor absoluto.

Para pilares em balanço temos a Equação (32):

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{M_c}{M_a} \quad (32)$$

Sendo M_a o momento fletor no engaste e M_c o momento no meio do pilar.

Para pilares bi-apoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura ou pilares com momentos menores que o momento mínimo temos que $\alpha_b = 1,0$.

Já o valor da excentricidade de primeira ordem (e_1), calcula-se por meio da Equação (33):

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{sd}} \quad (33)$$

2.1.4.3.3 Pilares Curtos: $\lambda \leq \lambda_1$

Quando a esbeltez do pilar é menor ou igual ao limite λ_1 (que varia entre 35 e 90), a rigidez da peça é considerada suficientemente alta para que os deslocamentos transversais sejam desprezíveis. Neste caso, a norma permite que os efeitos de segunda ordem locais sejam desconsiderados.

O momento fletor total de cálculo ($M_{tot,d}$) que servirá de base para extrair a armadura será simplesmente o maior valor entre o momento de primeira ordem majorado e o momento mínimo normativo representado pela Equação (34):

$$M_{tot,d} = M_{1d} \geq M_{1d,min} \quad (34)$$

2.1.4.3.4 Pilares Médios: $35 < \lambda \leq 90$ e $\lambda \geq \lambda_1$

Quando a esbeltez ultrapassa o limite λ_1 , mas não excede 90, o pilar é classificado como pilar médio. Nesta situação, os deslocamentos do eixo da peça geram momentos adicionais significativos, tornando obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Para essa faixa de esbeltez, a ABNT NBR 6118 (2026) permite o uso de métodos aproximados, sendo o mais usual o Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada. O momento fletor total de cálculo ($M_{tot,d}$), apresentado nas Equações (35) e (37) passa a ser a soma do momento de primeira ordem (M_{1d}) com o momento de segunda ordem (M_{2d}) ilustrado na Equação (36):

$$M_{tot,d} = \alpha_b \cdot M_{1d} + M_{2d} \quad (35)$$

$$M_{2d} = N_{sd} \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \quad (36)$$

$$M_{tot,d} = \alpha_b \cdot M_{1d} + N_{sd} \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \quad (37)$$

A curvatura da seção, que expressa o grau de flexão da peça no Estado Limite Último, é calculada pela Equação (38):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (38)$$

A força normal adimensional (v) avalia o nível de tensão de compressão na seção do pilar, sendo calculado pela Equação (39):

$$\nu = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (39)$$

2.1.4.3.5 Pilares Medianamente Esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$

Para os pilares que se encontram nesta faixa de esbeltez, os efeitos de instabilidade (flambagem) são mais críticos. Nesta situação, além da excentricidade acidental e de segunda ordem (e_2), é obrigatório considerar a excentricidade suplementar ou adicional (e_{cc}), que contabiliza o efeito da fluência do concreto ao longo do tempo.

O cálculo analítico exige maior rigor, uma vez que o Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada já não é válido. O processo de cálculo deve empregar o Método Aproximado do Pilar-Padrão com Curvatura Real ou métodos acoplados com diagramas momento-curvatura.

O cálculo da excentricidade suplementar de fluência é realizado através da Equação (40):

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \cdot \left(e^{\frac{\phi \cdot N_{Sg}}{N_{e-N_{Sg}}}} - 1 \right) \quad (40)$$

2.1.4.3.6 Pilares Esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$

De acordo com a norma, os pilares com um índice de esbeltez superior a 140, e até ao limite máximo permitido de $\lambda \leq 200$, classificam-se como pilares esbeltos. À semelhança dos pilares medianamente esbeltos, é obrigatório a contabilização da excentricidade suplementar (e_{cc}) provocada pela fluência.

2.1.4.3.7 Determinação da Armadura Longitudinal (A_s)

O cálculo da armadura longitudinal para flexo-compressão é viabilizado pelo uso de ábacos de interação adimensionais. Para utilizar o ábaco, além da força normal adimensional (ν), calcula-se o momento fletor adimensional (μ) pela Equação (41):

$$\mu = \frac{M_{tot,d}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (41)$$

Ao cruzar os valores de ν e μ no ábaco, obtém-se a taxa mecânica de armadura (ω), que é convertida na área de aço total calculada conforme a Equação (42):

$$A_s = \omega \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (42)$$

Por fim, respeita-se a armadura longitudinal mínima para pilares calculada pela Equação (43):

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (43)$$

2.1.4.3.8 Detalhamento da Armadura Transversal (A_{sw})

Além do dimensionamento das armaduras longitudinais para resistir aos esforços de flexo-compressão, a ABNT NBR 6118 (2026) estabelece critérios para a armadura transversal (estribos) nos pilares. Diferente das vigas, onde os estribos têm a função principal de resistir às tensões de cisalhamento, nos pilares a armadura transversal desempenha papéis estruturais adicionais fundamentais: garantir o posicionamento da armadura longitudinal durante a concretagem, confinar o concreto do núcleo e, principalmente, impedir a flambagem local das barras longitudinais comprimidas.

Para garantir a eficácia contra a flambagem local das barras, a norma estipula que o diâmetro dos estribos (ϕ_t) deve respeitar duas condições mínimas descritas na Equação (44):

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases} \quad (44)$$

Onde ϕ_l representa o maior diâmetro da armadura longitudinal na seção.

O espaçamento longitudinal entre os estribos (s) também é limitado para garantir o travamento contínuo das barras de compressão. O valor de s não deve exceder o menor valor entre três critérios, como demonstrado na Equação (45):

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi_l \end{cases} \quad (45)$$

Sendo b a menor dimensão da seção transversal do pilar e $12\phi_l$ o critério para barras longitudinais de aço CA-50. A correta aplicação dessas prescrições normativas assegura que o elemento estrutural atinja a sua capacidade resistente máxima no Estado Limite Último, evitando rupturas por instabilidade localizada das armaduras.

2.1.4.4 Fundações

São os elementos estruturais de transição responsáveis por transferir e dissipar de forma segura as cargas oriundas dos pilares para o solo (maciço de terra). O seu processo de cálculo consiste na interface entre a engenharia estrutural e a Mecânica dos Solos, sendo o seu projeto e execução regulamentados pela ABNT NBR 6122 (2019). Do ponto de vista estrutural, o cálculo depende da rigidez da peça: blocos de fundação rígidos são calculados pela Teoria das Bielas e Tirantes (modelos de treliça tridimensional), enquanto sapatas flexíveis e radiers apoiam-se na Teoria das Placas sobre Base Elástica (Modelo de Winkler). Dependendo da capacidade de suporte do terreno (avaliada por teorias de ruptura do solo e Teoria da Elasticidade de Boussinesq), as fundações podem ser rasas (como sapatas e blocos) ou profundas (como estacas e tubulões).

2.1.5 Ações nas Estruturas de Edificações

Para garantir a segurança e o desempenho da edificação, o dimensionamento deve considerar todas as ações que podem atuar durante sua vida útil.

2.1.5.1 Ações Verticais

Orientadas pela ABNT NBR 6120 (2019), compreendem as cargas permanentes (peso próprio, revestimentos, alvenarias) e as cargas acidentais (sobrecargas de uso decorrentes da ocupação humana e mobiliário).

2.1.5.2 Ação do Vento e a Estabilidade de Edifícios de Pequeno Porte

A ação do vento representa a principal carga horizontal variável atuante nas estruturas de edificações. De acordo com a ABNT NBR 6123 (2026), a força exercida pelo vento depende inicialmente da velocidade básica da região (V_0). Essa velocidade é corrigida por três parâmetros fundamentais: o fator topográfico (S_1), que avalia o relevo do entorno; o fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2); e o fator estatístico (S_3), baseado no grau de segurança requerido e na vida útil da obra. O produto destes fatores resulta na velocidade característica (V_k), que por sua vez gera a pressão dinâmica do vento aplicada nas fachadas do edifício.

Historicamente, na prática de projeto de estruturas de concreto armado, a consideração rigorosa dos esforços de vento era frequentemente restrita a edifícios altos ou de grande esbeltez. Para edificações de pequeno porte, convencionou-se na rotina da engenharia estrutural que o peso próprio e as cargas verticais seriam suficientes para garantir a estabilidade global do esqueleto de concreto, minimizando o impacto das forças horizontais.

Conforme aponta Pinheiro (2007) em seus fundamentos de cálculo, a desconsideração do efeito do vento no dimensionamento pode ser adotada de forma simplificada, desde que a edificação atenda a critérios pré-estabelecidos que a classifiquem como um edifício de estrutura regular e muito simples. Para que essa dispensa seja válida, o autor elenca que a estrutura deve apresentar, simultaneamente, os seguintes requisitos: possuir até quatro pavimentos; ausência de protensão; cargas de uso nunca superiores a 3 kN/m^2 ; altura de pilares de até 4 metros e vãos de vigas não excedendo 6 metros; vão máximo de lajes de até 4 metros (considerando o menor vão) ou até 2 metros no caso de balanços; e existência de elementos de contraventamento eficazes em duas direções ortogonais.

Essa premissa encontra forte respaldo na literatura técnica profissional. Segundo o Instituto Brasileiro do Concreto (2003), por meio do manual *“Prática*

Recomendada IBRACON para Estruturas de Edifícios de Nível 1 - Estruturas de Pequeno Porte”, em estruturas de pequeno porte que respeitem essas limitações geométricas e de carregamento, os efeitos do vento raramente chegam a governar o dimensionamento das peças principais. Isso justificou a dispensa dessa verificação em análises simplificadas, a fim de agilizar o processo de cálculo.

Contudo, a ABNT NBR 6118 (2026) estabelece que todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura devem ser obrigatoriamente consideradas. A importância das ações horizontais é amplamente documentada na literatura em edifícios altos, onde a omissão pode levar ao esgotamento da capacidade resistente, como no caso do edifício Real Class analisado por Ribeiro et al., 2018. Os resultados obtidos após a análise demonstraram que as seções projetadas para os pilares eram incapazes de resistir às ações do vento incidentes na região, resultando em uma margem de segurança insuficiente para a manutenção do equilíbrio da edificação. Embora a magnitude das forças em edifícios baixos seja consideravelmente inferior, a inserção das pressões dinâmicas também promove uma redistribuição de esforços internos que atinge diretamente os elementos do pórtico.

Além disso, o colapso citado evidencia um princípio fundamental da mecânica das estruturas: a inserção das pressões dinâmicas do vento promove uma redistribuição de esforços internos que atinge diretamente os elementos do pórtico. Em edifícios de pequeno porte (como os de quatro pavimentos), mesmo que o equilíbrio global não seja comprometido ao ponto de gerar tombamento, as vigas e os pilares assumem o papel crítico de restringir os deslocamentos horizontais. Essa análise espacial revela um aumento de momentos fletores que afetam diretamente o detalhamento das armaduras, levantando a necessidade de quantificar até que ponto a simplificação permanece economicamente neutra e segura frente aos critérios normativos atuais.

2.1.6 O Sistema Computacional TQS na Análise Estrutural

O avanço da capacidade de processamento dos computadores e a consolidação dos métodos numéricos revolucionaram a prática do projeto de estruturas de concreto armado. Sistemas CAD/CAE (*Computer-Aided Design / Computer-Aided Engineering*) tornaram-se ferramentas indispensáveis para a resolução de sistemas com elevado grau de hiperestaticidade, permitindo simulações

de comportamento estrutural com grande aderência à realidade física. No mercado brasileiro, o sistema computacional TQS consolida-se como uma das plataformas mais utilizadas na elaboração e detalhamento de projetos estruturais de edificações.

Do ponto de vista da análise mecânica, o TQS modela a edificação através de um pórtico espacial tridimensional. Neste modelo, vigas e pilares são representados por elementos lineares de barra, enquanto as lajes podem ser assimiladas por analogia de grelha ou pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Essa integração espacial garante que o monolitismo e a rigidez dos nós sejam rigorosamente avaliados na transferência de momentos fletores e esforços cortantes, simulando de forma precisa a interação entre todos os componentes da estrutura.

Um dos grandes diferenciais do uso de sistemas avançados reside na automatização e no rigor da aplicação normativa. O TQS é parametrizado para atender estritamente às diretrizes da ABNT NBR 6118 (2026), gerando automaticamente as envoltórias de esforços a partir das combinações de ações previstas pela ABNT NBR 6120 (2019) e das pressões dinâmicas do vento calculadas segundo a ABNT NBR 6123 (2023). Durante o processamento, o software avalia a não-linearidade física dos materiais (redução de rigidez das peças fissuradas) e a não-linearidade geométrica. Para a consideração dos efeitos globais de segunda ordem, o sistema calcula o parâmetro de instabilidade γ_z (Gama-Z), permitindo a amplificação direta dos esforços de primeira ordem de forma prática e em total conformidade com a norma estrutural.

Para a viabilização de estudos comparativos de viabilidade econômica e otimização de projetos, o software desempenha um papel crucial ao realizar o dimensionamento das peças no Estado Limite Último (ELU) e a verificação no Estado Limite de Serviço (ELS), culminando na geração detalhada de relatórios de quantitativos. A extração exata do consumo de materiais, especificamente o volume de concreto, a área de fôrmas e o peso de armadura (aço), confere confiabilidade e precisão aos dados. Esse nível de detalhamento é o que torna possível avaliar, com rigor científico, o impacto econômico e o acréscimo de taxa de armadura exigidos pelas peças do pórtico quando a edificação é submetida a diferentes cenários de esforço horizontal.

3 METODOLOGIA

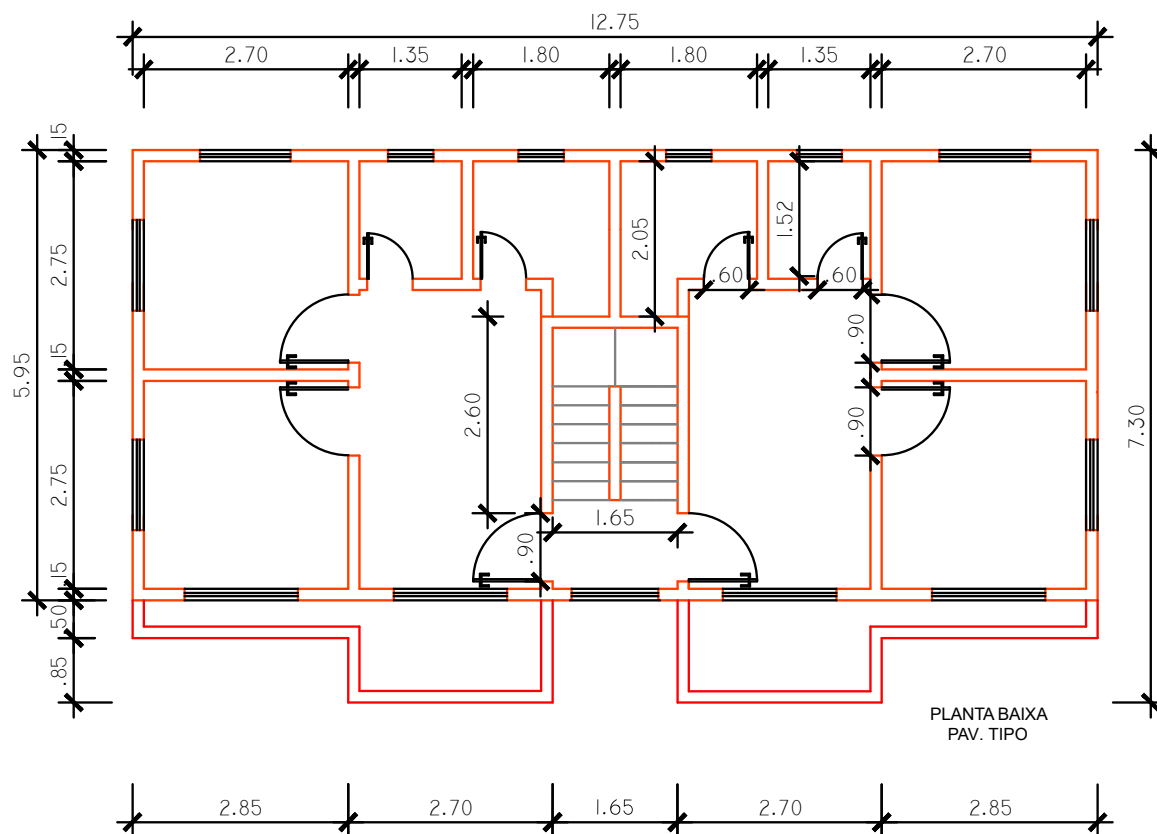
O presente trabalho caracteriza-se como um estudo de caso quantitativo e comparativo, desenvolvido através de simulação computacional. A pesquisa consiste na modelagem, cálculo e dimensionamento de um edifício em concreto armado de pequeno porte, submetido a dois cenários distintos de carregamento horizontal, com o intuito de quantificar a variação no consumo de aço. Todas as etapas de lançamento estrutural, análise de esforços e detalhamento das armaduras foram realizadas utilizando o sistema computacional TQS (versão 26.1.69 - Estudante).

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

O objeto de estudo definido para esta análise é uma edificação de uso residencial, composta por 4 pavimentos: Fundação (que corresponde ao nível do terreno, onde estão as cintas de amarração), Primeiro Pavimento, Pavimento Tipo (relativo ao segundo e terceiro pavimento), Cobertura e Ático (Reservatório). O pé-direito adotado para o primeiro pavimento foi de 3,24 metros para regularização e montagem do contrapiso. Para os pavimentos tipo o pé-direito adotado foi de 2,88 metros, e para o Ático utilizou-se 3 metros, totalizando uma altura global da edificação de 14,88 metros em relação ao nível do solo.

A planta arquitetônica utilizada como base geométrica para o lançamento da estrutura foi uma adaptação do modelo didático desenvolvido e disponibilizado por Santos (2024) em seu treinamento prático "Curso TQS Total", apresentada na Figura 17.

Figura 17 – Planta Arquitetônica do edifício.



Fonte: Adaptado de Santos (2024).

A adaptação da planta original teve como objetivo adequar os vãos e o posicionamento das alvenarias às necessidades específicas deste estudo comparativo, aumentando a esbeltez global da edificação buscando avaliar o caso mais desfavorável. A planta conta com 354,06 m² de área construída, sendo 86,14 m² por pavimento, 7,31 m² no ático e 2,18 m² no nível térreo.

3.2 PARÂMETROS NORMATIVOS E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

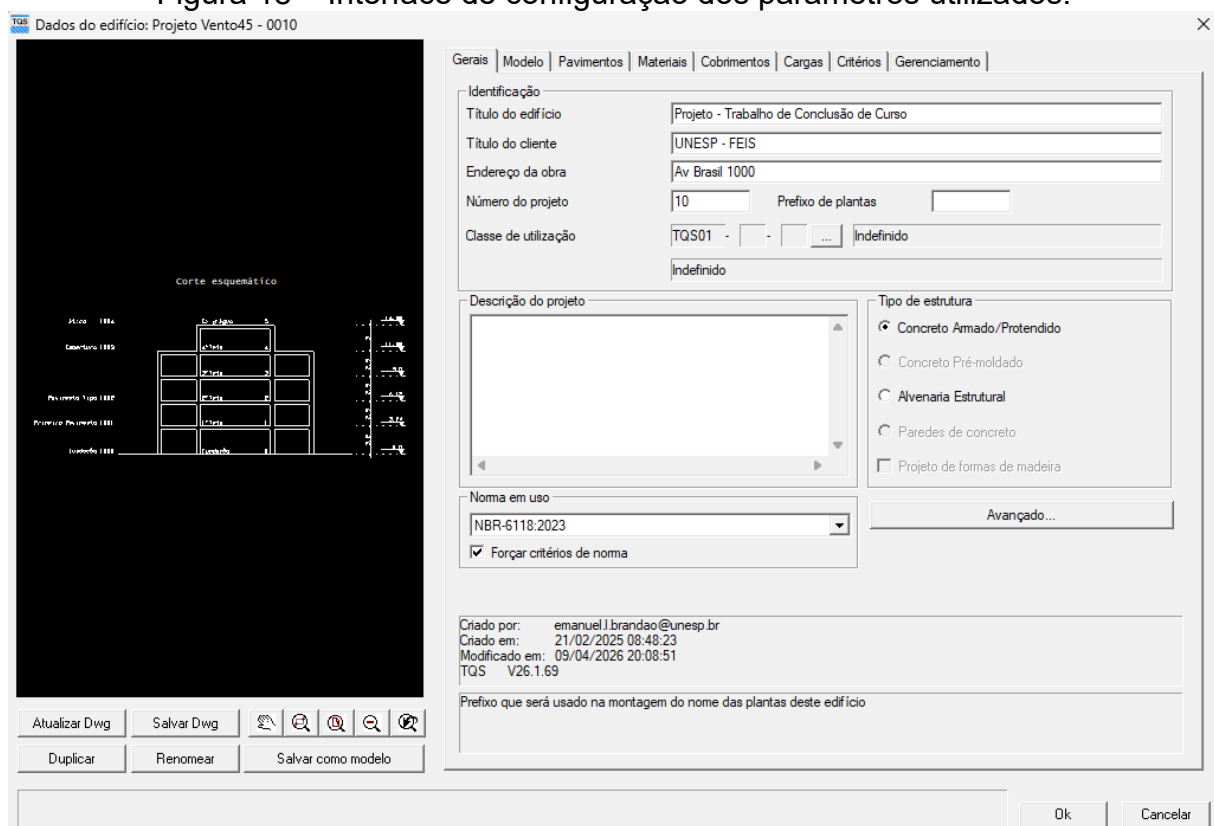
Antes do início da modelagem espacial, foram definidos os parâmetros físicos e ambientais no gerenciador do TQS, seguindo rigorosamente as prescrições da ABNT NBR 6118 (2026). A edificação foi inserida em um ambiente com Classe de Agressividade Ambiental (CAA) II, o que determinou a adoção dos seguintes cobrimentos nominais para as armaduras: 2,5 cm para lajes (face superior e inferior) e 3,0 cm para vigas e pilares.

Os materiais utilizados foram configurados com as seguintes propriedades:

Concreto: Resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa para todos os elementos da superestrutura. O módulo de elasticidade foi calculado conforme a norma e o peso específico do concreto armado é igual a 25 kN/m³.

Aço: Armaduras longitudinais e transversais em aço CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa) para barras com diâmetro maior ou igual a 6,3 mm e CA-60 ($f_{yk} = 600$ MPa) para bitolas inferiores a 6,3 mm. A Figura 18 ilustra a interface de parametrização do software.

Figura 18 – Interface de configuração dos parâmetros utilizados.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

3.3 CONCEPÇÃO E LANÇAMENTO ESTRUTURAL NO TQS

O processo de modelagem foi executado no Modelador Estrutural do TQS, seguindo uma sequência lógica de concepção que visa garantir a estabilidade global e a correta transferência de cargas:

Definição da Malha de Pilares: Inicialmente, foram posicionados 9 pilares retangulares de 19 cm × 40 cm ao longo da planta, buscando garantir o travamento do pórtico nas direções X e Y.

Lançamento das Vigas: As vigas foram lançadas interligando os pilares para formar os quadros rígidos. Adotou-se, na fase de pré-dimensionamento, seções padronizadas de 14 cm × 60 cm.

Modelagem das Lajes: Foram adotadas lajes maciças com espessura constante de 12 cm para os maiores vãos, 25 cm para a laje do reservatório, e 10 cm para os demais. O comportamento estrutural das lajes foi simulado pelo TQS utilizando o modelo de analogia de grelha.

Aplicação de Cargas Gravitacionais: As cargas permanentes (peso próprio, alvenarias, revestimentos) e as sobrecargas acidentais de uso foram aplicadas de acordo com as exigências da ABNT NBR 6120 (2019).

Considerou-se uma sobrecarga de 1,5 kN/m² de carga permanente e variável para as áreas de uso comum (como quartos, salas, cozinhas e sanitários), conforme prescreve a norma ABNT NBR 6120 (2019) para edificações residenciais. Para as lajes das sacadas, utilizou-se 4,0 kN/m² como carga variável, já para o hall, escadas e patamares utilizou-se 3,0 kN/m², sendo estes aplicado um esforço permanente de 1,5 kN/m². Na Cobertura, os esforços aplicados sobre as lajes foram de 2 kN/m² para a combinação permanente e de 1 kN/m² para a variável, típica de coberturas com acesso apenas para manutenção ou inspeção. Já para o Ático calculou-se o esforço permanente considerando a capacidade máxima do reservatório com 1,40 metros de profundidade, resultando em 14 kN/m² com 3,0 kN/m² de carga variável.

Já nas vigas em balanço, considerou-se alvenaria em bloco cerâmico com 14 cm de largura, 1 cm de revestimento por face e uma altura de guarda-corpo de 1,5 metros, totalizando um carregamento de 2,3 kN/m. No entanto, a norma também prescreve um acréscimo de 2,0 kN/m em sacadas, resultando em um carregamento final de 4,3 kN/m.

Para as alvenarias externas utilizou-se bloco de concreto de 14 cm de largura, com 1 cm de revestimento por face totalizando um carregamento de 4,1 kN/m para 2,28 m de alvenaria (parede sob viga). No entanto, considerou-se também um revestimento externo de porcelanato com 2 cm de espessura e 2,88 m de altura (inclui a altura da viga), totalizando uma carga linear de 5,5 kN/m sobre as vigas externas.

Já nas alvenarias internas utilizou-se bloco cerâmico com 14 cm de largura, 1 cm de espessura de revestimento, com altura de 2,28 m de altura para paredes sobre vigas e 2,88 m quando estas estavam diretamente apoiadas sobre lajes. Dessa

maneira, encontrou-se as respectivas cargas lineares de 3,4 kN/m sobre vigas internas e de 4,5 kN/m para alvenarias sobre lajes.

Na cobertura, considerou-se um guarda-corpo sobre as vigas externas com 1,4 metros de altura, em blocos de concreto com 14 cm de largura e 1 cm de revestimento por face, totalizando 2,5 kN/m de carga permanente. Para o esforço variável previu-se 2,0 kN/m conforme recomendação da ABNT NBR 6120 (2019) para terraços com guarda corpo. A Figura 19 demonstra a planta de forma do pavimento tipo extraída do software.

Figura 19 – Planta de forma do pavimento tipo no modelador estrutural do TQS.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Para a fundação, visando focar na análise do comportamento da superestrutura, modelou-se apenas as vigas baldrame com seção de 14 cm × 60 cm, considerando a base dos pilares vinculado a fundação/solo como demonstra a Figura 20.

Figura 20 – Interface de configuração dos vínculos dos Pilares.

Fonte: Elaborado pelo Autor.

3.4 CONFIGURAÇÃO DOS MODELOS DE ANÁLISE (AÇÃO DO VENTO)

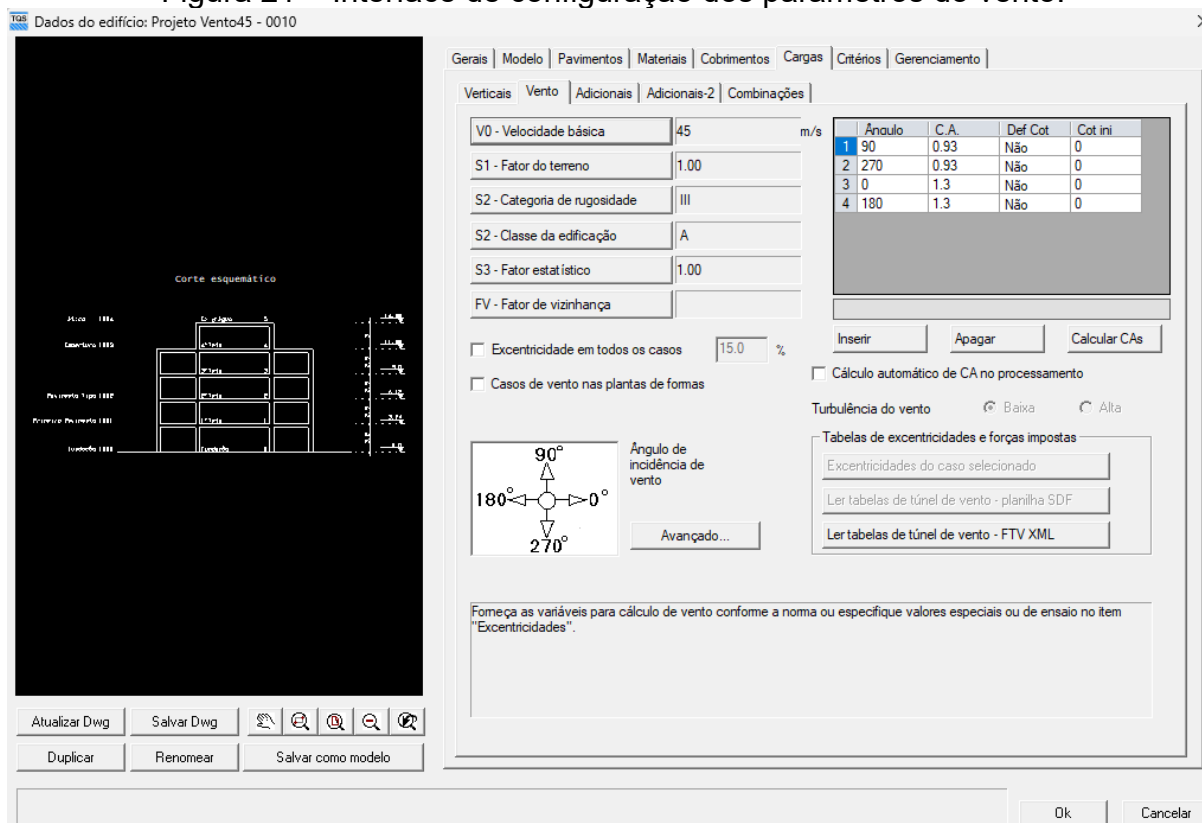
Para atender ao objetivo principal da pesquisa, a edificação recém-modelada foi subdividida em dois arquivos de processamento distintos:

Modelo A (Sem Vento): O edifício foi processado considerando apenas as cargas gravitacionais (permanentes e acidentais) e os desaprumos iniciais como prescreve a norma (excentricidade acidental), simulando a prática simplificada de omissão do vento recomendada pela literatura para edifícios de pequeno porte.

Modelo B (Com Vento): O edifício foi processado com a inserção das forças horizontais de vento, calculadas automaticamente pelo TQS de acordo com a ABNT NBR 6123 (2023). Configurou-se uma velocidade básica do vento (V_0) de 45 m/s, fator topográfico (S_1) igual a 1,0, terreno classificado na categoria III e classe A (S_2) e fator estatístico (S_3) igual a 1,0. O Coeficiente de Arrasto (C.A.) calculado para 90° e 270° foi de 0,93 e para 0° e 180° obteve-se 1,30, com ambos em baixa turbulência.

A Figura 21 ilustra a interface de parametrização do vento no TQS.

Figura 21 – Interface de configuração dos parâmetros do vento.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

No modelo de cálculo computacional adotado, denominado Modelo IV no sistema TQS (Figura 22), a estrutura é simulada por meio de um Pórtico Espacial tridimensional. Nesse modelo, tanto os pilares quanto as vigas são representados por elementos de barra linear dotados de rigidez à flexão, à torção e ao cisalhamento, interconectados rigidamente em seus nós. Adicionalmente, o efeito das lajes em seu próprio plano é computado sob a hipótese de diafragma rígido, impondo compatibilidade de deslocamentos horizontais a todos os nós de um mesmo pavimento.

A incidência dos esforços decorrentes da ação do vento sobre as vigas, aspecto que diverge das simplificações de cálculos manuais, decorre diretamente da natureza hiperestática e tridimensional do pórtico móvel global.

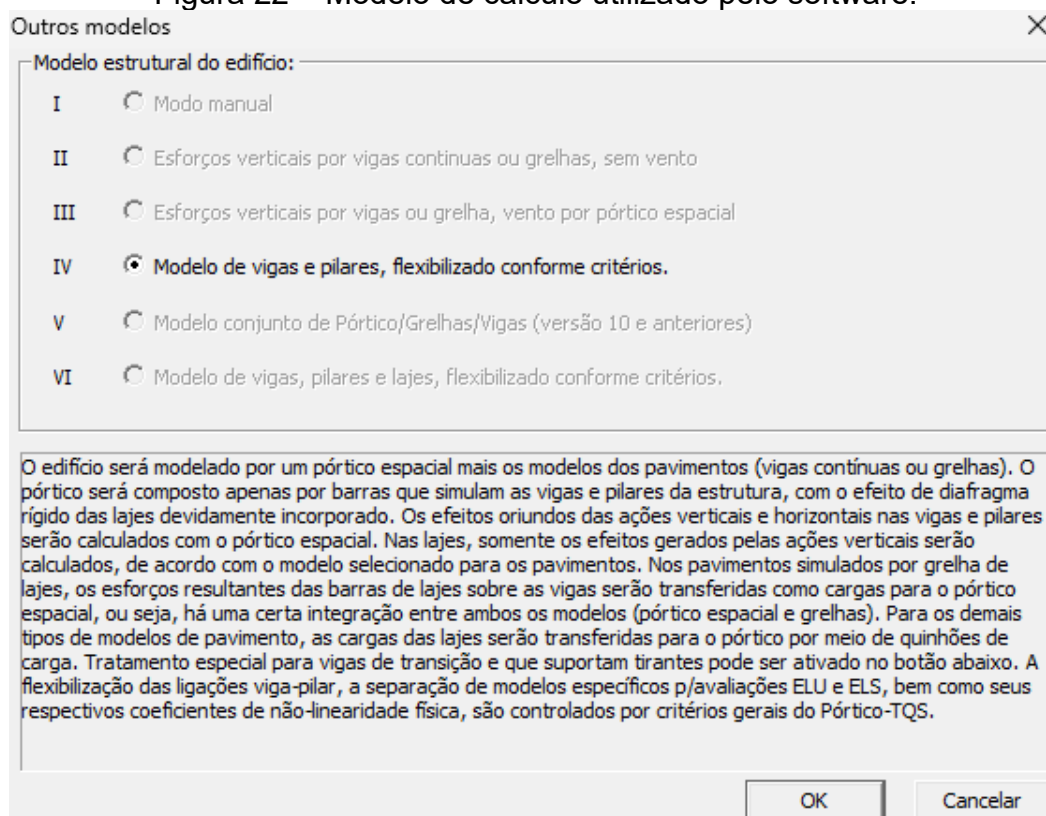
Nos procedimentos manuais de dimensionamento, adota-se uma análise isolada para cargas verticais e horizontais: as vigas são calculadas como elementos lineares contínuos sobre apoios rígidos (pilares), transmitindo a estes apenas as reações de apoio e eventuais momentos de engastamento perfeito decorrentes das cargas gravitacionais. A ação do vento, por sua vez, é simplificada e aplicada

diretamente como forças concentradas nos nós dos pilares ou distribuída ao longo de pórticos planos isolados.

Contudo, no Modelo IV do TQS, as forças horizontais do vento (determinadas conforme a ABNT NBR 6123 (2023)) atuam globalmente sobre a edificação, provocando um deslocamento lateral e uma distorção angular em toda a estrutura. Uma vez que as conexões entre vigas e pilares são tratadas como nós rígidos, a rotação e a translação sofridas pelas extremidades dos pilares sob a pressão do vento impõem, por compatibilidade de deformações, uma deformação solidária nas vigas conectadas a esses nós.

Para manter a ortogonalidade original e o equilíbrio de momentos no nó hiperestático, as vigas atuam como elementos de travamento horizontal e restrição à flexão dos pilares. Essa atuação mútua gera momentos fletores de sinal alternado nas extremidades das vigas (momentos do pórtico devidos ao vento). Assim, a presença de momentos fletores nas vigas decorrentes do vento não indicam que a carga devido à pressão do vento atua diretamente sobre a superfície da viga, mas sim que a viga participa ativamente da rigidez do sistema resistente a ações laterais da edificação.

Figura 22 – Modelo de cálculo utilizado pelo software.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

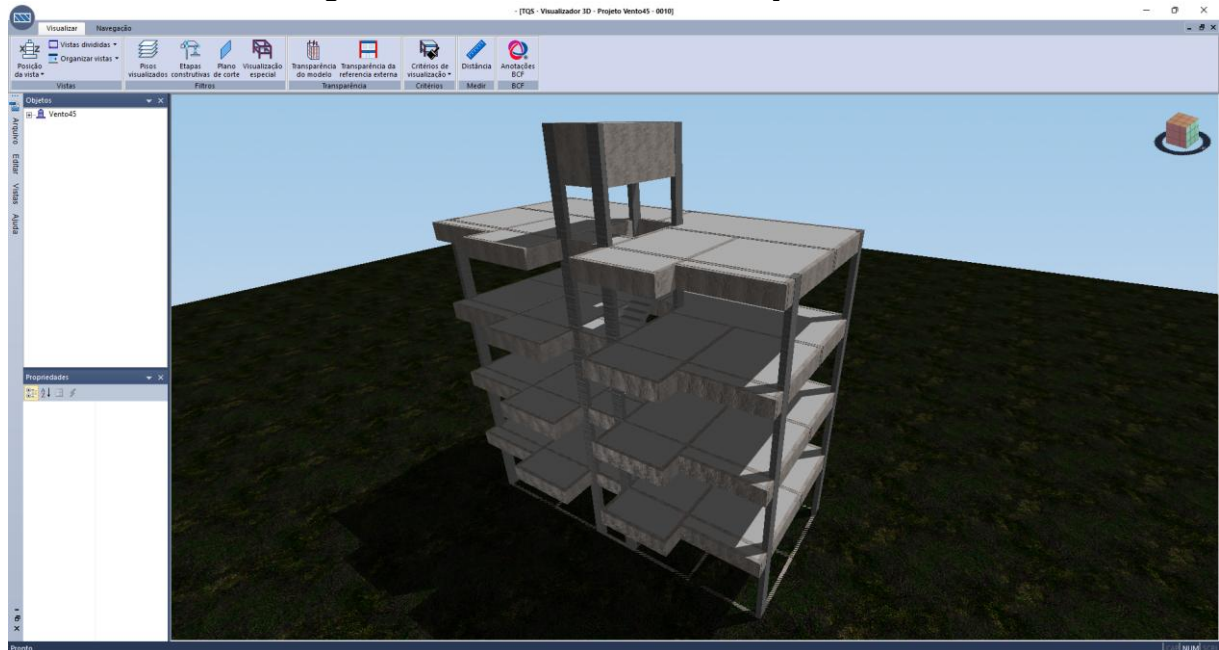
3.5 PROCESSAMENTO E EXTRAÇÃO DE RESULTADOS

Ambos os modelos foram submetidos ao processamento global do TQS, que realiza o cálculo dos esforços através da modelagem do pórtico espacial tridimensional. Para a avaliação e consideração dos efeitos globais de segunda ordem, optou-se pela utilização do parâmetro de instabilidade γ_z (Gama-Z), conforme preconizado pela ABNT NBR 6118 (2026). Essa escolha justifica-se por ser o método analítico mais amplamente adotado na rotina de projetos de edificações de pequeno porte, garantindo a amplificação adequada dos esforços solicitantes iniciais.

Após a determinação de todos os esforços e a verificação do Estado Limite Último (ELU) e do Estado Limite de Serviço (ELS), o software efetuou o dimensionamento e o detalhamento das armaduras de todos os elementos estruturais que compõem o pórtico em análise.

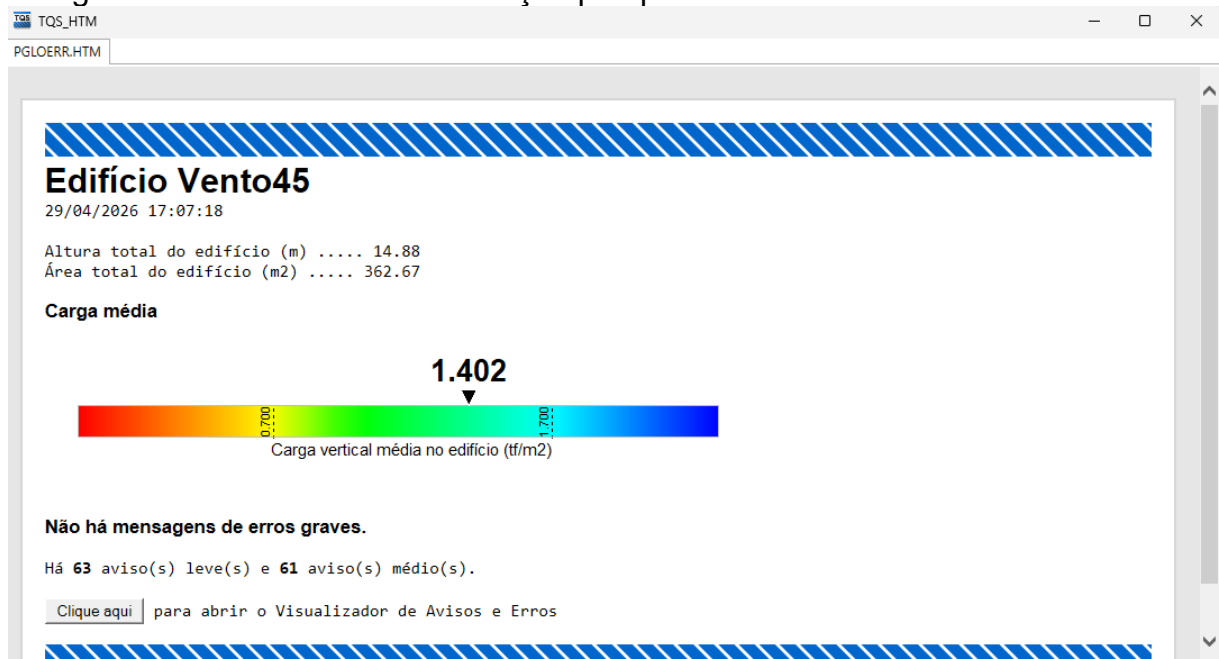
Por fim, os relatórios de quantitativos de materiais (Resumo de Aço) gerados pelo TQS foram extraídos. Os dados de volume de concreto (m^3) e peso de aço (kg) (divididos por bitola e por tipo de elemento estrutural) foram tabelados. Essa extração visa permitir a análise comparativa rigorosa do impacto econômico (acréscimo de taxa de armadura) imposto pela consideração da ação do vento, que será devidamente discutida no capítulo de Resultados. A Figura 23 e Figura 24 apresentam a interface de visualização em 3D e a interface de pós-processamento, respectivamente.

Figura 23 – Interface de visualização em 3D.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 24 – Interface de visualização pós-processamento do modelo com vento.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

4 RESULTADOS

A seguir, será apresentado os dados quantitativos extraídos do processamento estrutural do edifício no software TQS. A análise foca na comparação direta do consumo de materiais, incluindo a taxa de armadura, entre o modelo processado sob a incidência de cargas considerando apenas os esforços gravitacionais e o modelo submetido à ação dinâmica do vento (velocidade básica $V_0 = 45$ m/s). Ao final, é apresentada uma verificação analítica manual dos elementos mais solicitados, validando os esforços gerados computacionalmente.

4.1 ANÁLISE GLOBAL DO CONSUMO DE MATERIAIS

A modelagem do edifício, que possui uma área total de 362,67 m², resultou em um volume total de concreto dos elementos estruturais adotados de 79,56 m³ e uma área de fôrmas de 954,54 m². Como o estudo manteve a geometria das peças de concreto constante em ambos os modelos, a variação recaiu exclusivamente sobre o detalhamento e a quantidade de aço necessária para resistir aos esforços.

Os dados consolidados do consumo global da edificação para os dois cenários de carregamento estão resumidos na Tabela 1, Tabela 2 e Tabela 3.

Tabela 1 – Relação de consumo de materiais por pavimento para o Modelo A (sem ação do vento).

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m ³)	Taxa (m ³ /m ²)	Consumo (m ²)	Taxa (m ² /m ²)	Consumo (Kg)	Taxa (Kg/m ²)	Taxa (Kg/m ³)
Fundação	6,48	0,60	103,2	9,56	285	26,39	43,98
1º Pavimento	17,39	0,20	204,2	2,37	1471	17,08	84,59
Pavimento Tipo (2º e 3º)	34,29	0,20	400,74	2,33	2390	13,87	69,70
Cobertura	17,15	0,20	200,37	2,33	1117	12,97	65,13
Ático	4,24	0,58	46,03	6,30	312	42,68	73,58
Total	79,55	0,22	954,54	2,63	5575	15,37	70,08

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 2 – Relação de consumo de materiais por pavimento para o Modelo B (com $V_0 = 45$ m/s).

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m ³)	Taxa (m ³ /m ²)	Consumo (m ²)	Taxa (m ² /m ²)	Consumo (Kg)	Taxa (Kg/m ²)	Taxa (Kg/m ³)
Fundação	6,48	0,60	103,2	9,56	300	27,78	46,30
1° Pavimento	17,39	0,20	204,2	2,37	1711	19,86	98,39
Pavimento Tipo (2° e 3°)	34,29	0,20	400,74	2,33	2585	15,00	75,39
Cobertura	17,15	0,20	200,37	2,33	1130	13,12	65,89
Ático	4,24	0,58	46,03	6,30	321	43,91	75,71
Total	79,55	0,22	954,54	2,63	6047	16,67	76,02

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 3 – Variação no consumo global de aço.

V_0 (m/s)	Consumo Global de Aço (Kg)	Taxa (Kg/m ³)	Variação (%)
0 (Sem Ação do Vento)	5575	70,08	8,47%
45	6047	76,02	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

No cenário em que a ação do vento foi desconsiderada (hipótese simplificadora), o consumo global de aço da edificação foi de 5575 kg, resultando em uma taxa de 70,08 kg/m³. Contudo, ao submeter a estrutura à velocidade básica do vento do estudo (45 m/s), o consumo global saltou para 6047 kg, com taxa de 76,02 kg/m³.

Esse acréscimo global de 8,47% no consumo total de aço comprova que a ação horizontal, mesmo em edifícios de pequeno porte, exige uma parcela significativa de armadura para garantir a estabilidade do pórtico espacial e limitar os deslocamentos laterais.

4.2 IMPACTO DO VENTO NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A distribuição dos esforços horizontais não atinge os elementos estruturais de forma homogênea. Conforme os relatórios extraídos, as lajes e escadas mantiveram seu consumo de armadura inalterado nos dois modelos, registrando 2349 kg e 163 kg, respectivamente. Isso ocorre porque esses elementos transferem as cargas para o pórtico, mas não são os responsáveis primários por combater o desaprumo e a flexão global do edifício.

O impacto real das ações horizontais foi absorvido pelos pórticos formados pelas vigas e pilares, além de um leve reflexo nas vigas de fundação. A Tabela 4 e Tabela 5 apresenta o detalhamento do consumo de aço separado por elemento estrutural e por pavimento.

Tabela 4 – Consumo de aço por elemento estrutural para o Modelo A, desprezando a ação do Vento.

Pavimento	Consumo de Aço (Kg)			
	Pilares	Vigas	Lajes	Escadas
Fundação	0	285	0	0
1º Pavimento	417	448	566	40
Pavimento Tipo (2º e 3º)	310	860	1138	81
Cobertura	149	392	534	42
Ático	67	135	111	0
Total	943	2119	2349	163

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Tabela 5 – Consumo de aço por elemento estrutural para o Modelo B, considerando $V_0 = 45$ m/s.

Pavimento	Consumo de Aço (Kg)			
	Pilares	Vigas	Lajes	Escadas
Fundação	0	300	0	0
1º Pavimento	512	593	566	40
Pavimento Tipo (2º e 3º)	310	1055	1138	81
Cobertura	149	405	534	42
Ático	67	143	111	0
Total	1.039	2496	2349	163

Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.2.1 Consumo nas Vigas (Elemento de Contraventamento)

As vigas apresentaram a maior sensibilidade à incidência do vento. A variação específica para estes elementos pode ser observada na Tabela 6.

Tabela 6 – Variação no consumo de aço nas vigas.

V_0 (m/s)	Consumo de Aço nas Vigas (Kg)	Taxa (Kg/m³)	Variação (%)
0 (Sem Ação do Vento)	2119	61,21	17,79%
45	2496	72,10	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

No modelo sem a ação horizontal, o consumo total de aço nestes elementos foi de 2119 kg, com taxa média de armadura de 61,21 kg/m³. Já no modelo com a ação

do vento (45 m/s), esse valor subiu para 2496 kg, com taxa média de aço de 72,10 kg/m³. Este salto representa um aumento significativo de 17,79% no peso das armaduras das vigas. Embora o Pavimento tipo (2º e 3º) aparente ser o mais impactado, variando de 860 kg para 1055 kg de aço, o consumo de aço extraído se refere a 2 pavimentos, ou seja, a variação real por pavimento tipo é de 97,5 kg, enquanto no 1º Pavimento a variação foi de 145 kg.

Esse comportamento justifica-se pela mecânica da estrutura, onde as vigas atuam como elementos rígidos de travamento horizontal. Para restringir a translação dos nós e garantir o engastamento com os pilares, elas são submetidas a momentos fletores adicionais significativos induzidos pelos efeitos de 1ª e 2ª ordem globais, exigindo um reforço direto nas armaduras longitudinais (negativas e positivas).

4.2.2 Consumo nos Pilares

Os pilares, responsáveis por conduzir as cargas até as fundações, também sofreram aumentos em suas taxas de armadura devido aos momentos fletores gerados pela excentricidade e pela flexão global do pórtico. A Tabela 7 destaca o aumento de aço nestes elementos.

Tabela 7 – Variação no consumo de aço nos pilares.

V_0 (m/s)	Consumo de Aço nos Pilares (Kg)	Taxa (Kg/m ³)	Variação (%)
0 (Sem Aço do Vento)	943	99,79	10,18%
45	1.039	109,95	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

O consumo de aço nos pilares evoluiu de 943 kg (cenário sem vento), com taxa média de armadura de 99,79 kg/m³, para 1038 kg (cenário com vento), com taxa de 109,95 kg/m³, o que representa um acréscimo de 10,18%. Nota-se que o impacto relativo foi maior no 1º Pavimento, onde o peso da armadura passou de 417 kg para 512 kg. Isso ocorre porque os pilares dos pavimentos inferiores acumulam os momentos de tombamento gerados pelas pressões dinâmicas do vento distribuídas em toda a fachada superior do edifício, além de possuírem o pé-direito levemente maior quando comparado com os demais.

4.2.3 Análise na Fundação

As vigas de fundação (baldrames) também registraram um leve acréscimo no consumo de aço, passando de 285 kg para 300 kg, como apresentado na Tabela 8. O acréscimo pequeno de 5,26% na fundação indica que a superestrutura (vigas e pilares) foi eficiente em absorver e dissipar grande parte da energia das solicitações horizontais antes que estas chegassem à base geométrica da edificação.

Tabela 8 – Variação no consumo de aço na fundação (baldrames).

V_0 (m/s)	Consumo de Aço nos Baldrames (Kg)	Taxa (Kg/m ³)	Variação (%)
0 (Sem Ação do Vento)	285	43,98	5,26%
45	300	46,30	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.2.4 Resumo dos Resultados

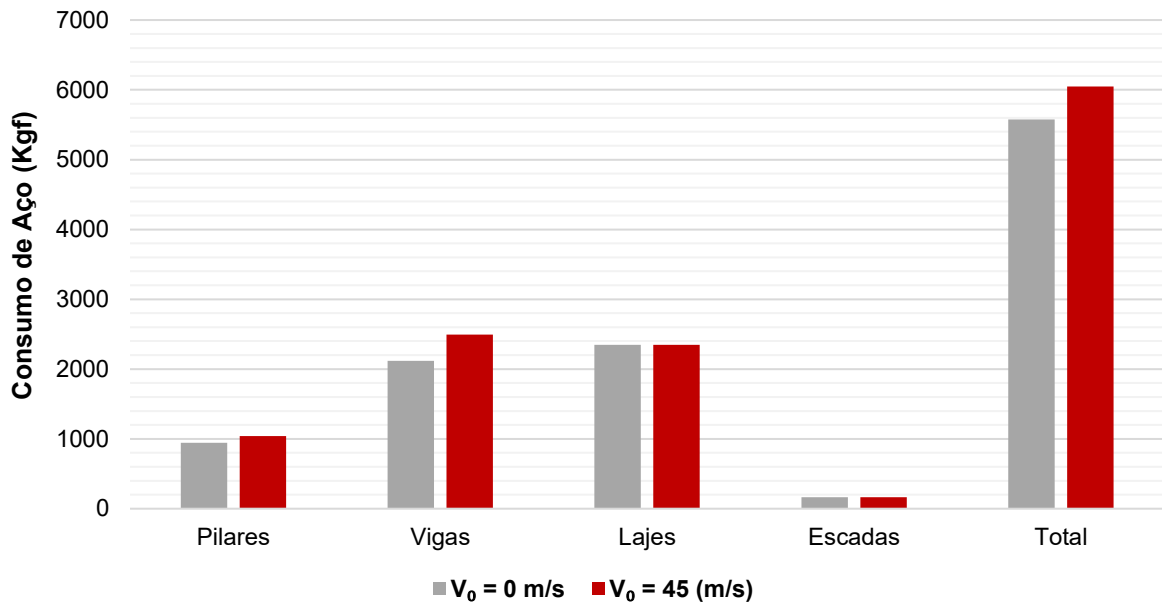
Assim, pode-se observar os resultados obtidos nesta pesquisa, resumidos por elemento estrutural, apresentados na Tabela 9 e Figura 25.

Tabela 9 – Resumo dos resultados obtidos por elemento estrutural.

Consumo de Aço (Kg)			
Elemento Estrutural	Sem Ação do Vento	$V_0 = 45$ m/s	Variação (%)
Pilares	943	1039	10,18%
Vigas	2119	2496	17,79%
Lajes	2349	2349	0,00%
Escadas	163	163	0,00%
Total	5575	6047	8,47%

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 25 – Gráfico representativo da variação do aço.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

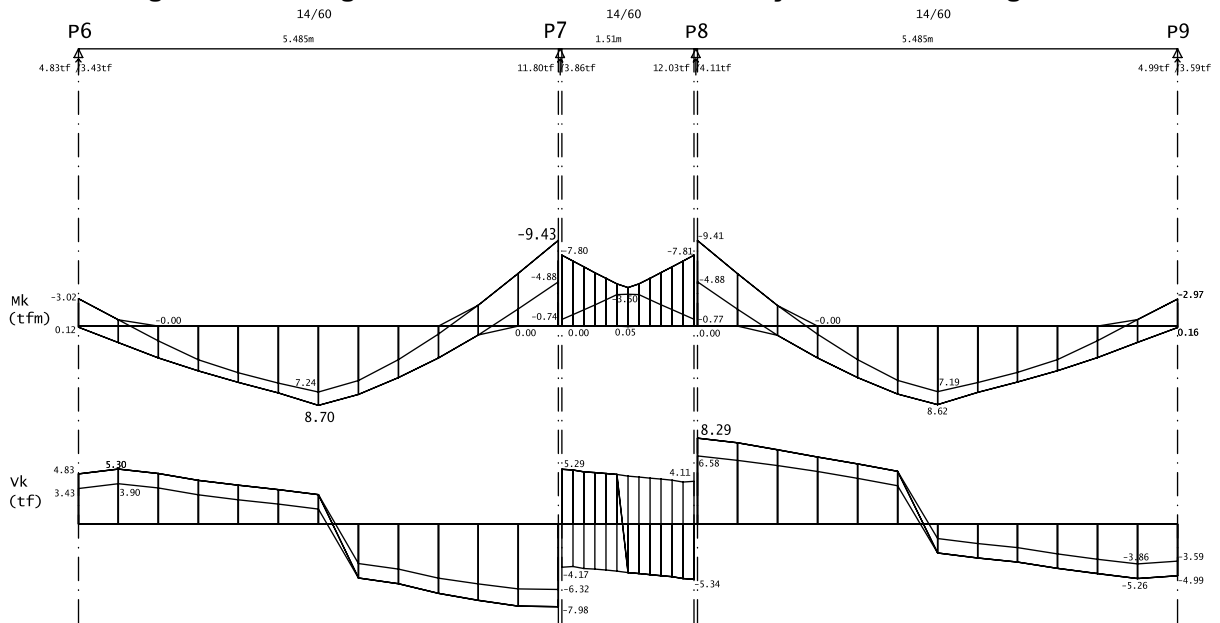
4.2.5 Verificação Analítica Manual dos Elementos Críticos

Para conferir confiabilidade dos resultados gerados pelo sistema computacional TQS, será realizada a verificação analítica manual de dois elementos estruturais extraídos do modelo submetido à ação do vento (45 m/s): a viga e o pilar submetidos aos maiores esforços solicitantes no Estado Limite Último (ELU).

4.2.5.1 Verificação da Viga V7 do Primeiro Pavimento

A Figura 26, Figura 27 e Figura 28 a seguir mostram a armadura e solicitações de momento fletor e cortante da viga V7 do Primeiro Pavimento do modelo com vento, extraídas do software, respectivamente.

Figura 28 – Diagrama de momento fletor e força cortante da viga V7.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Dados Geométricos e Propriedades: Seção transversal de 14 cm × 60 cm, maior vão efetivo de 5,485 m, concreto C25, cobrimento de 3,0 cm e Aço CA-50 para as armaduras, exceto para bitolas de 5 mm onde utiliza-se CA-60.

Esforços Solicitantes (TQS): Momento fletor máximo característico (M_{sk}) positivo igual a 87,0 kN.m, e negativo igual a 94,3 kN.m no pilar P7 e esforço cortante característico (V_{sk}) máximo de 82,90 kN no pilar P8.

4.2.5.1.1 Dimensionamento à Flexão

Para iniciar a verificação da armadura longitudinal, calcula-se o momento fletor máximo de cálculo (M_{sd}) atuante positivo e negativo da seção utilizando a Equação (8):

$$M_{sd+} = 1,4 \cdot 87,00$$

$$M_{sd+} = 121,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd-} = 1,4 \cdot 94,30$$

$$M_{sd-} = 132,02 \text{ kN.m}$$

Calculado os momentos solicitantes, pode-se encontrar a posição da linha neutra por meio da Equação (9).

$$M_{sd} = 0,68 \cdot 14 \cdot x \cdot 1,79 \cdot (d - 0,4x)$$

Sendo a altura útil d dada pela Equação (10) e Equação (11):

$$d = 60 - d'$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2}$$

$$d' = 4 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

Assim tem-se a equação da linha neutra em função do momento fletor atuante:

$$M_{sd} = 0,68 \cdot 14 \cdot x \cdot 1,79 \cdot (56 - 0,4x)$$

$$(0,4 \cdot 1,79 \cdot 14 \cdot 0,68)x^2 - (0,68 \cdot 14 \cdot 1,79 \cdot 56)x + M_{sd} = 0$$

$$6,8x^2 - 952x + M_{sd} = 0$$

Com M_{sd} em kN.cm.

Para a armadura positiva no meio do vão:

$$6,8x^2 - 952x + 12180 = 0$$

$$x_1 = 125,76 \text{ cm}$$

$$x_2 = 14,24 \text{ cm}$$

Como x_1 está fora da seção transversal da viga, o valor correspondente da posição da linha neutra é $x = 14,24 \text{ cm}$.

Para a armadura negativa:

$$6,8x^2 - 952x + 13202 = 0$$

$$x_1 = 124,39 \text{ cm}$$

$$x_2 = 15,61 \text{ cm}$$

Como x_1 está fora da seção transversal da viga, o valor correspondente da posição da linha neutra para a armadura negativa é $x = 15,61 \text{ cm}$.

Pode-se verificar a ductilidade da viga para cada um dos momentos analisando seu domínio com a Equação (12). A seguir, tem-se a verificação para o momento fletor máximo positivo:

$$\beta_x = \frac{14,24}{56} = 0,254 < 0,45 \therefore Ok!$$

Sendo $0,254 < 0,26$, conclui-se que o trecho da viga está no domínio 2, atendendo ao critério de ductilidade.

Para o momento fletor máximo negativo temos:

$$\beta_x = \frac{15,61}{56} = 0,279 < 0,45 \therefore Ok!$$

Sendo $0,26 < 0,279 \leq 0,45$, conclui-se que o trecho da viga está no domínio 3 dentro do limite permitido, atendendo ao critério de ductilidade.

Por fim, é possível calcular as áreas de aço da armadura longitudinal positiva e negativa dos respectivos momentos utilizando a Equação (13):

$$A_{s+} = \frac{12180}{43,48 \cdot (56 - 0,4 \cdot 14,24)}$$

$$A_{s+} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = \frac{13202}{43,48 \cdot (56 - 0,4 \cdot 15,61)}$$

$$A_{s-} = 6,10 \text{ cm}^2$$

Sendo a área de aço mínima dada pela Equação (14):

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot 14 \cdot 60$$

$$A_{s,min} = 1,26 \text{ cm}^2 < A_{s,calc}$$

Assim, utilizando a Figura 29 a seguir, e analisando a armadura adotada pelo software pode-se comparar os resultados obtidos pelo cálculo analítico. Para a armadura positiva, o programa adotou 3 barras de Ø16 mm resultando em uma área de aço de 6 cm² que condiz com o valor calculado anteriormente de 5,57 cm².

Além disso, na armadura negativa o software adotou 2 barras de Ø20 mm resultando em uma área de aço efetiva de 6,30 cm², enquanto o valor calculado foi de 6,10 cm² comprovando a eficácia no dimensionamento das armaduras longitudinais.

Figura 29 – Número de barras e largura mínima por camada.

Diâm. (mm)	A _s (cm ²) b _w (cm)	Número de barras									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4,2	As	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40
	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
	Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
	Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	As	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10
	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
	Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	As	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
	Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	As	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
	Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	As	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
	Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	As	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
	Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48
20	As	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
	Br. 1	-	12	16	20	24	29	33	37	42	46
	Br. 2	-	12	17	22	27	32	37	42	47	52
22	As	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00
	Br. 1	-	12	16	21	25	30	34	39	43	48
	Br. 2	-	13	18	23	28	33	39	44	49	54
25	As	4,90	9,80	14,70	19,60	24,50	29,40	34,30	39,20	44,10	49,00
	Br. 1	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
	Br. 2	-	13	19	24	30	35	41	46	52	57
32	As	8,05	16,10	24,15	32,20	40,25	48,30	56,35	64,40	72,45	80,50
	Br. 1	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
	Br. 2	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
40	As	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,80	113,40	126,00
	Br. 1	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81
	Br. 2	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81

largura b_w mínima:
 $b_{w,min} = 2(c + \phi_t) + n^{\circ} \text{ barras} \cdot \phi_t + a_{h,min} (n^{\circ} \text{ barras} - 1)$
 Br. 1 = brita 1 (d_{máx} = 19 mm) ; Br. 2 = brita 2 (d_{máx} = 25 mm)
 Valores adotados: $\phi_t = 6,3 \text{ mm}$; $c_{nom} = 2,0 \text{ cm}$
 Para $c_{nom} \neq 2,0 \text{ cm}$, aumentar b_{w,min} conforme:
 $c_{nom} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow + 1,0 \text{ cm}$
 $c_{nom} = 3,0 \text{ cm} \rightarrow + 2,0 \text{ cm}$
 $c_{nom} = 3,5 \text{ cm} \rightarrow + 3,0 \text{ cm}$
 $c_{nom} = 4,0 \text{ cm} \rightarrow + 4,0 \text{ cm}$

$a_{h,min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_t \\ 1,2d_{máx,agr} \end{cases}$

Fonte: Bastos (2023).

4.2.5.1.2 Dimensionamento ao Esforço Cortante

O cálculo da armadura transversal inicia-se encontrando o esforço cortante de cálculo por meio da Equação (15):

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 82,9$$

$$V_{sd} = 116,06 \text{ kN}$$

Com o esforço solicitante calculado, utilizando a Equação (16), Equação (17) e Equação (18) verifica-se a resistência das bielas de concreto à compressão:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot 1,79 \cdot 14 \cdot 56$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \left(\frac{25}{250} \right)$$

$$\alpha_{v2} = 0,90$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,90 \cdot 1,79 \cdot 14 \cdot 56$$

$$V_{Rd2} = 340,20 \text{ kN}$$

$$V_{sd}(116,06 \text{ kN}) \leq V_{Rd2}(340,20 \text{ kN}) \text{ Ok!}$$

Utilizando as Equação (20) e Equação (21), calcula-se a parcela do esforço cortante absorvida pelo concreto (V_c):

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot 14 \cdot 56$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot \frac{(0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2})}{10}}{1,4}$$

$$f_{ctd} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,128 \cdot 14 \cdot 56$$

$$V_c = 60,33 \text{ kN}$$

Por fim, utilizando a Equação (22), encontra-se a área de aço dos estribos por metro, considerando estribos com aço CA-60:

$$\frac{A_{sw}}{100} = \frac{116,06 - 60,33}{0,9 \cdot 56 \cdot \left(\frac{60}{1,15}\right)}$$

$$A_{sw} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para verificar a área de aço mínima com estribos de 5 mm (CA60), utiliza-se a Equação (23):

$$A_{sw,min} = \frac{0,2 \cdot \left(\frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{10}\right) \cdot 14 \cdot 100}{60}$$

$$A_{sw,min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore A_{sw,min} (1,20 \text{ cm}^2/\text{m}) < A_{sw} (2,12 \text{ cm}^2/\text{m}) \text{ Ok!}$$

Utilizando estribos de 2 ramos obtém-se a área de aço A_{sw} de 1,06 cm²/m. Analisando a Figura 30 pode-se observar que o arranjo escolhido pelo software com estribos de Ø5 mm a cada 15 cm possui área de aço de 1,31 cm², valor superior ao calculado.

Figura 30 – Área de aço por metro.

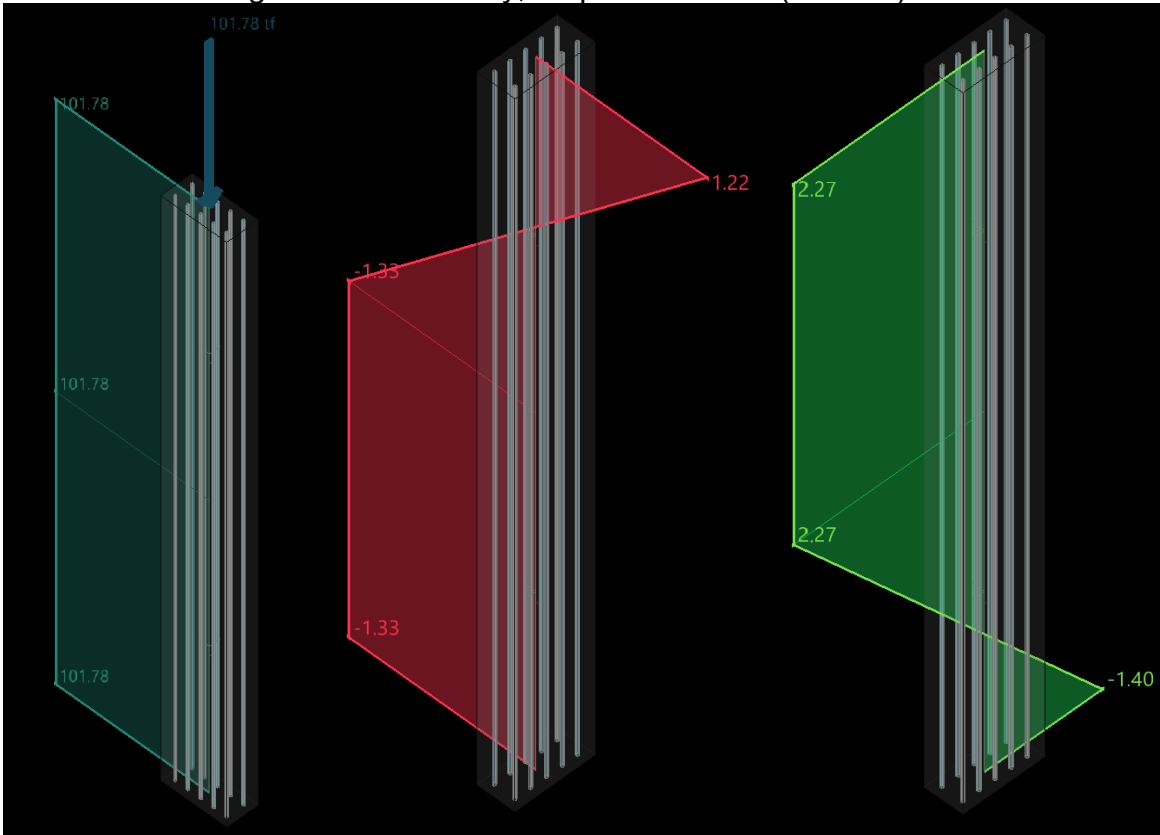
Tabela 1.4a							
ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS POR METRO DE LARGURA a_s (cm ² /m)							
s (cm)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)						s (cm)
	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	
5,0	3,92	6,24	10,06	15,70	24,54	40,22	5,0
5,5	3,56	5,67	9,15	14,27	22,31	36,56	5,5
6,0	3,27	5,20	8,38	13,08	20,45	33,52	6,0
6,5	3,02	4,80	7,74	12,08	18,88	30,94	6,5
7,0	2,80	4,46	7,19	11,21	17,53	28,73	7,0
7,5	2,61	4,16	6,71	10,47	16,36	26,81	7,5
8,0	2,45	3,90	6,29	9,81	15,34	25,14	8,0
8,5	2,31	3,67	5,92	9,24	14,44	23,66	8,5
9,0	2,18	3,47	5,59	8,72	13,63	22,34	9,0
9,5	2,06	3,28	5,29	8,26	12,92	21,17	9,5
10,0	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11	10,0
11,0	1,78	2,84	4,57	7,14	11,15	18,28	11,0
12,0	1,63	2,60	4,19	6,54	10,23	16,76	12,0
12,5	1,57	2,50	4,02	6,28	9,82	16,09	12,5
13,0	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47	13,0
14,0	1,40	2,23	3,59	5,61	8,76	14,36	14,0
15,0	1,31	2,08	3,35	5,23	8,18	13,41	15,0
16,0	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57	16,0
17,0	1,15	1,84	2,96	4,62	7,22	11,83	17,0
17,5	1,12	1,78	2,87	4,49	7,01	11,49	17,5
18,0	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17	18,0
19,0	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58	19,0
20,0	0,98	1,56	2,52	3,93	6,14	10,06	20,0
22,0	0,89	1,42	2,29	3,57	5,58	9,14	22,0
24,0	0,82	1,30	2,10	3,27	5,11	8,38	24,0
25,0	0,78	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04	25,0
26,0	0,75	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73	26,0
28,0	0,70	1,11	1,80	2,80	4,38	7,18	28,0
30,0	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70	30,0
33,0	0,59	0,95	1,52	2,38	3,72	6,09	33,0
Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.							
De acordo com a NBR 7480:1996.							

Fonte: Pinheiro (2007).

4.2.5.2 Verificação do Pilar P8 do Primeiro Pavimento

Para o cálculo e verificação das armaduras do pilar, extraiu-se os diagramas dos esforços solicitantes da combinação mais desfavorável, como mostra a Figura 31 e Figura 33, os dados do pilar, como apresentado na Figura 32, e por fim o detalhamento da armadura no pavimento mais solicitado, como ilustrado na Figura 34.

Figura 31 – Diagrama de esforço normal, momento fletor de 1ª ordem + 2ª ordem global em z e em y, respectivamente (em tf.m).



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 32 – Dados do pilar P8.

Dados gerais			
Área total de armadura	20,11 cm ²	Força axial adimensional	0,75
Impacto de veículos	Não	Pré-moldado	Não
Núcleo rígido	Não	Fluência	Não
Numeração das barras	79, 78	Altura do pilar	3,84 m
Dados gerais			
	Direção z	Direção y	
Dimensão do pilar	19 cm	40 cm	
α_b	1,00	1,00	
Índice de esbeltez limite (λ_1)	35,00	35,00	
Comprimento de flambagem (l_e)	3,54 m	3,54 m	
Índice de esbeltez (λ)	30,66	64,54	
Rigidez secante adimensional (κ)	63,75	44,16	
Rigidez secante	1384,250 tfm ²	289,778 tfm ²	

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Esforços Solicitantes (TQS): Esforço normal de cálculo (N_{sd}) de 1017,80 kN, momentos fletores de primeira ordem $M_{1d,z} = 13,30$ kN.m e $M_{1d,y} = 22,70$ kN.m.

4.2.5.2.1 Classificação da Esbeltez e Efeitos de 2ª Ordem Local:

Para iniciar a verificação, primeiro será calculada a esbeltez do maior lance pilar P8, o térreo.

Utilizando a Equação (28) pode-se calcular o índice de esbeltez (λ) para as duas direções. Para comparação, adotou-se o mesmo eixo utilizado pelo software (plano zy).

Para a esbeltez na direção y (λ_y) tem-se:

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12} \cdot 354}{40}$$

$$\lambda_y = 30,66$$

Já para a esbeltez na direção z (λ_z):

$$\lambda_z = \frac{\sqrt{12} \cdot 354}{19}$$

$$\lambda_z = 64,54$$

Para classificar o pilar quanto aos efeitos de segunda ordem calcula-se o valor limite de esbeltez (λ_1) utilizando a Equação (30) e Equação (33). Primeiro, verifica-se o valor de α_b comparando os momento mínimos das duas direções.

Sendo $M_{1d,min,y}$ calculado pela Equação (27):

$$M_{1d,min,y} = 1017,80 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,40)$$

$$M_{1d,min,y} = 27,48 \text{ kN.m}$$

Já o $M_{1d,min,z}$, também calculado pela Equação (27):

$$M_{1d,min,z} = 1017,80 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,19)$$

$$M_{1d,min,z} = 21,07 \text{ kN.m}$$

Logo para pilares bi-apoiados com momentos fletores menores do que o mínimo, $\alpha_b = 1,0$.

Assim, para a direção para a direção y (λ_{1y}):

$$\begin{aligned} e_{1y} &= \frac{22,70}{1017,8} \\ e_{1y} &= 0,0223 \text{ m} \\ \lambda_{1y} &= \frac{\left(25 + 12,5 \cdot \frac{0,0223}{0,40}\right)}{1} \geq 35 \\ \lambda_{1y} &= 25,70 \geq 35 \\ \therefore \lambda_{1y} &= 35 \end{aligned}$$

Já para a direção para a direção z (λ_{1z}):

$$\begin{aligned} e_{1z} &= \frac{13,30}{1017,8} \\ e_{1z} &= 0,0131 \text{ m} \\ \lambda_{1z} &= \frac{\left(25 + 12,5 \cdot \frac{0,0131}{0,19}\right)}{1} \geq 35 \\ \lambda_{1z} &= 25,86 \geq 35 \\ \therefore \lambda_{1z} &= 35 \end{aligned}$$

Com o limite de esbeltez calculado, é possível classificar o pilar para as duas direções sendo:

$$\lambda_z (64,54) > \lambda_{1z} (35) \text{ e } \lambda_z (64,54) < 90 \therefore \text{Pilar médio}$$

$$\lambda_y (30,66) < \lambda_{1y} (35) \therefore \text{Pilar curto}$$

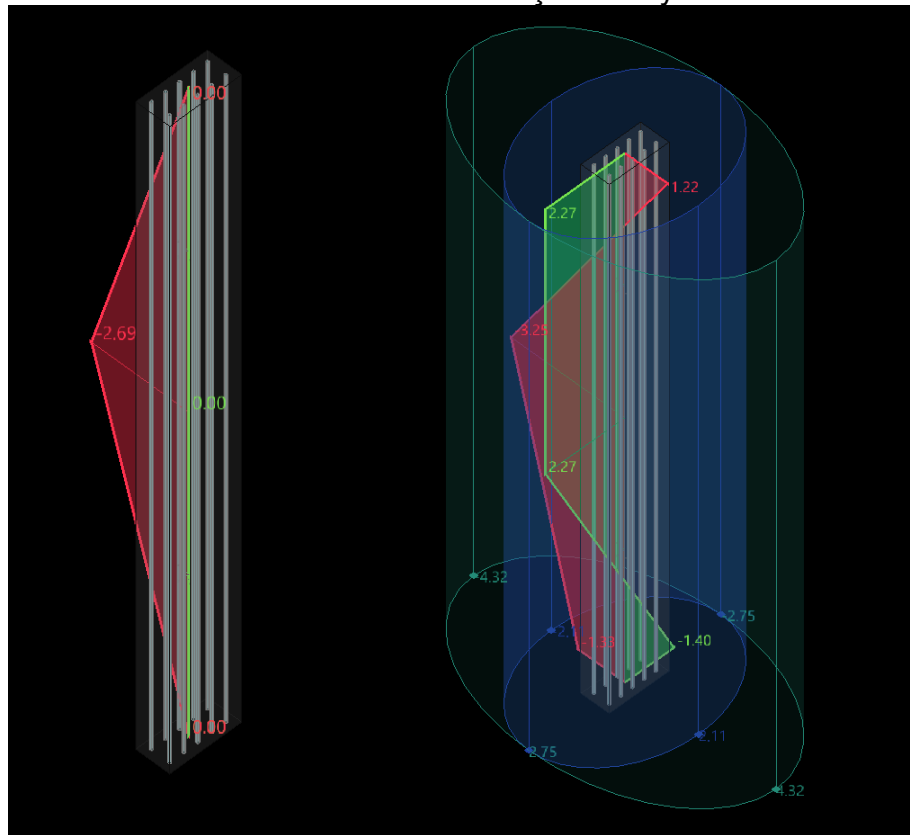
Com isso pode-se concluir que o pilar P8 sofrerá flambagem em torno do eixo y, provocando momento de segunda ordem ($M_{2d,z}$), com excentricidade em z.

Utilizando a Equação (36), Equação (38) e Equação (39) pode-se encontrar o momento de segunda ordem ($M_{2d,z}$) atuante no pilar:

$$\begin{aligned}
 M_{2d,z} &= 1017,80 \cdot \frac{3,54^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \\
 \frac{1}{r} &= \frac{0,005}{0,19 \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{0,19} \\
 \nu &= \frac{1017,80}{19 \cdot 40 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} \\
 \nu &= 0,75 \\
 \frac{1}{r} &= \frac{0,005}{0,19 \cdot (0,75 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{0,19} \\
 \frac{1}{r} &= 0,02105 \leq 0,02632 \\
 \frac{1}{r} &= 0,02105 \text{ m}^{-1} \\
 M_{2d,z} &= 1017,80 \cdot \frac{3,54^2}{10} \cdot (0,02105) \\
 \therefore M_{2d,z} &= 26,85 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Analisando a Figura 35, pode-se validar o momento de segunda ordem $M_{2d,z}$ encontrado pelo software de 2,69 tf.m (26,90 kN.m) com o calculado de 26,85 kN.m.

Figura 35 – Diagrama de momento fletor de 2ª ordem local em z e envoltória dos momentos mínimos nas direções z e y em tf.m.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

4.2.5.2.2 Dimensionamento à Flexão Composta Oblíqua:

Verificado os efeitos de segunda ordem locais, para realizar o dimensionamento do pilar à flexão composta oblíqua, calcula-se os momentos totais nas duas direções (zy).

Para o momento total em y ($M_{tot,d,y}$), classificado como pilar curto, utiliza-se a Equação (34):

$$M_{tot,d,y} = 22,70 \geq M_{1d,min,y}$$

Logo:

$$M_{tot,d,y} = 22,70 \geq 27,48 \text{ kN.m}$$

$$\therefore M_{tot,d,y} = 27,48 \text{ kN.m}$$

Já para a direção z, classificado como pilar médio, utiliza-se a Equação (35):

$$\begin{aligned}
 M_{1d,z} &= 13,30 \geq 21,07 \\
 M_{1d,z} &= 21,07 \text{ kN.m} \\
 M_{tot,d,z} &= 1,0 \cdot 21,07 + 26,85 \\
 \therefore M_{tot,d,z} &= 47,92 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Com os momentos totais obtidos, calcula-se os momentos fletores adimensionais μ_z e μ_y utilizando a Equação (41):

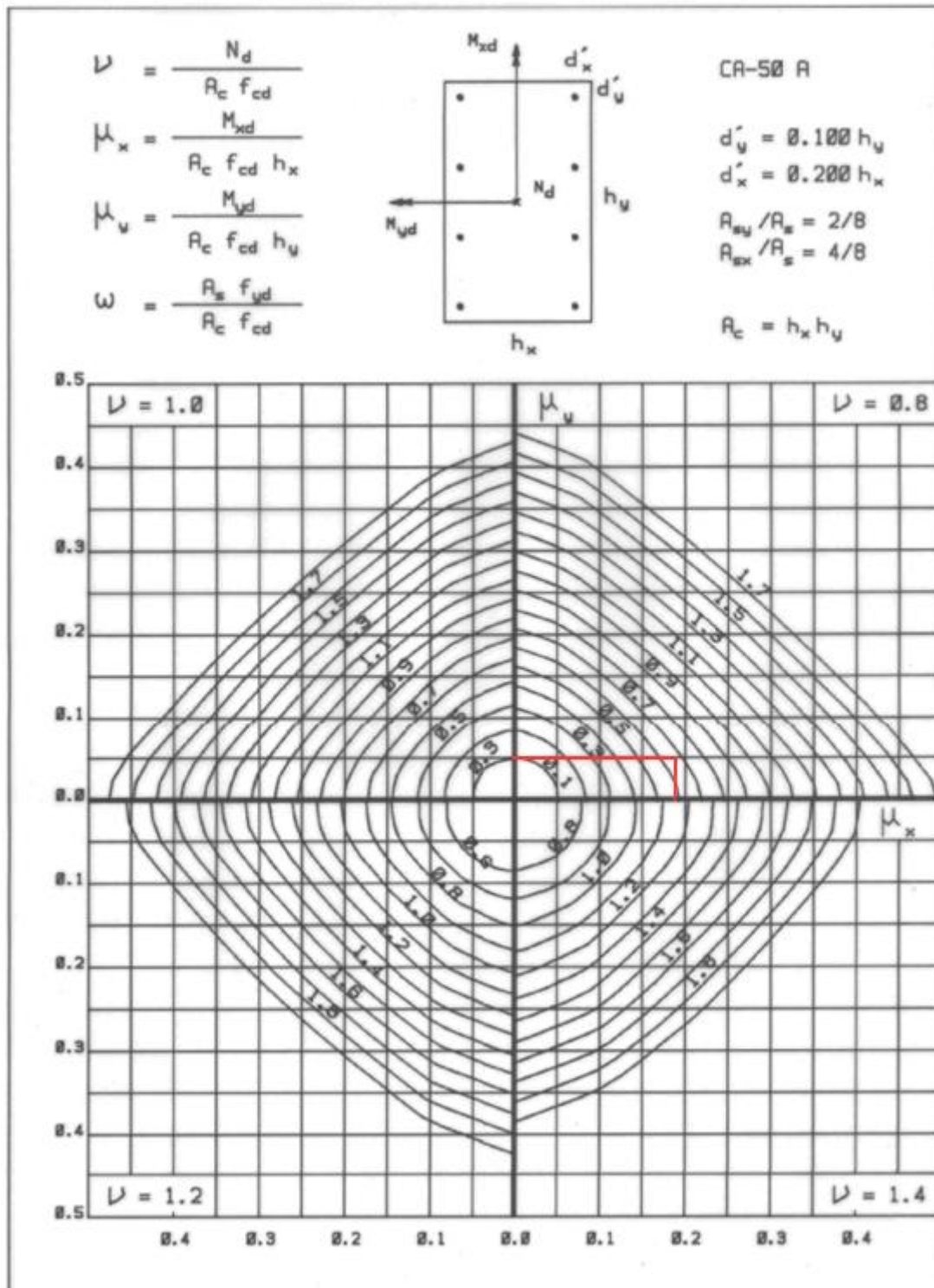
$$\begin{aligned}
 \mu_z &= \frac{47,92}{(0,19 \cdot 0,40) \cdot 0,19 \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right)} \\
 \therefore \mu_z &= 0,19 \\
 \mu_y &= \frac{27,48}{(0,19 \cdot 0,40) \cdot 0,40 \cdot \left(\frac{25000}{1,4}\right)} \\
 \therefore \mu_y &= 0,05
 \end{aligned}$$

Para a escolha do Ábaco de Flexão Oblíqua, calcula-se a relação $\frac{d'_z}{h_z}$ e $\frac{d'_y}{h_y}$, onde $d'_z = d'_y = 4 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned}
 \frac{d'_z}{h_z} &= \frac{4}{19} \\
 \frac{d'_z}{h_z} &= 0,21 \\
 \frac{d'_y}{h_y} &= \frac{4}{40} \\
 \frac{d'_y}{h_y} &= 0,10
 \end{aligned}$$

Calculado os valores e considerando a aproximação do esforço normal adimensional (ν) de 0,8, utilizou-se o Ábaco 15B ilustrado na Figura 36 a seguir, para obter a taxa mecânica de armadura (ω) correlacionando os momentos fletores adimensionais das duas direções (μ_z e μ_y). O valor encontrado foi de $\omega = 0,65$.

Figura 36 – Ábaco 15B de Flexão Oblíqua.
15B



L. M. Pinheiro; L. T. Baraldi; M. E. Porem

Fonte: PINHEIRO et al. (2009).

Com a taxa de armadura obtida, calcula-se a área de aço da armadura longitudinal (A_s) utilizando a Equação (42):

$$A_s = 0,65 \cdot \frac{(19 \cdot 40) \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)}$$

$$A_s = 20,29 \text{ cm}^2$$

Ao analisar o arranjo dimensionado pelo software, encontra-se 10 barras Ø16 mm que resultam em uma área de aço de 20,11 cm², valor próximo ao calculado de 20,29 cm². Vale destacar que o software utiliza para o dimensionamento a solução mais econômica, além de possuir maior precisão dos cálculos que resultam na pequena diferença observada (possivelmente devido a aproximação da força normal adimensional na escolha do ábaco e do erro de precisão na extração da taxa ω pelo ábaco).

Para verificação da armadura mínima utiliza-se a Equação (43), sendo:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{1017,80}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} \geq 0,004 \cdot 19 \cdot 40$$

$$A_{s,min} = 3,51 \geq 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s,min} (3,51 \text{ cm}^2) < A_s (20,29 \text{ cm}^2) \text{ Ok!}$$

4.2.5.2.3 Verificação da Armadura Transversal (A_{sw})

Para a verificação da armadura transversal (A_{sw}) do pilar utilizou-se a Equação (44) para encontrar a bitola mínima dos estribos:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{16}{4} = 4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

Já para o cálculo do espaçamento máximo entre os estribos utilizou-se a Equação (45):

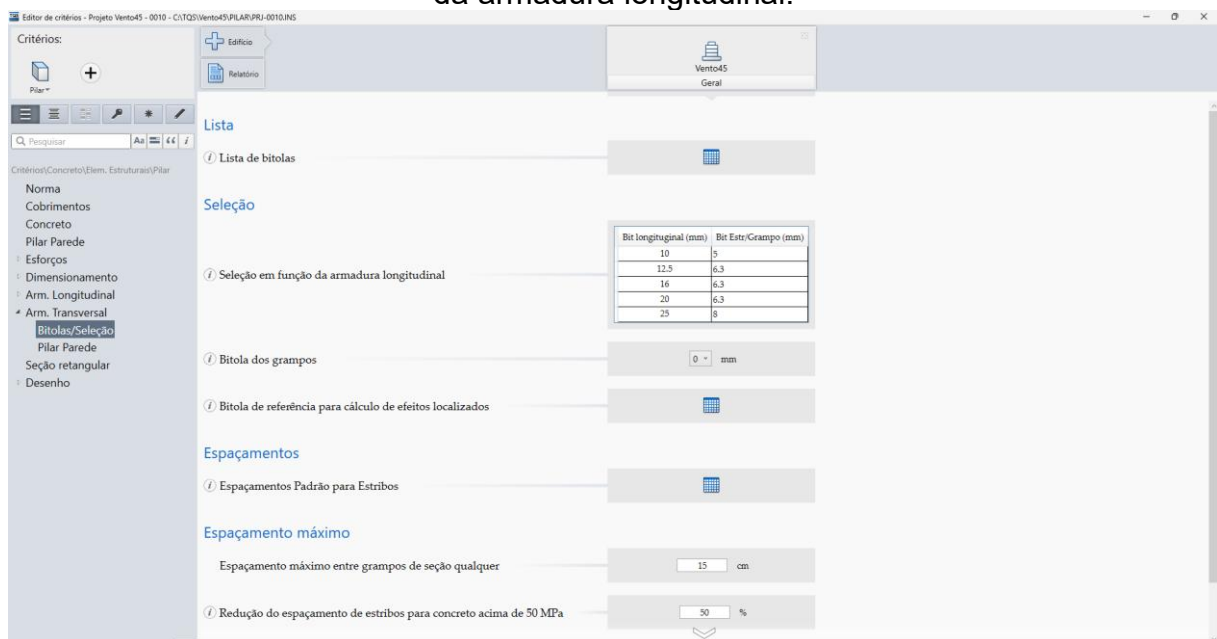
$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 19 \text{ cm} \\ 12 \cdot 1,6 = 19,2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 19 \text{ cm}$$

Comparando os resultados encontrados pode-se verificar que o programa adotou estribos com Ø6,3 mm a cada 19 cm, sendo uma bitola superior ao valor mínimo e espaçamento de acordo com o calculado.

É importante ressaltar que o software, por predefinição, adota estribos superiores ao mínimo recomendado pela ABNT NBR 6118 (2026) como mostra a Figura 37, sendo editável a critério do projetista.

Figura 37 – Interface do editor de critérios: seleção da bitola dos estribos em função da armadura longitudinal.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo principal analisar e quantificar o impacto da consideração das pressões dinâmicas do vento no consumo de aço do projeto estrutural de um edifício de concreto armado de quatro pavimentos. Através da modelagem comparativa e do dimensionamento automatizado no sistema TQS, foi possível comparar a prática de simplificação de cálculo com os critérios exigidos pelas normas atuais.

Os resultados obtidos demonstraram que a incidência das forças horizontais de vento (velocidade básica de 45 m/s) não é um fator secundário ou desprezível para edificações baixas. A consideração dessa ação variável provocou um acréscimo global de 8,47% no consumo de aço da estrutura. Constatou-se que a distribuição desse consumo adicional ocorre de maneira assimétrica: enquanto lajes e escadas mantiveram suas taxas inalteradas, os elementos responsáveis por garantir a rigidez do pórtico espacial absorveram o impacto real. As vigas, atuando como o principal mecanismo de contraventamento e travamento horizontal, exigiram um aumento expressivo de 17,79% em suas armaduras, seguidas pelos pilares, que registraram um incremento de 10,18%.

Diante dos dados encontrados, a desconsideração do vento em edifícios simétricos de pequeno porte pode não contemplar todos os cenários com a mesma margem de segurança, apresentando variações em relação aos níveis de confiabilidade recomendados pela ABNT NBR 6118 (2026). A absorção dos momentos fletores adicionais, gerados principalmente pelo acréscimo dos esforços de 1ª ordem ocasionados pelo vento, e ampliados pelos efeitos globais de segunda ordem (avaliados pelo parâmetro γ_z), podem exigir seções mais armadas. Dessa forma, a adoção exclusiva de cargas gravitacionais em modelos simplificados pode resultar em pórticos subdimensionados, como o avaliado neste estudo.

A verificação analítica manual das peças críticas corroborou com os dados obtidos pelo TQS (incluindo as verificações de flambagem e detalhamento das armaduras), validando a confiabilidade do modelo tridimensional utilizado.

Conclui-se, portanto, que a utilização de sistemas CAD/CAE na rotina de projetos estruturais facilita a consideração das ações horizontais, oferecendo uma alternativa viável ao uso de métodos simplificados. O acréscimo no consumo de materiais verificado neste estudo de caso representa um impacto no custo de

execução da obra. Contudo, para o modelo analisado, essa consideração mostrou-se relevante para promover a durabilidade e a segurança da edificação frente às solicitações do vento.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2026.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos de Concreto Armado**. Notas de aula. Bauru: Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2023.

BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples: vigas**. Notas de aula (Estruturas de Concreto I). Bauru: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2023.

BASTOS, P. S. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Notas de aula - Estruturas de Concreto II. Bauru: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2025.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de concreto armado**. Notas de aula (Estruturas de Concreto I). Bauru: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2023.

BASTOS, P. S. S. **Flexão composta e pilares de concreto armado**. Notas de aula. Bauru: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2024.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo - vol. 1**. 10. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Prática recomendada IBRACON para estruturas de edifícios de nível 1**: Estruturas de pequeno porte. São Paulo: IBRACON, 2003.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do Concreto Armado**. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP), 2007.

PINHEIRO, L. M.; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de concreto**: ábacos para flexão oblíqua. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP), 2009.

PRADO, L. P. **Aula 1: Pilar**. Material didático da disciplina de Concreto Armado II. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2025.

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

RIBEIRO, R.; E, D. O.-R. I. de E.; 2018. The collapse of Real Class building. **SciELO Brasil**, [s. l.], v. 11, n. 2, p. 357–388, 2018. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/riem/a/NYkmQV8B3ryDKJnWpWmL7kk/?lang=en>. Acesso em: 19 mar. 2026.

JOSÉ SÉRGIO DOS SANTOS. CURSO TQS TOTAL | **Apresentação**. [S.l.]: Youtube, 28 maio 2024. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=dQgHIDRSHMs>. Acesso em: 21 mar. 2026.

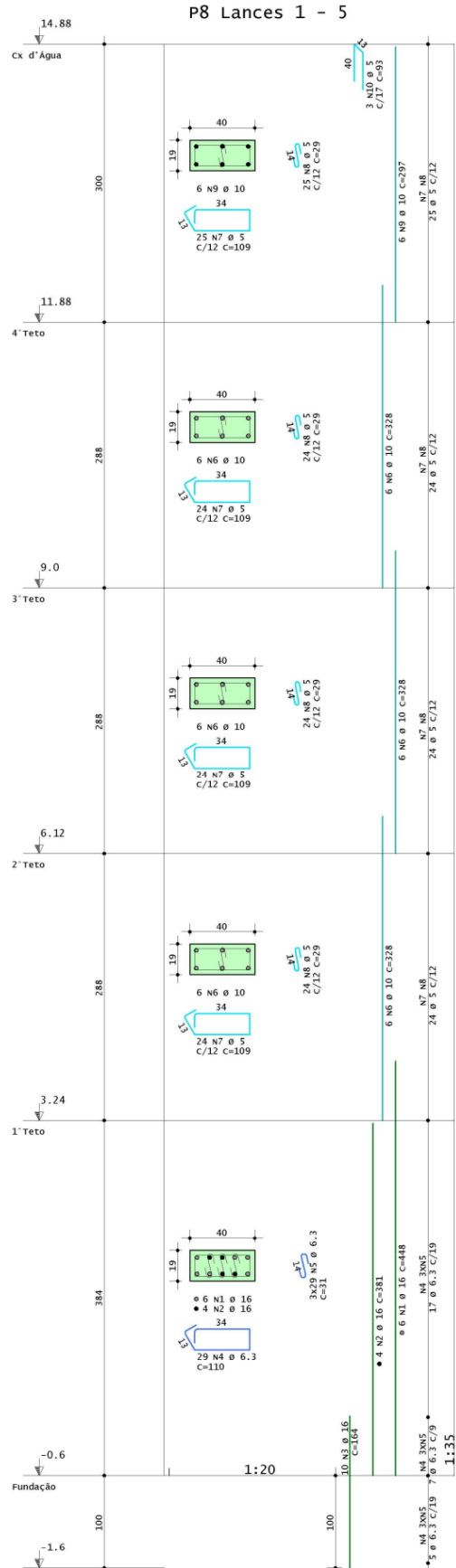
TQS INFORMÁTICA. **TQS: Sistemas para Engenharia de Estruturas**. Versão 26.1.69 - Estudante. São Paulo: TQS Informática, 2026. 1 software.

AUTODESK. **AutoCAD.** Disponível em:
<https://www.autodesk.com/br/products/autocad/free-trial>. Acesso em: 20 fevereiro
2026.

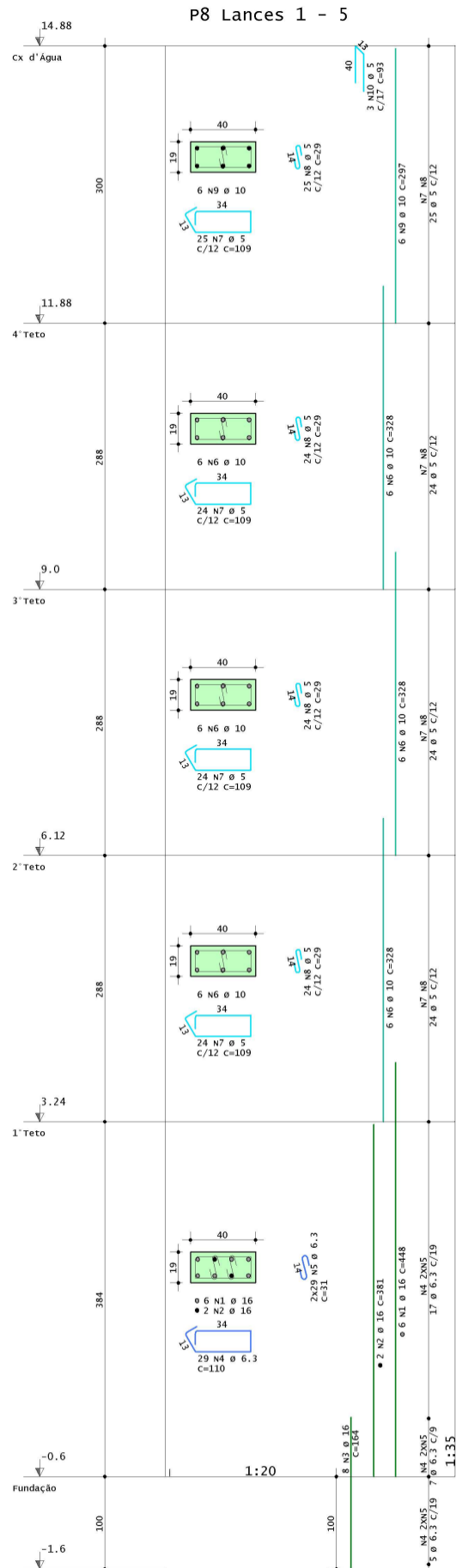
HIBBELER, R.C. Resistência dos Materiais. São Paulo, Ed. Pearson Prentice Hall, 5a
ed., 2004, 670p

APÊNDICE A – DETALHAMENTOS

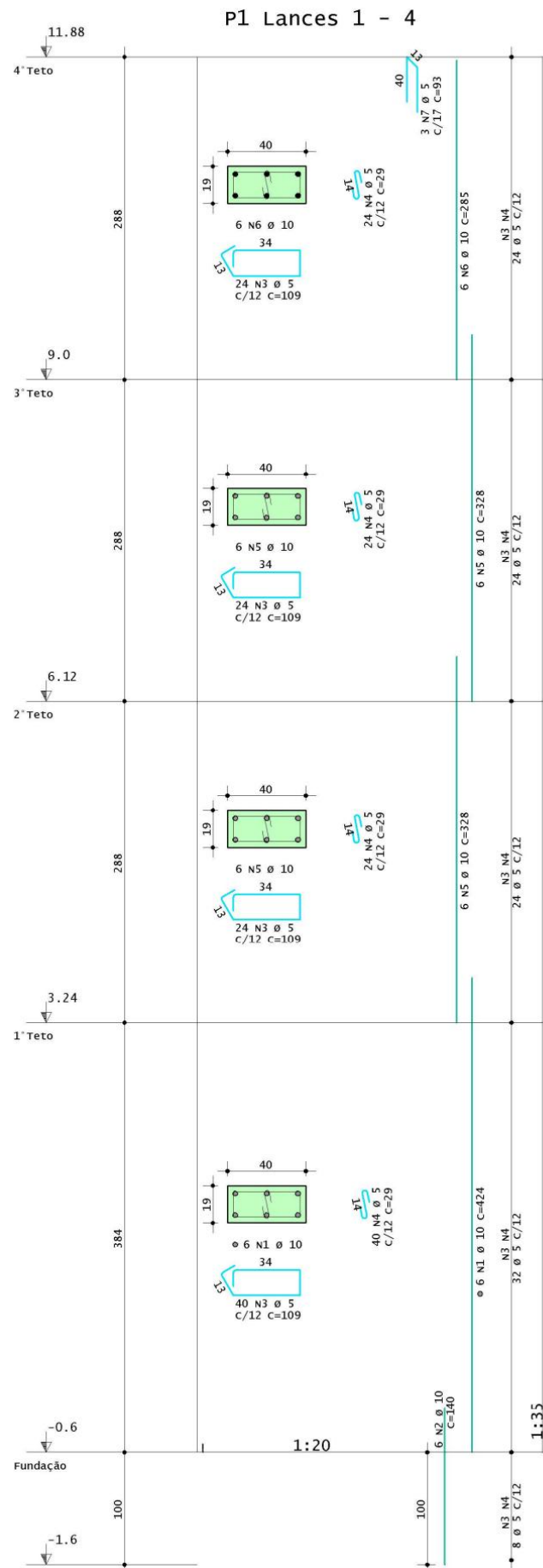
Pilar P8 Com Vento:



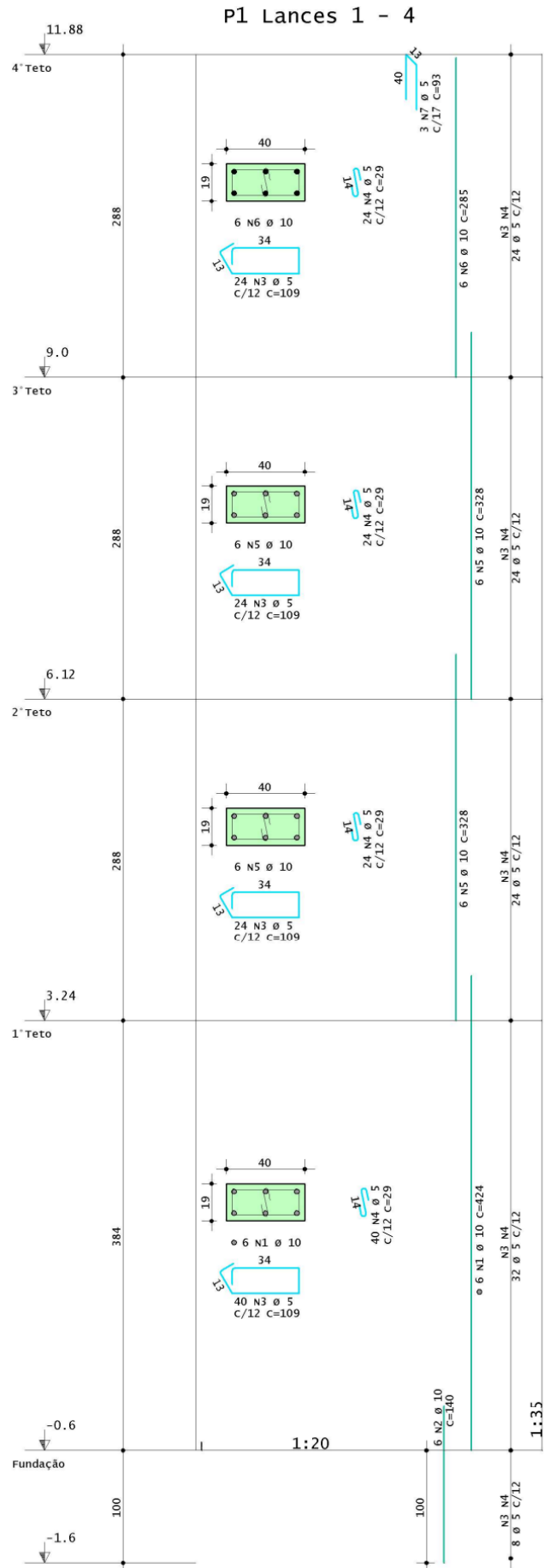
Pilar P8 Sem Vento:



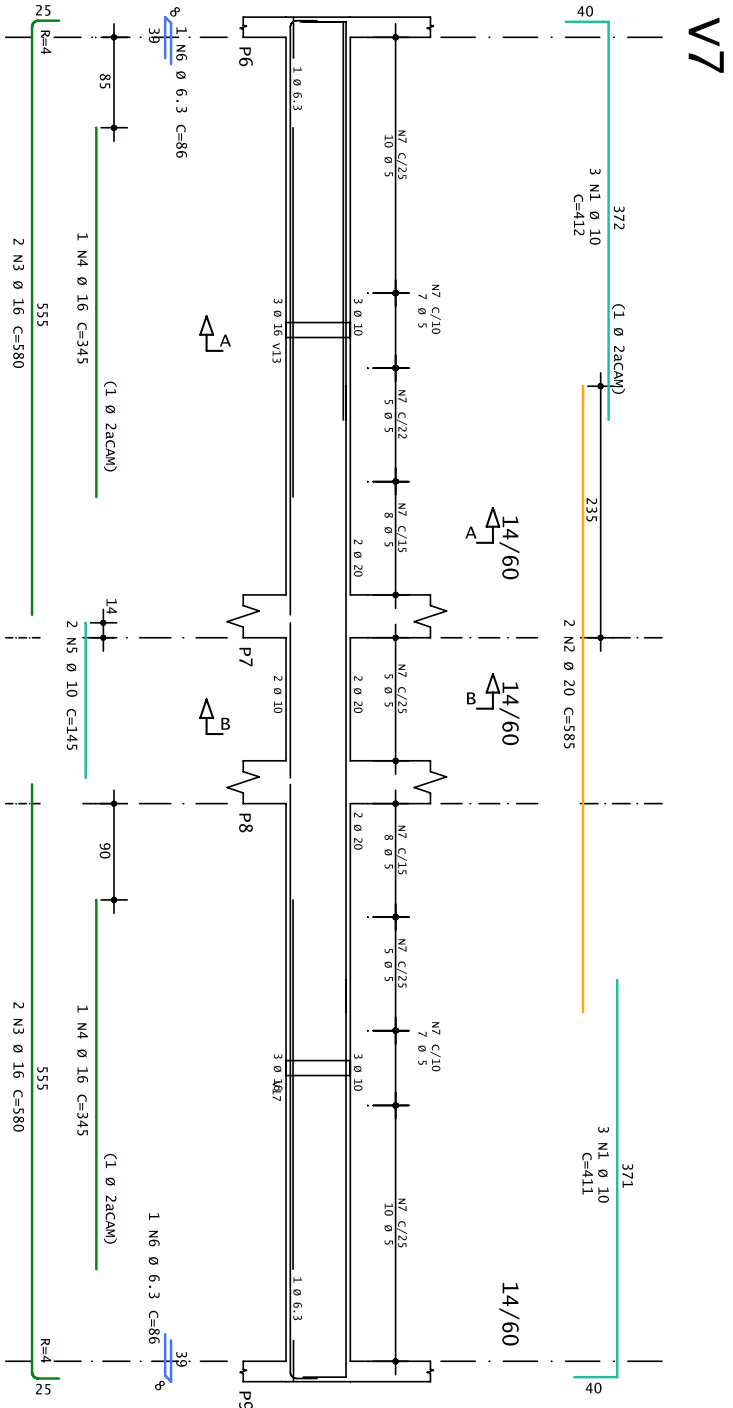
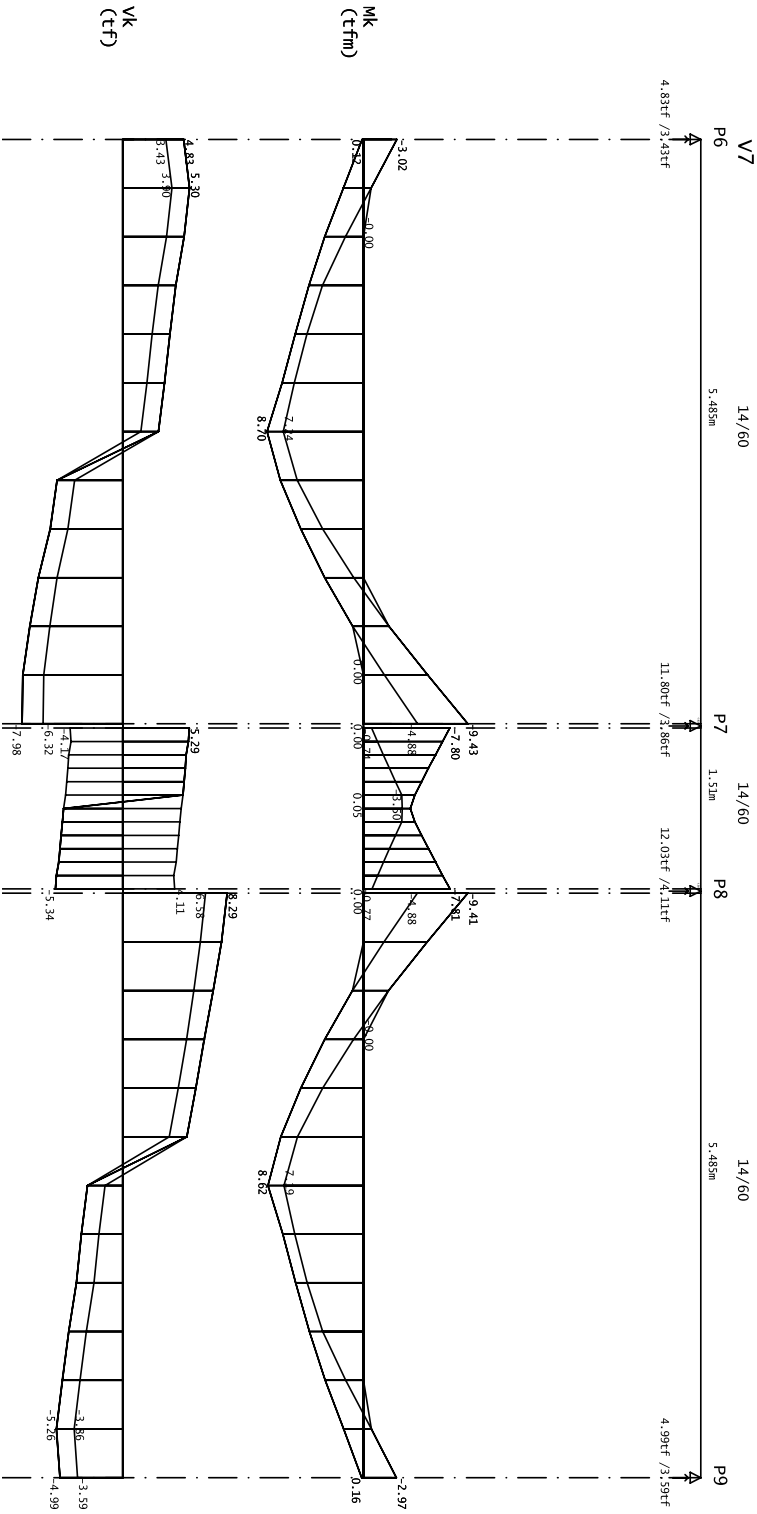
Pilar P1 Com Vento:



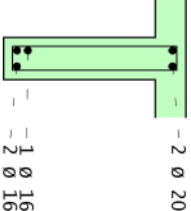
Pilar P1 Sem Vento:



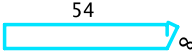
Viga V7 do 1º Pavimento Com Vento:



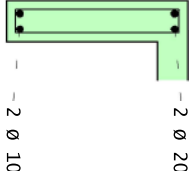
Corte A



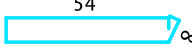
60 N7 Ø 5 C=139



Corte B

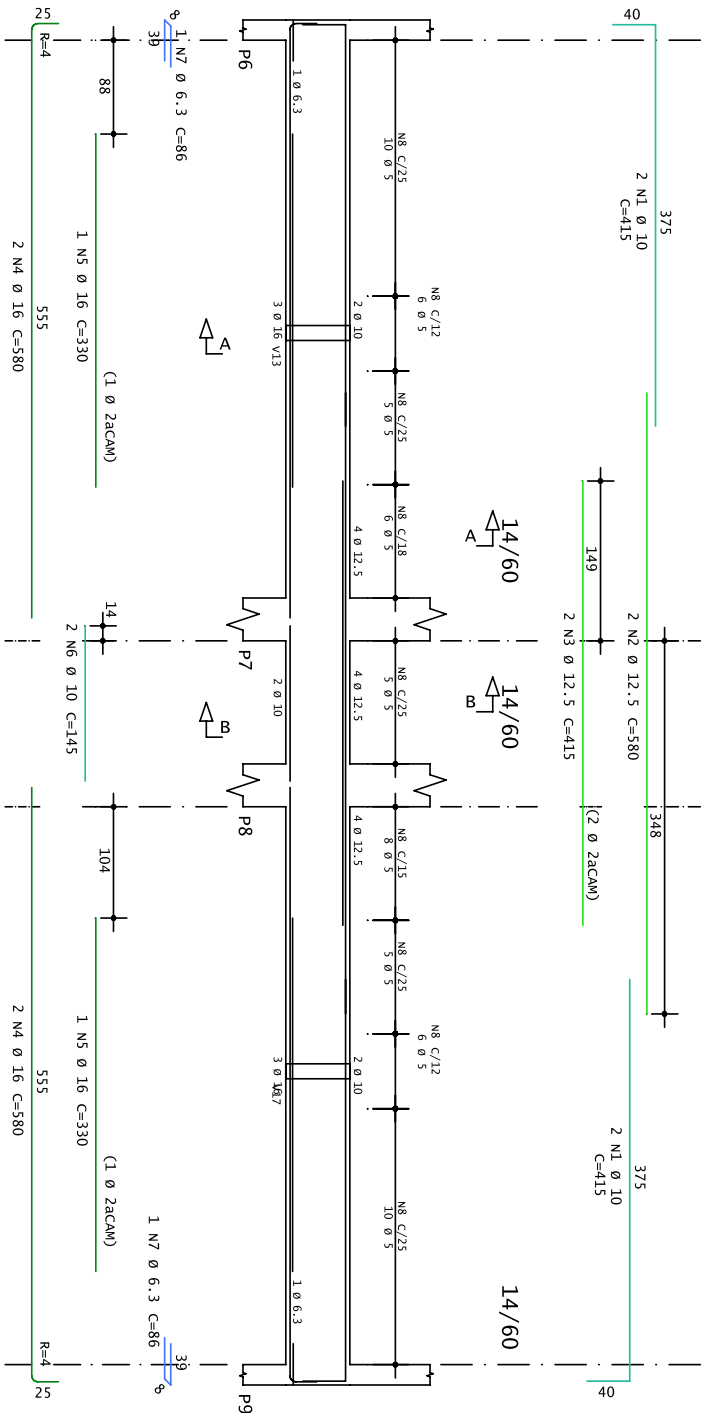


5 N7 Ø 5 C=139

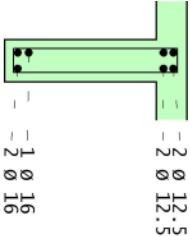


V7

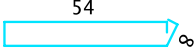
Viga V7 do 1º Pavimento Sem Vento:



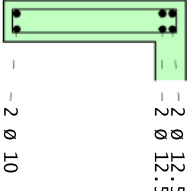
Corte A



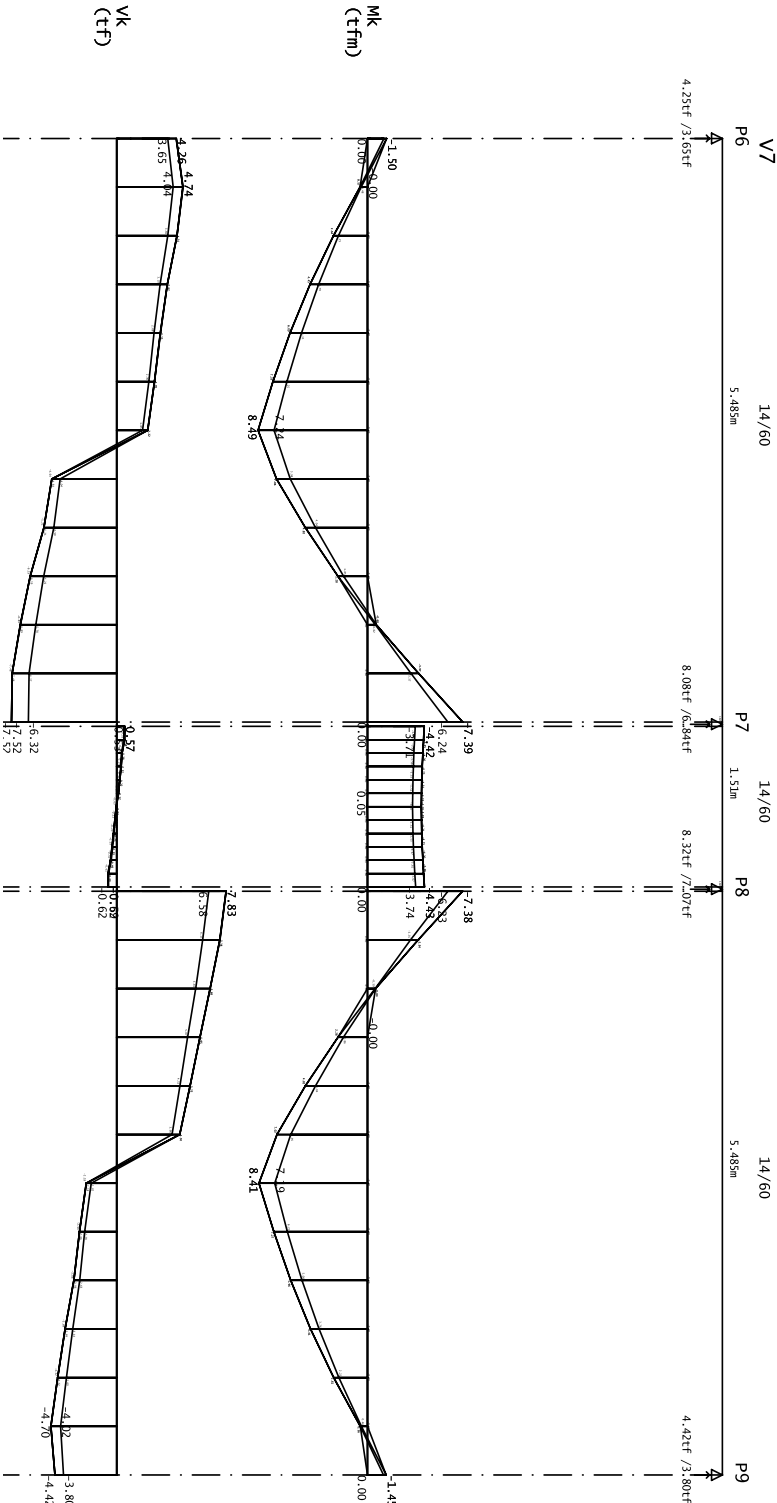
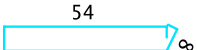
56 N8 Ø 5 C=139



Corte B



5 N8 Ø 5 C=139

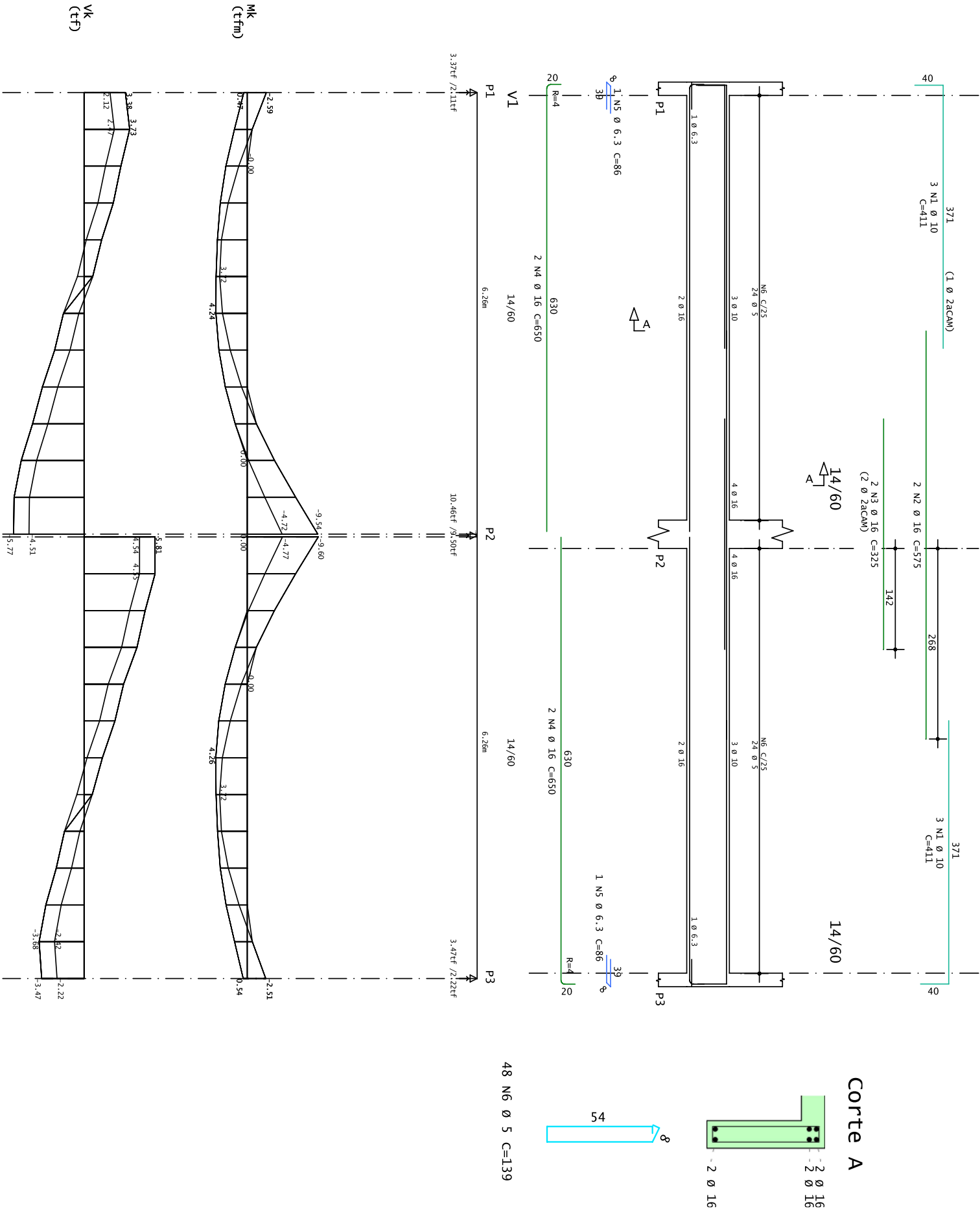


MK
(t/m)

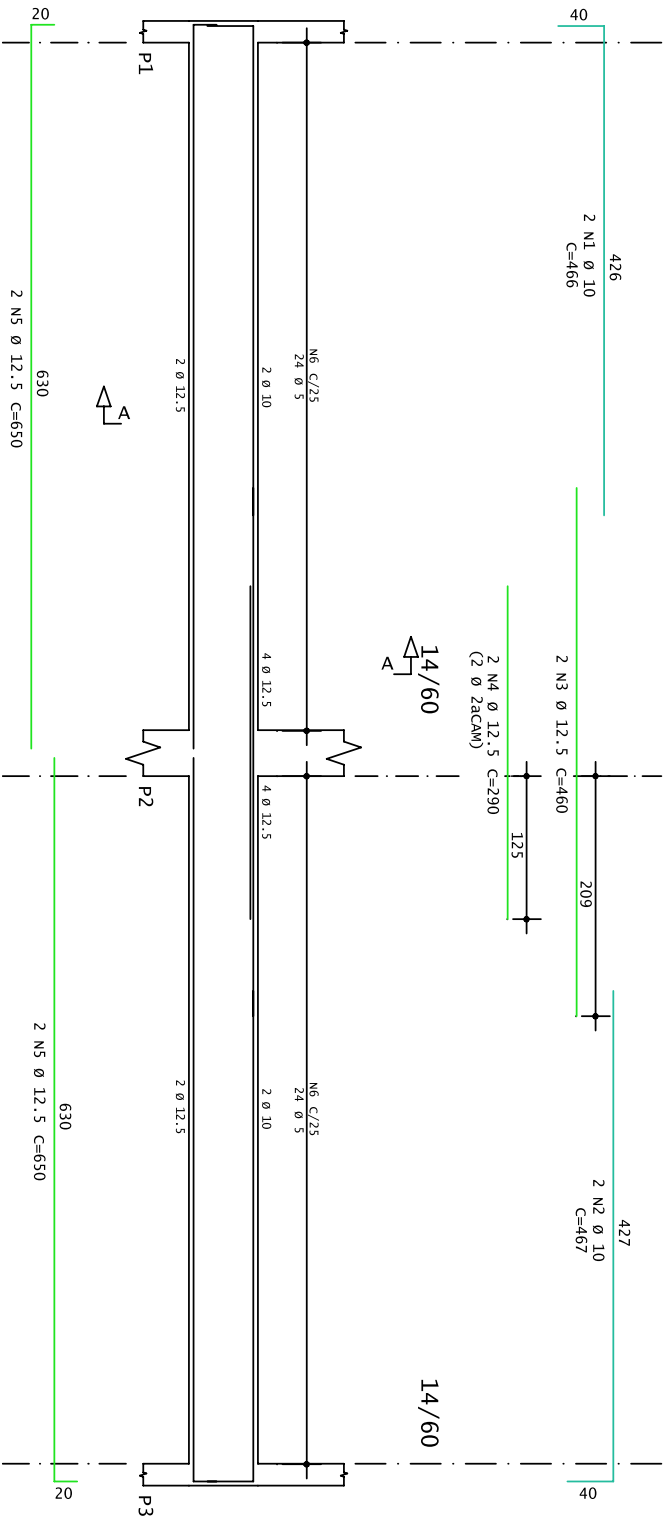
VK
(t/f)

V1

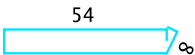
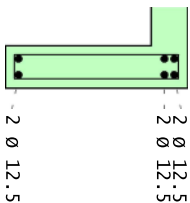
Viga V1 do 1º Pavimento Com Vento:



V1



Corte A



48 N6 Ø 5 C=139

Viga V1 do 1º Pavimento Sem Vento:

