

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO CENTRO-OESTE, UNICENTRO-PR

**COMPARAÇÃO ENTRE *LIGHT WOOD FRAME* E
CONCRETO ARMADO PARA HABITAÇÃO POPULAR
EM IRATI**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

GABRIEL LUCIANO CORREIA

IRATI, PR

2025

GABRIEL LUCIANO CORREIA

**COMPARAÇÃO ENTRE *LIGHT WOOD FRAME* E CONCRETO ARMADO PARA
HABITAÇÃO POPULAR EM IRATI**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual do Centro-Oeste, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Ciências Florestais, área de concentração em Manejo Sustentável de Recursos Florestais, para a obtenção do título de Mestre.

Prof. Dr. Éverton Hillig

Orientador

Prof. Dr. Eraldo Antonio Bonfatti Júnior

Coorientador

Prof. Dr. Gabriel de Magalhães Miranda

Coorientador

IRATI, PR

2025

Catálogo na Publicação
Rede de Bibliotecas da UNICENTRO

Correia, Gabriel Luciano
C824c Comparação entre *light wood frame* e concreto armado para habitação popular em Irati / Gabriel Luciano Correia. – Irati - PR, 2025.

x, 151 f. : il. ; 28 cm.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual do Centro-Oeste, Programa de Pós-Graduação em Ciências Florestais, 2025.

Orientador: Éverton Hillig

Coorientador: Eraldo Antonio Bonfatti Júnior

Coorientador: Gabriel de Magalhães Miranda

Banca examinadora: Éverton Hillig, Sérgio Luiz Schulz, Elaine Cristina Lengowski

Bibliografia

1. Construção. 2. Sustentabilidade. 3. Estrutura. 4. Projeto.
I. Título. II. Programa de Pós-Graduação em Ciências Florestais.

CDD 634.9



TERMO DE APROVAÇÃO

Defesa Nº 184

Gabriel Luciano Correia

“COMPARAÇÃO ENTRE *LIGHT WOOD FRAME* E CONCRETO ARMADO PARA HABITAÇÃO POPULAR EM IRATI”

Dissertação aprovada em 09/09/2025, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre, no Programa de Pós-Graduação em Ciências Florestais, área de concentração em Manejo Sustentável de Recursos Florestais, da Universidade Estadual do Centro-Oeste, pela seguinte Banca Examinadora:

Prof. Dr. Sérgio Luiz Schulz
Universidade Estadual de Ponta Grossa
Primeiro Examinador.

Prof^ª. Dra. Elaine Cristina Lengowski
Universidade Federal do Mato Grosso
Segundo Examinador

Prof. Dr. Éverton Hillig
Universidade Estadual do Centro-Oeste
Orientador e Presidente da Banca Examinadora

Irati - PR
2025

Home Page: <http://www.unicentro.br>

Campus Santa Cruz: Rua Salvatore Renna – Padre Salvador, 875, Bairro Santa Cruz – Cx. Postal 3010 – Fone: (42) 3621-1000 – FAX: (42) 3621-1090 CEP 85.015-430 – GUARAPUAVA – PR

Campus Cedeteg: Alameda Élio Antonio Dalla Vecchia, 838, Bairro Vila Carli – Fone: (42) 3629-8100 – CEP 85.040-167 – GUARAPUAVA – PR

Campus de Irati: Rua Professora Maria Roza Zanon de Almeida, Bairro Engenheiro Gutierrez – Cx. Postal, 21 – Fone: (42) 3421-3000 CEP 84.505-677 – IRATI – PR



ePROTOCOLO

Correspondência Interna 948/2025.

Documento: **Ataetermodeaprovacao.pdf**.

Assinatura Avançada realizada por: **Gabriel Luciano Correia (XXX.051.929-XX)** em 30/10/2025 17:55 Local: CIDADAO, **Everton Hillig (XXX.289.800-XX)** em 31/10/2025 09:04, **Sergio Luiz Schulz (XXX.470.449-XX)** em 04/11/2025 20:03.

Assinatura Simples realizada por: **Elaine Cristina Lengowski (XXX.775.029-XX)** em 05/11/2025 10:59 Local: CIDADAO.

Inserido ao documento **1.752.036** por: **Silvana Aparecida Kowalski** em: 30/10/2025 16:59.



Documento assinado nos termos do Art. 38 do Decreto Estadual nº 7304/2021.

A autenticidade deste documento pode ser validada no endereço:
<https://www.eprotocolo.pr.gov.br/spiweb/validarDocumento> com o código:

À minha família

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, à Universidade Estadual do Centro-Oeste, instituição que me proporcionou a oportunidade de aprendizado, pesquisa e crescimento acadêmico.

À equipe de Professores, pela dedicação, paciência e pela transmissão de conhecimentos que contribuíram de forma significativa para a minha formação.

Ao meu orientador e aos coorientadores, pela orientação atenta, pelas contribuições valiosas e pelo incentivo constante durante todo o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao setor de secretariado, pelo suporte administrativo e pela disponibilidade em auxiliar sempre que necessário.

Aos colegas, pelo companheirismo, pelas trocas de experiências e pela motivação mútua ao longo desta jornada.

Por fim, à minha família, pelo apoio incondicional, compreensão e incentivo em todos os momentos.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

SUMÁRIO

RESUMO	i
ABSTRACT	ii
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. Objetivo geral	3
2.2. Objetivos específicos.....	3
3. REFERENCIAL TEÓRICO	4
3.1. A nova norma para <i>light wood frame</i>	4
3.2. Desafios e perspectivas do <i>light wood frame</i> no Brasil.....	4
3.3. Construção industrializada em madeira.....	5
3.4. Vantagens do sistema <i>light wood frame</i>	6
3.5. Madeira frente ao concreto e alvenaria.....	6
3.6. Desempenho ambiental da construção em madeira.....	8
3.7. Resistência e rigidez	9
3.8. Madeira frente a patologias e ao fogo	10
3.9. <i>Softwares</i> especiais para projetos	11
3.10. Pesquisa exploratória e análise SWOT.....	11
4. MATERIAIS E MÉTODOS	13
4.1. Área de estudo	13
4.2. Projeto do modelo.....	13
4.3. Normas técnicas utilizadas	16
4.4. Considerações sobre os projetos.....	16
4.5. Definição do carregamento.....	17
4.6. Combinações de ação	18
4.7. Verificação da tração da madeira.....	18
4.8. Verificação da compressão da madeira.....	19
4.9. Flexão simples reta da madeira	19
4.10. Verificação do cisalhamento da madeira	20
4.11. Verificação da esbeltez.....	20
4.12. Informações para o cálculo estrutural da madeira	21
4.13. Condição padrão de referência	21
4.14. Coeficientes de modificação e minoração	22
4.15. Dimensionamento estrutural.....	23
4.16. Desenvolvimento do método de cálculo para <i>light wood frame</i>	23

4.17. Cálculo das fundações	24
4.18. Detalhamento e modelos	25
4.19. Disponibilidade de material, mão de obra e custos	25
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	27
5.1. Informações necessárias para o dimensionamento estrutural.....	27
5.1.2. Ações permanentes do telhado	27
5.1.3. Cargas permanentes da estrutura de madeira	27
5.1.4. Cargas permanentes da estrutura de concreto armado.....	28
5.1.5. Ações variáveis.....	29
5.1.6. Combinações de ações.....	30
5.1.7. Combinações para a estrutura de madeira	31
5.1.8. Combinações para a estrutura em concreto armado	32
5.1.9. Coeficientes de modificação e minoração para a madeira	34
5.1.10. Cálculo da resistência ajustada da madeira	35
5.2. Dimensionamento dos elementos de concreto armado.....	35
5.2.1. Vigas	39
5.2.2. Pilares	41
5.2.3. Sapatas	42
5.2.4. Estacas	46
5.2.5. Blocos	46
5.2.6. Fundação para a estrutura de <i>light wood frame</i>	47
5.3. Representações gráficas do concreto armado e alvenaria	48
5.4. Desenvolvimento do método de cálculo para <i>light wood frame</i>	50
5.5. Avaliação da disponibilidade de produtos	68
5.6. Avaliação da disponibilidade de mão de obra	73
5.7. Comparação de custos e viabilidade construtiva.....	73
5.7.1. Infraestrutura	74
5.7.2. Supraestrutura.....	78
5.7.3. Revestimento interno.....	80
5.7.4. Revestimento externo	81
5.7.5. Modelo completo.....	82
5.8. Análise SWOT.....	85
6. CONCLUSÕES.....	88
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
Apêndice 1. Relatório de cálculo do esforço do vento.	97
Apêndice 2. Diagramas da combinação 2.....	102

Apêndice 3. Diagramas da combinação 3.....	103
Apêndice 4. Diagramas da combinação 4.....	104
Apêndice 5. Memorial de cálculo das vigas menores.....	105
Apêndice 6. Memorial de cálculo das vigas maiores.....	107
Apêndice 7. Memorial de cálculo das vigas baldrames menores.	109
Apêndice 8. Memorial de cálculo das vigas baldrames maiores.	111
Apêndice 9. Memorial de cálculo do pilar da combinação 1.....	113
Apêndice 10. Memorial de cálculo do pilar da combinação 2.....	115
Apêndice 11. Memorial de cálculo do pilar da combinação 3.....	117
Apêndice 12. Memorial de cálculo do pilar da combinação 4.....	119
Apêndice 13. Memorial de cálculo do pilar da combinação 5.....	121
Apêndice 14. Memorial de cálculo do pilar da combinação 6.....	123
Apêndice 15. Memorial de cálculo do pilar da combinação 7.....	125
Apêndice 16. Memorial de cálculo do pilar da combinação 8.....	127
Apêndice 17. Memorial de cálculo do pilar da combinação 9.....	129
Apêndice 18. Memorial de cálculo do pilar da combinação 10.....	131
Apêndice 19. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 1,1.....	133
Apêndice 20. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 2.....	135
Apêndice 21. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 3.....	137
Apêndice 22. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 4.....	139
Apêndice 23. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 5.....	142
Apêndice 24. Memorial de cálculo das estacas.	144
Apêndice 25. Memorial de cálculo dos blocos.	149
Apêndice 26. Memorial de cálculo para as sapatas corridas menores.....	150
Apêndice 27. Memorial de cálculo para as sapatas corridas maiores.....	151

RESUMO

A madeira, apesar de sua relevância histórica, perdeu espaço para o concreto armado e a alvenaria na construção civil brasileira, processo impulsionado pela baixa difusão tecnológica, pela insuficiência de pesquisas aplicadas e pelo desconhecimento do seu potencial construtivo. No entanto, o sistema *light wood frame* apresenta vantagens, como a agilidade na execução da obra e o menor impacto ambiental em comparação com os métodos tradicionais. Este estudo teve como objetivo analisar a viabilidade técnica e os custos envolvidos na construção de casas de pequeno porte utilizando o sistema *light wood frame* em comparação com a construção convencional brasileira, que emprega concreto armado e alvenaria. A pesquisa foi realizada na cidade de Irati, no Paraná, com a utilização de um modelo simplificado de um cômodo, o qual pode ser adaptado para casas completas. Os cálculos foram realizados conforme as normas técnicas da ABNT, e as fundações foram dimensionadas com base em diferentes tipos de resistência do solo. Para o sistema *light wood frame*, foi desenvolvido um método de dimensionamento específico, adaptado ao *software* gratuito utilizado na pesquisa. O levantamento de preços indicou que o método convencional de construção foi predominante na região, uma vez que os insumos necessários para o *light wood frame*, com exceção da madeira serrada e das chapas de compensado, apresentam custo elevado e menor disponibilidade. Além disso, a mão de obra local é majoritariamente especializada em concreto armado, o que dificulta a implementação do sistema alternativo. Apesar disso, a análise SWOT demonstra que o sistema construtivo *light wood frame* apresenta mais forças e oportunidades do que fraquezas e ameaças, indicando alto potencial competitivo em relação ao método tradicional.

Palavras-Chave: construção, sustentabilidade, estrutura, projeto.

ABSTRACT

Wood, despite its historical relevance, has lost ground to reinforced concrete and masonry in Brazilian construction, a process driven by low technological diffusion, insufficient applied research, and a lack of awareness about its constructive potential. However, the light wood frame system offers advantages, such as quicker construction and a lower environmental impact compared to traditional methods. This study aimed to analyze the technical feasibility and costs involved in building small houses using the light wood frame system compared to conventional Brazilian construction, which uses reinforced concrete and masonry. The research was conducted in the city of Irati, Paraná, using a simplified model of a single room, which can be adapted for full houses. Calculations were made according to ABNT technical standards, and foundations were designed based on different soil resistance types. A specific sizing method for the light wood frame system was developed, adapted to the free software used in the research. Price surveys indicated that the conventional construction method was predominant in the region, as the materials required for light wood frame construction, except for sawn timber and plywood sheets, are expensive and less available. Additionally, the local workforce is mostly specialized in reinforced concrete, making it difficult to implement the alternative system. Despite this, the SWOT analysis shows that the light wood frame construction system has more strengths and opportunities than weaknesses and threats, indicating high competitive potential compared to the traditional method.

Keywords: construction, sustainability, structure, design.

1. INTRODUÇÃO

A madeira foi um dos primeiros materiais de construção usados pelo ser humano, com evidências de uso estrutural já no período Pleistoceno, aproximadamente 476.000 anos atrás (Barham *et al.*, 2023), devido à facilidade de extração e disponibilidade (Ramage *et al.*, 2017). Durante a Idade Média, a energia hidráulica impulsionou a expansão das serrarias, aumentando a disponibilidade de peças serradas (Munro, 2002) e permitindo avanços nas técnicas de carpintaria para componentes estruturais (Nimwegen; Latteur, 2023).

Em países da Europa e da América do Norte, as construções em madeira consolidaram-se como solução prática e econômica (Araujo *et al.*, 2016). No Brasil, porém, a partir da década de 1970, a madeira foi gradualmente substituída por concreto armado e alvenaria; em contrapartida, em outros países, as estruturas de madeira continuaram evoluindo (Molina; Calil Junior, 2010). No entanto, houve poucos avanços nesse setor brasileiro e redução significativa de edificações em madeira, sobretudo no Paraná (Silva; Basso, 2000).

Atualmente, no Brasil, predomina a tradição da construção de casas em concreto armado e alvenaria de tijolo, restringindo o uso da madeira apenas para fins temporários e coberturas. Além disso, há uma deficiência na aplicação de técnicas adequadas para a utilização da madeira na construção civil, o que pode contribuir para o preconceito em relação ao uso desse material (Alves, 2018).

Apesar da indústria de reflorestamento ser competitiva e haver uma grande disponibilidade de áreas de reflorestamento no país, a madeira ainda não é vista como uma solução para a construção devido à falta de informação e a ideia errônea de que sua utilização implica desmatamento (Molina; Calil Junior, 2010). O país, inclusive, se tornou referência mundial em silvicultura e genética florestal, com espécies exóticas bem adaptadas ao clima brasileiro (Araujo *et al.*, 2017).

Contudo, a maior parte das florestas plantadas no Brasil não é voltada para madeira serrada; dados de 2023 indicam que o Brasil ficou na 10ª posição no ranking mundial dos maiores produtores, com uma produção total de 9,6 milhões de metros cúbicos, em contrapartida, no setor de celulose ficou na 1ª colocação (IBÁ, 2024).

O uso de produtos florestais reduz as emissões de gases de efeito estufa, pois o armazenamento de carbono na madeira resulta em menores emissões líquidas em comparação com alternativas não madeireiras (Ross; Anderson, 2021). No entanto, ainda persiste o

desconhecimento sobre práticas adequadas de processamento da madeira, bem como a necessidade de estimular a produção (Araujo *et al.*, 2017).

A pré-fabricação permite uma gestão eficiente da produção, reduzindo prazos de entrega e custos (Molina; Calil Junior, 2010). Nesse contexto, destaca-se que o setor da construção tem desenvolvido soluções construtivas de baixo custo e impacto ambiental reduzido, nas quais a madeira se apresenta como o material ideal para atender a esses requisitos (Branco, 2013). As tecnologias em madeira engenheirada e outros sistemas construtivos em madeira estão se consolidando, principalmente nas regiões Sul e Sudeste do Brasil (Lopes; Carmo; Serra, 2021).

Paralelamente, cresce a demanda por engenharia e arquitetura *low-cost*, voltada a materiais e sistemas construtivos que ofereçam economia sem comprometer a segurança estrutural, o conforto e a qualidade visual (Branco, 2013). Logo, investimentos em tecnologia e capacitação técnica são necessários para o aprimoramento dos projetos arquitetônicos em madeira, da atuação das empresas executoras e do controle de qualidade do material utilizado (Alves, 2018).

Por isso, arquitetos, projetistas e engenheiros devem considerar a madeira como uma alternativa viável na escolha de materiais estruturais, tornando sua aplicação mais acessível (Branco, 2013). É necessária a criação de políticas públicas eficazes que incentivem a construção de habitações populares com madeira proveniente de florestas plantadas como alternativa mais econômica e sustentável para enfrentar o déficit habitacional, estimulando o crescimento e a inovação do setor florestal e criando mais empregos e oportunidades econômicas (Araujo *et al.*, 2017).

Diante disso, reforça-se a importância da madeira como material de construção. Por ser abundante, versátil e facilmente obtida, sua utilização como fonte renovável permite que o ciclo de regeneração supere o volume utilizado, garantindo sua disponibilidade para as gerações futuras (Calil Júnior; Dias, 1997).

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

Avaliar a viabilidade técnica, econômica e construtiva do sistema *light wood frame* em comparação ao método convencional de concreto armado com alvenaria de vedação, aplicado a habitações populares na região de Irati (PR).

2.2. Objetivos específicos

Para atingir o objetivo geral, foram determinados os seguintes objetivos específicos:

- a) dimensionar os elementos estruturais em madeira e concreto armado;
- b) desenvolver método de cálculo estrutural para o sistema *light wood frame* a partir de *software* de análise estrutural plana gratuito;
- c) levantar a disponibilidade regional de produtos de madeira com potencial uso estrutural, bem como dos demais materiais necessários e mão de obra;
- d) estimar e comparar os custos e a viabilidade construtiva dos dois modelos construtivos, considerando infraestrutura, supraestrutura e revestimentos;
- e) aplicar a análise SWOT para identificar forças, fraquezas, oportunidades e ameaças relacionadas ao uso do *light wood frame* no contexto habitacional regional a partir dos resultados obtidos e da revisão teórica.

3. REFERENCIAL TEÓRICO

3.1. A nova norma para *light wood frame*

Poucas habitações em madeira tiveram sucesso no mercado, devido à dificuldade de combinar baixo custo, boa qualidade e adequação aos sistemas de financiamento existentes no Brasil (Molina; Calil Junior, 2010). Dessa forma, empresas atuaram em parceria com instituições de ensino e associações para viabilizar o acesso a financiamentos imobiliários por meio da Caixa Econômica Federal (Molina; Calil Junior, 2010).

Contudo, após sete anos de trabalho técnico, foi publicada a norma ABNT NBR 16936 – Edificações em *light wood frame*, representando, portanto, um marco para a consolidação desse sistema construtivo industrializado e sustentável no Brasil (ABIMCI, 2023). Nesse processo, a elaboração da norma envolveu associações, universidades, pesquisadores e empresas do setor madeireiro, bem como construtoras e fornecedores (ABIMCI, 2023).

No que se refere ao conteúdo, a norma estabelece diretrizes para o projeto, execução, avaliação e desempenho do sistema construtivo *light wood frame*, composto por painéis de piso, paredes e cobertura formados por peças leves de madeira e chapas de fechamento (AEARP, 2023). Além disso, também define critérios de aceitação e manutenção para garantir o desempenho esperado da edificação (AEARP, 2023). Dessa forma, a norma consolida um passo importante para a expansão do sistema no país (ABIMCI, 2023).

Apesar desse progresso, o panorama normativo das construções em madeira no Brasil ainda é limitado, concentrando-se exclusivamente no sistema *light wood frame* (Araujo *et al.*, 2023a). A criação de normas específicas para cada técnica construtiva é necessária para orientar projetos e execuções, fornecendo uma referência clara e padronizada para o setor (Araujo *et al.*, 2023a).

3.2. Desafios e perspectivas do *light wood frame* no Brasil

Há uma barreira cultural na população brasileira em relação às casas de madeira, agravada pelo conhecimento limitado sobre suas qualidades e aplicações na construção civil (Araujo *et al.*, 2018).

O preço de venda das moradias de madeira tem representado outro desafio, pois muitos

clientes buscam opções mais acessíveis (Araujo *et al.*, 2018). Contudo, o avanço do setor, a crescente demanda e competição entre empresas contribuem para a modernização do mercado nacional de construção de casas de madeira (Branco, 2013).

A técnica construtiva em madeira precisa ser aprimorada no contexto do desenvolvimento industrial, visando à construção em série (Alves, 2018). No entanto, a consolidação dessa técnica enfrenta desafios, sendo necessárias ações integradas para superar os obstáculos que limitam seu pleno desenvolvimento (Araujo *et al.*, 2018). Entre as principais dificuldades, destacam-se os elevados custos industriais, a ausência de incentivos fiscais e as limitações relacionadas à qualificação da mão de obra (Araujo *et al.*, 2018).

O método *light wood frame* é o sistema construtivo industrializado de casas mais utilizado no mundo e promissor no Brasil, e para implementá-lo, é necessário educar engenheiros e arquitetos e treinar mão de obra e projetistas (Molina; Calil Junior, 2010).

Diversas parcerias estão sendo estabelecidas no Brasil para a difusão da técnica de construção em *light wood frame*, seguindo o exemplo da Europa e América do Norte, as quais incluem estudos e pesquisas para aprimorar a tecnologia e desenvolver novos materiais e compósitos de madeira (Araujo *et al.*, 2017).

No que diz respeito à comunicação institucional, a amostra de 315 perfis corporativos em uma rede social, representando aproximadamente 78% do setor nacional, revelou que apenas cerca de um quarto das empresas aborda temas relacionados à sustentabilidade em suas publicações (Araujo *et al.*, 2023b). Dessa forma, o setor acaba subutilizando o potencial da comunicação sustentável, desperdiçando a oportunidade de se posicionar estrategicamente no mercado (Araujo *et al.*, 2023b). Estratégias de marketing e projetos que destaquem os benefícios sustentáveis da madeira na construção civil têm potencial para ampliar sua adoção (Roos *et al.*, 2022).

Por fim, é necessário ampliar as políticas públicas voltadas à indústria de produtos florestais, promovendo a construção em madeira como alternativa sustentável, acessível e eficiente, além de fortalecer a cadeia produtiva e valorizar o material (Araujo *et al.*, 2018).

3.3. Construção industrializada em madeira

Sistemas pré-fabricados reduziram o tempo de construção de casas unifamiliares em Portugal em aproximadamente 50% a 66,67% e geraram apenas 20% da quantidade de resíduos

em comparação aos métodos convencionais (Tavares *et al.*, 2021). Isso porque a fase de construção se beneficia significativamente de tecnologias de pré-fabricação, que reduzem o consumo energético (Liang *et al.*, 2023), além de apresentarem uma taxa de reciclagem superior à das construções tradicionais (Tavares *et al.*, 2021).

Além disso, os sistemas de pré-fabricação e modularidade, combinados com preços competitivos, têm aumentado a popularidade da construção de casas de madeira (Branco, 2013). Esses sistemas conseguem atingir um menor custo de produção em comparação com o processo tradicional, além de garantir um padrão de qualidade superior (Silva; Basso, 2000).

3.4. Vantagens do sistema *light wood frame*

A praticidade e a leveza da estrutura tornam-na uma excelente solução para suprir a crescente demanda por moradias (Reynoso *et al.*, 2017). Outro aspecto relevante é que países com mão de obra altamente onerosa tendem a adotar o sistema *light wood frame*, principalmente devido à sua eficiência na gestão da produção e ao rigoroso controle de qualidade que ele proporciona (Molina; Calil Junior, 2010).

No passado, as vedações eram realizadas com tábuas de madeira, mas hoje, com a disponibilidade de chapas estruturais, como compensado e OSB, esses materiais se tornaram os mais utilizados devido à sua facilidade e rapidez de instalação, além de oferecerem melhor resistência ao vento e a terremotos (Ross; Anderson, 2021). A madeira, por sua vez, se destaca não só pela eficiência em suportar cargas de curta duração e impactos, mas também por apresentar uma deformação significativa antes de falhar, servindo como um alerta para a necessidade de recuperação da estrutura (Rocha, 2023).

3.5. Madeira frente ao concreto e alvenaria

A madeira se destaca por sua facilidade de manuseio, desempenho térmico e acústico, além de apresentar uma alta relação entre resistência e peso (Molina; Calil Junior, 2010). Dessa forma, permite peças pequenas e leves, as quais facilitam a montagem manual e contribuem para a beleza arquitetônica (Rocha, 2023).

Estruturas de madeira podem ser montadas sobre fundações mais simples; em contrapartida, casas de tijolo ou concreto necessitam de fundações mais profundas e resistentes,

o que resulta em um aumento no tempo de construção e no custo total da obra (Rodionov *et al.*, 2020).

Todas as técnicas de construção em madeira avaliadas no Brasil apresentaram tempos de execução significativamente inferiores aos das construções convencionais, independentemente do sistema produtivo adotado - artesanal, semi-industrial ou industrial (Araujo *et al.*, 2022). Contudo é possível usar um núcleo rígido em outro material para servir como múltiplo apoio para estabilidade da obra (Rocha, 2023).

Materiais como tijolo e concreto acumulam calor e o liberam gradualmente, mantendo a temperatura interna estável e proporcionando conforto térmico durante o ano inteiro (Rodionov *et al.*, 2020). Já a madeira possui uma alta capacidade de respirabilidade, o que contribui para a saúde do microclima interno das casas de madeira (Rodionov *et al.*, 2020).

Por outro lado, ao contrário da percepção comum de que construções em madeira são mais econômicas, no contexto do mercado da República Tcheca analisado, as habitações em madeira, do tipo *light wood frame* com painéis pré-fabricados, ainda apresentam custo inicial mais elevado (4,3% superior) em comparação às de alvenaria (Hrdlicka *et al.*, 2022).

Ainda no contexto internacional, a preferência por edifícios em madeira na Finlândia e na Suécia está positivamente relacionada à valorização da sustentabilidade ambiental e social (Roos *et al.*, 2022). No entanto, essa preferência é limitada pela percepção de menor qualidade associada a esse tipo de construção (Roos *et al.*, 2022). O design, por sua vez, não influencia significativamente a escolha do material estrutural (Roos *et al.*, 2022).

Em complemento, em relação à percepção de qualidade de vida em edifícios multifamiliares de madeira na Suécia, 45,8% dos residentes preferem madeira como material de construção, 15,4% optam pelo concreto e 36,8% não apresentam preferência (Lindblad; Gustavsson, 2020). Entretanto, em relação à disposição para pagar mais por uma edificação em madeira, apenas 23,9% dos residentes estariam dispostos (Lindblad; Gustavsson, 2020).

Em termos de segurança contra incêndios, edifícios em concreto armado são superiores, no entanto, a madeira é tratada com substâncias especiais que ajudam a prevenir incêndios por algum tempo (Rodionov *et al.*, 2020).

Por fim, a escolha do material ideal deve levar em consideração não apenas fatores técnicos, mas também a finalidade da construção, a complexidade do projeto, as condições climáticas locais, a logística de fornecimento de materiais e o orçamento disponível (Rodionov *et al.*, 2020).

3.6. Desempenho ambiental da construção em madeira

A sustentabilidade é fundamentada em três pilares: o econômico, o social e o ambiental (Sandhu; McKenzie; Harris, 2014). Esses pilares são tradicionalmente tratados como esferas distintas de atuação, interligando-se apenas nos pontos de sobreposição (Sandhu; McKenzie; Harris, 2014). Nesse contexto, empresas vêm adotando estratégias do tipo win-win-win, que promovem benefícios simultâneos para a própria organização, para os clientes e para o meio ambiente (Elkington, 1994).

A fase de produção dos materiais é a principal responsável pelo impacto ambiental total, enquanto o transporte e a construção representam parcelas menores (Guardigli, 2014). Nesse contexto, a madeira é um material promissor para construções de baixo carbono, pois reduz tanto as emissões incorporadas quanto as operacionais, além de permitir o sequestro de carbono atmosférico (Liang *et al.*, 2023).

A substituição de aço e concreto por madeira resultou em substancial redução das emissões associadas à construção civil e criou um significativo estoque de carbono de longo prazo nos próprios edifícios de médio porte (Mishra *et al.*, 2022). A construção de casas em madeira na Europa Central mostrou uma redução de 155% nas emissões, com valores negativos decorrentes da absorção de CO₂ pelo material (Švajlenka; Kozlovská, 2018).

O setor habitacional em madeira nos Estados Unidos da América é um importante meio para sequestro de carbono, especialmente quando combinado com a reciclagem de madeira ao final da vida útil das construções (Prestemon *et al.*, 2022).

Com base em 30 projetos localizados na França, o concreto armado foi o maior responsável pelos impactos ambientais, tanto em construções residenciais quanto em edifícios coletivos (Hoxha *et al.*, 2017). O sistema *light wood frame* apresentou os menores impactos ambientais entre os outros sistemas construtivos de casas unifamiliares em Portugal (Tavares *et al.*, 2021).

Em estudos similares, os impactos ambientais e econômicos de diferentes materiais estruturais em edifícios residenciais de quatro andares na Austrália evidenciaram que o concreto apresentou o maior impacto ambiental, seguido pelo aço e pela madeira (Lu; el Hanandeh; Gilbert, 2017).

Em termos de energia incorporada, a construção em madeira apresentou uma redução de 54% em relação à alvenaria, com as maiores diferenças observadas nas fundações e nas

estruturas verticais devido à leveza dos componentes (Švajlenka; Kozlovská, 2018).

Em relação ao transporte de materiais, o sistema em madeira demandou 63% menos viagens e 60% menos emissões de CO₂ (Švajlenka; Kozlovská, 2018). Mesmo com maiores distâncias de transporte para elementos de madeira, ainda assim manteve-se melhor desempenho ambiental global (Guardigli, 2014).

A análise de diversos casos revelou que, em média, 67% das emissões de carbono ao longo do ciclo de vida de um edifício vêm da fase de uso do imóvel, enquanto 31% correspondem às fases de produção e construção e apenas 2% à fase de demolição (Liang *et al.*, 2023). Contudo, uma análise comparativa entre uma construção tradicional em alvenaria e outra em madeira revelou desempenhos energéticos semelhantes durante a fase de uso (Piantanida *et al.*, 2024).

Na etapa final do ciclo de vida, a madeira oferece mais opções de reutilização ou aproveitamento energético, enquanto o concreto depende de trituração para agregados de baixo valor (Robertson; Lam; Cole, 2012). Além disso, o tempo de demolição e descarte foi 45% menor nas construções em madeira (Švajlenka; Kozlovská, 2018). Contudo, os preservantes químicos e a resina fenol-formaldeído foram os maiores responsáveis por impactos ambientais nos cenários com madeira (Lu; El hanandeh; Gilbert, 2017).

3.7. Resistência e rigidez

O tema resistência dos materiais é considerado o segundo mais relevante após a estática, uma vez que qualquer dimensionamento estrutural parte dele como base (Rocha, 2023). É por meio dela que se avalia se a seção de cada elemento estrutural suporta os esforços externos, assegurando o equilíbrio interno (Rocha, 2023).

Nesse contexto, a resistência refere-se à capacidade dos materiais de suportar tensões, sendo definida pela tensão máxima que pode ser aplicada a corpos de prova ou elementos estruturais antes da ocorrência de comportamentos que limitem seu uso, como a ruptura ou deformações excessivas (ABNT NBR 7190-1, 2022). Por sua vez, a rigidez de um material é avaliada com base no valor médio do seu módulo de elasticidade, considerando o comportamento elástico-linear e a direção do esforço aplicado (ABNT NBR 7190-1, 2022).

3.8. Madeira frente a patologias e ao fogo

A degradação biológica da madeira em construções é principalmente causada pela ação de fungos de podridão e bolores, com a umidade sendo o principal fator de risco, seguida pela temperatura (Nunes, 2013). No caso de sistemas construtivos como o *light wood frame*, que utilizam elementos orgânicos, há uma maior vulnerabilidade à umidade e à proliferação de mofo em situações de inundações (Memari, 2013).

Em regiões tropicais, é necessário adotar medidas de proteção contra os cupins no planejamento e nas especificações das casas de madeira (Ghaly; Edwards, 2011), devido ao risco que esses insetos representam para a estabilidade das estruturas (Kim *et al.*, 2024). A combinação de estratégias químicas, físicas e naturais pode tornar as construções resistentes aos cupins, reduzindo os danos a níveis mínimos (Ghaly; Edwards, 2011).

Adicionalmente, embora a madeira seja usada na construção há séculos, as técnicas de produção e a durabilidade melhoraram, e a madeira é vista como um material com potencialidades renovadas na construção (Branco, 2013), sendo a madeira de pinus a preferida por sua elevada permeabilidade ao tratamento em autoclave, que é necessário para evitar o ataque de organismos xilófagos (Molina; Calil Junior, 2010).

A confiabilidade e durabilidade da construção dependem principalmente da competência da equipe, do domínio das técnicas de construção e do cumprimento das normas de segurança (Rodionov *et al.*, 2020).

As principais limitações legais à construção de casas de madeira estão relacionadas ao risco de incêndio e à necessidade de garantir a evacuação segura das pessoas, especialmente em São Paulo, onde essas restrições foram estabelecidas há mais de cinquenta anos, em um período em que ainda não havia tecnologias como materiais retardantes, tintas intumescentes e aditivos antichama. (Molina; Calil Junior, 2010).

No entanto, ao contrário da crença popular, grandes peças de madeira apresentam boa resistência ao fogo, muitas vezes com desempenho superior ao de outros materiais em condições de incêndio (Calil Júnior; Dias, 1997). Esse comportamento se deve à formação de uma camada de carvão na superfície da madeira, que atua como isolante térmico, aliada à sua baixa condutividade térmica, permitindo que a madeira mantenha parte de sua resistência (Calil Júnior; Dias, 1997).

3.9. Softwares especiais para projetos

Embora existam pequenas discrepâncias nos valores finais obtidos por meio de *softwares* ou cálculos manuais, ambos os métodos são adequados para o dimensionamento de estruturas de pequeno porte (Mabula *et al.*, 2023).

Nesse contexto, é necessário adquirir um *software* com ênfase em custo, qualidade e alinhamento com as necessidades do negócio (Araújo, 2009). No entanto, o uso de *softwares* caros ainda enfrenta barreiras devido ao custo de implementação e treinamento, apesar de seu potencial para redução de custos no longo prazo (Zhao; Wang, 2014).

Importante destacar que o custo não se limita à aquisição do sistema, mas também inclui os processos de migração, capacitação e o tempo necessário para adaptação, o que demanda investimento adicional (Gasperin, 2019).

De forma semelhante, a adoção do BIM ainda é lenta em comparação ao CAD, principalmente devido ao alto custo das plataformas BIM e dos equipamentos de suporte (Degasperi *et al.*, 2017). Além disso, os cursos de capacitação exigem um investimento elevado, o que representa uma barreira para escritórios menores ou profissionais autônomos (Degasperi *et al.*, 2017). Diante dessas limitações, pequenas equipes tendem a optar por ferramentas mais acessíveis, como o Excel (Gasperin, 2019).

3.10. Pesquisa exploratória e análise SWOT

A pesquisa exploratória tem como finalidade compreender o fenômeno investigado em seu contexto natural, favorecendo uma interpretação aprofundada a partir da realidade observada (Lösch; Rambo; Ferreira, 2023). Esse tipo de estudo permite ao pesquisador organizar e interpretar os dados de forma sistêmica, buscando significados mais amplos e detalhados (Lösch; Rambo; Ferreira, 2023). A flexibilidade metodológica característica da abordagem exploratória possibilita a triangulação de dados, ampliando a consistência e a validade dos resultados obtidos (Lösch; Rambo; Ferreira, 2023).

A análise SWOT tem como objetivo identificar os pontos fortes (*Strong*) e fracos (*Weak*) de uma organização, bem como as oportunidades (*Opportunities*) e ameaças (*Threats*) presentes no ambiente externo (Dyson, 2004). A partir desse diagnóstico, são elaboradas estratégias que buscam potencializar as forças, minimizar as fraquezas, aproveitar as oportunidades e mitigar

os riscos (Dyson, 2004). Para isso, realiza-se uma avaliação interna, considerando fatores como recursos humanos, infraestrutura, localização, produtos e serviços, e uma avaliação externa, que analisa aspectos políticos, econômicos, sociais, tecnológicos e concorrenciais (Dyson, 2004).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Área de estudo

O estudo foi realizado na região de Irati, localizada no Centro-Sul do estado do Paraná, incluindo municípios próximos que desempenham papel relevante no fornecimento de materiais destinados à execução dos projetos estruturais.

4.2. Projeto do modelo

O projeto arquitetônico, que deu origem aos projetos estruturais, foi simplificado em um cômodo padrão, cujos resultados encontrados podem ser extrapolados para a área total construída de casas unifamiliares de pequeno porte, permitindo atender ao programa “Minha Casa, Minha Vida”.

O modelo arquitetônico básico possuiu área de 3,00 m x 4,20 m e altura de 2,75 m (Figura 1), o que representou um cômodo de uma residência unifamiliar, com duas paredes sem aberturas, uma com uma porta e outra com uma janela. Esses tamanhos foram aproximações baseadas em padrões comuns em habitações populares, visando atender às necessidades básicas de uma família.

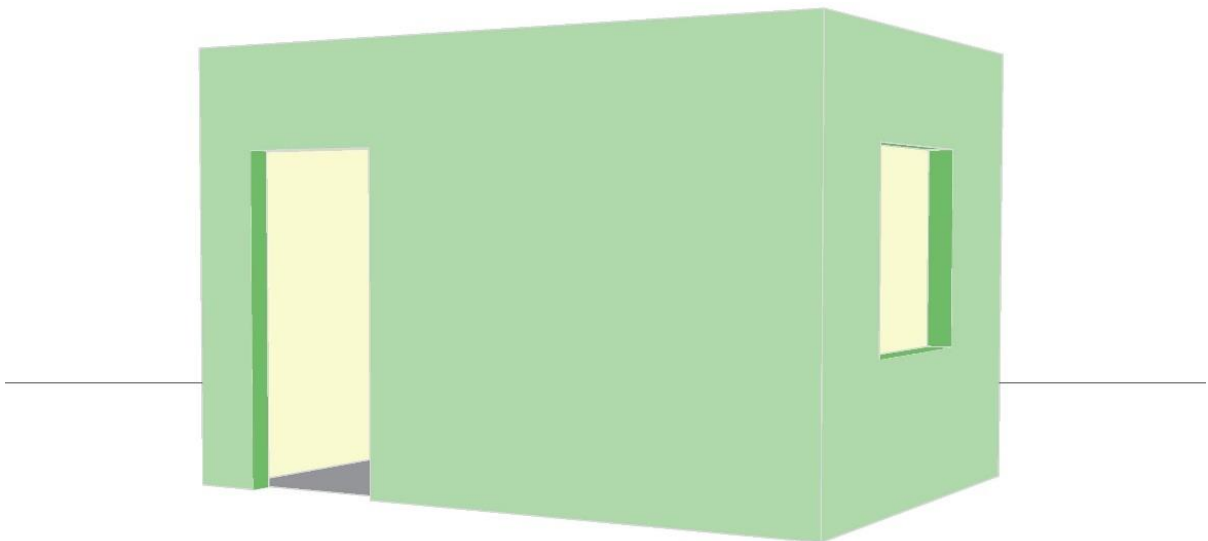


Figura 1. Modelo utilizado nesta pesquisa.

Fonte: O autor (2025).

Como o revestimento externo e interno difere entre os materiais utilizados nas construções em madeira e em concreto armado, foram estabelecidas configurações específicas de revestimento para as paredes do cômodo padrão, de modo a representar com maior fidelidade as características construtivas de casas populares completas.

Assim, utilizou-se como referência o modelo de casa popular da Caixa Econômica Federal, representado na Figura 2 (Caixa Econômica Federal, 2006). Desconsiderando-se as paredes do banheiro, comuns aos dois modelos analisados, obteve-se um perímetro de 23,08 m para as paredes externas e 43,37 m para as internas. Com isso, verificou-se que a metragem das paredes internas foi aproximadamente 1,88 vezes maior do que a das externas. No modelo estudado, ao se considerar uma das paredes maiores com revestimento em ambas as faces (interno/interno), ocorreu uma razão de 1,75, valor que se aproximou de 1,88, validando a proporcionalidade adotada na análise.

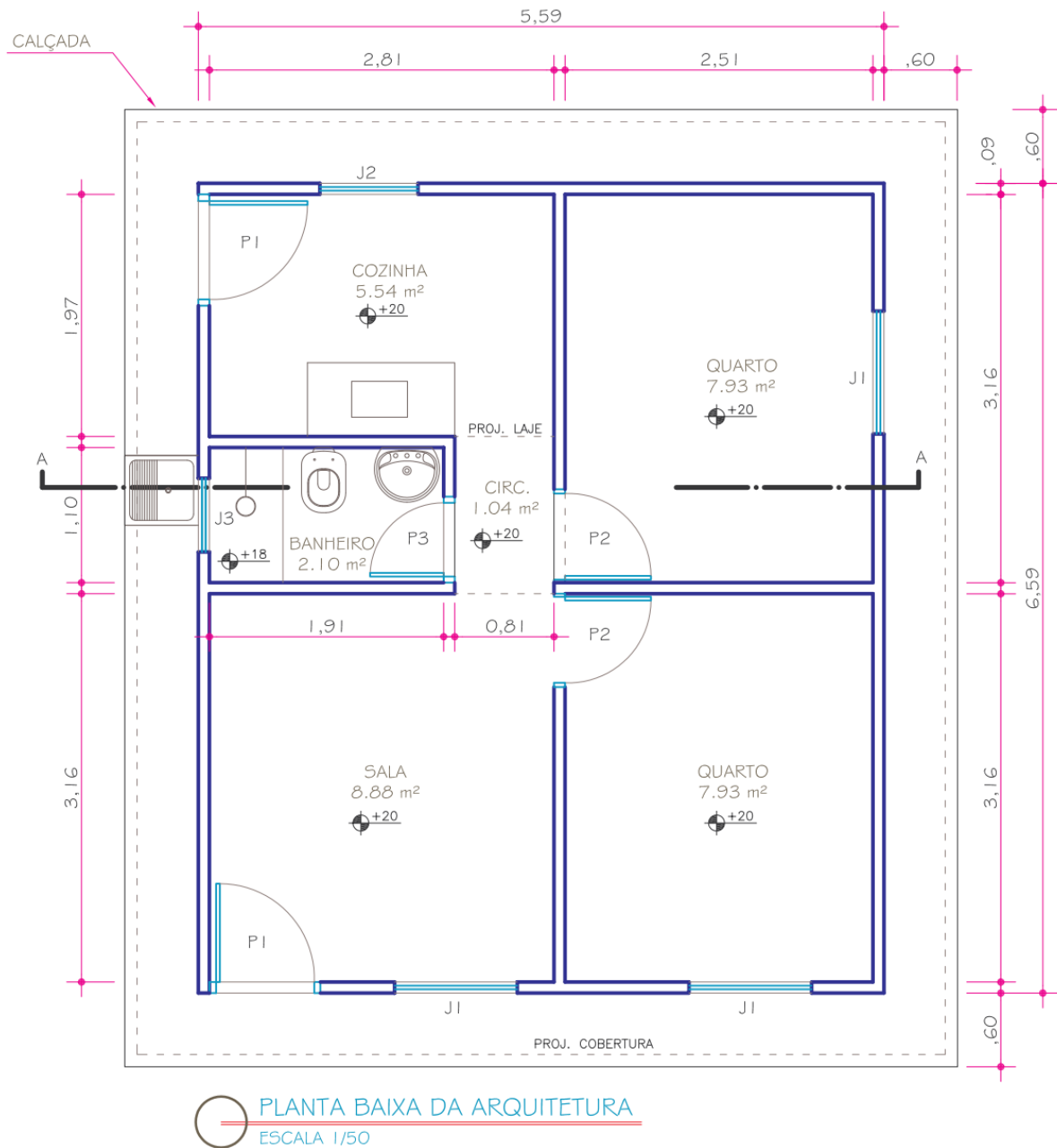


Figura 2. Modelo de casa popular da Caixa Econômica Federal.

Fonte: Caixa Econômica Federal (2006)

Dessa forma, os resultados obtidos neste estudo podem ser utilizados como base para extrapolações em projetos similares, permitindo estimativas de custos precisas em construções de pequeno porte com tipologia equivalente.

4.3. Normas técnicas utilizadas

As normas técnicas da ABNT utilizadas para realizar os dois projetos foram as seguintes:

- a) ABNT NBR 6120 (2019) - Ações para o cálculo de estruturas de edificações - define os critérios para a determinação das cargas permanentes e variáveis a serem consideradas no projeto estrutural;
- b) ABNT NBR 8681 (2003) - Ações e Segurança nas Estruturas - estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto;
- c) ABNT NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao Vento em Edificações - define as ações devidas ao vento a serem consideradas no projeto;
- d) ABNT NBR 7190-1 (2022) - Projeto de estruturas de madeira - Parte 1: Critérios de dimensionamento - estabelece os aspectos como dimensionamento, análise e detalhamento;
- e) ABNT NBR 16936 (2023) - Edificações em *light wood frame* - fornece diretrizes para o projeto e execução do sistema composto por elementos estruturais em painéis de peças de madeira leve;
- f) ABNT NBR 6118 (2023) - Projeto de Estruturas de Concreto: estabelece os requisitos para o projeto de estruturas de concreto armado;
- g) ABNT NBR 6122 (2022) - Projeto e execução de fundações: especifica os requisitos para o projeto e execução de fundações.

4.4. Considerações sobre os projetos

O projeto estrutural em madeira foi realizado no padrão *light wood frame*, com revestimento de chapas de madeira disponíveis na região de estudo, contemplando vários cenários com diversos tipos de placas, inclusive com a utilização de tábuas de madeira. Essas chapas foram revestidas com isolante interno, com os revestimentos internos e externos necessários, conforme NBR 16936 (ABNT, 2023). Já o outro projeto foi realizado no padrão concreto armado, com paredes de vedação em alvenaria revestida com chapisco e reboco.

Partiu-se do princípio de que os dois modelos teriam em comum os ambientes molhados, por isso utilizou-se concreto armado com revestimento de alvenaria para o banheiro e a mesma parede sendo a parede hidráulica para a cozinha adjacente. Este cômodo em concreto armado serviu de contraventamento (resistência aos esforços laterais) para a estrutura de madeira, e como suporte para a caixa d'água. Essa abordagem foi pensada para unir o melhor de cada material construtivo.

A cobertura dos dois sistemas construtivos foi idêntica, com estrutura em madeira e telhas de fibrocimento e o forro de acabamento também foi o mesmo, em PVC. Assim, as cargas externas nos quadros de madeira e pórticos de concreto armado foram as mesmas, variando somente o peso próprio do material estrutural e revestimento, o que modificou a planta de cargas da fundação, fazendo com que a fundação se adaptasse a cada método construtivo.

Embora o telhado tenha sido considerado para estimar o peso próprio aplicado no modelo de cálculo estrutural, os custos referentes à estrutura do telhado e às telhas não foram incluídos no presente estudo.

As instalações elétricas e hidráulicas também não foram consideradas nesta análise comparativa, assumindo-se que os custos relacionados se mantiveram equivalentes nos dois métodos construtivos avaliados. Da mesma forma, itens de acabamento como selador, massa acrílica, massa corrida, tintas, esquadrias e pisos foram desconsiderados, uma vez que apresentariam valores semelhantes e não influenciariam na diferenciação dos custos totais entre os modelos.

Por fim, as fundações diferiram entre os dois modelos: para a estrutura em madeira, foi utilizada a sapata corrida, enquanto para a estrutura em concreto, foram empregadas sapatas isoladas ou estacas.

4.5. Definição do carregamento

Partiu-se do pressuposto de que a dimensão mínima da madeira serrada (38 mm x 89 mm) para os elementos do quadro atenderia à solicitação (ABNT 16936, 2023), devido às cargas baixas. Assim, o peso próprio da estrutura, para aplicação no modelo estrutural inicial foi referente a essa dimensão. Da mesma forma, para o concreto armado, o peso próprio inicial do projeto referiu-se às dimensões mínimas, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023). Adotou-se o valor de 10 m s^{-2} para a aceleração da gravidade (em vez de $9,81 \text{ m s}^{-2}$) nas conversões de massa

para newtons.

4.6. Combinações de ação

Foi utilizada a Equação 1 para as combinações de cargas na análise do estado limite último do tipo normal (ABNT 8681, 2003).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (1)$$

Onde:

- a) F_d é o valor de cálculo das ações;
- b) γ_{gi} é o coeficiente de ponderação para ações permanentes;
- c) $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- d) γ_q é o coeficiente de ponderação para ações diretas variáveis;
- e) $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal;
- f) Ψ_{0j} é o valor do fator de combinação para as ações variáveis;
- g) $F_{Qj,k}$ é o valor característico de cada uma das demais ações variáveis.

4.7. Verificação da tração da madeira

Para barras tracionadas axialmente a condição de segurança foi calculada conforme a Equação 2 (ABNT 7190-1, 2022).

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{N_{t,d}}{A} \leq f_{t0,d} \quad (2)$$

Onde:

- a) $\sigma_{Nt,d}$ é o valor de cálculo da tensão de tração normal;

- b) $N_{t,d}$ é o valor de cálculo da força normal de tração;
- c) A é a área da seção transversal;
- d) $f_{t0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à tração.

4.8. Verificação da compressão da madeira

Para barras comprimidas axialmente a condição de segurança foi calculada conforme a Equação 3 (ABNT 7190-1, 2022).

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{N_{c,d}}{A} \leq f_{c0,d} \quad (3)$$

Onde:

- a) $\sigma_{Nc,d}$ é o valor de cálculo da tensão de compressão normal;
- b) $N_{c,d}$ é o valor de cálculo da força normal de compressão;
- c) A é a área da seção transversal;
- d) $f_{c0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão.

4.9. Flexão simples reta da madeira

Nas barras submetidas ao momento fletor a condição de segurança foi calculada conforme a Equação 4 (ABNT 7190-1, 2022).

$$\frac{\sigma_{M,d}}{f_{m,d}} = \frac{\frac{M_d}{W}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (4)$$

Onde:

- a) $\sigma_{M,d}$ é o valor máximo de cálculo da tensão atuante de flexão;
- b) $f_{m,d}$ é o valor de cálculo da resistência à flexão;
- c) M_d é o valor de cálculo do momento fletor;

d) w é o módulo de resistência da seção transversal.

4.10. Verificação do cisalhamento da madeira

Nas barras submetidas à força cortante a condição de segurança foi calculada conforme a Equação 5 (ABNT 7190-1, 2022).

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{A} \leq f_{v0,d} \quad (5)$$

Onde:

- a) τ_d é a máxima tensão de cisalhamento;
- b) V_d é a força cortante;
- c) A é a área da seção transversal;
- d) $f_{v0,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao cisalhamento.

4.11. Verificação da esbeltez

Os critérios para o dimensionamento estão relacionados ao índice de esbeltez da peça estrutural conforme a Equação 6; para o L_0 foi usado a condição mais crítica, pois ele depende das condições de vinculações das extremidades (ABNT 7190-1, 2022).

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} \quad (6)$$

Onde:

- a) λ é o índice de esbeltez;
- b) L_0 é o comprimento de flambagem;
- c) I é o momento de inércia;
- d) A é a área da seção transversal.

4.12. Informações para o cálculo estrutural da madeira

O projeto de madeira foi concebido utilizando a madeira de *Pinus* spp., de classe de resistência C20, certificada por uma das possíveis empresas fornecedoras. A norma ABNT NBR 7190-1 apresenta classes de resistência para espécies florestais folhosas e coníferas (ABNT 7190-1, 2022).

Para a classe C20 as resistências e outras propriedades referentes à umidade de 12% estão na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades da madeira da classe C20.

Propriedades de resistência MPa	
Flexão	20,0
Tração paralela	12,0
Tração perpendicular	0,4
Compressão paralela	19,0
Compressão perpendicular	2,3
Cisalhamento	3,6
Propriedades de rigidez GPa	
Módulo de elasticidade a 0° médio	9,5
Módulo de elasticidade a 0° característico	6,4
Módulo de elasticidade a 90° médio	0,3
Módulo de elasticidade transversal médio	0,6
Densidade kg m⁻³	
Densidade característica	320,0
Densidade média	380,0

Fonte: Adaptada de NBR 7190-1 (ABNT 7190-1, 2022).

4.13. Condição padrão de referência

Os valores fornecidos para as coníferas de classe 20 (C20), referem-se a um teor de umidade de 12% (ABNT 7190-1, 2022). Antes de utilizar, o valor foi corrigido para o teor de umidade de equilíbrio da região. Para a cidade de Irati, a umidade de equilíbrio do *Pinus taeda* foi de 16,6% (Sozim *et al.*, 2019).

Usando a Equação 7 e 8 as resistências e a rigidez foram corrigidas para umidade de equilíbrio (ABNT 7190-1, 2022).

$$f_{12} = f_U \left[1 + \frac{3(U-12)}{100} \right] \quad (7)$$

Onde:

- a) f_{12} é a resistência da madeira no teor de umidade de equilíbrio de 12%;
- b) f_U é a resistência da madeira no teor de umidade de equilíbrio desejado;
- c) U é o teor de umidade de equilíbrio desejado.

$$E_{12} = E_U \left[1 + \frac{2(U-12)}{100} \right] \quad (8)$$

Onde:

- a) E_{12} é a rigidez da madeira no teor de umidade de equilíbrio de 12%;
- b) E_U é a rigidez da madeira no teor de umidade de equilíbrio desejado;
- c) U é o teor de umidade de equilíbrio desejado.

4.14. Coeficientes de modificação e minoração

Para ajustar a resistência da madeira, utilizaram-se dois coeficientes: o k_{mod1} e o k_{mod2} , que tratam, respectivamente, da duração da carga e da classe de umidade e tipo de material usado (ABNT 7190-1, 2022).

Além dos coeficientes de modificação foi necessário utilizar os coeficientes de minoração da resistência para os estados-limites últimos, que são de 1,4 para tensões normais e de 1,8 para tensões de cisalhamento (ABNT 7190-1, 2022).

O coeficiente de modificação k_{mod} foi multiplicado pela resistência característica, enquanto os coeficientes de minoração foram aplicados por meio da divisão (ABNT 7190-1, 2022). Dessa forma, obteve-se a resistência de projeto. A Equação 9 descreve o procedimento para o cálculo do coeficiente de modificação (ABNT 7190-1, 2022).

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \quad (9)$$

Onde:

- a) k_{mod} é o coeficiente modificador;
- b) k_{mod1} é o coeficiente modificador 1;
- c) k_{mod2} é o coeficiente modificador 2.

4.15. Dimensionamento estrutural

A análise dimensional foi realizada por meio do *software* de Ftool, versão 4.00.04 basic (Martha, 2018).

Para o cálculo da estrutura de madeira foram criadas planilhas eletrônicas com as diretrizes conforme NBR 7190-1 (ABNT, 2022), que foram alimentadas com dados do Ftool e propriedades da madeira.

Para os cálculos dos elementos em concreto armado, foram utilizadas planilhas eletrônicas e *softwares* adquiridos no site Engenheiro das Planilhas. Especificamente, empregou-se o *software* ICOLUMN (Engenheiro das Planilhas, 2020) para o dimensionamento de pilares; o SAPATAS 1.0 (Engenheiro das Planilhas, 2020), para fundações superficiais; o IPILE (Engenheiro das Planilhas, 2020), para o dimensionamento de estacas; a Planilha Vigas EP V3 (Engenheiro das Planilhas, 2020), para vigas; e a Planilha Blocos V10 (Engenheiro das Planilhas, 2020), para blocos de fundação.

Esses *softwares* também foram alimentados com os dados extraídos do Ftool e propriedades do concreto.

4.16. Desenvolvimento do método de cálculo para *light wood frame*

A análise estrutural do sistema *light wood frame* nesta pesquisa foi realizada utilizando o *software* Ftool, que executa apenas análises bidimensionais de elementos lineares no plano. Essa escolha foi motivada por dificuldades de acesso a ferramentas computacionais mais avançadas em suas versões para estudantes, o que representou uma limitação metodológica. Esse fato se deveu ao sistema *light wood frame* ser caracterizado pelo papel estrutural das chapas, que conferem rigidez e estabilidade ao conjunto.

Como consequência, alguns elementos lineares do modelo apresentaram tensões e

deformações incompatíveis com a realidade física esperada, com destaque para excedências nos limites de resistência ao momento fletor e ao esforço cortante, embora os elementos tenham apresentado desempenho satisfatório quanto aos esforços de tração e compressão.

Diante disso, foi necessário recorrer à simulação indireta do efeito das chapas por meio da inserção de elementos lineares representando as ligações entre os pontos de fixação. Com base nas orientações do Caderno Técnico da LP Brasil, recomenda-se pontos de fixação a cada 15 cm nos apoios externos e a cada 30 cm nos apoios internos dos quadros do *light wood frame* (LP Brasil, 2022).

Caso essa estratégia não tivesse sido adotada, o modelo resultaria em um dimensionamento incorreto, superdimensionando os elementos lineares de madeira, apesar das baixas solicitações estruturais envolvidas. Dessa forma, foi realizada uma simulação simplificada progressiva dessas linhas de tensão.

4.17. Cálculo das fundações

Considerando que a parte da infraestrutura de residências depende da resistência do solo, foram simuladas situações de resistência das camadas superiores do terreno para fundação direta e uma situação de fundação profunda.

A tensão admissível do solo foi determinada com base no valor médio do número de golpes (NSPT), obtido através do Ensaio de Penetração Padrão (SPT) a uma profundidade correspondente a 1,5 vezes a maior largura da sapata, dividido por cinco (Rebello, 2008).

Para o cálculo de fundações profundas, foi utilizado um laudo de SPT fictício com a resistência aumentando progressivamente com a profundidade de até 13 m, uma vez que na cidade foi possível realizar brocas de até 12 metros. O laudo SPT está apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Laudo de SPT fictício com resistência aumentando progressivamente.

Profundidade (m)	NSPT	Composição do solo
1	1	Silte argiloso
2	1	Silte argiloso
3	2	Argila siltosa
4	3	Argila siltosa
5	5	Argila siltosa
6	7	Silte argiloso
7	10	Silte argiloso
8	13	Argila siltosa
9	16	Argila siltosa
10	17	Argila siltosa
11	18	Argila siltosa
12	19	Silte argiloso
13	20	Argila siltosa

Fonte: O autor (2025).

4.18. Detalhamento e modelos

Os desenhos dos modelos tridimensionais e detalhamentos foram realizados no programa AutoCAD, versão estudante de 2023 (Autodesk, 2023).

4.19. Disponibilidade de material, mão de obra e custos

Foi realizado contato com o Sindicato da Indústria de Serrarias, Carpintarias e Tanoarias e da Marcenaria de Irati, o qual disponibilizou uma relação das empresas, com o tipo industrial e a cidade de sua localização.

Os preços dos materiais foram coletados em pontos comerciais e indústrias entre setembro e o início de outubro de 2024, enquanto os valores referentes à mão de obra foram obtidos posteriormente, em abril de 2025, após a finalização dos projetos.

Para a realização do quantitativo de materiais para as composições de concreto magro, concreto 25 MPa, chapisco e argamassa foram utilizadas as tabelas de composições do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - SINAPI (Caixa Econômica Federal, 2025). Nas Tabelas 3, 4, 5 e 6, estão apresentadas essas quatro composições para 1 m³ de material, respectivamente, para uso. Os demais produtos foram quantificados com base nas informações fornecidas por vendedores, nas especificações das embalagens e por meio de

cálculos realizados a partir da densidade e do volume.

Tabela 3. Concreto magro para lastro, traço 1:4,5:4,5 - composição 94962.

Insumos	Quantidade	Unidade
Areia	0,8269	m ³
Cimento Portland composto CP II-32	212,0194	kg
Pedra brita N.1	0,5782	m ³

Fonte: Adaptado de Caixa Econômica Federal (2025).

Tabela 4. Concreto FCK = 25 MPa, traço 1:2,3:2,7 - composição 94965.

Insumos	Quantidade	Unidade
Areia	0,7229	m ³
Cimento Portland composto CP II-32	362,6579	kg
Pedra brita N.1	0,5934	m ³

Fonte: Adaptado de Caixa Econômica Federal (2025).

Tabela 5. Argamassa traço 1:3 para chapisco convencional - composição 87313.

Insumos	Quantidade	Unidade
Areia	0,95	m ³
Cimento Portland composto CP II-32	426,49	kg

Fonte: Adaptado de Caixa Econômica Federal (2025).

Tabela 6. Argamassa traço 1:2:8 para emboço/massa única/assentamento de alvenaria de vedação - composição 87292.

Insumos	Quantidade	Unidade
Areia	1,16	m ³
Cal hidratada	174,10	kg
Cimento Portland composto CP II-32	195,86	kg

Fonte: Adaptado de Caixa Econômica Federal (2025).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Informações necessárias para o dimensionamento estrutural

5.1.2. Ações permanentes do telhado

Para as telhas, definiu-se que a cobertura foi de fibrocimento ondulada com espessura de 5 mm, com peso na superfície inclinada de $0,16 \text{ kN m}^{-2}$ incluindo a superposição, elementos de fixação e absorção de água (ABNT 6120, 2019). As telhas apresentaram uma inclinação de 15° (27%), o que levou as medidas de 3,00 m x 4,20 m a se ajustarem para este cálculo em 3,00 m x 4,35 m, resultando numa área de $13,05 \text{ m}^2$. Multiplicando por $0,16 \text{ kN m}^{-2}$, obteve-se 2,09 kN, e ao dividir pela área do modelo, obteve-se $0,17 \text{ kN m}^{-2}$.

Quanto ao telhado, o peso na superfície horizontal foi de $0,4 \text{ kN m}^{-2}$, o que incluiu a estrutura de suporte completa (tesouras, terças, caibros e ripas) (ABNT 6120, 2019). Além disso, por considerar o uso de forro de PVC, incluiu-se o peso de $0,1 \text{ kN m}^{-2}$, devido ao peso dos suportes metálicos (ABNT 6120, 2019). Dessa forma, somando todas essas parcelas à cobertura, obteve-se uma carga permanente de $0,67 \text{ kN m}^{-2}$.

Como o modelo foi de 3,00 m x 4,20 m, a multiplicação da carga permanente por essa área e o valor dividido pela soma linear das vigas, resultou numa carga linear de $0,59 \text{ kN m}^{-1}$

5.1.3. Cargas permanentes da estrutura de madeira

Considerando que a estrutura padrão do sistema *light wood frame* utilizou seções de $38 \text{ mm} \times 89 \text{ mm}$, e que o quadro analisado possui 2,75 m de altura, sua configuração estrutural foi definida com montantes espaçados a cada 60 cm. O banzo superior foi composto por duas seções e os banzos intermediário e inferior foram compostos por uma seção.

A madeira de coníferas da classe C20 apresenta densidade característica de 5 kN m^{-3} (ABNT 6120, 2019). Assim, a massa média de madeira utilizada na confecção do quadro, conforme a configuração adotada, foi de $5,84 \text{ kg m}^{-2}$. De acordo com os fornecedores, a placa OSB de 15 mm possui massa aproximada de $9,65 \text{ kg m}^{-2}$. Optou-se por utilizar placas de espessura superior como medida conservadora de dimensionamento. As chapas cimentícias de 10 mm apresentam massa de aproximadamente $17,01 \text{ kg m}^{-2}$, enquanto as placas de gesso de

12,5 mm, cerca de $8,2 \text{ kg m}^{-2}$.

Considerando duas camadas de OSB (uma em cada face do painel) e adicionando 6 kg m^{-2} como estimativa para os demais componentes do sistema *light wood frame* (como parafusos, membranas, isolantes e massas), obteve-se um peso total de $56,35 \text{ kg m}^{-2}$. Multiplicando esse valor pela altura do quadro (2,75 m), obteve-se uma carga linear equivalente a aproximadamente $1,55 \text{ kN m}^{-1}$.

Em *softwares* avançados de análise estrutural, esse processo é realizado automaticamente, garantindo maior precisão. No entanto, como neste trabalho o dimensionamento foi conduzido por meio de cálculos manuais, o procedimento se tornou mais trabalhoso e sujeito a simplificações.

Para garantir um modelo mais seguro, e em razão das combinações de esforços, todo o peso do quadro foi aplicado no banzo superior, resultando em um leve superdimensionamento, necessário devido às limitações inerentes à ausência de ferramentas computacionais sofisticadas no processo de análise.

Por fim, o somatório das cargas permanentes do telhado e as cargas do quadro completo resultou em uma carga linear total de $2,14 \text{ kN m}^{-1}$.

5.1.4. Cargas permanentes da estrutura de concreto armado

Na realização da primeira iteração do cálculo do peso próprio, foram adotadas as dimensões mínimas estabelecidas pela NBR 6118 (2023). Para o pilar, a área mínima da seção transversal é de 360 cm^2 (ABNT 6118, 2023). Contudo, optou-se por utilizar uma seção de $15 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$, resultando em uma área de 375 cm^2 , o que é comum em obras de pequeno porte.

Quanto à viga, a largura mínima especificada pela norma é de 12 cm (ABNT 6118, 2023). Entretanto, para facilitar a execução, optou-se por manter a largura da viga em 15 cm , para compatibilizar com a dimensão do pilar. Embora a norma não defina uma altura mínima específica, existe uma diretriz prática que recomenda que a altura da viga seja aproximadamente 10% do vão. Para a situação em questão, uma altura de 30 cm foi considerada adequada.

O concreto armado utilizado possui uma massa específica aproximada de 2500 kg m^{-3} (ABNT 6120, 2019). No caso dos pilares, com dimensões de $15 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$, a carga linear devido ao peso próprio pode ser determinada a partir da densidade do concreto. Considerando a área da seção transversal e a densidade mencionada, obteve-se uma carga de $0,9375 \text{ kN m}^{-1}$.

Multiplicando esse valor pela altura do pilar, que foi de 2,75 m, obteve-se um carregamento total de aproximadamente 2,578 kN por pilar.

Para a viga com dimensões de 30 cm × 15 cm, o cálculo foi realizado de maneira análoga. A carga linear correspondente ao peso próprio da viga resultou em 1,125 kN m⁻¹. Esse carregamento foi distribuído uniformemente ao longo da viga, no modelo analisado no *software* Ftool, incluindo os 0,59 kN m⁻¹ do peso próprio do telhado, o mesmo considerado na estrutura de madeira, totalizando uma carga de 1,715 kN m⁻¹.

No que diz respeito à parede, foi utilizado tijolo cerâmico de dimensões 9 cm x 14 cm x 19 cm, assentado em pé. O peso do bloco cerâmico vazado com revestimento de 2 cm de ambos os lados corresponde a 1,6 kN m⁻² (ABNT 6120, 2019). Multiplicando esse valor pela altura do pé-direito, descontada a altura da viga, obteve-se a carga por metro linear. Considerando um pé-direito de 2,75 m e a altura da viga de 0,30 m, a carga resultante por metro linear foi de 3,92 kN m⁻¹. Esse valor foi acrescido ao peso próprio da viga baldrame, o qual foi o mesmo da viga, totalizando em 5,045 kN m⁻¹.

5.1.5. Ações variáveis

A carga variável para forros acessíveis, destinados exclusivamente à manutenção e sem estoques de materiais, foi de 0,1 kN m⁻² (ABNT 6120, 2019), o que corresponde a uma carga linear de 0,09 kN m⁻¹.

A estimativa da carga de vento foi realizada utilizando o *software* livre VisualVentos, versão 2.0.2 (Pravia, 2008). Após inserir a geometria do modelo no *software*, definiu-se a velocidade básica do vento para a região. Em seguida, aplicaram-se os fatores de ajuste, resultando na velocidade característica, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988).

O relatório de cálculo do esforço do vento está no Apêndice 1 e os resultados dos esforços estão na Figura 3.

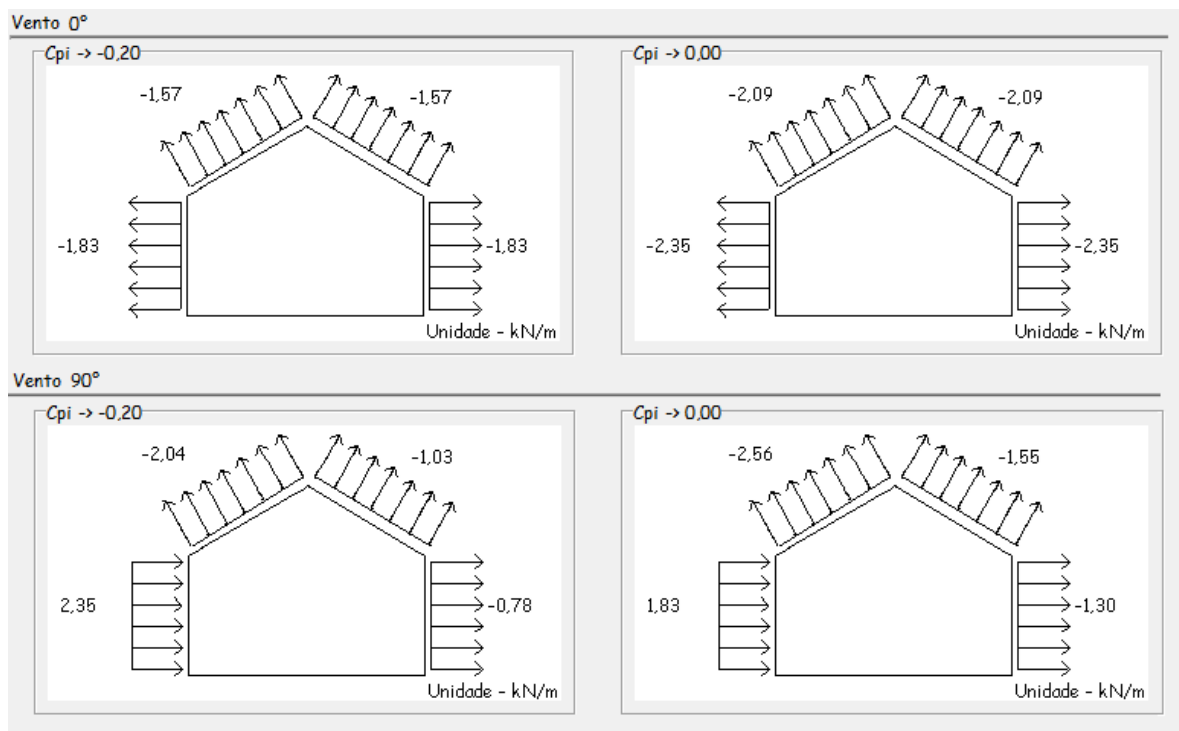


Figura 3. Resultado dos esforços de vento.

Fonte: Adaptada de Pravia (2008).

Para vento a zero grau foram considerados apenas os esforços da direita, pois foram maiores em todos os lados da edificação na mesma proporção (Figura 3). Já para vento em 90 graus, foram analisados os dois, portanto, foram realizados três modelos de combinações para essas ações.

5.1.6. Combinações de ações

Para as ações permanentes, a edificação foi considerada do tipo 2, na qual as cargas acidentais não superaram 5 kN m^{-2} (ABNT 8681, 2003). Para este tipo de edificação na combinação normal as ações permanentes diretas agrupadas têm o coeficiente de 1,4 quando o efeito for desfavorável e de 1,0 quando favorável (ABNT 8681, 2003). Para as ações variáveis consideradas em conjunto, o coeficiente de ponderação foi de 1,4 (ABNT 8681, 2003).

Como o vento sempre atuou como sucção no telhado deste modelo, não se consideram duas ações variáveis nesta combinação, pois atuam em sentidos opostos e reduzem o efeito uma da outra. Dessa forma, não há ação variável secundária, e o fator de combinação $\psi_0 = 0,6$ para o vento, não foi aplicado (ABNT 8681, 2003).

As combinações de estados limites últimos consideradas no estudo foram:

- a) permanente (desfavorável) e sobrecarga (variável principal);
- b) permanente (favorável) e vento (variável principal);
- c) permanente (favorável) e vento (variável principal);
- d) permanente (favorável) e vento (variável principal).

Na primeira combinação, a ação permanente foi considerada desfavorável, pois contribui para o aumento da sollicitação provocada pela carga variável. Já nas demais combinações, a ação permanente atua de forma favorável, reduzindo o efeito de sucção na cobertura.

5.1.7. Combinações para a estrutura de madeira

As combinações de esforços para a estrutura de madeira estão detalhadas com os valores e coeficientes na Tabela 7, bem como os resultados combinados aplicados no *software* Ftool.

Tabela 7. Combinações para a estrutura de madeira.

Combinação	Posição	Permanente		Variável			Combinada	
		$F_{yGi,k}$ (kN m ⁻¹)	γ_g	$F_{yQ1,k}$ (kN m ⁻¹)	$F_{xQ1,k}$ (kN m ⁻¹)	γ_q	F_{yd} (kN m ⁻¹)	F_{xd} (kN m ⁻¹)
1	Superior	-2,14	1,40	-0,09	0,00	1,40	-3,12	0,00
2	Superior esquerda	-2,14	1,00	2,02	-0,54	1,40	0,69	-0,76
	Lateral esquerda	0,00	1,00	0,00	-2,35	1,40	0,00	-3,29
	Superior direita	-2,14	1,00	2,02	0,54	1,40	0,69	0,76
	Lateral direita	0,00	1,00	0,00	2,35	1,40	0,00	3,29
3	Superior esquerda	-2,14	1,00	1,97	-0,53	1,40	0,62	-0,74
	Lateral esquerda	0,00	1,00	0,00	2,35	1,40	0,00	3,29
	Superior direita	-2,14	1,00	0,99	0,27	1,40	-0,75	0,37
	Lateral direita	0,00	1,00	0,00	0,78	1,40	0,00	1,09
4	Superior esquerda	-2,14	1,00	2,47	-0,66	1,40	1,32	0,00
	Lateral esquerda	0,00	1,00	0,00	1,83	1,40	0,00	0,00
	Superior direita	-2,14	1,00	1,50	0,40	1,40	-0,04	0,00
	Lateral direita	0,00	1,00	0,00	1,30	1,40	0,00	0,00

Fonte: O autor (2025).

Onde:

- a) $F_{yGi,k}$ é o valor característico das ações permanentes em Y;
- b) γ_g é o coeficiente de ponderação para ações permanentes;
- c) $F_{yQ1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal em Y;
- d) $F_{xQ1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal em X;
- e) γ_q é o coeficiente de ponderação para ações diretas variáveis;
- f) F_{yd} é o valor de cálculo das ações em Y;
- g) F_{xd} é o valor de cálculo das ações em X.

5.1.8. Combinações para a estrutura em concreto armado

Foram consideradas as quatro combinações utilizadas no estudo da madeira, envolvendo carga variável e ação do vento. No entanto, neste caso, as majorações não foram aplicadas diretamente na planilha de combinações, pois, para o dimensionamento do concreto armado, o *software* deveria ser alimentado com os valores característicos e não os de cálculo. Isso difere do estudo da madeira, no qual as combinações já eram apresentadas com os coeficientes de majoração previamente aplicados, para alimentar as planilhas desenvolvidas com os valores de projeto.

Na Tabela 8, são apresentadas as combinações de carregamento utilizadas, bem como os resultados combinados aplicados no *software* Ftool.

Tabela 8. Combinações para a estrutura de concreto armado.

Combinação	Posição	Permanente		Variável			Combinada	
		$F_{yGi,k}$ (kN m ⁻¹)	γ_g	$F_{yQ1,k}$ (kN m ⁻¹)	$F_{xQ1,k}$ (kN m ⁻¹)	γ_q	F_{yd} (kN m ⁻¹)	F_{xd} (kN m ⁻¹)
1	Superior	-1,72	1,00	-0,09	0,00	1,00	-1,81	0,00
2	Superior esquerda	-1,72	0,71	2,02	-0,54	1,00	0,79	-0,54
	Lateral esquerda	0,00	0,71	0,00	-2,35	1,00	0,00	-2,35
	Superior direita	-1,72	0,71	2,02	0,54	1,00	0,79	0,54
	Lateral direita	0,00	0,71	0,00	2,35	1,00	0,00	2,35
3	Superior esquerda	-1,72	0,71	1,97	-0,53	1,00	0,75	-0,53
	Lateral esquerda	0,00	0,71	0,00	2,35	1,00	0,00	2,35
	Superior direita	-1,72	0,71	0,99	0,27	1,00	-0,23	0,27
	Lateral direita	0,00	0,71	0,00	0,78	1,00	0,00	0,78
4	Superior esquerda	-1,72	0,71	2,47	-0,66	1,00	1,25	-0,66
	Lateral esquerda	0,00	0,71	0,00	1,83	1,00	0,00	1,83
	Superior direita	-1,72	0,71	1,50	0,40	1,00	0,27	0,40
	Lateral direita	0,00	0,71	0,00	1,30	1,00	0,00	1,30

Fonte: O autor (2025).

Onde:

- $F_{yGi,k}$ é o valor característico das ações permanentes em Y;
- γ_g é o coeficiente de ponderação para ações permanentes;
- $F_{yQ1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal em Y;
- $F_{xQ1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal em X;
- γ_q é o coeficiente de ponderação para ações diretas variáveis;
- F_{yd} é o valor de cálculo das ações em Y;
- F_{xd} é o valor de cálculo das ações em X.

Para garantir a correta ponderação das combinações de carregamento, os fatores foram ajustados da seguinte maneira: onde a ação deveria ser majorada por 1,4, foi atribuído o valor 1 (resultado da divisão de 1,4 por 1,4). E onde não haveria majoração, adotou-se o fator 0,71 (resultado da divisão de 1 por 1,4). Dessa forma, quando o *software* de cálculo, que opera com valores característicos, multiplicou os carregamentos por 1,4, os resultados corresponderam

corretamente às ponderações estabelecidas.

5.1.9. Coeficientes de modificação e minoração para a madeira

Para determinar o coeficiente parcial de modificação k_{mod1} foi necessário estabelecer em projeto o tipo de carregamento. Tendo estabelecido que o carregamento da construção foi permanente, o k_{mod1} foi de 0,60 (ABNT 7190-1, 2022).

De acordo com Instituto de Desenvolvimento Rural do Paraná - IAPAR-EMATER (IDR-Paraná, 2019), a umidade relativa média anual da cidade de Fernandes Pinheiro, vizinha de Irati, entre 1963 e 2019, foi de 80,3%. E, segundo o Instituto Nacional de Meteorologia (2023), a umidade relativa dos últimos 10 anos em Irati também foi de 80,3%. Na Tabela 9, estão as médias anuais, mensais e a umidade relativa de 2013 a 2023, separadas por meses devido às variações de umidade ao longo do ano.

Tabela 9. Umidade relativa dos últimos 10 anos na cidade de Irati.

Mês	Ano										Média	
	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022		2023
Jan.	77,6	79,2	78,2	80,5	81,6	83,4	81,3	82,3	86,2	81,4	82,4	81,3
Fev.	83,4	75,4	83,3	84,7	80,0	80,2	82,8	79,2	77,0	76,4	85,3	80,7
Mar.	84,7	79,2	80,6	80,9	82,7	85,7	83,8	75,5	82,3	83,7	83,0	82,0
Abr.	79,0	83,5	80,4	77,5	82,8	78,9	87,1	72,4	78,9	85,8	80,2	80,6
Mai.	84,3	86,8	85,6	87,0	87,7	78,7	89,5	78,5	81,4	82,4	83,2	84,1
Jun.	90,0	85,6	83,8	85,2	84,8	87,5	83,6	85,8	86,3	83,8	85,4	85,6
Jul.	83,4	81,5	86,3	79,5	78,0	77,3	77,9	81,8	77,8	79,4	85,6	80,8
Ago.	72,8	75,7	74,3	83,5	78,9	78,4	75,9	80,5	78,8	82,8	83,0	78,6
Set.	77,1	78,9	76,4	73,2	68,7	80,7	78,0	73,9	76,1	85,7	78,3	77,0
Out.	73,0	70,5	85,9	79,2	79,8	86,9	73,8	72,5	83,7	81,7	88,0	79,5
Nov.	75,4	73,4	88,1	75,1	73,6	77,4	76,4	71,1	72,7	73,0	80,1	76,0
Dez.	75,6	79,5	84,9	80,4	81,5	71,0	78,1	82,1	69,1	78,3	74,7	77,7
Média	79,7	79,1	82,3	80,5	80,0	80,5	80,7	78,0	79,2	81,2	82,4	80,3

Fonte: O autor (2025) com informações de INMET (2013-2023)

O mês mais úmido dos últimos dez anos foi junho, com 85,6% e o ano mais úmido foi de 2023, com 82,4% de média. Dessa forma, a umidade relativa utilizada para o cálculo do coeficiente modificador foi a média obtida pelos dois institutos, que foi de 80,3%.

Dessa forma, a umidade de 80,3% ficou dentro da classe de umidade 3, o que

caracterizou umidade de equilíbrio de 18% (ABNT 7190-1, 2022). Após determinar essa classe de umidade, obteve-se o valor do k_{mod2} , de 0,80 (ABNT 7190-1, 2022).

5.1.10. Cálculo da resistência ajustada da madeira

Na Tabela 10 estão as reduções progressivas das resistências da madeira, primeiramente pela correção da umidade local, depois pela aplicação dos coeficientes modificadores e para finalizar a aplicação dos coeficientes minoradores. Assim, as resistências finais foram de 6,03 MPa de flexão, 5,72 MPa de compressão, 3,62 MPa de tração e 0,84 MPa de cisalhamento.

Tabela 10. Redução progressiva das resistências.

	Valores característicos (MPa)		Valores de cálculo (MPa)	
			Modificado	Minorado
Umidade de equilíbrio	12%	16,60%	16,60%	16,60%
Flexão	20,00	17,57	8,44	6,03
Compressão paralela	19,00	16,70	8,01	5,72
Tração paralela	12,00	10,54	5,06	3,62
Cisalhamento	3,60	3,16	1,52	0,84

Fonte: O autor (2025).

5.2. Dimensionamento dos elementos de concreto armado

Foram elaborados modelos com as cargas provenientes das quatro combinações no *software* Ftool. Na Figura 4, estão os modelos com os carregamentos da combinação 1 para o lado menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do cômodo padrão.

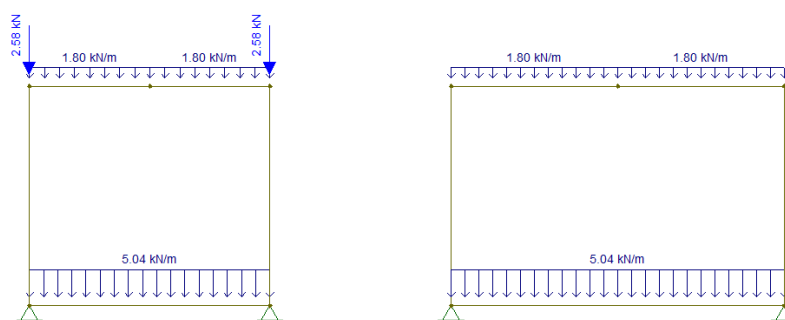


Figura 4. Modelos com os carregamentos da combinação 1.

Fonte: O autor (2025).

Os modelos da combinação 1 com os diagramas das forças axiais e reações de apoio estão na Figura 5 para o lado menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do cômodo padrão.

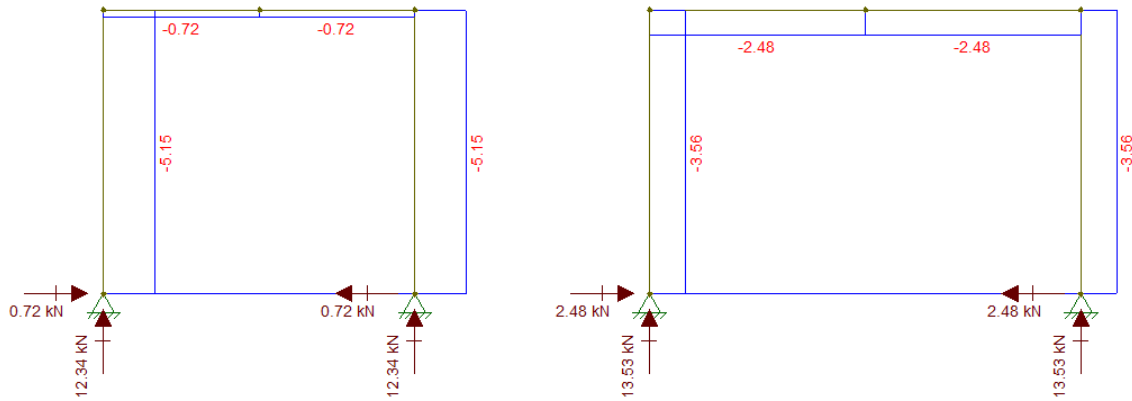


Figura 5. Modelos da combinação 1 com os resultados das forças axiais e reações de apoio.
 Fonte: O autor (2025).

Os modelos da combinação 1 com os diagramas dos esforços cortantes estão na Figura 6 para o lado menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do cômodo padrão.

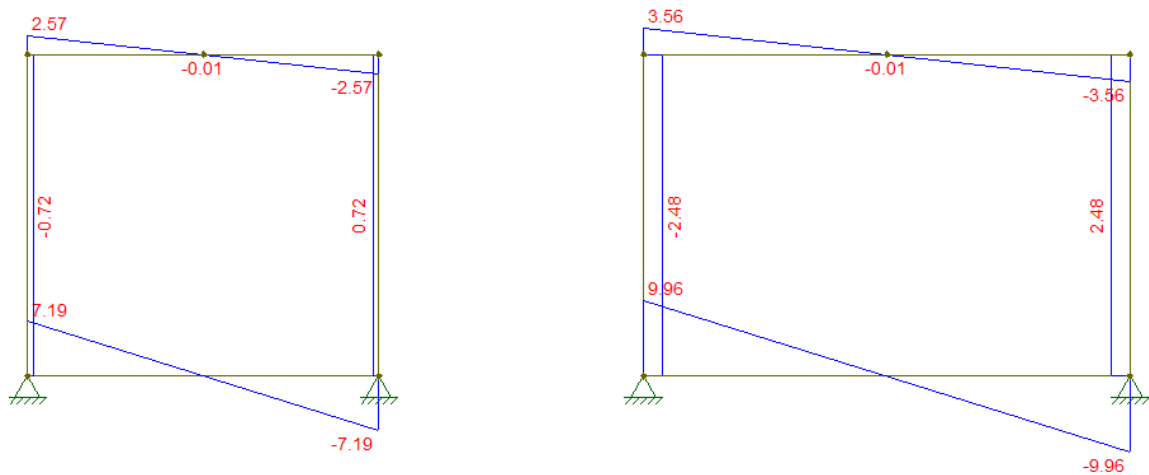


Figura 6. Modelos da combinação 1 com os resultados dos esforços cortantes.
 Fonte: O autor (2025).

Os modelos da combinação 1 com os diagramas dos momentos fletores estão na Figura 7 para o lado menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do cômodo padrão.

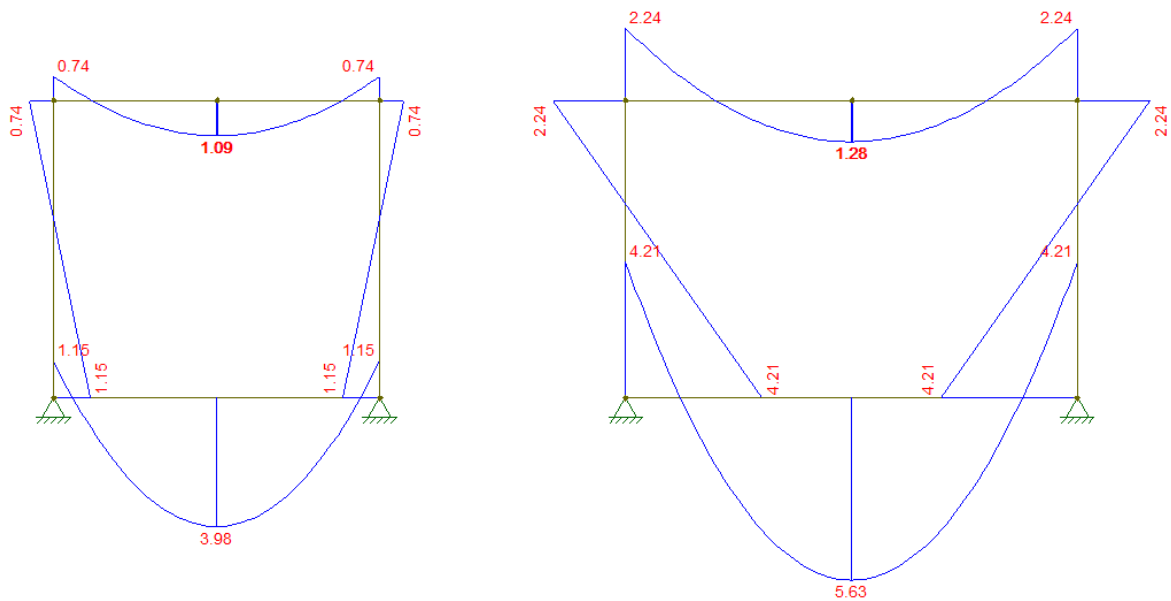


Figura 7. Modelos da combinação 1 com os resultados dos momentos fletores.

Fonte: O autor (2025).

Os resultados dos esforços normais para o lado menor (3,00 m) do modelo estão apresentados na Tabela 11 e para o lado maior (4,20 m) do modelo na Tabela 12.

Tabela 11. Esforços normais para o lado menor do modelo.

Combinação	Esforço normal (kN)	
	Pilar esquerdo	Pilar direito
1	-5,15	-5,15
2	-1,45	-1,44
3	-0,75	-3,67
4	-0,03	-2,95

Fonte: O autor (2025).

Tabela 12. Esforços normais para o lado maior do modelo.

Combinação	Esforço normal (kN)	
	Pilar esquerdo	Pilar direito
1	-3,56	-3,56
2	1,57	1,57
3	1,83	-0,81
4	2,82	0,19

Fonte: O autor (2025).

As Tabelas 13 e 14 mostram os resultados dos esforços cortantes para os lados menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do modelo, respectivamente.

Tabela 13. Esforços cortantes para o lado menor do modelo.

Esforço cortante (kN)			
Pilar esquerdo	Pilar direito	Viga	Viga baldrame
-0,72	0,72	2,57	7,19
3,51	3,50	1,13	7,19
4,40	3,37	1,83	9,45
3,77	3,99	2,54	9,45

Fonte: O autor (2025).

Tabela 14. Esforços cortantes para o lado maior do modelo.

Esforço cortante (kN)			
Pilar esquerdo	Pilar direito	Viga	Viga baldrame
2,48	2,48	3,56	9,96
4,60	4,60	1,57	9,97
3,10	4,52	1,83	11,46
2,60	5,01	2,82	11,46

Fonte: O autor (2025).

As Tabelas 15 e 16 mostram os resultados do momento fletor para os lados menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do modelo, respectivamente.

Tabela 15. Momentos fletores para o lado menor do modelo.

Momento fletor (kN m)							
Pilar esquerdo		Pilar direito		Viga		Viga baldrame	
Topo	Base	Topo	Base	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
-0,74	1,15	-0,74	1,15	1,09	0,74	3,98	1,15
0,85	2,04	0,86	2,03	0,86	0,00	3,09	2,04
0,90	-2,59	-2,27	3,85	0,90	2,27	5,00	3,85
1,24	-2,38	-1,93	4,05	1,24	1,93	4,79	4,05

Fonte: O autor (2025).

Tabela 16. Momentos fletores para o lado maior do modelo

Pilar esquerdo		Pilar direito		Momento fletor (kN m)		Viga baldrame	
Topo	Base	Topo	Base	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
-2,24	4,21	-2,24	4,21	1,28	2,24	5,63	4,21
0,47	4,49	0,48	4,49	0,48	1,08	5,35	4,49
0,78	0,66	-2,52	6,59	0,78	2,52	6,43	6,59
1,32	0,74	-1,98	6,67	1,32	2,04	6,36	6,67

Fonte: O autor (2025).

As Tabelas 17 e 18 mostram as reações de apoio sob cada pilar dos lados menor (3,00 m) e maior (4,20 m) do modelo, respectivamente.

Tabela 17. Esforços na fundação para o lado menor do modelo.

Combinação	Esforço normal (kN)			
	Pilar esquerdo em X	Pilar esquerdo em Y	Pilar direito em X	Pilar direito em Y
1	0,72	12,34	-0,72	12,34
2	3,51	8,64	-3,50	8,63
3	-4,40	5,68	-3,37	13,11
4	-3,77	4,97	-3,99	12,40

Fonte: O autor (2025).

Tabela 18. Esforços na fundação para o lado maior do modelo.

Combinação	Esforço normal (kN)			
	Pilar esquerdo em X	Pilar esquerdo em Y	Pilar direito em X	Pilar direito em Y
1	2,48	13,53	-2,48	13,53
2	4,60	8,40	-4,60	8,39
3	-3,10	6,63	-4,52	12,27
4	-2,60	5,64	-5,01	11,28

Fonte: O autor (2025).

Os outros diagramas das combinações 2, 3 e 4 utilizados para elaborar essas tabelas estão nos Apêndices 2, 3 e 4, respectivamente.

5.2.1. Vigas

Ao analisar os diagramas gerados pelo Ftool, foi possível separar os esforços cortantes

e de momento fletor por viga para cada combinação. Os valores utilizados foram os maiores entre as combinações.

Ao utilizar o *software* de dimensionamento de concreto para vigas, todas elas, incluindo os baldrames, passaram com o pré-dimensionamento inicial de 15 cm x 30 cm. Devido ao momento fletor negativo encontrado as armaduras longitudinais ficaram simétricas com bitola de 10 mm e estribos de 5 mm a cada 15 cm.

Nas Figuras 8 e 9 estão os detalhamentos de todas as vigas e vigas baldrames menores e maiores, respectivamente. Nos Apêndices 5, 6, 7 e 8 estão os memoriais de cálculo da viga menor, viga maior, viga baldrame menor e viga baldrame maior, respectivamente.

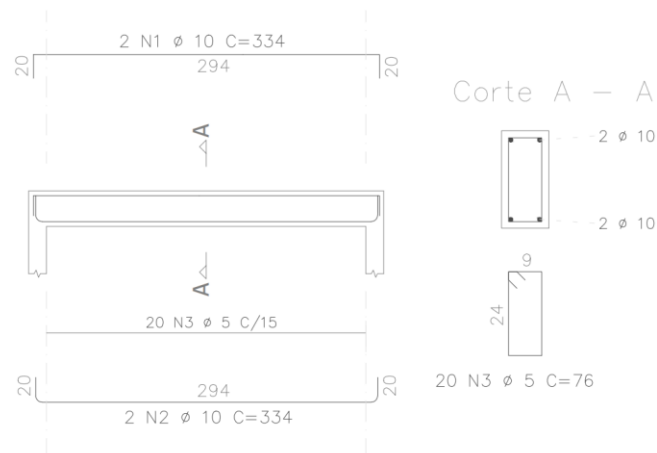


Figura 8. Detalhamento de todas as vigas e vigas baldrames de 3 m.

Fonte: O autor (2025).

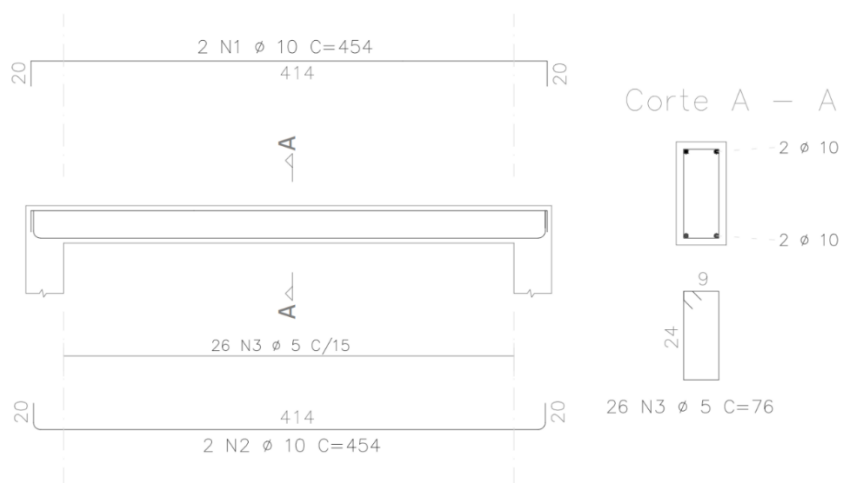


Figura 9. Detalhamento de todas as vigas e vigas baldrames de 4,2 m.

Fonte: O autor (2025).

5.2.2. Pilares

Para alimentar o *software* com os dados retirados do Ftool, foram necessárias 10 combinações diferentes, pois dentro das 4 combinações de segurança foi necessário fazer outras 4 nas combinações 3 e 4, devido aos momentos fletores de topo e base se invertermem, o que não foi necessário nas combinações 1 e 2 (Tabela 19).

Tabela 19. Todas as combinações avaliadas no dimensionamento dos pilares.

Combinação	Momento fletor (kN m)				Esforço normal (kN)
	Topo 1	Topo 2	Base 1	Base 2	
1	-0,74	-2,24	1,15	4,21	-8,71
2	0,86	0,48	2,04	4,49	0,12
3	0,90	0,78	-2,59	0,66	1,08
4	-2,27	0,78	3,85	0,66	-1,84
5	0,90	-2,52	-2,59	6,59	-1,56
6	-2,27	-2,52	3,85	6,59	-4,48
7	1,24	1,32	-2,38	0,74	2,79
8	-1,93	1,32	4,05	0,74	-0,13
9	1,24	-1,98	-2,38	6,67	0,16
10	-1,93	-1,98	4,05	6,67	-2,76

Fonte: O autor (2025).

Todas as combinações atenderam ao pré-dimensionamento inicial de 15 cm × 25 cm, com quatro barras de aço de 10 mm de diâmetro e estribos de 5 mm, espaçados a cada 12 cm (Figura 10). Os memoriais de cálculo das combinações 1 a 10 estão nos Apêndices 9 a 18, respectivamente.

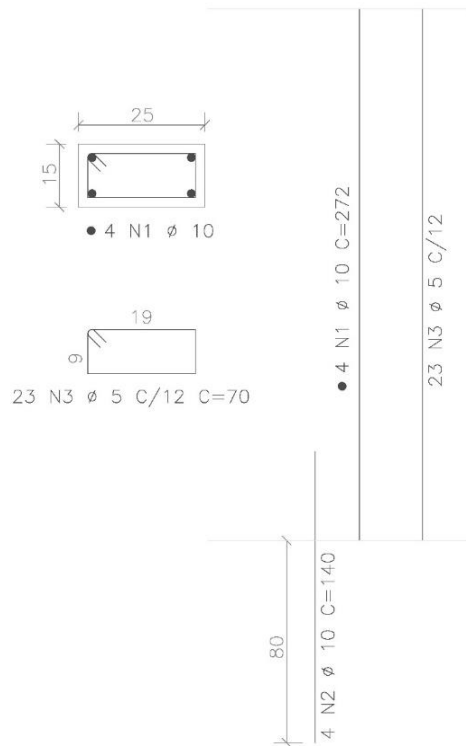


Figura 10. Detalhamento de todos os pilares do modelo.

Fonte: O autor (2025).

5.2.3. Sapatas

Para as sapatas do modelo de concreto armado, considerou-se o maior valor de reações de apoio de todas as combinações, resultando em 26,64 kN na vertical e força horizontal em X de 5,01 kN e em Y de 4,40 kN.

Nas simulações realizadas no *software* adquirido, o NSPT limite para as sapatas deste modelo foi de 1,1 (equivalente a 0,0216 MPa). Quando o NSPT fica abaixo desse valor, o aumento da superfície de contato da sapata com o solo exige o aumento da sua altura para manter sua rigidez. Contudo, o peso próprio da sapata acaba fazendo com que a superfície de contato com o solo aumente novamente, o que torna o uso da sapata impossível.

Com esse NSPT baixo, a sapata apresentou dimensões de 125 cm x 115 cm e altura de 35 cm. À medida que o valor do NSPT aumentava, as dimensões da sapata foram sendo reduzidas, atingindo o limite de NSPT igual a 5, no qual a sapata apresenta suas dimensões mínimas de 60 cm de cada lado.

Para viabilizar técnica e economicamente o uso de fundações diretas, recomenda-se que

o valor médio do NSPT seja igual ou superior a 8, e que a profundidade de assentamento não ultrapasse 2 metros, a fim de evitar a elevação de custos (Rebello, 2008). Contudo, o modelo estudado apresenta baixa carga, dessa forma, o NSPT mais econômico já foi o de 5.

Já que foi possível matematicamente, mas não recomendado, fazer sapatas com solos de NSPT de até 1,1, foram feitas simulações de sapatas para NSPT progressivamente de até 5, em que a sapata fica no tamanho mínimo. Na Tabela 20 estão as quantidades de concreto e de aço para cada sapata, do NSPT 1,1 até 5.

Tabela 20. Quantidades de concreto e aço para as sapatas.

NSPT	Tensão admissível (MPa)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
1,1	0,0216	0,503	16,62
2	0,0392	0,283	10,43
3	0,0588	0,196	6,56
4	0,0784	0,147	6,56
5	0,0980	0,126	1,29

Fonte: O autor (2025).

Os detalhamentos das 5 sapatas para cada tensão admissível do solo referente ao NSPT de 1,1, 2, 3, 4 e 5 estão nas Figuras 11, 12, 13, 14 e 15, respectivamente.

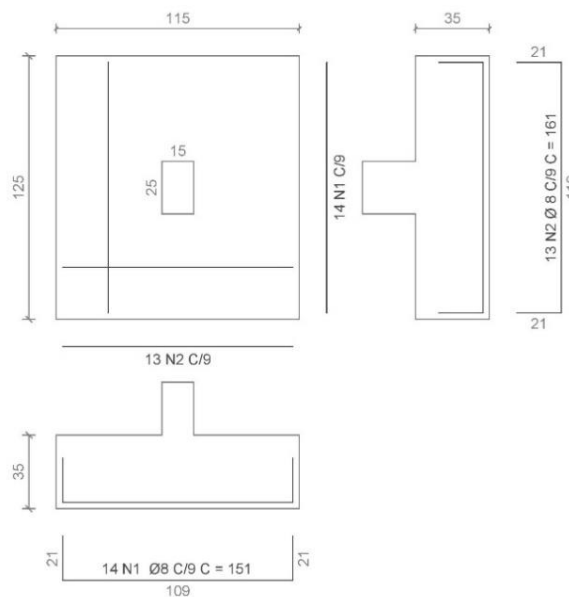


Figura 11. Detalhamento das sapatas para NSPT 1,1.

Fonte: O autor (2025).

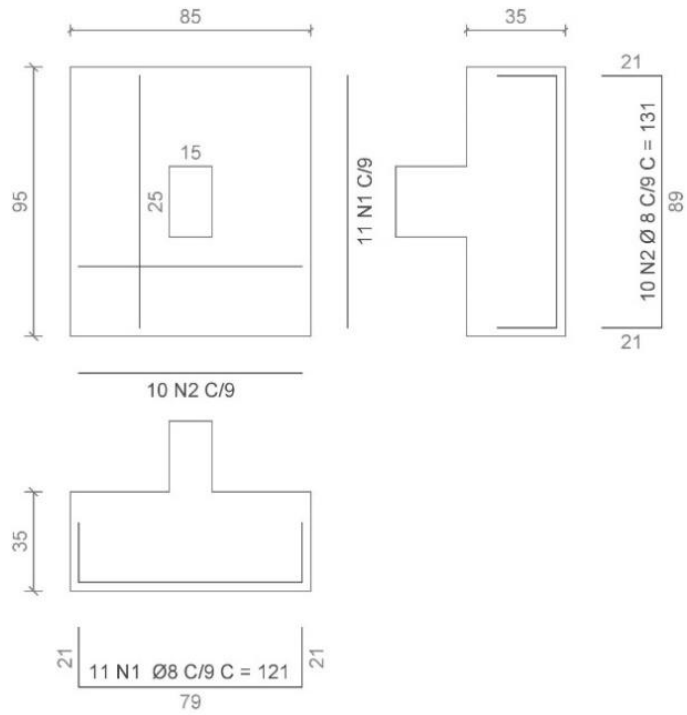


Figura 12. Detalhamento das sapatas para NSPT 2.

Fonte: O autor (2025).

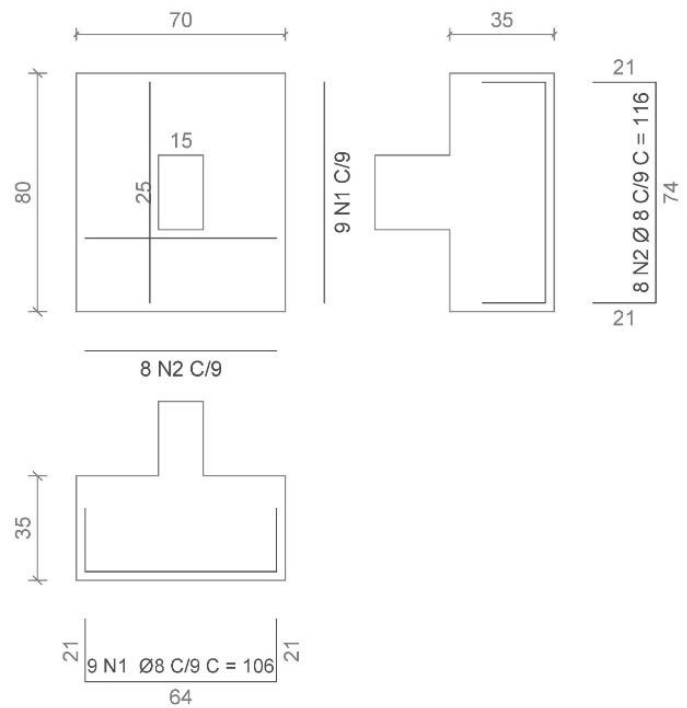


Figura 13. Detalhamento das sapatas para NSPT 3.

Fonte: O autor (2025).

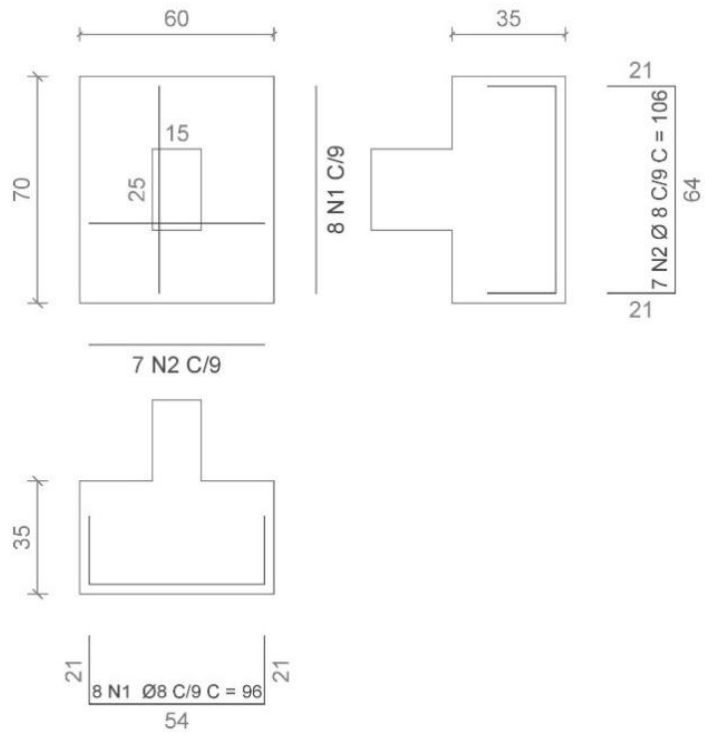


Figura 14. Detalhamento das sapatas para NSPT 4.

Fonte: O autor (2025).

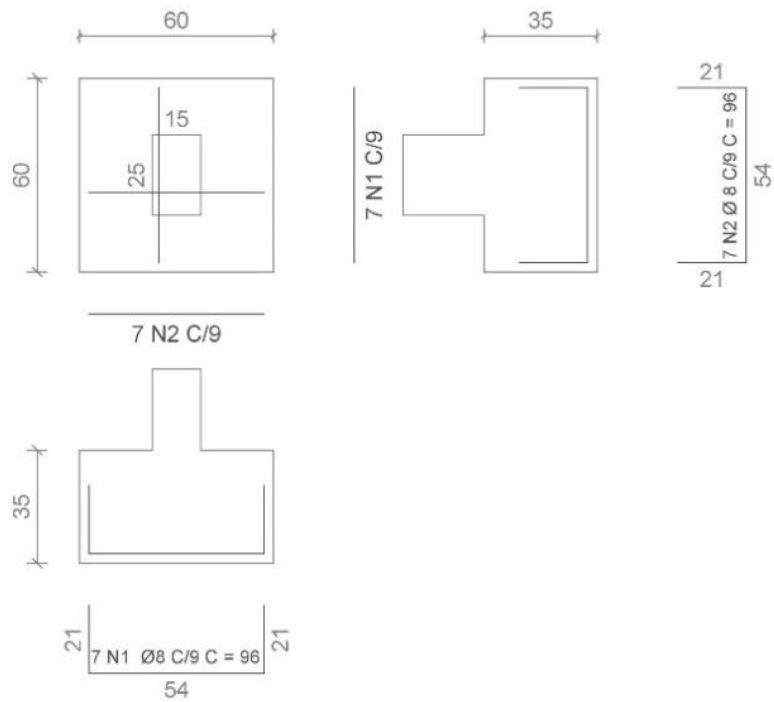


Figura 15. Detalhamento das sapatas para NSPT 5.

Fonte: O autor (2025).

Os memoriais de cálculo para as sapatas no NSPT de 1,1 a 5 estão nos Apêndices 19 ao 23 respectivamente.

5.2.4. Estacas

As estacas são utilizadas quando as resistências do solo atingem valores maiores nas camadas mais profundas, ou quando o tipo de solo superficial for inadequado. Ao utilizar o *software* adquirido para o dimensionamento de estacas, para o laudo de NSPT da Tabela 2, a profundidade mínima necessária para uma estaca de 25 cm de diâmetro resistir à carga de 26,64 kN toneladas do modelo de concreto foi de sete metros.

O detalhamento das quatro estacas está na Figura 16 e o memorial de cálculo no Apêndice 24.

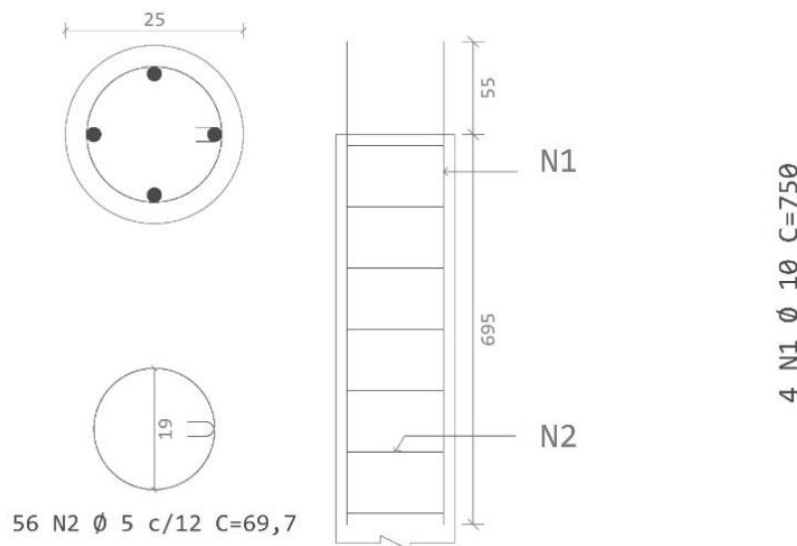


Figura 16. Detalhamento de todas as estacas do modelo.

Fonte: O autor (2025).

5.2.5. Blocos

Para a utilização de estacas, foi necessário o uso de blocos de ligação entre as estacas e as vigas baldrames. O *software* calculou blocos de lados iguais, com 35 cm.

O detalhamento dos blocos está na Figura 17 e o memorial de cálculo no Apêndice 25.

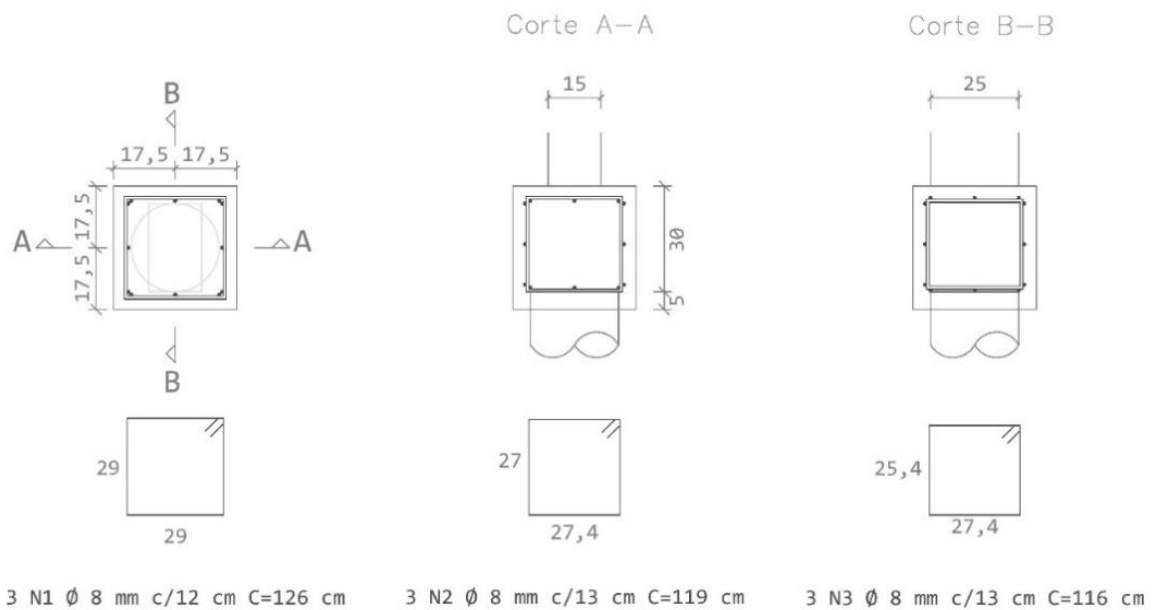


Figura 17. Detalhamento de todos os blocos do modelo.

Fonte: O autor (2025).

5.2.6. Fundação para a estrutura de *light wood frame*

Ao realizar simulações no *software* de sapatas corridas, foi calculado que, para a sapata suportar seu peso próprio, o NSPT mínimo do solo foi de 0,5, ou aproximadamente 0,0098 MPa, considerando este modelo construtivo (baixa carga e grande área de contato com o solo). A sapata corrida teve uma dimensão lateral de 60 cm, que foi a mínima exigida pela normativa do *software*. Os memoriais de cálculo para as sapatas corridas menores e maiores estão nos Apêndices 26 e 27, respectivamente. Na Figura 18, estão os detalhamentos da sapata corrida menor (3 m) à esquerda e da maior (4,20 m) à direita.

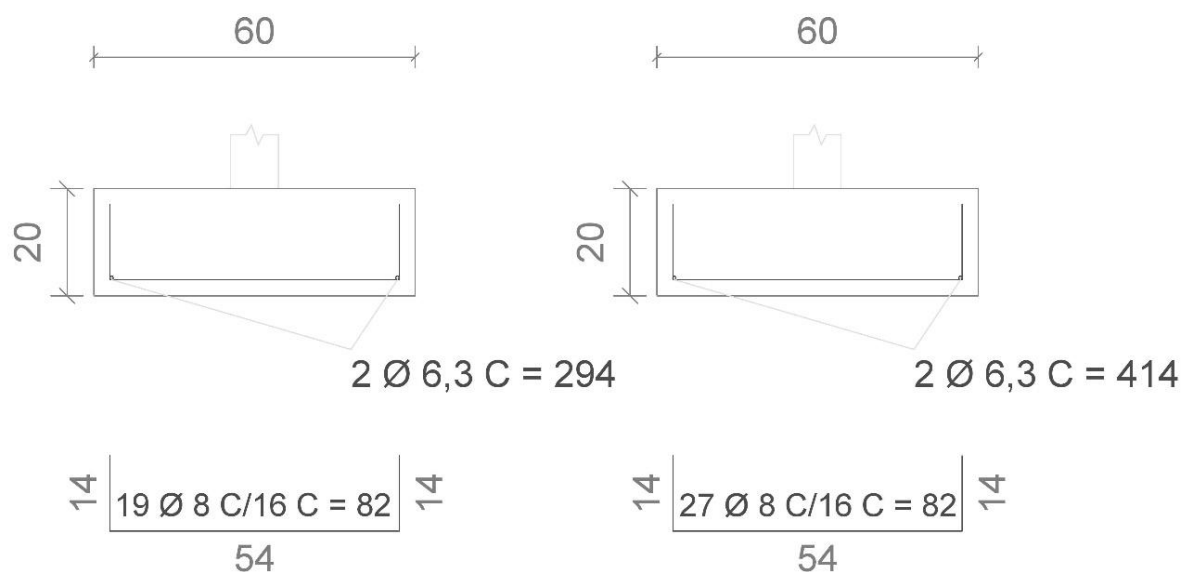


Figura 18. Detalhamento das sapatas corridas.

Fonte: O autor (2025).

5.3. Representações gráficas do concreto armado e alvenaria

Após a realização dos cálculos estruturais, foram elaboradas representações gráficas das quatro paredes compostas por concreto armado e alvenaria, desconsiderando os revestimentos interno e externo. Os desenhos incluem a infraestrutura correspondente à menor sapata dimensionada, bem como as vergas e contravergas necessárias para a abertura de portas e janelas, conforme ilustrado nas Figuras 19, 20, 21 e 22.

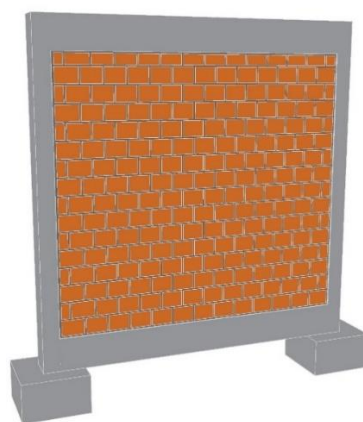


Figura 19. Modelo da parede menor em concreto armado e alvenaria.

Fonte: O autor (2025).

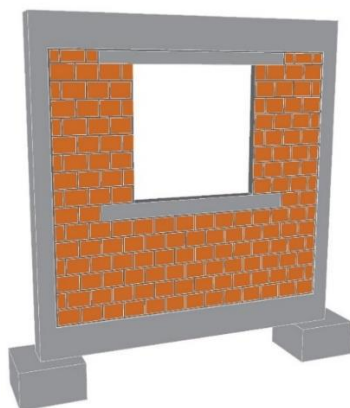


Figura 20. Modelo da parede menor em concreto armado e alvenaria com janela.

Fonte: O autor (2025).

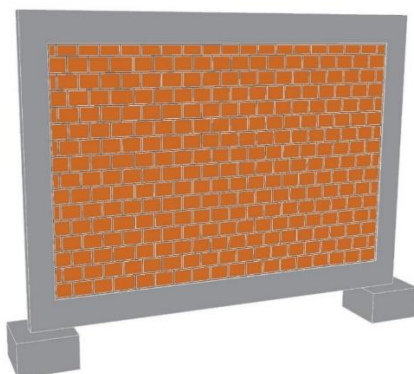


Figura 21. Modelo da parede maior em concreto armado e alvenaria.

Fonte: O autor (2025).

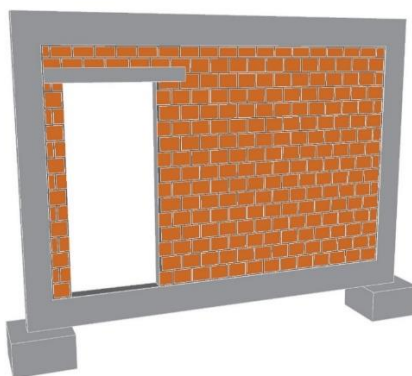


Figura 22. Modelo da parede maior em concreto armado e alvenaria com porta.

Fonte: O autor (2025).

5.4. Desenvolvimento do método de cálculo para *light wood frame*

A princípio, no estudo do modelo estrutural, foram testados apenas os quadros principais, os quais servem como base para as chapas de madeira. Na Figura 23, apresenta-se a modelagem inicial dos quadros das quatro paredes no *software* Ftool.

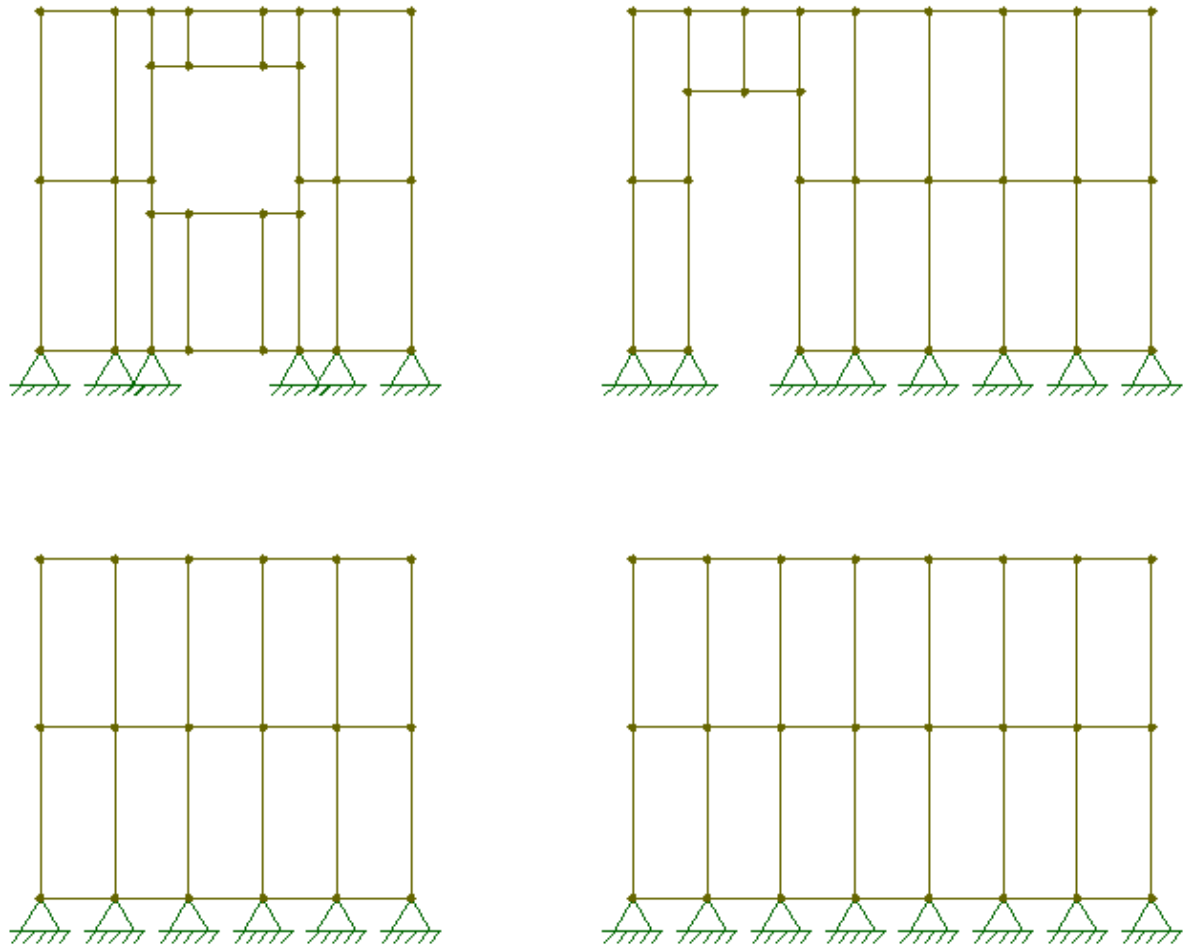


Figura 23. Modelagem dos quadros.

Fonte: O autor (2025).

Tomando como referência os quadros menor e maior sem aberturas, nas Tabelas 21, 22 e 23 estão, respectivamente, o máximo esforço normal (negativo para compressão e positivo para tração), o esforço cortante e o momento fletor por peças do quadro para as quatro combinações.

Tabela 21. Esforços normais para o quadro menor sem aberturas.

Combinação	Esforço normal (kN)							
	Superior		Intermediário		Inferior		Montante	
	Compressão	Tração	Compressão	Tração	Compressão	Tração	Compressão	Tração
1	0,0084	0	0	0,0087	0	0	2,0352	0
2	0	3,3482	0	4,7441	0	0	0,7040	1,1732
3	1,9143	0,6707	3,8127	0,6428	0	0	3,4235	2,7223
4	1,4266	1,2714	2,7645	1,6910	0	0	3,0239	3,1219

Fonte: O autor (2025).

Tabela 22. Esforços cortantes para o quadro menor sem aberturas.

Combinação	Esforço cortante (kN)			
	Superior	Intermediário	Inferior	Montante
1	1,0897	0,0097	0,0002	0,0084
2	1,1049	0,0683	0,7888	2,4343
3	0,9804	2,8143	3,2603	3,3205
4	1,1634	2,7975	3,0858	2,8544

Fonte: O autor (2025).

Tabela 23. Momentos fletores para o quadro menor sem aberturas.

Combinação	Momento fletor (kN m)			
	Superior	Intermediário	Inferior	Montante
1	0,0997	0,0034	0,0001	0,0079
2	0,4732	0,0361	0,3597	0,5863
3	0,2924	0,9332	1,2044	1,2044
4	0,2978	0,9246	1,1248	1,1248

Fonte: O autor (2025).

Após aplicar as cargas das combinações e gerar as envoltórias de momento fletor, forças cortantes e axiais, verificou-se que algumas peças não atendiam aos requisitos. O maior esforço de compressão foi de 3,8127 kN na barra intermediária da combinação 3, o maior esforço de tração foi de 4,7441 kN na barra intermediária da combinação 2, o maior esforço cortante foi de 3,3205 kN no montante da combinação 3, e o maior esforço de momento fletor foi de 1,2044 kN m tanto no montante quanto na barra inferior da combinação 3.

A seção escolhida inicialmente (38 mm x 89 mm) resistiu à compressão com resistência final de 5,72 MPa frente a uma tensão de 1,13 MPa máxima calculada. Na tração também resistiu com 3,62 MPa frente a uma tensão de 1,40 MPa. Para o esforço cortante a resistência

de 0,84 MPa da seção não foi suficiente frente à tensão de 1,47 MPa, bem como para o momento fletor, em que 6,03 MPa de resistência não foi suficiente para 56,23 MPa de tensão.

Para ilustrar o comportamento estrutural, na Figura 24, está o quadro menor com as cargas distribuídas da combinação 3, a qual resultou nos maiores valores de momento fletor, esforço que foi o mais limitante.

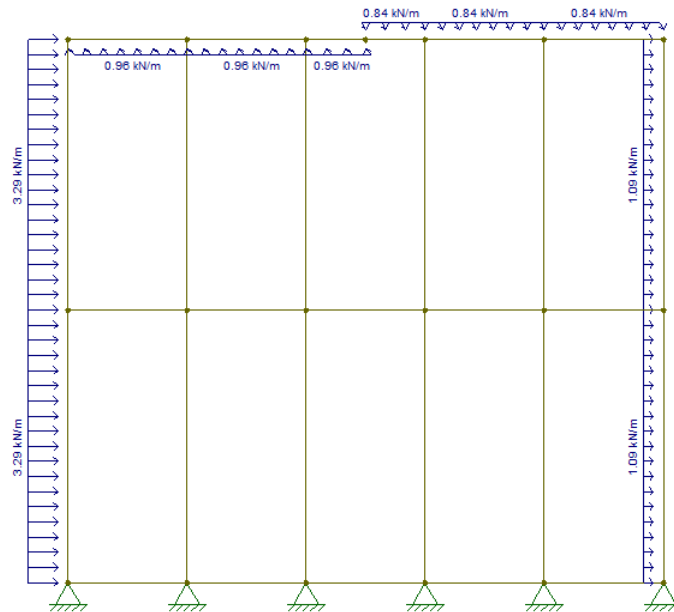


Figura 24. Quadro menor com as cargas distribuídas da combinação 3.

Fonte: O autor (2025).

Nas Figura 25, 26 e 27, estão os diagramas de esforço normal, esforço cortante e momento fletor, respectivamente, provenientes da combinação 3. No diagrama de esforço normal, os valores positivos são forças de tração, e os negativos, forças de compressão.

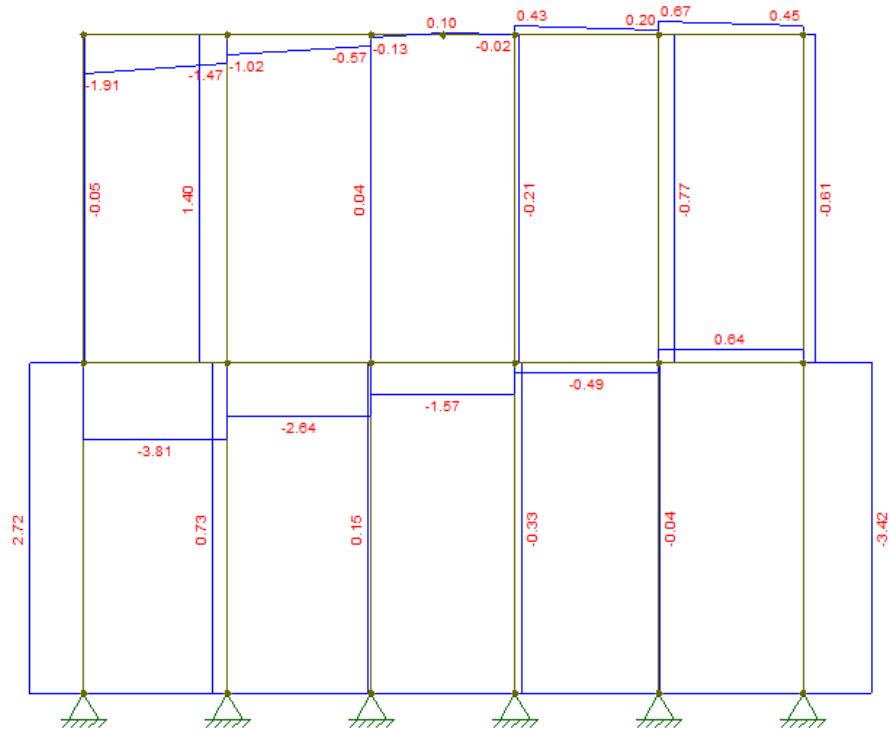


Figura 25. Diagramas de forças axiais da combinação 3.

Fonte: O autor (2025).

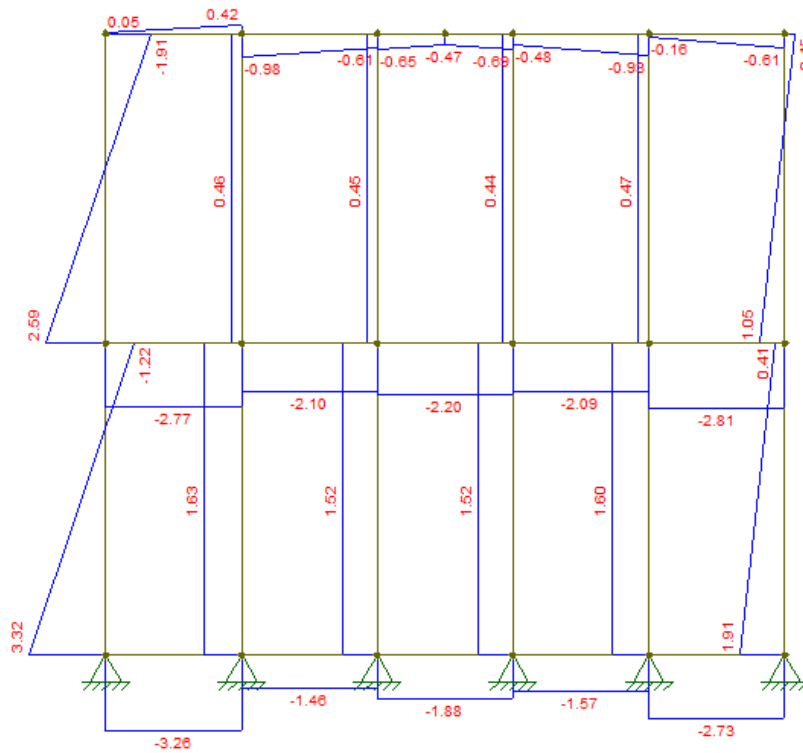
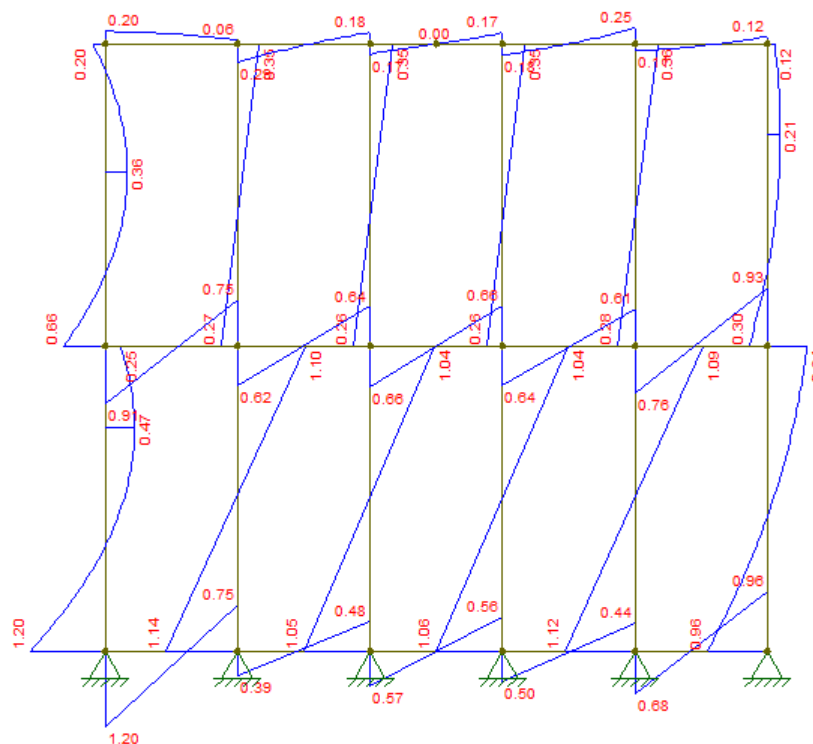


Figura 26. Diagramas de esforço cortante da combinação 3.

Fonte: O autor (2025).



Apenas com esse travamento o esforço cortante de 2,33 kN gerou uma tensão de 0,70 MPa frente à resistência de 0,84 MPa, contudo, a resistência do momento fletor ainda não superou a tensão. Continuando o processo, foram unidos os outros dois vértices. Na Figura 30 e 31 estão os novos diagramas de momento fletor e de esforço cortante, respectivamente.

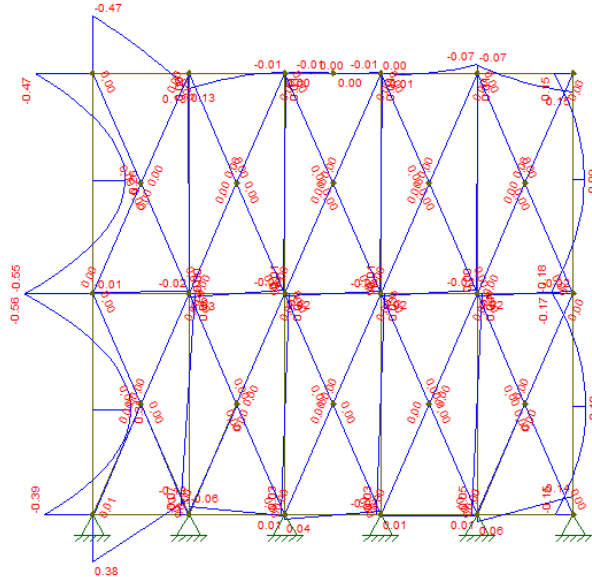


Figura 30. Diagramas de momento fletor da terceira variação.

Fonte: O autor (2025).

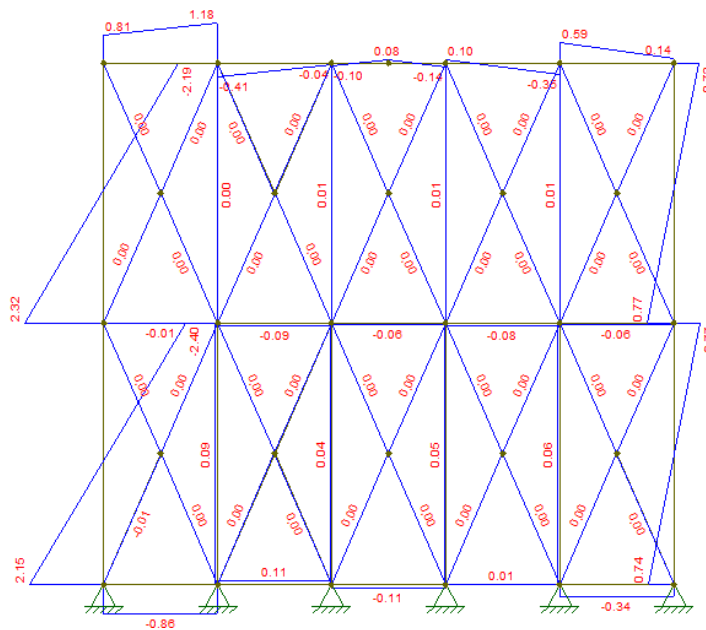


Figura 31. Diagramas de esforço cortante da terceira variação.

Fonte: O autor (2025).

Não houve diferença, devido às maiores forças serem laterais de vento no montante exterior esquerdo. Dessa forma, foi necessário continuar o processo, por isso, optou-se por dividir os quadros na metade das duas alturas. Na Figura 32 e 33 estão os novos diagramas de momento fletor e esforço cortante, respectivamente.

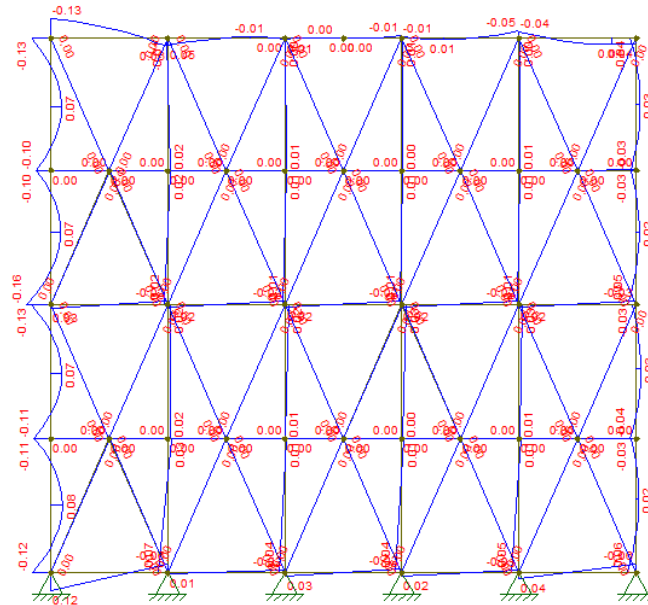


Figura 32. Diagramas de momento fletor da quarta variação.

Fonte: O autor (2025).

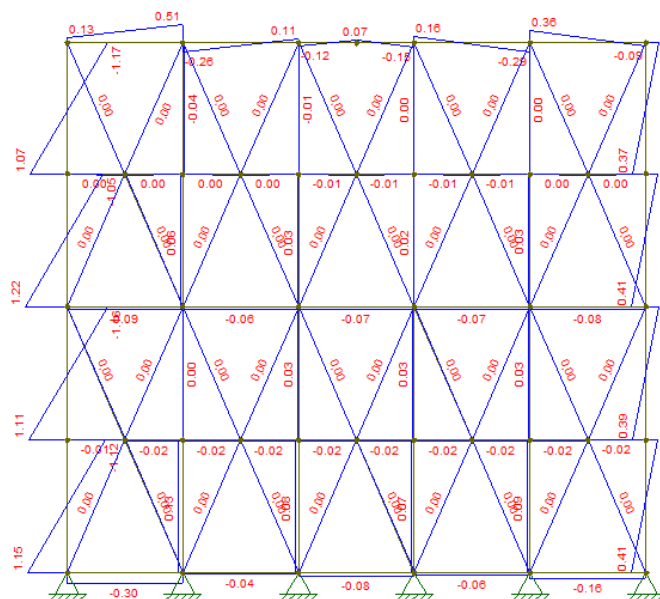


Figura 33. Diagramas de esforço cortante da quarta variação.

Fonte: O autor (2025).

O momento fletor apresentou uma redução para 0,16 kN m. Com isso, a tensão gerada por este esforço foi de 4,42 MPa, inferior à resistência de 6,03 MPa. O máximo esforço cortante (Figura 33) teve uma redução para 1,22 kN, o qual gerou uma tensão de 0,37 MPa, correspondendo a menos da metade da resistência de cálculo.

Novamente o processo de divisão do quadro foi realizado e os diagramas de momento fletor e de esforço cortante estão nas Figuras 34 e 35, respectivamente.

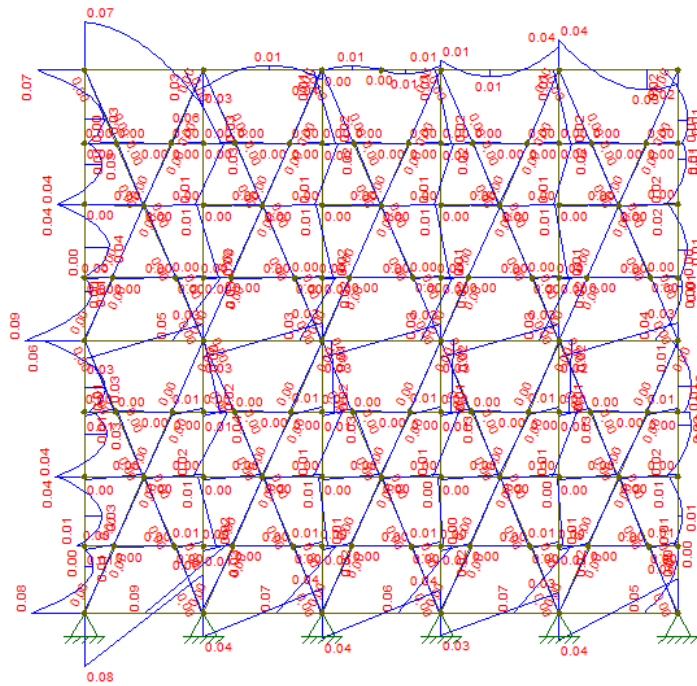


Figura 34. Diagramas de momento fletor da quinta variação.

Fonte: O autor (2025).

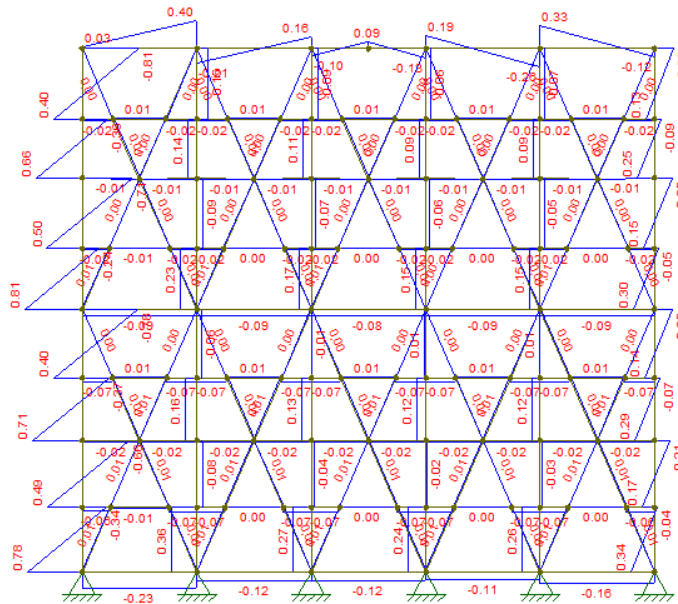


Figura 35. Diagramas de esforço cortante da quinta variação.

Fonte: O autor (2025).

Houve uma nova redução, com o momento fletor máximo de 0,09 kN m que gerou uma tensão de 4,16 MPa, inferior à resistência de cálculo, de 6,03 MPa.

O modelo final usado para a simulação das chapas está na Figura 36. Com essa nova configuração, as tensões de momento fletor, que inicialmente eram de 1,20 kN m, foram reduzidas para 0,09 kN m. Houve uma tendência de aproximação a valores próximos de zero à medida que se amplia a malha de pontos de ligação, ainda que as únicas triangulações aplicadas tenham sido apenas nos vértices principais.

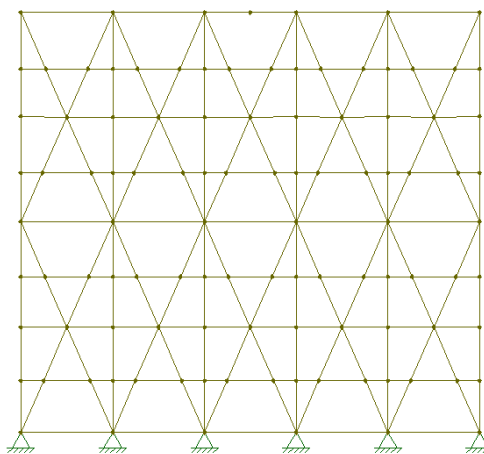


Figura 36. Modelo final usado para simulação de chapas e ligações.

Fonte: O autor (2025).

Para complementar o método, todas as outras paredes estruturais se comportaram da mesma forma, até mesmo as paredes com aberturas. Os diagramas de momento fletor para as outras três paredes não abordadas no desenvolvimento do método estão nas Figuras 37, 38 e 39.

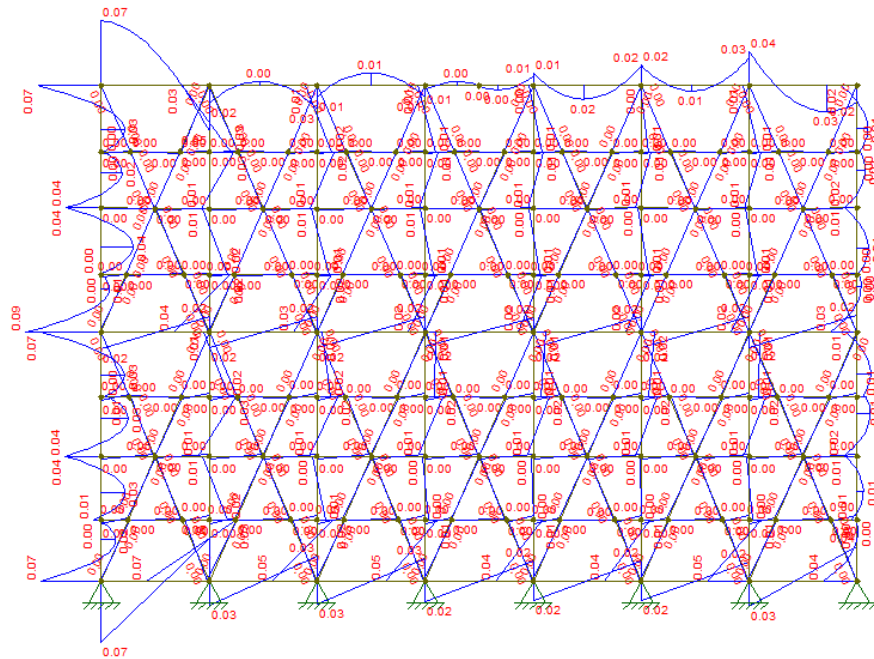


Figura 37. Diagramas de momento fletor da quinta variação para a parede maior.
Fonte: O autor (2025).

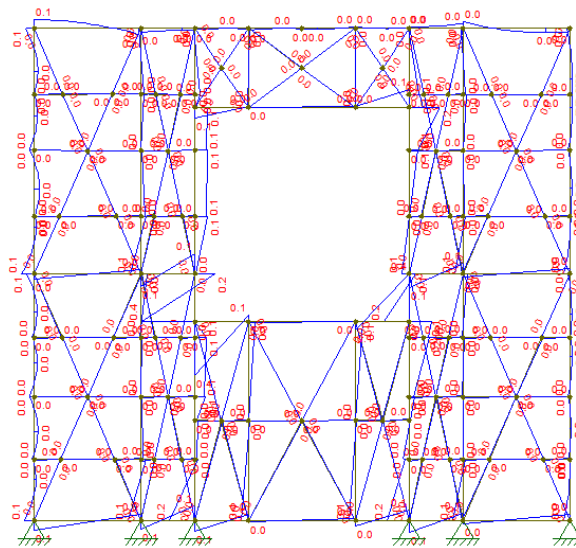


Figura 38. Diagramas de momento fletor da quinta variação para a parede menor com abertura.
Fonte: O autor (2025).

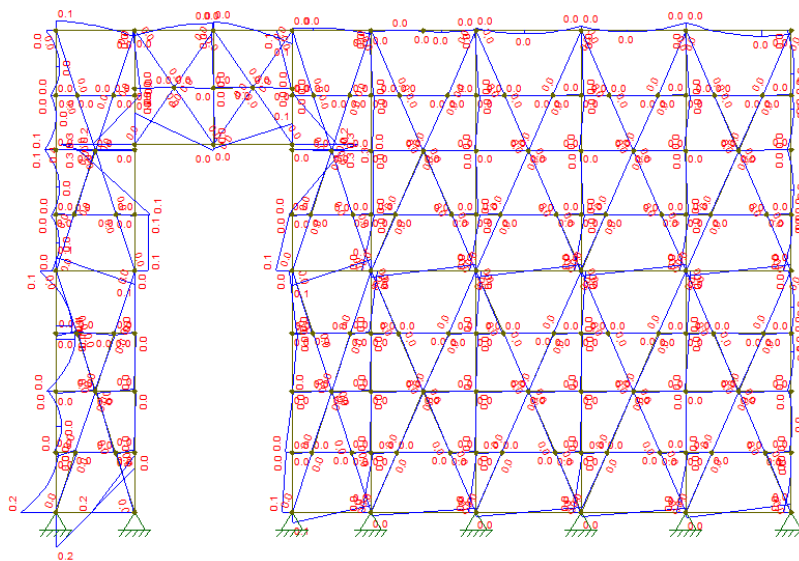


Figura 39. Diagramas de momento fletor da quinta variação para a parede maior com abertura.
 Fonte: O autor (2025).

A formação de uma rede de pontos e a redução do comprimento inicial dos elementos, mesmo sem considerar todas as possíveis intersecções, ajudaram a aliviar os esforços inicialmente concentrados, com destaque para os momentos fletores e os esforços cortantes. Dessa forma, as peças de madeira passam a trabalhar praticamente com compressão e tração simples (Beer *et al.*, 2012; Leet; Uang; Gilbert, 2010; Hibbeler, 2017).

Quando três elementos são conectados entre si, formam uma treliça simples (Hibbeler, 2017) e, ao atuarem em conjunto por meio de nós ou elementos em comum, formam treliças compostas, promovendo uma distribuição mais eficiente das cargas (Hibbeler, 2013; Leet; Uang; Gilbert, 2010). Além disso, esse sistema torna-se prático e econômico (Beer *et al.*, 2012), com elevada rigidez no plano (Leet; Uang; Gilbert, 2010).

Embora a modelagem pudesse ser refinada com a inclusão de um número ainda maior de pontos e de todas as combinações possíveis entre eles, optou-se por limitar a malha a espaçamentos de 30 cm no eixo X e 60 cm no eixo Y. Essa escolha considerou o caráter conservador da abordagem adotada, as limitações do *software* utilizado e o fato de se tratar de uma simulação.

O *software* na versão básica possui uma restrição de elementos, a qual não possibilitou a inserção de uma malha muito maior. Contudo, o quadro ainda foi separado em um único pedaço (canto inferior esquerdo), representado na Figura 40, o qual possibilitou a inserção de uma malha maior de pontos respeitando as medidas entre os espaçamentos das ligações externas

de 15 cm e internas de 30 cm (LP Brasil, 2022). Todos os novos elementos inseridos resistiram às tensões geradas.

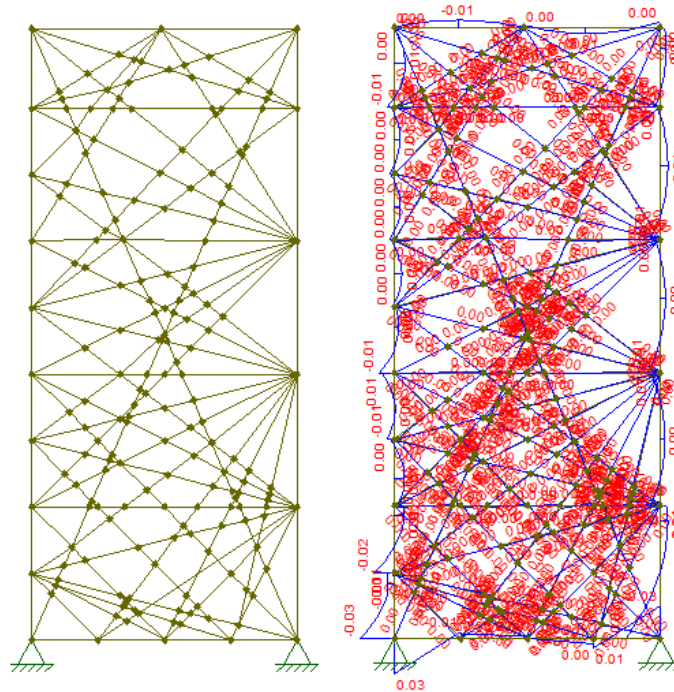


Figura 40. Canto inferior esquerdo do quadro e seus diagramas de momento fletor.

Fonte: O autor (2025).

Os diagramas tornaram-se praticamente ilegíveis devido a grande quantidade de elementos. Isso demonstrou o potencial de um *software* profissional dedicado ao sistema *light wood frame*, que, ao considerar uma malha extremamente densa de pontos de ligação, seria capaz de representar com maior precisão a distribuição dos esforços.

Além disso, o uso de *softwares* especializados otimiza o tempo de análise e projeto, em grande parte devido à interface gráfica intuitiva e à facilidade na manipulação de cargas, elementos estruturais e combinações (Hiwase; Joshi; Keshariya, 2018). Isso permite resultados mais eficientes, especialmente em estruturas com geometrias complexas (Singh *et al.*, 2021).

Para finalizar, como a resistência da seção de madeira escolhida foi superior à tensão para os esforços de tração e compressão iniciais, neste método ela não foi apresentada anteriormente. Contudo as chapas estruturais também auxiliaram na transposição das cargas axiais até a fundação. Na Figura 41 estão todas as linhas de tensão formadas pelos pontos de fixação que aliviaram a compressão e a tração das peças do quadro principal.

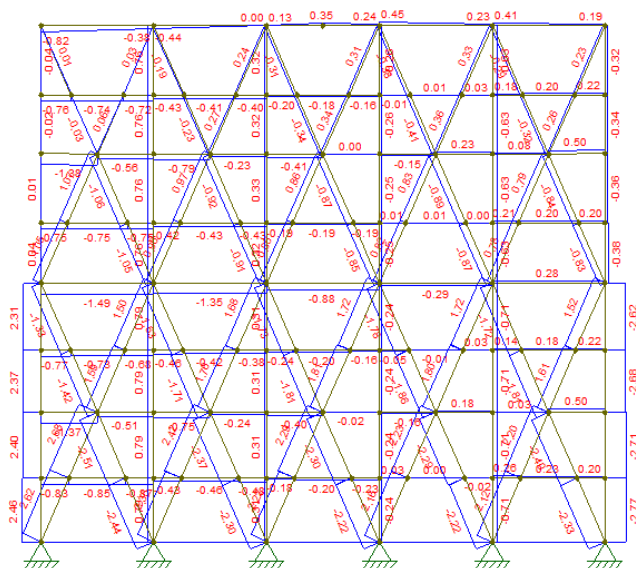


Figura 41. Diagramas de esforços normais da quinta variação.

Fonte: O autor (2025).

Ainda com a combinação 3, na Figura 42 estão os deslocamentos da estrutura em escala real sem o uso das chapas, sendo o maior deslocamento horizontal de 158,21 mm na parte superior. Na Figura 43 estão os deslocamentos da estrutura em escala real após o uso das chapas, sendo o maior deslocamento horizontal de 4,82 mm. Esse não foi o deslocamento final, pois na construção real, ainda teriam os efeitos da chapa estrutural do outro lado da parede e os apoios laterais das outras paredes de madeira, bem como os pórticos de concreto armado que formariam a área úmida.

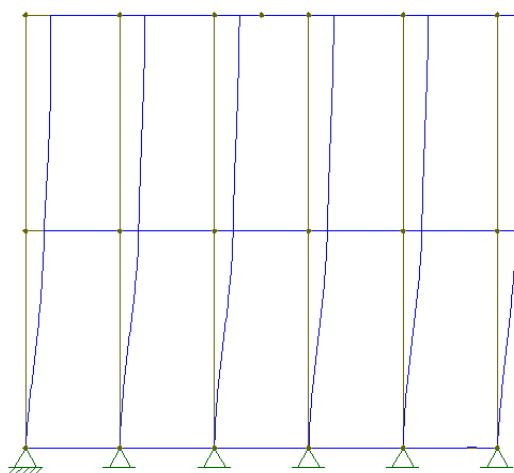


Figura 42. Deslocamentos da estrutura em escala real sem o uso das chapas.

Fonte: O autor (2025).

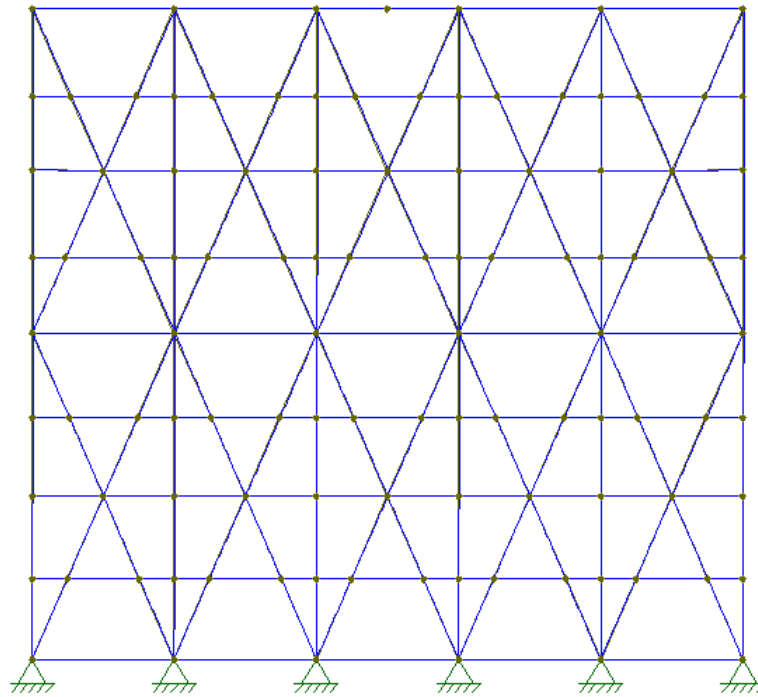


Figura 43. Deslocamentos da estrutura em escala real com o uso das chapas.

Fonte: O autor (2025).

Para uma melhor compreensão da evolução do método, os valores máximos de esforço, tensão referente ao esforço e resistência da madeira, tanto para compressão quanto para tração, foram agrupados na Tabela 24. Já os esforços cortante e momento fletor estão na Tabela 25, bem como os deslocamentos horizontais na Tabela 26. A Variação 1 representou a situação inicial, enquanto as demais referiram-se aos acréscimos progressivos de elementos até a representação final do modelo, apresentada na Figura 36.

Tabela 24. Evolução do método para compressão e tração.

Variação	Compressão			Tração		
	Força (kN)	Tensão (MPa)	Resistência (MPa)	Força (kN)	Tensão (MPa)	Resistência (MPa)
1	3,81	1,13		2,72	0,80	
2	3,05	0,90		4,25	1,26	
3	4,13	1,22	5,72	2,20	0,65	3,62
4	2,71	0,80		2,25	0,67	
5	2,77	0,82		2,46	0,73	

Fonte: O autor (2025).

Tabela 25. Evolução do método para esforço cortante e momento fletor.

Variação	Esforço cortante			Momento fletor		
	Força (kN)	Tensão (MPa)	Resistência (MPa)	Momento (kN m)	Tensão (MPa)	Resistência (MPa)
1	3,32	0,98		1,20	56,23	
2	2,33	0,70		0,56	25,91	
3	2,32	0,70	0,84	0,56	26,18	6,03
4	1,22	0,37		0,16	4,42	
5	0,81	0,24		0,09	4,16	

Fonte: O autor (2025).

Tabela 26. Evolução do método para o deslocamento horizontal.

Variação	Deslocamento horizontal (mm)
1	158,21
2	9,99
3	5,00
4	4,93
5	4,82

Fonte: O autor (2025).

Ainda, o índice de esbeltez das peças ligadas a cada 15 cm e 30 cm foi de 32,82 e 65,64 respectivamente, esses valores foram inferiores ao limite de 140, conforme NBR 7190-1 (ABNT, 2022).

Assim, o quadro atendeu aos critérios de dimensionamento, todas as peças do quadro estrutural do modelo em madeira foram compostas por peças de 38 mm x 89 mm, conforme previsto no pré-dimensionamento. As peças que envolvem a porta e a janela foram duplicadas, assim como a peça superior do quadro, por razões construtivas. No entanto, uma única peça já foi suficiente do ponto de vista estrutural (Figuras 37, 38, 39 e 40).



Figura 37. Modelo final do quadro menor sem aberturas.

Fonte: O autor (2025).



Figura 38. Modelo final do quadro menor com aberturas.

Fonte: O autor (2025).

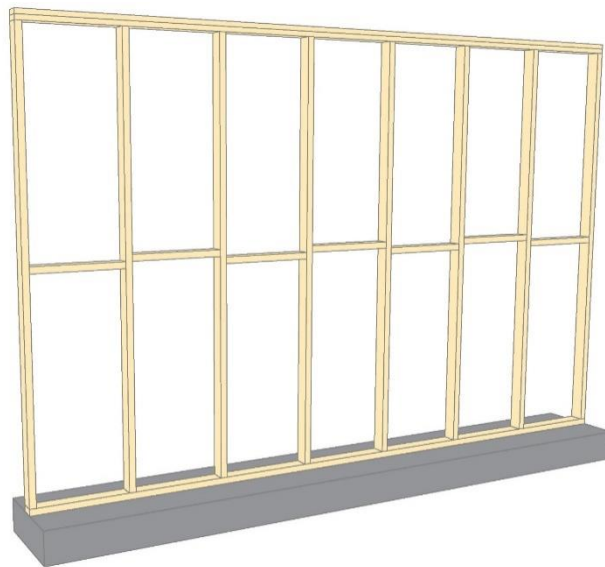


Figura 39. Modelo final do quadro maior sem aberturas.

Fonte: O autor (2025).

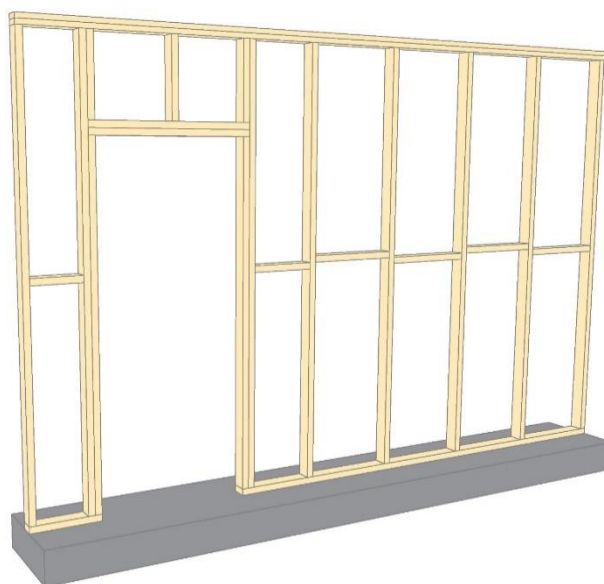


Figura 40. Modelo final do quadro maior com aberturas.

Fonte: O autor (2025).

Como a madeira de pinus da classe C20 foi suficiente ao utilizar a menor seção, conforme NBR 16936 (ABNT, 2023), poderia ser considerado um gasto desnecessário o uso de madeiras mais resistentes. A durabilidade natural superior de outras espécies também não as colocaria em vantagem, já que o tratamento químico poderia corrigir esse problema.

Uma hipótese que não poderia ser usada, por não estar de acordo com a NBR 16936

(ABNT, 2023), seria reduzir a espessura das peças de outras espécies mais resistentes, contudo, mesmo passando nos testes de resistência, a peça não resistiria pela perda de estabilidade causada pela flambagem, ou seja, essa estrutura está otimizada estrutural e economicamente.

Este método de dimensionamento, mostrou-se eficaz, contudo, ele é adequado para construções pequenas e de baixa carga. Embora a abordagem simplificada ainda seja válida para fins acadêmicos e de verificação, os *softwares* de engenharia estrutural são altamente recomendados para uso profissional (Hiwase; Joshi; Keshariya, 2018).

5.5. Avaliação da disponibilidade de produtos

Na Tabela 27, estão os estabelecimentos cedidos pelo Sindicato da Indústria de Serrarias, Carpintarias e Tanoarias e da Marcenaria de Irati, com sua respectiva Classificação Nacional de Atividades Econômicas e a quantidade em cada município da região.

Tabela 27. Estabelecimentos madeireiros da região de Irati.

Município	Classificação CNAE - Subclasse	Quantidade
Irati	1621-8/00. Fabricação de madeira laminada e de chapas de madeira compensada, prensada e aglomerada	6
	1622-6/99. Fabricação de outros artigos de carpintaria para construção	6
	1622-6/01. Fabricação de casas de madeira pré-fabricadas	1
Teixeira Soares	1621-8/00. Fabricação de madeira laminada e de chapas de madeira compensada, prensada e aglomerada	4
Rebouças	1621-8/00. Fabricação de madeira laminada e de chapas de madeira compensada, prensada e aglomerada	3
	1622-6/02. Fabricação de esquadrias de madeira e de peças de madeira para instalações industriais e comerciais	1
Mallet	1622-6/02. Fabricação de esquadrias de madeira e de peças de madeira para instalações industriais e comerciais	2
	1621-8/00. Fabricação de madeira laminada e de chapas de madeira compensada, prensada e aglomerada	8
Rio Azul	1622-6/99. Fabricação de outros artigos de carpintaria para construção	1
	1621-8/00. Fabricação de madeira laminada e de chapas de madeira compensada, prensada e aglomerada	1

Fonte: O autor (2025) com informações do Sindicato da Indústria de Serrarias, Carpintarias e Tanoarias e da Marcenaria de Irati

A cidade de Irati e região apresentaram forte vínculo com o setor madeireiro, tanto no comércio quanto na indústria, o que favoreceria o suprimento de materiais para a construção de casas em madeira.

Ao analisar a disponibilidade de madeiras serradas na região de Irati, pôde-se perceber

que dentre as seis empresas visitadas, os produtos diferiram em bitolas, beneficiamento, secagem e tratamento, dependendo da planta da empresa e da parceria com empresas que realizavam tratamento em autoclave. Algumas já entregavam a madeira tratada e seca, e outras apenas madeira bruta e verde, então seria necessário o cliente levar à empresa que beneficiaria ou trataria.

O tratamento da madeira era realizado por uma empresa terceirizada local. Caso essa empresa não estivesse disponível, seria necessário enviar a madeira para cidades vizinhas, como São Mateus do Sul, o que tornaria a operação economicamente inviável. Assim, a alternativa mais viável seria adquirir a madeira já tratada em Ponta Grossa, onde existem empresas especializadas no fornecimento de madeira tratada e certificada, em conformidade com as normas vigentes.

Na Tabela 28 estão as médias dos valores por metro, de peças de diferentes seções de madeiras serradas de *Pinus* spp. das empresas da região incluindo também valores de uma empresa de Ponta Grossa, que também poderia suprir as necessidades para a construção de casas em Irati e região. As células em branco referem-se às bitolas que não eram beneficiadas por algumas empresas e, em outros casos, às dimensões que não eram produzidas pelas empresas que realizavam o beneficiamento. Algumas empresas conseguiam fazer outras medidas sob encomenda, mas às vezes o valor poderia ser superior aos padrões de comercialização.

A primeira linha da Tabela 28 corresponde à seção de 38 mm x 89 mm utilizada. No entanto, devido às unidades de comercialização, foram mantidas as principais bitolas encontradas em polegadas.

Tabela 28. Preço médio da madeira serrada.

Seção (")	Sem tratamento		Com tratamento	
	Bruta (R\$)	Beneficiada (R\$)	Bruta (R\$)	Beneficiada (R\$)
1,5 x 3,5	5,21	7,00	8,70	9,95
2 x 4	5,39	9,50	13,36	15,98
2 x 6	9,80		24,00	25,21
2 x 8	13,00		31,00	32,55
3 x 4	8,65	14,35	19,25	23,80
3 x 6	14,50	15,00	29,70	24,00
4 x 4	13,00		30,00	31,50
1 x 6	4,80		11,27	11,83
1 x 8	6,00	9,00	12,50	18,66
1 x 9	6,24	12,50	13,50	33,28
1 x 12	10,53	18,39	20,39	29,88

Fonte: O autor (2025).

Para as chapas compensadas de cola fenólica sem o filme exterior, foram encontradas opções de primeira e segunda linha disponíveis à venda, com dimensões de 244 cm x 122 cm e em diferentes espessuras. Os valores dessas chapas estão apresentados na Tabela 29 e na Tabela 30, respectivamente.

Tabela 29. Preços das chapas compensadas de primeira linha.

Espessura (mm)	Preço (R\$)
9	120,00
12	80,00
15	95,00
18	130,00

Fonte: O autor (2025).

Tabela 30. Preços das chapas compensadas de segunda linha.

Espessura (mm)	Preço (R\$)
9	67,00
12	90,00
15	112,00
18	135,00

Fonte: O autor (2025).

Os preços das chapas compensadas revestidas, que possuem o mesmo tamanho de

244 cm x 122 cm, são apresentados na Tabela 31 divididas em três categorias de qualidade.

Tabela 31. Preço das chapas compensadas revestidas.

Espessura (mm)	Qualidade	Preço (R\$)
18	1	215,00
	2	170,00
	3	145,00
15	1	180,00
	2	145,00
	3	125,00

Fonte: O autor (2025).

O preço das chapas de OSB foi cotado em três empresas distribuidoras e diretamente na fábrica. O valor das chapas na origem foi mais acessível, mas seria necessário que a construtora responsável pela obra realizasse a compra em seu CNPJ e adquirisse uma quantidade mínima de paletes para viabilizar a transação. Na Tabela 32 estão as médias dos preços das três distribuidoras, bem como o preço na origem, para as chapas de 1200 mm x 2400 mm, conforme as diferentes espessuras.

Tabela 32. Preço das chapas OSB.

Espessura (mm)	Preço médio nas lojas (R\$)	Preço na fábrica (R\$)
9,5	156,24	100,54
11,1	185,97	117,53
15,1	256,37	159,86
18,3	288,32	193,71

Fonte: O autor (2025).

Ainda para a construção em madeira foram necessários os revestimentos internos e externos, os quais estão na Tabela 33 e na Tabela 34, respectivamente.

Tabela 33. Preço dos materiais de revestimento interno.

Produto	Valor médio (R\$)	Unidade
Placa de gesso <i>drywall</i> 12,5 mm	20,45	m ²
Fita para junta de <i>drywall</i>	0,29	m
Fita papel metal para cantos	1,72	m
Massa única	2,64	kg
Parafuso para placa de <i>drywall</i>	0,10	un

Fonte: O autor (2025).

Tabela 34. Preço dos materiais de revestimento externo.

Produto	Valor médio (R\$)	Unidade
Membrana hidrófuga	17,11	m ²
Grampos para membrana	0,02	un
Fita para membrana	0,52	m
Placa cimentícia 10 mm	48,78	m ²
Cordão delimitador de juntas	0,42	m
Parafuso para placa cimentícia	0,24	un
Selante de poliuretano	63,68	kg
Massa única	24,05	kg
Fita telada para juntas	1,84	m

Fonte: O autor (2025).

Para a construção do modelo em concreto armado, as médias dos preços dos materiais utilizados neste estudo comparativo estão na Tabela 35, com base em orçamentos obtidos de cinco empresas da cidade de Irati.

Tabela 35. Preço dos materiais necessários para a construção em concreto armado.

Produto	Valor médio (R\$)	Unidade
Areia média	126,60	m ³
Brita 1	113,62	m ³
Cimento CP II-32	0,79	kg
Cal hidratada	0,84	kg
Aço 5 mm	1,47	m
Aço 6,3 mm	2,23	m
Aço 8 mm	3,24	m
Aço 10 mm	4,98	m
Tijolo 6 furos padrão 9 cm x 14 cm x 19 cm	0,60	un
Aditivo impermeabilizante para reboco	5,31	L
Pintura asfáltica impermeabilizante	13,10	L
Aditivo para chapisco	13,88	L
Tábua 1 x 6" bruta	4,80	m
Tábua 1 x 8" bruta	6,00	m
Tábua 1 x 12" bruta	10,53	m

Fonte: O autor (2025).

A disponibilidade de materiais adequados seria um fator crítico para a implementação

do sistema estrutural *light wood frame* na cidade de Irati. Tradicionalmente, o concreto armado tem sido o método de construção predominante na região, o que resultou em uma infraestrutura comercial e fornecedores voltados para esse tipo de material. Nas lojas de locais, a madeira disponível destinava-se, em sua maioria, à confecção de formas para concreto e à estruturação do telhado, o que limitou a oferta de madeira para sistemas construtivos alternativos.

Quanto aos materiais necessários para vedação e montagem do sistema, muitos poderiam ser adquiridos em lojas especializadas em *light steel frame*, já que ambos os sistemas compartilham características semelhantes. No entanto, algumas peças específicas não estavam disponíveis localmente, sendo necessário adquiri-las em Ponta Grossa.

O custo do transporte para pequenas quantidades pode ser um obstáculo, já que o frete, em muitos casos, não se torna vantajoso. Para volumes maiores, no entanto, a possibilidade de frete gratuito tornaria a compra em cidades vizinhas uma alternativa mais viável.

5.6. Avaliação da disponibilidade de mão de obra

Em relação à mão de obra para a construção de casas no sistema *light wood frame*, foi difícil encontrar construtores que pudessem realizar, uma vez que a maioria deles trabalhava exclusivamente com concreto armado e paredes de alvenaria. Isso resultou em que, mesmo com a apresentação do modelo construtivo e suas especificações, poucos se dispuseram a executá-lo. Diante disso, a oferta de cursos técnicos e profissionais em carpintaria, especialmente em polos madeireiros, representa uma estratégia eficaz e econômica para suprir a carência de mão de obra qualificada no setor (Araujo *et al.*, 2018).

As médias de custo por metro quadrado em planta para casas populares de pequeno porte foram de R\$ 650,00 no sistema de concreto armado e de R\$ 550,00 no sistema *light wood frame*. A diferença de custos deveu-se, principalmente, à maior agilidade de execução, uma vez que as paredes de madeira podem ser montadas rapidamente, sem a necessidade do tempo de cura exigido pelos materiais cimentícios.

5.7. Comparação de custos e viabilidade construtiva

O modelo foi dividido em partes para uma melhor comparação, conforme segue:

- a) infraestrutura;
- b) supraestrutura;
- c) revestimento interno;
- d) revestimento externo.

5.7.1. Infraestrutura

A infraestrutura contemplou os elementos de fundação, como sapatas isoladas, sapatas corridas ou estacas, incluindo também o concreto magro de regularização, a impermeabilização e as fôrmas necessárias à execução.

Os pesos totais do modelo proposto na Figura 1, considerando todas as variações estudadas, incluindo o telhado (9,70 kN), a supraestrutura com revestimentos e a infraestrutura estão detalhados na Tabela 36. Apesar de a fundação do modelo em madeira ter um volume de concreto superior em alguns casos, ela apresentou o menor peso total de material.

Tabela 36. Pesos totais do modelo proposto para todas as situações estudadas.

Variação	Fundação (kN)	Supraestrutura (kN)	Telhado (kN)	Total (kN)
Madeira	51,34	22,41	9,70	83,45
NSPT 1,1	58,83	93,78	9,70	162,31
NSPT 2	32,30	93,78	9,70	135,78
NSPT 3	24,23	93,78	9,70	127,71
NSPT 4	18,73	93,78	9,70	122,21
NSPT 5	15,30	93,78	9,70	118,78
Estaca	41,50	93,78	9,70	144,98

Fonte: O autor (2025).

Para o modelo em madeira, o custo total da infraestrutura foi de R\$ 1.478,91. A descrição detalhada da quantidade de materiais empregados está na Tabela 37.

Tabela 37. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de madeira.

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	688,34	kg	0,79	542,27
Areia média	1,54	m ³	126,60	194,90
Brita 1	1,22	m ³	113,62	138,85
Aço 6,3 mm	28,32	m	2,23	63,05
Aço 8 mm	75,44	m	3,24	244,49
Pintura asfáltica impermeabilizante	9,36	L	13,10	122,55
Tábua 1 x 8" bruta	28,80	m	6,00	172,80
				1.478,91

Fonte: O autor (2025).

No modelo em concreto armado, os custos totais variaram conforme a resistência do solo, diminuindo à medida que o valor do NSPT aumentou de 1,1 para 2, 3, 4 e 5. Para a fundação em estaca, o custo total foi superior. A quantidade e o custo detalhado de cada material utilizado em todas essas situações estão apresentados nas Tabelas 38, 39, 40, 41, 42 e 43, respectivamente.

Tabela 38. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de concreto (NSPT 1,1).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	805,12	kg	0,79	634,27
Areia média	1,75	m ³	126,60	221,35
Brita 1	1,40	m ³	113,62	159,01
Aço 8 mm	168,28	m	3,24	545,37
Pintura asfáltica impermeabilizante	8,10	L	13,10	106,12
Tábua 1 x 8" bruta	4,80	m	6,00	28,80
Tábua 1 x 12" bruta	19,20	m	10,53	202,18
				1.897,09

Fonte: O autor (2025).

Tabela 39. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de concreto (NSPT 2).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	437,22	kg	0,79	344,45
Areia média	0,96	m ³	126,60	122,12
Brita 1	0,77	m ³	113,62	87,34
Aço 8 mm	105,64	m	3,24	342,36
Pintura asfáltica impermeabilizante	5,37	L	13,10	70,38
Tábua 1 x 8" bruta	3,60	m	6,00	21,60
Tábua 1 x 12" bruta	14,40	m	10,53	151,63
				<u>1.139,88</u>

Fonte: O autor (2025).

Tabela 40. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de concreto (NSPT 3).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	325,24	kg	0,79	256,23
Areia média	0,73	m ³	126,60	91,96
Brita 1	0,58	m ³	113,62	65,54
Aço 8 mm	75,28	m	3,24	243,97
Pintura asfáltica impermeabilizante	4,18	L	13,10	54,81
Tábua 1 x 8" bruta	3,00	m	6,00	18,00
Tábua 1 x 12" bruta	12,00	m	10,53	126,36
				<u>856,86</u>

Fonte: O autor (2025).

Tabela 41. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de concreto (NSPT 4).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	248,86	kg	0,79	196,05
Areia média	0,56	m ³	126,60	71,40
Brita 1	0,45	m ³	113,62	50,68
Aço 8 mm	66,40	m	3,24	215,19
Pintura asfáltica impermeabilizante	3,46	L	13,10	45,27
Tábua 1 x 8" bruta	2,60	m	6,00	15,60
Tábua 1 x 12" bruta	10,40	m	10,53	109,51
				<u>703,71</u>

Fonte: O autor (2025).

Tabela 42. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de concreto (NSPT 5).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	216,17	kg	0,79	170,30
Areia média	0,49	m ³	126,60	62,61
Brita 1	0,39	m ³	113,62	44,33
Aço 8 mm	53,76	m	3,24	174,23
Pintura asfáltica impermeabilizante	3,12	L	13,10	40,85
Tábua 1 x 8" bruta	2,40	m	6,00	14,40
Tábua 1 x 12" bruta	9,60	m	10,53	101,09
				607,81

Fonte: O autor (2025).

Tabela 43. Quantitativo e custos para a infraestrutura do modelo de concreto (estaca).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	585,88	kg	0,79	461,56
Areia média	1,22	m ³	126,60	153,94
Brita 1	0,99	m ³	113,62	112,05
Aço 5 mm	156,11	m	1,47	229,61
Aço 8 mm	43,32	m	3,24	140,39
Aço 10 mm	120,00	m	4,98	597,10
Pintura asfáltica impermeabilizante	1,59	L	13,10	20,85
Tábua 1 x 12" bruta	6,53	m	10,53	68,80
Perfuração diâmetro 25	28,00	m	9,00	252,00
				2.036,29

Fonte: O autor (2025).

À medida que a resistência do solo aumentou, houve redução no volume de materiais necessários, impactando diretamente nos custos totais, refletindo a adaptação do projeto estrutural às condições geotécnicas.

As quantidades de materiais para as sapatas corridas foram superiores às do modelo em concreto armado, exceto quando comparadas com terrenos com NSPT de 1,1. Isso se deveu apenas ao grande volume de concreto necessário para a sapata corrida. Contudo, apesar do valor elevado, esse método de fundação foi altamente eficaz para este sistema construtivo, pois a grande área de contato com o solo, aliada à baixa carga da supraestrutura, torna viável a construção de casas em diversos terrenos, utilizando as primeiras camadas do solo.

Quando o nível do lençol freático estiver próximo à superfície, o uso de brocas simples para fundações tornaria inviável, sendo necessário recorrer a métodos alternativos de perfuração para a execução das estacas. Esses métodos, além de mais onerosos, dependeriam da

disponibilidade de empresas especializadas, o que pode dificultar sua implementação, especialmente em regiões com infraestrutura limitada. Além disso, mesmo que seja necessário escavar mais para o assentamento de sapatas isoladas, a presença de água poderia comprometer a estrutura, colocando em risco a estabilidade da fundação.

Nesse contexto, a estrutura de madeira apresentou uma vantagem em relação ao concreto, especialmente em terrenos com baixa capacidade de suporte ou nível elevado do lençol freático. Isso se deveu ao seu menor peso próprio, o que possibilita sua adoção em locais onde o concreto exigiria fundações mais robustas e profundas.

5.7.2. Supraestrutura

A segunda etapa analisada foi a supraestrutura, que, no modelo em madeira, incluiu os elementos estruturais e o isolamento térmico em lã. Para as placas estruturais, optou-se pelo uso do compensado de 12 mm de espessura, cujo custo de R\$ 26,87 por metro quadrado foi inferior ao do OSB de 11,1 mm, que apresentou valor de R\$ 40,81 por metro quadrado. Embora, conforme NBR 16936 (ABNT, 2023) não seja permitida a utilização de tábuas como revestimento no sistema *light wood frame*, foi realizado um levantamento comparativo para fins de análise. Nesse cenário, o custo estimado foi de R\$ 78,87 por metro quadrado, utilizando tábua beneficiada tratada de 15 cm de largura, que foi a opção mais econômica entre as demais tábuas avaliadas. Isto demonstrou o potencial do revestimento de chapas compensadas, que se caracteriza pela facilidade de aplicação e custo acessível.

O custo total da supraestrutura para o modelo em madeira foi de R\$ 4.652,32 utilizando madeira bruta e de R\$ 4.834,59 com madeira beneficiada. A diferença entre os valores foi exclusivamente na madeira estrutural dos quadros, mantendo-se inalteradas as demais composições. O quantitativo e os custos de cada material utilizado estão nas Tabelas 44 e 45, respectivamente.

Tabela 44. Quantitativo e custos para a supraestrutura do modelo de madeira (bruta).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Madeira bruta tratada	145,82	m	8,70	1.268,62
Lã de isolamento	31,30	m ²	12,42	388,77
Pregos para quadro	304,00	un	0,27	81,24
Selante de poliuretano	2,63	kg	63,68	167,34
Ancorador	28,00	un	20,23	566,44
Chumbador	28,00	un	4,12	115,36
Parafusos para ancorador	224,00	un	0,10	23,21
Compensado 12 mm	70,56	m ²	26,87	1.896,26
Parafusos para compensado	1.151,55	un	0,13	145,08
				<u>4.652,32</u>

Fonte: O autor (2025).

Tabela 45. Quantitativo e custos para a supraestrutura do modelo de madeira (beneficiada).

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Madeira beneficiada tratada	145,82	m	9,95	1.450,89
Lã de isolamento	31,30	m ²	12,42	388,77
Pregos para quadro	304,00	un	0,27	81,24
Selante de poliuretano	2,63	kg	63,68	167,34
Ancorador	28,00	un	20,23	566,44
Chumbador	28,00	un	4,12	115,36
Parafusos para ancorador	224,00	un	0,10	23,21
Compensado 12 mm	70,56	m ²	26,87	1.896,26
Parafusos para compensado	1.151,55	un	0,13	145,08
				<u>4.834,59</u>

Fonte: O autor (2025).

Já para o modelo de concreto, a supraestrutura foi composta por vigas baldrame, pilares, vigas e paredes em alvenaria, incluindo vergas e contravergas. O custo total dessa etapa foi de R\$ 3.466,15 (Tabela 46).

Tabela 46. Quantitativo e custos para a supraestrutura do modelo de concreto.

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	705,01	kg	0,79	555,40
Cal hidratada	69,71	kg	0,84	58,42
Areia média	1,71	m ³	126,60	216,92
Brita 1	1,03	m ³	113,62	116,49
Aço 5 mm	214,44	m	1,47	315,41
Aço 6,3 mm	14,46	m	2,23	32,20
Aço 8 mm	7,03	m	3,24	22,78
Aço 10 mm	192,00	m	4,98	955,36
Tijolo 6 furos padrão 9 cm x 14 cm x 19 cm	859,67	un	0,60	515,80
Pintura asfáltica impermeabilizante	6,73	L	13,10	88,08
Tábua 1 x 6" bruta	22,00	m	4,80	105,60
Tábua 1 x 12" bruta	45,93	m	10,53	483,68
				3.466,15

Fonte: O autor (2025).

Os custos das supraestruturas por metro quadrado de parede para os modelos em *light wood frame* e concreto armado foram de R\$ 122,09 e R\$ 87,53, respectivamente, sendo o *light wood frame* 39,49% mais caro.

5.7.3. Revestimento interno

No modelo em madeira, o revestimento interno foi executado com *drywall*, totalizando um custo de R\$ 1.070,44 (Tabela 47).

Tabela 47. Quantitativo e custos para o revestimento interno do modelo de madeira.

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Placa de gesso <i>drywall</i> ST 12,5 mm	43,95	m ²	20,45	898,84
Fita para junta de <i>drywall</i>	52,45	m	0,29	14,97
Fita papel metal para cantos	13,75	m	1,72	23,69
Massa única	15,89	kg	2,64	41,87
Parafuso para placa de <i>drywall</i>	879,00	un	0,10	91,06
				1.070,44

Fonte: O autor (2025).

Já para o modelo de concreto, o revestimento interno foi composto por chapisco com aditivo e argamassa comum, totalizando um custo de R\$ 656,19 (Tabela 48).

Tabela 48. Quantitativo e custos para o revestimento interno do modelo de concreto.

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	247,14	kg	0,79	194,70
Cal hidratada	153,03	kg	0,84	128,26
Areia média	1,19	m ³	126,60	150,23
Aditivo para chapisco	13,19	L	13,88	183,00
				656,19

Fonte: O autor (2025).

Os custos dos revestimentos internos por metro quadrado de parede para os modelos em *light wood frame* e concreto armado foram de R\$ 21,87 e R\$ 13,62, respectivamente, sendo o *light wood frame* 60,56% mais caro.

5.7.4. Revestimento externo

No modelo em madeira, o revestimento externo foi composto por placas cimentícias, resultando em um custo total de R\$ 2.155,55 (Tabela 49).

Tabela 49. Quantitativo e custos para o revestimento externo do modelo de madeira.

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Membrana hidrófuga	27,94	m ²	17,11	478,02
Grampos para membrana	151,50	un	0,02	2,45
Fita para membrana	38,55	m	0,52	19,87
Placa cimentícia 10 mm	26,61	m ²	48,78	1.298,02
Cordão delimitador de juntas	41,30	m	0,42	17,23
Parafuso para placa cimentícia	532,20	un	0,24	126,18
Selante de poliuretano	0,29	kg	63,68	18,39
Massa única	4,96	kg	24,05	119,21
Fita telada para juntas	41,30	m	1,84	76,19
				2.155,55

Fonte: O autor (2025).

No caso do modelo em concreto, o revestimento externo adotado foi composto por chapisco com aditivo e argamassa com impermeabilizante (Tabela 50). O custo total desse revestimento foi de R\$ 419,44.

Tabela 50. Quantitativo e custos para o revestimento externo do modelo de concreto.

Produto	Quantidade	Unidade	Preço unitário (R\$)	Total (R\$)
Cimento CP II-32	149,63	kg	0,79	117,88
Cal hidratada	92,66	kg	0,84	77,66
Areia média	0,72	m ³	126,60	90,96
Aditivo para chapisco	7,98	L	13,88	110,80
Aditivo impermeabilizante para reboco	4,17	L	5,31	22,14
				419,44

Fonte: O autor (2025).

Os custos dos revestimentos externos por metro quadrado de parede para os modelos em *light wood frame* e concreto armado foram de R\$ 76,85 e R\$ 14,95, respectivamente, sendo o *light wood frame* 414,05% mais caro.

5.7.5. Modelo completo

O custo total estimado para o modelo em madeira foi de R\$ 9.357,22 utilizando madeira bruta e R\$ 9.539,49 com madeira beneficiada. No caso do concreto, os valores variaram entre R\$ 6.438,87 e R\$ 6.542,33, a depender da resistência do solo. Os custos discriminados por categoria e os totais correspondentes encontram-se detalhados na Tabela 51.

Tabela 51. Custos de material para o modelo nos dois sistemas construtivos.

Modelo	Varição	Infraestrutura (R\$)	Supraestrutura (R\$)	Revestimento interno (R\$)	Revestimento externo (R\$)	Total (R\$)
Madeira	Bruta	1.478,91	4.652,32	1.070,44	2.155,55	9.357,22
	Beneficiada		4.834,59			9.539,49
Concreto	NSPT 1,1	1.897,09				6.438,87
	NSPT 2	1.139,88				5.681,66
	NSPT 3	856,86	3.466,15	656,19	419,44	5.398,64
	NSPT 4	703,71				5.245,49
	NSPT 5	607,81				5.149,59
	Estaca	2.036,29				6.578,07

Fonte: O autor (2025).

Os custos por metro quadrado em planta de cada modelo estão na Tabela 52. Esses valores são necessários para estimativas em projetos de habitação de características semelhantes, permitindo extrapolar os custos totais com base na área construída. A estrutura da

Tabela 52 contempla os componentes de infraestrutura, supraestrutura, revestimentos interno e externo, além do custo total por metro quadrado, o que possibilita uma análise comparativa detalhada entre os sistemas construtivos em madeira e concreto.

Tabela 52. Custos de material por metro quadrado em planta.

Modelo	Varição	Infraestrutura (R\$)	Supraestrutura (R\$)	Revestimento interno (R\$)	Revestimento externo (R\$)	Total (R\$)
Madeira	Bruta	117,37	369,23	84,96	171,08	742,64
	Beneficiada		383,70			757,10
Concreto	NSPT 1,1	150,56				511,02
	NSPT 2	90,47				450,93
	NSPT 3	68,00	275,09	52,08	33,29	428,46
	NSPT 4	55,85				416,31
	NSPT 5	48,24				408,70
	Estaca	161,61				522,07

Fonte: O autor (2025).

Extrapolando os valores obtidos para o modelo de casa popular apresentado na Figura 2, na Tabela 53 estão os custos estimados com base nos valores da Tabela 52, multiplicados pela área da planta (34,16 m²), desconsiderando o banheiro, uma vez que este ambiente foi comum aos dois modelos analisados.

Tabela 53. Custos de material estimado para o modelo apresentado na Figura 2.

Modelo	Varição	Total (R\$)
Madeira	Bruta	25.370,62
	Beneficiada	25.864,81
Concreto	NSPT 1,1	17.457,97
	NSPT 2	15.404,92
	NSPT 3	14.637,56
	NSPT 4	14.222,31
	NSPT 5	13.962,30
	Estaca	17.833,91

Fonte: O autor (2025).

No modelo em madeira, os custos totais foram de R\$ 25.370,62 para madeira bruta e R\$ 25.864,81 para madeira beneficiada. Esses valores se mantiveram constantes independentemente do tipo de solo, uma vez que o sistema *light wood frame* apresentou baixo

peso estrutural e, por isso, exigiu fundações menos profundas e mais simples. Isso representou uma vantagem do ponto de vista econômico, especialmente em terrenos de baixa resistência, pois reduziu o custo e a complexidade da fundação.

Em contraste, o modelo em concreto apresentou custos influenciados pela resistência do solo. Em solos com menor capacidade de suporte (NSPT 1,1), os custos foram mais elevados (R\$ 17.457,97), exigindo fundações mais robustas para garantir a estabilidade da estrutura. À medida que o NSPT aumentou, indicando maior resistência do solo, os custos das fundações diminuíram: R\$ 15.404,92 (NSPT 2), R\$ 14.637,56 (NSPT 3), R\$ 14.222,31 (NSPT 4) e R\$ 13.962,30 (NSPT 5). No caso de utilização de estacas, o custo voltou a subir, alcançando R\$ 17.833,91, o que reforçou a dependência do concreto armado em relação às condições do terreno.

Os custos dos diferentes sistemas construtivos no estado do Paraná são influenciados pelos aspectos tributários. O sistema tradicional em concreto armado apresenta vantagens fiscais relevantes quando comparado ao sistema industrializado leve em madeira, como o *light wood frame*.

Ainda no âmbito estadual, conforme estabelece o Decreto nº 6.434, de 13 de junho de 2017, no âmbito do Programa Paraná Competitivo, é concedido crédito presumido de ICMS a empresas enquadradas no regime, tanto em operações internas quanto interestaduais (Paraná, 2017). Esse benefício pode reduzir a carga tributária efetiva do ICMS para 1,5% a 9,5% nas operações interestaduais e até 2,5% nas operações internas. O incentivo aplica-se, sobretudo, a insumos utilizados na construção convencional, como cimento, agregados e aço.

Em contrapartida, os insumos característicos do sistema *light wood frame*, como painéis estruturais de OSB, madeira laminada colada (GLULAM), madeira laminada cruzada (CLT), compensados estruturais e outros derivados, estão formalmente excluídos do benefício. Essa exclusão se dá por força da Resolução SEFA nº 304, de 1º de abril de 2025, que republica a lista de códigos NCM vedados ao uso do crédito presumido e inclui diversas faixas do Capítulo 44 da NCM/SH, correspondente a produtos de madeira e obras de carpintaria (Paraná, 2025).

Além dos tributos estaduais, os tributos federais também impactam o valor final dos materiais. Entre eles, destaca-se o Imposto sobre Produtos Industrializados (IPI), que incide na saída dos produtos da indústria. Materiais tradicionais como cimento, aço e blocos cerâmicos costumam ter alíquotas reduzidas ou isentas, enquanto diversos produtos derivados de madeira, como compensados e painéis, permanecem sujeitos a alíquotas de 5% a 10%, conforme a tabela

de incidência do imposto sobre produtos industrializados (TIPI) (Brasil, 2023).

Outro fator relevante é a incidência de PIS e COFINS, que podem ser cobrados de forma cumulativa (3,65%) ou não cumulativa (9,25%) sobre a receita bruta, dependendo do regime tributário da empresa. Historicamente, materiais como cimento, aço e telhas foram beneficiados por políticas de desoneração desses tributos, com o objetivo de estimular a construção civil (Brasil, 2019). Por sua vez, os materiais industrializados utilizados em construções leves, como o *light wood frame*, raramente foram contemplados por tais desonerações.

Quando se trata de insumos importados, como painéis de OSB ou CLT provenientes da América do Norte ou Europa, somam-se ainda os tributos de importação (II), IPI sobre importação, PIS/COFINS-importação e o ICMS na entrada (Brasil, 1988), o que eleva ainda mais o custo final desses materiais.

Por fim, o Regime Especial de Tributação (RET) instituído pela Lei nº 10.931/2004, embora aplicável a obras habitacionais de qualquer natureza, foi desenhado para empreendimentos tradicionais em alvenaria e concreto armado, não prevendo incentivos específicos para sistemas industrializados alternativos (Brasil, 2004).

Dessa forma, tem-se uma estrutura tributária desigual entre os dois sistemas construtivos. Enquanto o concreto armado é beneficiado por uma combinação de incentivos fiscais estaduais e federais, incluindo crédito presumido de ICMS, isenção de IPI, desoneração de PIS/COFINS e aderência ao RET, o sistema *light wood frame* enfrenta maior carga tributária sobre seus insumos, especialmente os importados.

Essa assimetria contribuiu para que, mesmo em casos tecnicamente vantajosos, o custo final do sistema em madeira permaneça superior ao do sistema tradicional em concreto armado no estado do Paraná.

5.8. Análise SWOT

A análise SWOT identificou os principais aspectos internos e externos que influenciam a viabilidade da construção em madeira, considerando fatores técnicos, sociais, econômicos e ambientais (Quadro 1).

Quadro 1. Análise SWOT referente ao sistema construtivo em *light wood frame*.

<p>FORÇAS</p> <p>Sustentável</p> <p>Baixo peso estrutural</p> <p>Fundação barata em terrenos de baixa resistência</p> <p>Execução rápida</p> <p>Passível de pré-fabricação e reciclagem</p> <p>Baixa geração de resíduos de construção</p>	<p>FRAQUEZAS</p> <p>Custo elevado dos materiais</p>
<p>OPORTUNIDADES</p> <p>Crescimento no Brasil devido às novas normas</p> <p>Redução de custos com pré-fabricação</p> <p>Crescimento da indústria florestal</p> <p>Incentivos à construção sustentável e habitação popular</p>	<p>AMEAÇAS</p> <p>Dificuldade em encontrar materiais de construção</p> <p>Falta de mão de obra qualificada</p> <p>Concorrência com outros métodos construtivos</p> <p>Barreiras culturais e resistência do mercado</p> <p>Carga tributária desigual</p>

Fonte: O autor (2025).

A análise SWOT do sistema construtivo *light wood frame* revelou um cenário estratégico promissor. Evidenciou-se que o método apresentou mais forças e oportunidades do que fraquezas e ameaças, o que indica um potencial competitivo elevado frente aos sistemas tradicionais, como o concreto armado. Entre os principais pontos fortes, destacou-se a sustentabilidade, o baixo peso estrutural, a possibilidade de fundações mais simples, a execução rápida e a viabilidade de pré-fabricação, características que poderiam contribuir para a racionalização da construção e redução de impactos ambientais.

Do ponto de vista das oportunidades, a atualização das normas técnicas, os incentivos à construção sustentável e à habitação popular, bem como a tendência de redução de custos com pré-fabricação, poderiam ampliar o espaço para o crescimento do sistema no mercado brasileiro.

A agilidade da construção contribuiria para atender a uma demanda crescente por moradia de qualidade. Em programas governamentais de habitação, possibilitaria que mais famílias sejam beneficiadas em menor tempo, acelerando o combate ao déficit habitacional no país.

Por outro lado, o elevado custo dos materiais, a escassez de mão de obra qualificada, a

dificuldade na obtenção de insumos específicos e as barreiras culturais e comerciais ainda têm dificultado a adoção em larga escala. No entanto, esses obstáculos poderiam ser superados por meio de investimentos em capacitação profissional, políticas públicas de incentivo e inovação tecnológica.

Dessa forma, com o devido enfrentamento das fragilidades identificadas, o sistema *light wood frame* teria condições de se consolidar como uma alternativa viável, moderna, sustentável e promissora, contribuindo para a diversificação dos métodos construtivos no Brasil e para o avanço da construção civil em direção a práticas mais eficientes e ambientalmente responsáveis.

6. CONCLUSÕES

O dimensionamento adequado das peças de madeira e concreto é necessário para a precisão do quantitativo de materiais.

O desenvolvimento de um método de dimensionamento para o sistema *light wood frame* com *software* gratuito de análise linear plana mostra-se uma alternativa viável, apresentando resultados coerentes com as expectativas, porém é desejável o uso ou o desenvolvimento de um *software* profissional dedicado a este sistema.

O levantamento de preços realizado na cidade de Irati evidencia a predominância do método construtivo convencional em concreto armado e alvenaria. Todos os materiais necessários para esse sistema são facilmente encontrados e a preços mais acessíveis. A mão de obra para o *light wood frame* é de difícil obtenção, contudo, apresenta custo inferior.

Os materiais específicos para o sistema *light wood frame* são escassos na região, com exceção da madeira serrada tratada e das chapas de compensado. A maior parte dos insumos precisa ser adquirida em cidades maiores.

A escassez de mão de obra especializada e os altos custos dos materiais para o *light wood frame* comprometem a viabilidade do sistema.

A aplicação da matriz SWOT permite uma análise abrangente e estruturada das múltiplas variáveis envolvidas no sistema *light wood frame*.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, J. Habitação popular em madeira: avaliação pós-ocupação na cidade de Rio Branco. **Revista Amazônia Moderna**, Palmas, v. 1, n. 2, p. 72–85, out./mar. 2018.

ARAÚJO, P. P. S. **Planejamento de aquisição de software com ênfase em necessidades de medição**. 2009. 113 f. Dissertação (Mestrado em Ciência da Computação) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

ARAUJO, V. A. de; CORTEZ-BARBOSA, J.; GAVA, M.; GARCIA, J. N.; SOUZA, A. J.; SAVI, A. F.; MORALES, E. A. M.; MOLINA, J. C.; VASCONCELOS, J. S.; CHRISTOFORO, A. L.; LAHR, F. A. R. Classification of wooden housing building systems. **BioResources**, v. 11, n. 3, p. 7889-7901, jun. 2016. DOI: 10.15376/biores.11.3.

ARAUJO, V. A. de; GARCIA, J. N.; CORTEZ-BARBOSA, J.; GAVA, M.; SAVI, A. F.; MORALES, E. A. M.; LAHR, F. A. R.; VASCONCELOS, J. S.; CHRISTOFORO, A. L. Importância da madeira de florestas plantadas para a indústria de manufaturados. **Pesquisa Florestal Brasileira**, Colombo, v. 37, n. 90, p. 189–200, abr./jun. 2017. DOI: 10.4336/2017.pfb.37.90.824.

ARAUJO, V. A. de; VASCONCELOS, J. S.; MORALES, E. A. M.; SAVI, A. F.; HINDMAN, D. P.; O'BRIEN, M. J.; NEGRÃO, J. H. J. O.; CHRISTOFORO, A. L.; LAHR, F. A. R.; CORTEZ-BARBOSA, J.; GAVA, M.; GARCIA, J. N. Difficulties of wooden housing production sector in Brazil. **Wood Material Science & Engineering**, [S.l.], p. 1–10, 2018. DOI: 10.1080/17480272.2018.1484513.

ARAUJO, V. A. de; VASCONCELOS, J. S.; CORTEZ-BARBOSA, J.; MORALES, E. A. M.; GAVA, M.; GARCIA, J. N. Can timber houses be productively faster to build than other buildings? **Revista Árvore**, Viçosa, v. 46, e4623, 2022. DOI: 10.1590/1806-908820220000023.

ARAUJO, V. de; VASCONCELOS, J.; MORALES, E.; BARBOSA, J.; GAVA, M.; FAUSTINO, E.; SANTOS, H.; ARROYO, F.; SERRA, S.; PALIARI, J.; CHRISTOFORO, A.; LAHR, F.; GARCIA, J. Timber construction regulations in Brazil: a perspective from its national industry of timber houses. **Buildings**, Basel, v. 13, n. 9, p. 2136, 2023a. DOI: 10.3390/buildings13092136.

ARAUJO, V. A. de; VASCONCELOS, J. S.; SERRA, S. M. B.; PALIARI, J. C.; CHRISTOFORO, A. L. Sustainability in the Brazilian timber housing virtual market. **Revista Hábitat Sustentable**, Valparaíso, v. 13, n. 1, p. 20–29, jul. 2023b. DOI: 10.22320/07190700.2023.13.01.02.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE MADEIRA PROCESSADA MECANICAMENTE (ABIMCI). Construção de casas em *wood frame* tem norma técnica publicada. 2023. Disponível em: <https://abimci.com.br/construcao-de-casas-em-wood-frame-tem-norma-tecnica-publicada/>. Acesso em: 9 jun. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16936**: Edificações em *light wood frame*. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190-1**: Projeto de estruturas de madeira - Parte 1: Critérios de dimensionamento. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E AGRONOMIA DE RIBEIRÃO PRETO (AEARP). Enfim ela chegou: ABNT NBR 16936 – Edificações em *light wood frame*. 2023. Disponível em: <https://aetec.org.br/enfim-ela-chegou-abnt-nbr-16936-edificacoes-em-light-wood-frame/>. Acesso em: 9 jun. 2025.

AUTODESK. **AutoCAD 2023**. Autodesk Inc., 2023. 1 Programa de Computador.

BARHAM, L.; DULLER, G. A. T.; CANDY, I.; SCOTT, C.; CARTWRIGHT, C. R.; PETERSON, J. R.; KABUKCU, C.; CHAPOT, M. S.; MELIA, F.; ROTS, V.; GEORGE, N.; TAIPALE, N.; GETHIN, P.; NKOMBWE, P. Evidence for the earliest structural use of wood at least 476,000 years ago. *Nature*, v. 622, n. 7981, p. 107-111, 2023. DOI: 10.1038/s41586-023-06557-9.

BEER, F. P.; JOHNSTON Jr., E. R.; MAZUREK, D. F.; EISENBERG, E. R. **Mecânica vetorial para engenheiros**: estática. Tradução de Antônio Eustáquio de Melo Pertence. Revisão técnica de Antonio Pertence Júnior. 9. ed. Porto Alegre: AMGH, 2012.

BRANCO, J. M. Casas de madeira: da tradição aos novos desafios. In: LOURENÇO, P. B. *et al.* (org.). **Seminário casas de madeira**. Guimarães: Universidade do Minho, 2013. p. 75–86. Disponível em: <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/23748/1/Branco%20-%2075%20a%2086.pdf>. Acesso em: 14 jul. 2025.

BRASIL. **Constituição da República Federativa do Brasil de 1988**. Brasília, DF: Presidência da República, 1988.

BRASIL. **Lei nº 10.931, de 2 de agosto de 2004.** Dispõe sobre o patrimônio de afetação de incorporações imobiliárias e institui o Regime Especial de Tributação (RET). Diário Oficial da União, Brasília, DF, 3 ago. 2004.

BRASIL. **Receita Federal. Instrução Normativa RFB nº 1.911, de 11 de outubro de 2019.** Dispõe sobre o regime de apuração da Contribuição para o PIS/Pasep e da Cofins. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 14 out. 2019.

BRASIL. **Receita Federal. Tabela de Incidência do Imposto sobre Produtos Industrializados – TIPI.** Brasília: Receita Federal, 2023.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. Cadernos CAIXA: Projeto padrão – casas populares. Vitória, ES, 2006. Disponível em:

https://www.google.com/url?sa=t&source=web&rct=j&opi=89978449&url=https://16284551057680305215.googlegroups.com/attach/41678161ae917df2/casa_37m2.pdf%3Fpart%3D0.1%26vt%3DANaJVrGuRRzX_pzgFmoIHPzgG0OyY0HbDw5CNSE1tNGRSpCo-AuEYkbbVU2a9y6Hy1tXEwVP7fWRHtrR_tohxmZxb9ra4JRO4WH9fKQyWOR4a7PQEX8Ep4&ved=2ahUKEWjtlcmEoOuPAxXzlZUCHYK5AEAQFnoECBUQAQ&usg=AOvVaw3HZq03yfefX8XnK6Q6t4WC. Acesso em: 21 set. 2025.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil: Custo de Composições Analítico – Paraná, não desonerado, dezembro/2024. Brasília, 2025. Disponível em: <https://www.caixa.gov.br/poder-publico/modernizacao-gestao/sinapi/Paginas/default.aspx>. Acesso em: 6 jun. 2025.

CALIL JÚNIOR, C.; DIAS, A. A. Utilização da madeira em construções rurais. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v. 1, p. 71–77, 1997. DOI: 10.1590/1807-1929/agriambi.v1n1p71-77.

DEGASPERI, Anderson Borges; NETO, Evilazio Martins; DEGASPERI, Fernanda L. Rocha; AGUIAR, Francisco de Amorim; VIVAS, Daniel Rizzo. Estudo da tecnologia BIM e os desafios para sua implantação. **Revista Espaço Acadêmico**, v. 7, n. 2, 2017.2.

DYSON, R. G. Strategic development and SWOT analysis at the University of Warwick. **European Journal of Operational Research**, v. 152, n. 3, p. 631–640, 2004. DOI: 10.1016/S0377-2217(03)00062-6.

ELKINGTON, J. Towards the Sustainable Corporation: win-win-win business strategies for sustainable development. **California Management Review**, v. 36, n. 2, p. 90-100, 1994.

ENGENHEIRO DAS PLANILHAS. **ICOLUMN**. Engenheiro das Planilhas, 2020. 1 Programa de computador. Disponível em: <https://engenheirodasplanilhas.com.br>. Acesso em: 12 jun. 2025.

ENGENHEIRO DAS PLANILHAS. **IPILE**. Engenheiro das Planilhas, 2020. 1 Programa de computador. Disponível em: <https://engenheirodasplanilhas.com.br>. Acesso em: 12 jun. 2025.

ENGENHEIRO DAS PLANILHAS. **Planilha Blocos V10**. Engenheiro das Planilhas, 2020. 1 Planilha eletrônica. Disponível em: <https://engenheirodasplanilhas.com.br>. Acesso em: 12 jun. 2025.

ENGENHEIRO DAS PLANILHAS. **Planilha Vigas EP V3**. Engenheiro das Planilhas, 2020. 1 Planilha eletrônica. Disponível em: <https://engenheirodasplanilhas.com.br>. Acesso em: 12 jun. 2025.

ENGENHEIRO DAS PLANILHAS. **SAPATAS 1.0**. Engenheiro das Planilhas, 2020. 1 Programa de computador. Disponível em: <https://engenheirodasplanilhas.com.br>. Acesso em: 12 jun. 2025.

GASPERIN, T. **Características de aceitação e uso da TI na indústria da construção civil: estudo nos municípios de Pato Branco e Francisco Beltrão**. 2019. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção e Sistemas) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2019.

GHALY, A.; EDWARDS, S. Termite damage to buildings: nature of attacks and preventive construction methods. **American Journal of Engineering and Applied Sciences**, v. 4, n. 2, p. 187-200, 2011. DOI: 10.3844/ajeassp.2011.187.200.

GUARDIGLI, L. Comparing the environmental impact of reinforced concrete and wooden structures. In: KIBERT, C. J. (ed.). *Eco-efficient construction and building materials*. Cambridge: **Woodhead Publishing**, 2014. cap. 17, p. 407–433. DOI: 10.1533/9780857097729.3.407.

HIBBELER, R. C. **Análise das estruturas**. Tradução de Jorge Ritter; revisão técnica de Pedro Vianna. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2013.

HIBBELER, R. C. **Estática: mecânica para engenharia**. Tradução de Daniel Vieira. 14. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2017.

HIWASE, P. D.; JOSHI, A.; KESHARIYA, A. Comparison between manual and software approach towards design of structural elements. **The International Journal of Engineering and Science**, v. 7, n. 9, p. 54–56, 2018.

HOXHA, E.; HABERT, G.; LASVAUX, S.; CHEVALIER, J.; LE ROY, R. Influence of construction material uncertainties on residential building LCA reliability. **Journal of Cleaner Production**, 2017. DOI: 10.1016/j.jclepro.2016.12.068.

HRDLICKA, T.; CUPAL, M.; KOMOSNA, M. Wood vs. brick: impact on investment costs of houses. **Journal of Building Engineering**, v. 49, 104088, 2022. DOI: 10.1016/j.job.2022.104088.

IBÁ – Indústria Brasileira de Árvores. **Relatório anual IBÁ 2024**. Brasília: IBÁ, 2024. Disponível em: <https://iba.org/relatorio2024.pdf>. Acesso em: 9 jun. 2025.

INSTITUTO DE DESENVOLVIMENTO RURAL DO PARANÁ - IAPAR-EMATER (IDR-Paraná). Estação: Fernandes Pinheiro. 2019. Disponível em: https://www.idrparana.pr.gov.br/system/files/publico/agrometeorologia/medias-historicas/Fernandes_Pinheiro.pdf. Acesso em: 7 set. 2024.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). Tabela de Dados das Estações. 2023. Disponível em: <https://tempo.inmet.gov.br/TabelaEstacoes/83836#>. Acesso em: 7 set. 2024.

KIM, M. J.; SHIN, S.-J.; CHO, S.; KI, H.; SEO, J.-w.; SHIM, K.-B. An analysis of the distribution of termites in the Korean Peninsula. **Journal of the Korean Wood Science and Technology**, v. 52, n. 6, p. 573-584, 2024. DOI: 10.5658/WOOD.2024.52.6.573.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-Ming; GILBERT, Anne M. **Fundamentos da análise estrutural**. Tradução de João Eduardo Nóbrega Tortello. Revisão técnica de Pedro V. P. Mendonça. 3. ed. Porto Alegre: AMGH, 2010.

LIANG, Y.; LI, C.; LIU, Z.; WANG, X.; ZENG, F.; YUAN, X.; PAN, Y. Decarbonization potentials of the embodied energy use and operational process in buildings: a review from the life-cycle perspective. **Heliyon**, v. 9, e20190, 2023. DOI: 10.1016/j.heliyon.2023.e20190.

LINDBLAD, F.; GUSTAVSSON, Å. A comparison between architects' and residents' perceived living quality in wooden multifamily houses in Sweden. **Forest Products Journal**, v. 70, n. 4, p. 462–468, 2020. DOI: 10.13073/FPJ-D-20-00031.

LOPES, S. C.; CARMO, M. E. R. do; SERRA, S. M. B. Levantamento de soluções tecnológicas em madeira industrializada no Brasil. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GESTÃO E ECONOMIA DA CONSTRUÇÃO, 12., 2021, Maceió. **Anais[...]** Porto Alegre: ANTAC, 2021. p.1-8. Disponível em: <https://eventos.antac.org.br/index.php/sibragec/article/view/511>. Acesso em: 6 mar. 2023.

LP BRASIL. **Catálogo técnico: placas OSB com certificação APA**. São Paulo: LP Brasil, 2022. Disponível em: <https://lpbrasil.com.br/wp-content/uploads/2024/06/20220302-Catalogo-APA-Brasil-DIC22.pdf>. Acesso em: 6 jun. 2025.

LU, H. R.; EL HANANDEH, A.; GILBERT, B. P. A comparative life cycle study of alternative materials for Australian multi-storey apartment building frame constructions: environmental and economic perspective. **Journal of Cleaner Production**, v. 166, p. 458–473, 2017. DOI: 10.1016/j.jclepro.2017.08.065.

LÖSCH, S.; RAMBO, C. A.; FERREIRA, J. de L. A pesquisa exploratória na abordagem qualitativa em educação. **Revista Ibero-Americana de Estudos em Educação**, Araraquara, v. 18, n. 00, e023141, 2023. DOI: 10.21723/riaee.v18i00.17958.

MABULA, M. M.; TAKI, M.; MIZE, J.; DUTTA, D.; DEKA, M.; DONI, J.; GOSWAMI, N. Comparison between manual and software approach towards analysis and design of a residential building. **International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET)**, v. 11, n. 6, p. 4488–4499, 2023. DOI: 10.22214/ijraset.2023.54408.

MARTHA, L. F. **Ftool**: Two-Dimensional Frame Analysis Tool. Versão 4.00.04 basic. Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio; Tecgraf/PUC-Rio, 2018. 1 Programa de Computador.

MEMARI, A. M. Comparative study of multi-hazard performance of different wall systems used in single-family dwelling construction. In: **Forensic Engineering 2012**. Proceedings of the ASCE Conference, American Society of Civil Engineers, 2013. p. 1053–1062.

MISHRA, A.; HUMPENÖDER, F.; CHURKINA, G.; REYER, C. P. O.; BEIER, F.; BODIRSKY, B. L.; SCHELLNHUBER, H. J.; LOTZE-CAMPEN, H.; POPP, A. Land use change and carbon emissions of a transformation to timber cities. **Nature Communications**, v. 13, n. 4889, 2022. DOI: 10.1038/s41467-022-32244-w.

MOLINA, J. C.; CALIL JUNIOR, C. Sistema construtivo em *wood frame* para casas de madeira. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, Londrina, v. 31, n. 2, p. 143–156, jul./dez. 2010. DOI: 10.5433/1679-0375.2010v31n2p143.

MUNRO, J. H. Industrial energy from water-mills in the European economy, 5th to 18th Centuries: the limitations of power. **MPRA Paper** No. 11027, University of Toronto, Department of Economics, 2002.

NIMWEGEN, S. E. van; LATTEUR, P. A state-of-the-art review of carpentry connections: from traditional designs to emerging trends in wood-wood structural joints. **Journal of Building Engineering**, [S.l.], v. 78, p. 107089, 2023. DOI: 10.1016/j.jobe.2023.107089.

NUNES, L. Bases para a monitorização do risco de degradação na construção de casas de madeira. In: LOURENÇO, P. B.; BRANCO, J. M.; CRUZ, H.; NUNES, L. (Eds.). **Seminário Casas de Madeira**. Lisboa: LNEC, 2013. p. 29-38.

PARANÁ. **Decreto nº 6.434, de 13 de junho de 2017**. Regulamenta o Programa Paraná Competitivo, destinado à concessão de incentivos para projetos de investimento no Estado. Diário Oficial do Estado do Paraná, Curitiba, 13 jun. 2017. Disponível em: <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=340536>. Acesso em: 8 jul. 2025.

PARANÁ. Secretaria da Fazenda. **Resolução SEFA nº 304, de 1º de abril de 2025**. Republica a lista de mercadorias com códigos NCM impedidos de utilizar o crédito presumido previsto no Programa Paraná Competitivo. Diário Oficial do Estado do Paraná, Curitiba, 1 abr. 2025. Disponível em: <https://www.sefanet.pr.gov.br/dados/SEFADOCUMENTOS/101202500304.pdf>. Acesso em: 8 jul. 2025.

PIANTANIDA, P.; PILAR, C.; VILLA, V.; VOTTARI, A. Sustainable production and management of an industrialized house. In: INTERNATIONAL STRUCTURAL ENGINEERING AND CONSTRUCTION CONFERENCE – LATAM SEC 2024, Quito, Ecuador, 2024. **Anais** [...]. ISEC Press, 2024. Disponível em: https://www.isec-society.org/ISEC_PRESS/LATAM_SEC_2024/pdf/HOS-02.pdf. Acesso em: 20 jun. 2025.

PRAVIA, Z. M. C. **VisualVentos, versão 2.0.2**. Universidade de Passo Fundo – FEAR, 2008. 1 Programa de Computador.

PRESTEMON, J. P.; NEPAL, P.; SAHOO, K. Housing starts and the associated wood products carbon storage by county by Shared Socioeconomic Pathway in the United States. **PLOS ONE**, v. 17, n. 8, e0270025, 2022. DOI: 10.1371/journal.pone.0270025.

RAMAGE, M. H.; BURRIDGE, H.; BUSSE-WICHER, M.; FEREDAY, G.; REYNOLDS, T.; SHAH, D. U.; WU, G.; YU, L.; FLEMING, P.; DENSLEY-TINGLEY, D.; ALLWOOD, J.; DUPREE, P.; LINDEN, P. F.; SCHERMAN, O. The wood from the trees: the use of timber in construction. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 68, p. 333-359, 2017. DOI: 10.1016/j.rser.2016.09.107.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2008.

REYNOSO, O. F.; ROSA, A. B. de la; SALINAS, M. F.; AMBRIZ, A. C. Wood frame house construction project in Mexico. **Revista de la Construcción**, v. 16, n. 2, p. 307–322, 2017. DOI:10.7764/RDLC.16.2.307.

ROBERTSON, A. B.; LAM, F. C. F.; COLE, R. J. A comparative cradle-to-gate life cycle assessment of mid-rise office building construction alternatives: laminated timber or reinforced concrete. **Buildings**, v. 2, n. 3, p. 245–270, 2012. DOI: 10.3390/buildings2030245.

ROCHA, G. D. da. **O mínimo de estruturas para um engenheiro civil**. Carazinho: Editora do autor, 2023.

RODIONOV, A. S.; DANILINA, M. V.; PIMENOV, N. A.; ROMANCHENKO, L. N.; YARKIN, V. V. Comparison and analysis of the main building materials' characteristics for construction. **Journal of Physics: Conference Series**, v. 1614, 012047, 2020. DOI: 10.1088/1742-6596/1614/1/012047.

ROOS, A.; HOEN, H.-F.; AGUILAR, F. X.; HAAPALA, A.; HURMEKOSKI, E.; JUSSILA, J.; LÄHTINEN, K.; MARK-HERBERT, C.; NORD, T.; TOIVONEN, R.; TOPPINEN, A. Impact of prospective residents' dwelling requirements on preferences for house construction materials. **Wood Material Science and Engineering**, v. 18, n. 1, p. 1-16, out. 2022. DOI: 10.1080/17480272.2022.2126947.

ROSS, R. J.; ANDERSON, J. R. **Wood handbook: wood as an engineering material**. Madison: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 2021.

SANDHU, S.; MCKENZIE, S.; HARRIS, H. Linking local and global sustainability. **Dordrecht**: Springer, 2014. ISBN 978-94-017-9007-9. DOI: 10.1007/978-94-017-9008-6.

SILVA, R. D.; BASSO, A. Sistemas construtivos em madeira destinados à habitação no Paraná. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, Londrina, v. 21, n. 4, p. 83–88, dez. 2000.

SINGH, A.; BHOSALE, A. K.; PATTI, S. M.; CHIKHALCHANDE, S. R.; TATIKONDA, M. V.; MISAL, B. Comparison between manual and software design of a building. **International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)**, [S. l.], v. 8, n. 6, p. 1424–1432, June 2021.

SOZIM, P. C. L.; NAPOLI, L. M.; FERRO, F. S.; MUSTEFAGA, E. C.; HILLIG, É. Propriedades de painéis aglomerados produzidos com madeiras de *Ligustrum lucidum* e *Pinus taeda*. **Pesquisa Florestal Brasileira**, Colombo, v. 39, e201801696, p. 1–8, 2019. DOI: 10.4336/2019.pfb.39e201801696.

ŠVAJLENKA, J.; KOZLOVSKÁ, M. Houses based on wood as an ecological and sustainable housing alternative - Case study. **Sustainability**, v. 10, n. 5, p. 1502, 2018. DOI: 10.3390/su10051502.

TAVARES, V.; SOARES, N.; RAPOSO, N.; MARQUES, P.; FREIRE, F. Prefabricated versus conventional construction: comparing life-cycle impacts of alternative structural materials. **Journal of Building Engineering**, v. 41, p. 102705, 2021. DOI: 10.1016/j.jobbe.2021.102705.

ZHAO, P. A.; WANG, C. C. A comparison of using traditional cost estimating software and BIM for construction cost control. In: 2014 INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONSTRUCTION AND REAL ESTATE MANAGEMENT: Smart Construction and Management in the Context of New Technology, 2014, Kunming. **Anais [...]**, 2014. Kunming, China, Sept.27-28, 2014, pp256-264. DOI: 10.1061/9780784413777.031.

Apêndice 1. Relatório de cálculo do esforço do vento.

Relatório

Observação: Os resultados aqui expostos devem ser avaliados por um profissional com experiência

VisualVentos <http://www.etoools.upf.br>

Este *software* está registrado no INPI No. 00062090

Dados Geométricos

$b = 3,00 \text{ m}$

$a = 4,20 \text{ m}$

$b1 = 2 * h$

$b1 = 2 * 2,75$

$b1 = 5,50 \text{ m}$

ou

$b1 = b/2$

$b1 = 3,00/2$

$b1 = 1,50 \text{ m}$

Adota-se o menor valor, portanto

$b1 = 1,50 \text{ m}$

$a1 = b/3$

$a1 = 3,00/3$

$a1 = 1,00 \text{ m}$

ou

$a1 = a/4$

$a1 = 4,20/4$

$a1 = 1,05 \text{ m}$

Adota-se o maior valor, porém $a1 \leq 2 * h$

$2 * 2,75 = 5,50 \text{ m}$

Portanto

$a1 = 1,05 \text{ m}$

$a2 = (a/2) - a1$

$a2 = (4,20/2) - 1,05$

$a2 = 1,05 \text{ m}$

$h = 2,75 \text{ m}$

$h1 = 0,41 \text{ m}$

$\beta = 15,29^\circ$

$d = 4,20 \text{ m}$

Área das aberturas

Fixas

Face A1 = 0,00 m²

Face A2 = 0,00 m²

Face A3 = 0,00 m²

Face B1 = 0,00 m²

Face B2 = 0,00 m²

Face B3 = 0,00 m²

Face C1 = 0,00 m²

Face C2 = 0,00 m²

Face D1 = 0,00 m²

Face D2 = 0,00 m²

Movéis

Face A1 = 0,00 m²

Face A2 = 0,00 m²

Face A3 = 0,00 m²

Face B1 = 0,00 m²

Face B2 = 0,00 m²

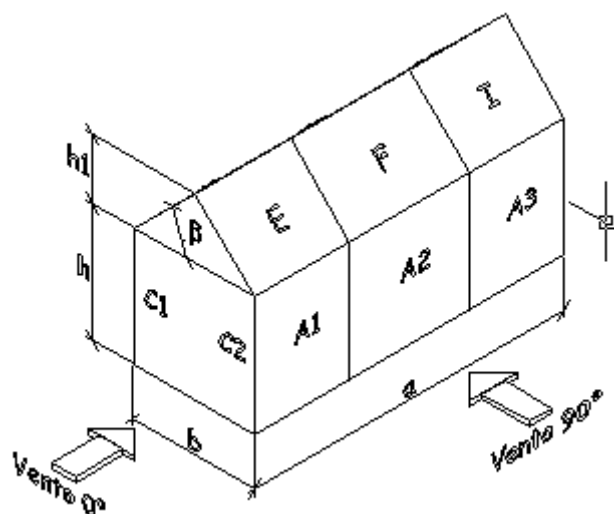
Face B3 = 0,00 m²

Face C1 = 0,00 m²

Face C2 = 0,00 m²

Face D1 = 0,00 m²

Face D2 = 0,00 m²



Velocidade básica do vento

$V_0 = 42,50 \text{ m/s}$

Fator Topográfico (S1)

Terreno plano ou fracamente acidentado

$S_1 = 1,00$

Fator de Rugosidade (S2)

Categoria IV

Classe A

Parâmetros retirados da Tabela 2 da NBR6123/88 que relaciona Categoria e Classe

$b = 0,86$

$Fr = 1,00$

$p = 0,12$

$S_2 = b * Fr * (z/10)^{exp p}$

$S_2 = 0,86 * 1,00 * (3,16/10)^{exp 0,12}$

$S_2 = 0,75$

Fator Estático (S3)

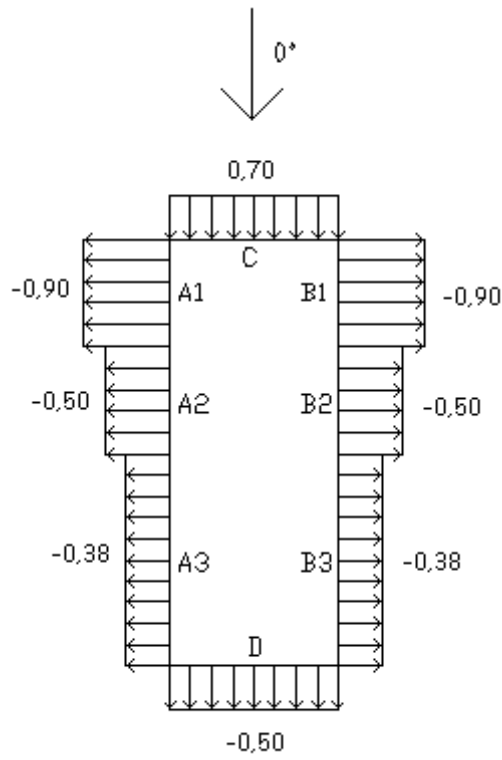
Grupo 1

$S_3 = 1,00$

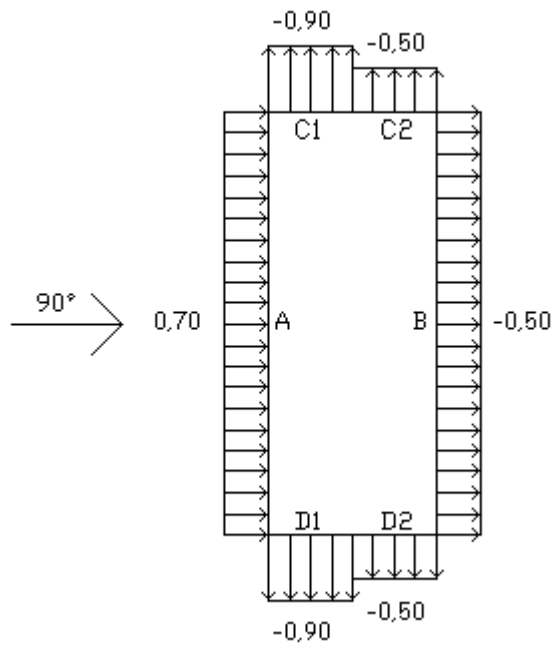
Coefficiente de pressão externa

Paredes

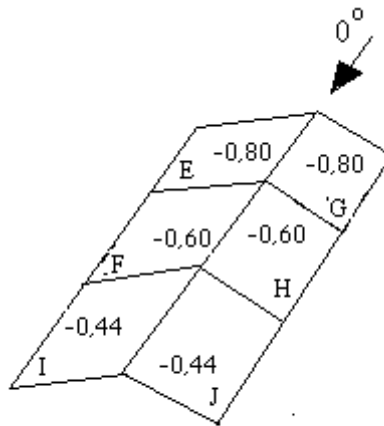
Vento 0°



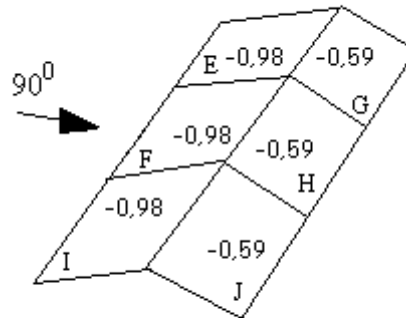
Vento 90°



Telhado
Vento 0°



Vento 90°



Cpe médio = -1,10

Coefficiente de pressão interno

Cpi 1 = -0,20

Cpi 2 = 0,00

Velocidade Característica de Vento

$V_k = V_o * S1 * S2 * S3$

$V_k = 42,50 * 1,00 * 0,75 * 1,00$

$V_k = 31,83 \text{ m/s}$

Pressão Dinâmica

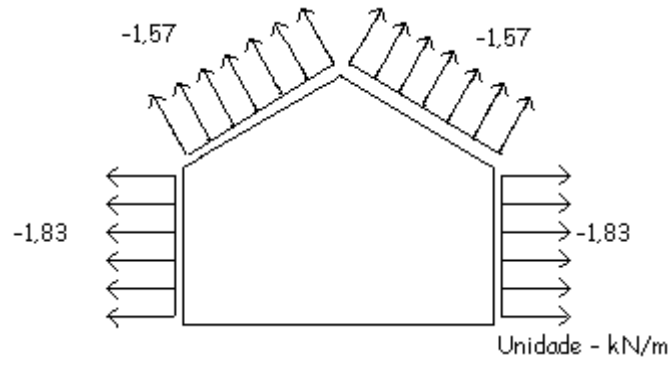
$q = 0,613 * V_k^2$

$q = 0,613 * 31,83^2$

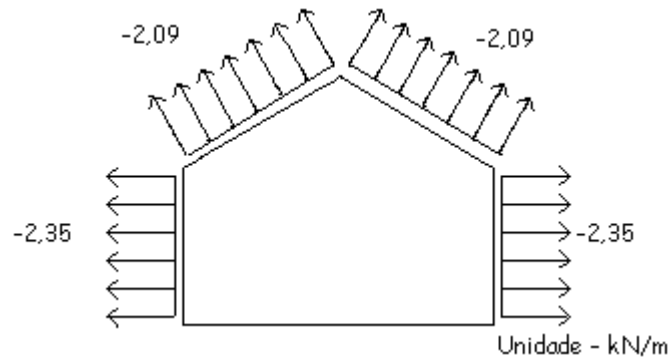
$q = 0,62 \text{ kN/m}^2$

Esforços Resultantes

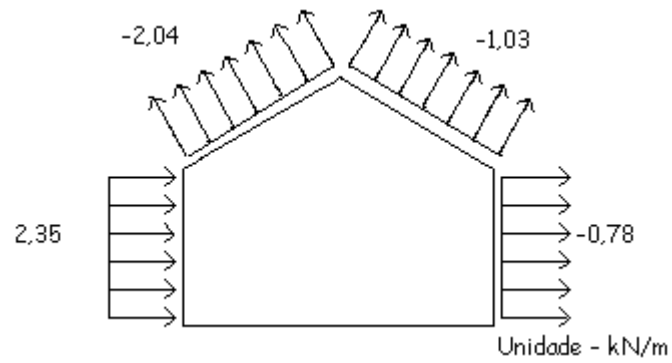
Vento 0° - Cpi = -0,20



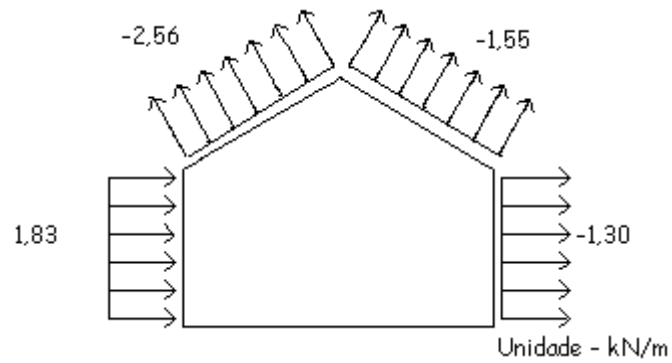
Vento 0° - $C_{pi} = 0,00$



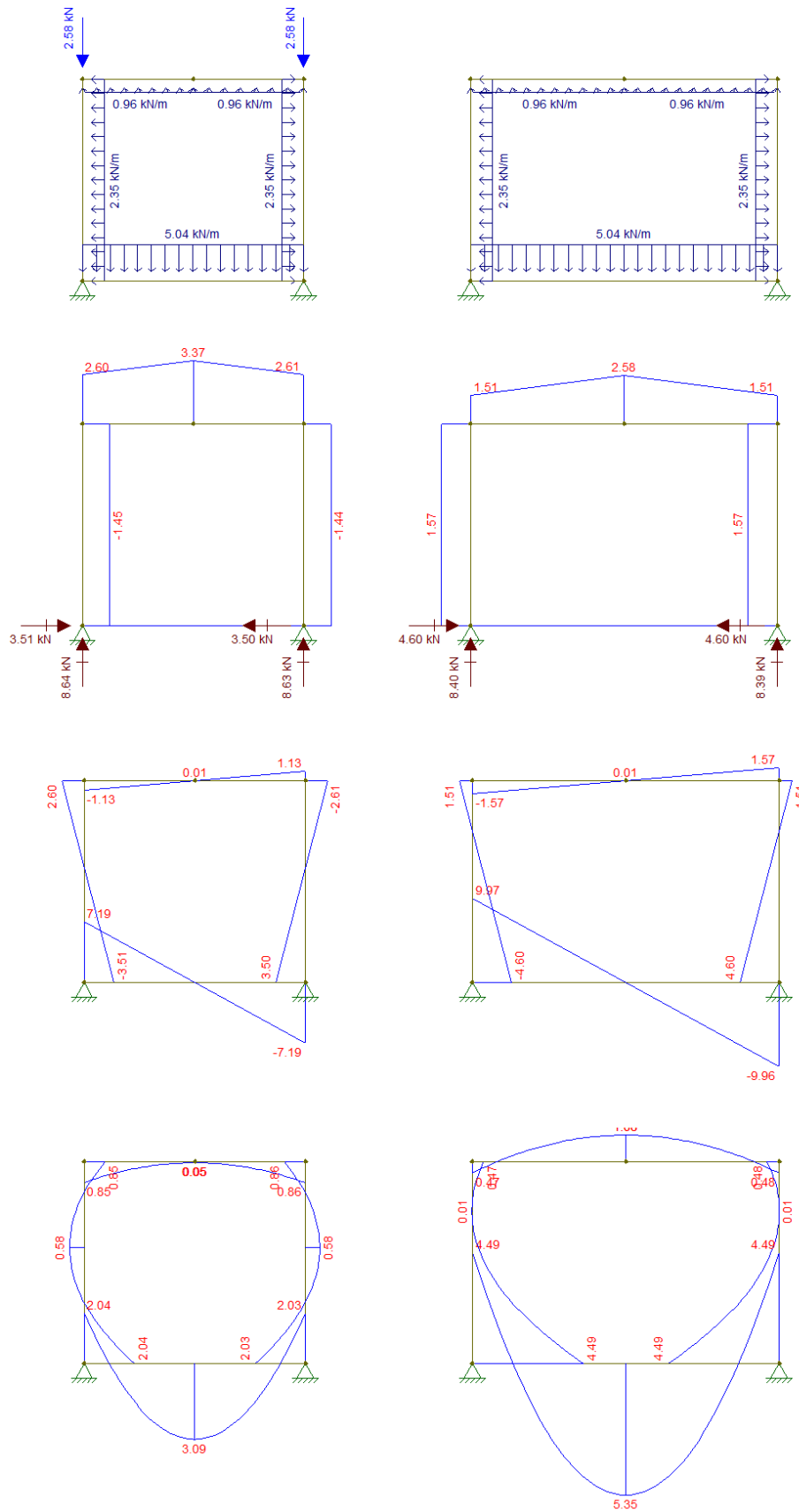
Vento 90° - $C_{pi} = -0,20$



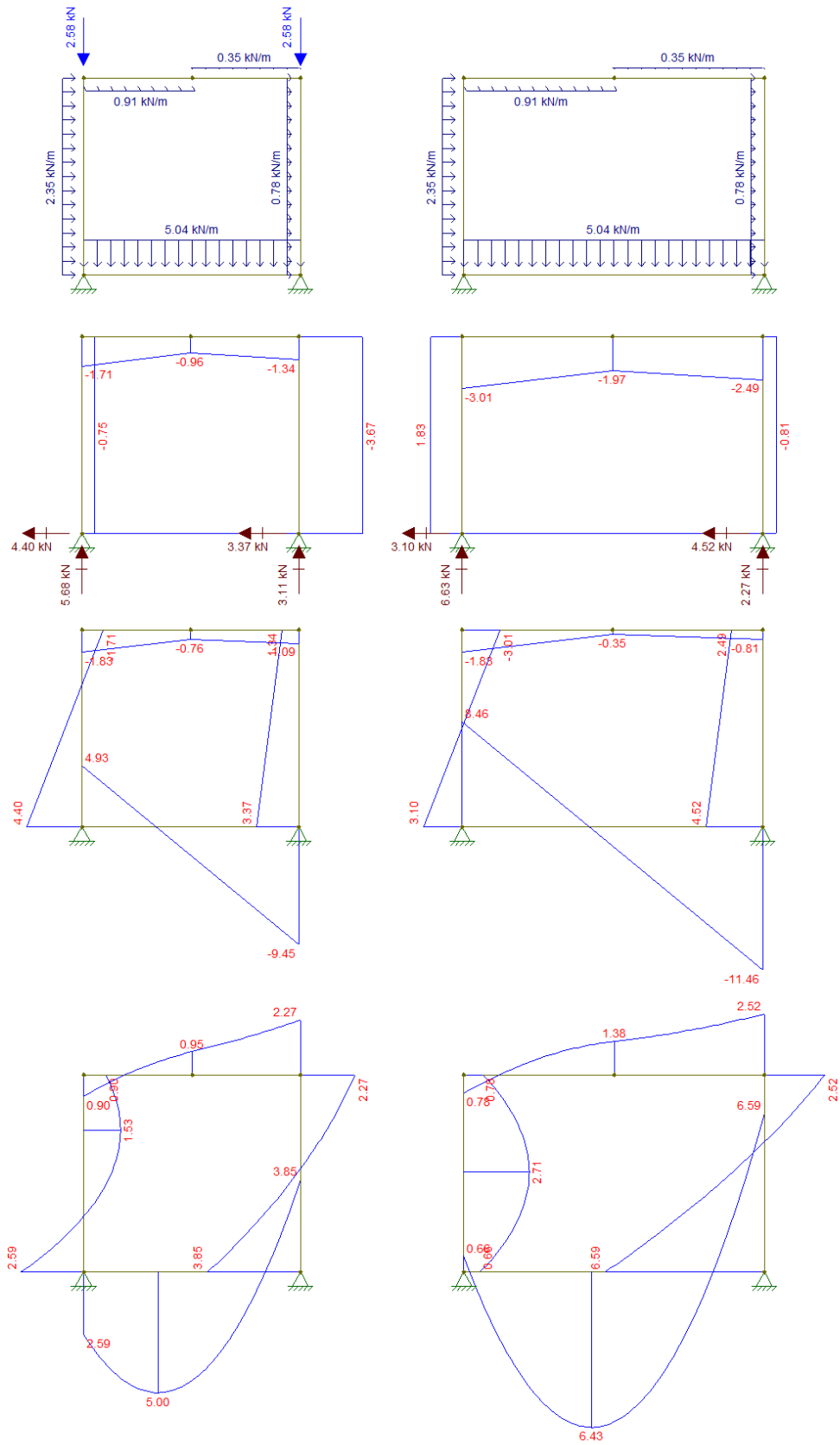
Vento 90° - $C_{pi} = 0,00$



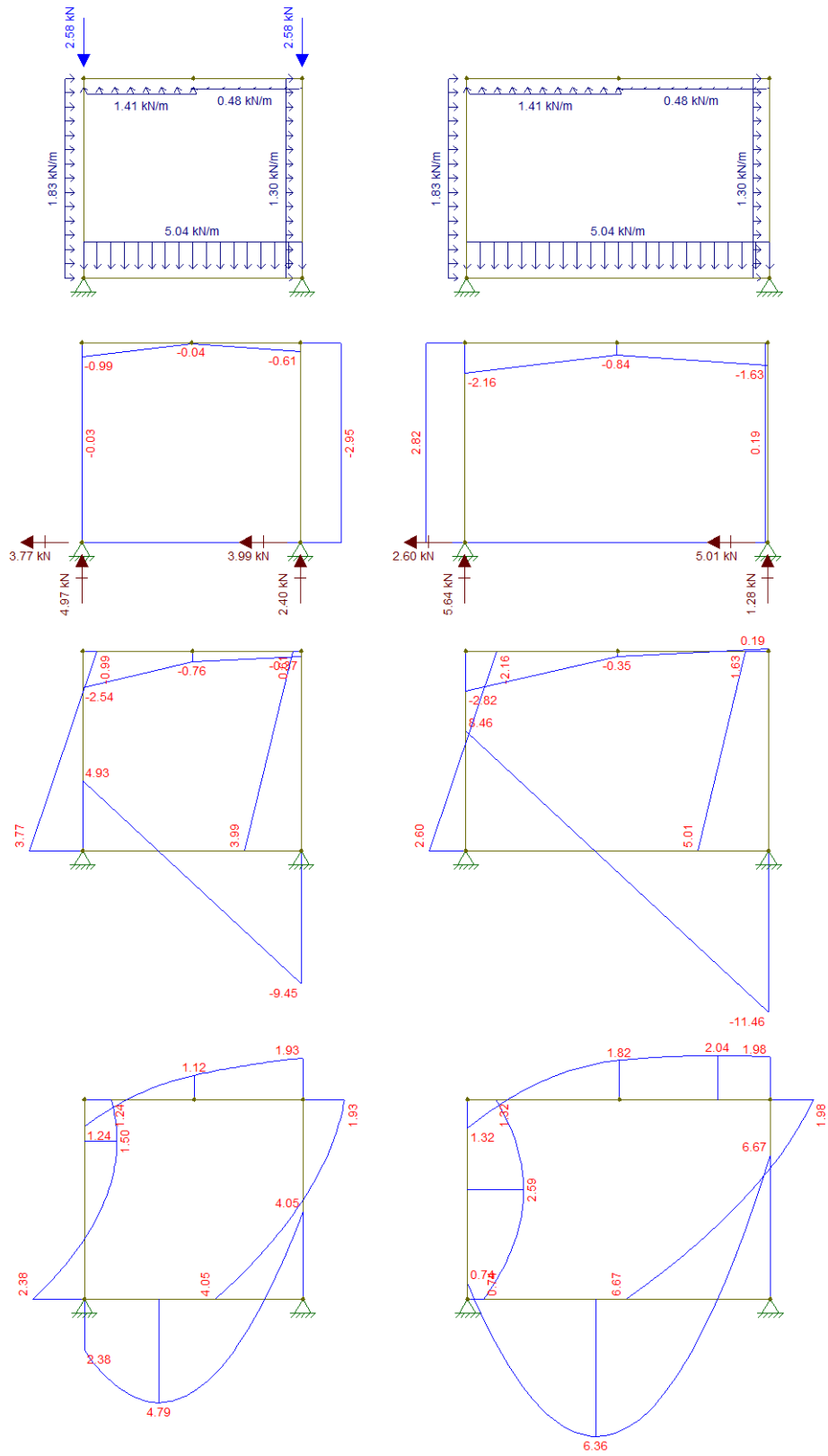
Apêndice 2. Diagramas da combinação 2.



Apêndice 3. Diagramas da combinação 3.



Apêndice 4. Diagramas da combinação 4.



Apêndice 5. Memorial de cálculo das vigas menores.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Seção viga (b x h): 15 x 30 cm
Cobrimento nominal: 3 cm
Concreto: C25
Bitola para flexão: 10 mm
Bitola para cisalhamento: 5 mm
Bitola para armadura de pele: 6,3 mm
DMC da brita: 19 mm
Momento fletor positivo característico (Mk): 0,124 tf.m
Momento fletor negativo característico (Mk): 0,227 tf.m
Cortante característica (Vk): 0,257 tf

1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (+)

Altura útil adotada (d) (h - cnom - Øt - Øl/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 173,6 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 0,37 cm
Bx : 0,014
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0001
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As,min - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é superior a de flexão. A armadura de flexão terá valor mínimo!
Armadura de flexão (As): 0,68 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 58,4101 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,1011 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

1.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (-)

Altura útil adotada (d) (h - cnom - Øt - Øl/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 317,8 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 0,68 cm
Bx: 0,026
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0003
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As,min - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é superior à de flexão. A armadura de flexão terá valor mínimo!
Armadura de flexão (As): 0,68 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 31,9069 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0552 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

2 ARMADURA DE PELE

Como a altura da viga é igual ou menor que 60 cm, é dispensado o uso de armadura de pele!

3 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

Nota: O modelo de cálculo adotado é o modelo I que assume um ângulo de 45° para as bielas comprimidas! Foi considerado estribo vertical (90°)

3.1 Verificação da compressão nas bielas

Vsd (Vk.1,4): 3,60 kN
VRd2 (0,27.[1 - fck / 25] . fcd . bw . d): 169,23 kN
O valor de Vsd é igual ou menor ao de VRd2, logo verificação ok!

3.2 Verificação espaço entre ramos do estribo

A planilha considera a utilização de estribo simples! Porém o espaçamento entre os ramos dos estribos deve ser verificado em relação ao valor máximo permitido ($s_{t,max}$)!

Verificação: Se $V_{sd} \leq 0,2 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{t,max} = d \leq 80$ cm. Se $V_{sd} > 0,2 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{t,max} = 0,6 \cdot d \leq 35$ cm.

$s_{t,max}$: 26,00 cm

O valor disponível na base ($base - 2 \cdot c_{nom}$) é de 9 cm e é inferior/igual ao valor de $s_{t,max}$. Logo, deve ser utilizado estribo simples!

3.3 Cálculo da armadura transversal

f_{ctm} : 0,26 kN/cm²

f_{ctkinf} : 0,18 kN/cm²

f_{ctd} : 0,13 kN/cm²

$A_{sw,min}$ ($[20 \cdot f_{ctm}/50] \cdot b_w$): 1,54 cm²/m

V_c ($0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$): 30,01 kN

$V_{sw,min}$ ($A_{sw,min} \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot 0,9$): 15,66 kN

$V_{rd,min}$ ($V_{sw,min} + v_c$): 45,67 kN

O valor de V_{sd} foi inferior/igual ao de $V_{rd,min}$. Logo, a armadura de cisalhamento tem valor mínimo ($A_{sw,min}$)!

Armadura: Ø 5 c/ 33

3.4 Espaçamento máximo

Nota: Se $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{max} = 0,6 \cdot d \leq 30$ cm. Se $V_{sd} > 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{max} = 0,3 \cdot d \leq 20$ cm. O usuário deve comparar o valor de s_{max} com o espaçamento calculado!

s_{max} : 15,60 cm

Apêndice 6. Memorial de cálculo das vigas maiores.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Seção viga (b x h): 15 x 30 cm
Cobrimento nominal: 3 cm
Concreto: C25
Bitola para flexão: 10 mm
Bitola para cisalhamento: 5 mm
Bitola para armadura de pele: 6,3 mm
DMC da brita: 19 mm
Momento fletor positivo característico (Mk): 0,132 tf.m
Momento fletor negativo característico (Mk): 0,252 tf.m
Cortante característica (Vk): 0,356 tf

1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (+)

Altura útil adotada (d) (h - cnom - Øt - Øl/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 184,8 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 0,39 cm
Bx: 0,015
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0002
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As,min - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é superior a de flexão. A armadura de flexão terá valor mínimo!
Armadura de flexão (As): 0,68 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 54,8701 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0950 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

1.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (-)

Altura útil adotada (d) (h - cnom - Øt - Øl/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 352,8 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 0,75 cm
Bx: 0,029
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0003
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As,min - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é superior à de flexão. A armadura de flexão terá valor mínimo!
Armadura de flexão (As): 0,68 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 28,7415 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0497 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

2 ARMADURA DE PELE

Como a altura da viga é igual ou menor que 60 cm, é dispensado o uso de armadura de pele!

3 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

Nota: O modelo de cálculo adotado é o modelo I que assume um ângulo de 45° para as bielas comprimidas! Foi considerado estribo vertical (90°)

3.1 Verificação da compressão nas bielas
Vsd (Vk.1,4): 4,98 kN
VRd2 (0,27.[1 - fck / 25] . fcd . bw . d): 169,23 kN
O valor de Vsd é igual ou menor ao de VRd2, logo verificação ok!

3.2 Verificação espaço entre ramos do estribo

A planilha considera a utilização de estribo simples! Porém o espaçamento entre os ramos dos estribos deve ser verificado em relação ao

valor máximo permitido (st_{max})!

Verificação: Se $V_{sd} \leq 0,2 \cdot V_{rd2}$ -> $st_{max} = d \leq 80$ cm. Se $V_{sd} > 0,2 \cdot V_{rd2}$ -> $st_{max} = 0,6 \cdot d \leq 35$ cm.

st_{max} : 26,00 cm

O valor disponível na base ($base - 2 \cdot c_{nom}$) é de 9 cm e é inferior/igual ao valor de st_{max} . Logo, deve ser utilizado estribo simples!

3.3 Cálculo da armadura transversal

f_{ctm} : 0,26 kN/cm²

f_{ctkinf} : 0,18 kN/cm²

f_{ctd} : 0,13 kN/cm²

$A_{sw,min}$ ($[20 \cdot f_{ctm}/50] \cdot bw$): 1,54 cm²/m

V_c ($0,6 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$): 30,01 kN

$V_{sw,min}$ ($A_{sw,min} \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot 0,9$): 15,66 kN

$V_{rd,min}$ ($V_{sw,min} + v_c$): 45,67 kN

O valor de V_{sd} foi inferior/igual ao de $V_{rd,min}$. Logo, a armadura de cisalhamento tem valor mínimo ($A_{sw,min}$)!

Armadura: Ø 5 c/ 33

3.4 Espaçamento máximo

Nota: Se $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2}$ -> $s_{max} = 0,6 \cdot d \leq 30$ cm. Se $V_{sd} > 0,67 \cdot V_{rd2}$ -> $s_{max} = 0,3 \cdot d \leq 20$ cm. O usuário deve comparar o valor de s_{max} com o espaçamento calculado!

s_{max} : 15,60 cm

Apêndice 7. Memorial de cálculo das vigas baldrame menores.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Seção viga (b x h): 15 x 30 cm
Cobrimento nominal: 3 cm
Concreto: C25
Bitola para flexão: 10 mm
Bitola para cisalhamento: 5 mm
Bitola para armadura de pele: 6,3 mm
DMC da brita: 19 mm
Momento fletor positivo característico (Mk): 0,479 tf.m
Momento fletor negativo característico (Mk): 0,405 tf.m
Cortante característica (Vk): 0,945 tf

1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (+)

Altura útil adotada (d) (h - c_{nom} - Ø_t - Ø_l/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 670,6 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 1,45 cm
Bx : 0,056
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0006
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As_{,min} - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é superior à de flexão. A armadura de flexão terá valor mínimo!
Armadura de flexão (As): 0,68 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 15,1208 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0262 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

1.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (-)

Altura útil adotada (d) (h - c_{nom} - Ø_t - Ø_l/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 567 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 1,22 cm
Bx : 0,047
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0005
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As_{,min} - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é superior a de flexão. A armadura de flexão terá valor mínimo!
Armadura de flexão (As): 0,68 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 17,8836 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0310 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

2 ARMADURA DE PELE

Como a altura da viga é igual ou menor que 60 cm, é dispensado o uso de armadura de pele!

3 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

Nota: O modelo de cálculo adotado é o modelo I que assume um ângulo de 45° para as bielas comprimidas! Foi considerado estribo vertical (90°)

3.1 Verificação da compressão nas bielas

Vsd (Vk.1,4): 13,23 kN
VRd2 (0,27.[1 - f_{ck} / 25] . f_{cd} . bw . d): 169,23 kN
O valor de Vsd é igual ou menor ao de VRd2, logo verificação ok!

3.2 Verificação espaço entre ramos do estribo

A planilha considera a utilização de estribo simples! Porém o espaçamento entre os ramos dos estribos deve ser verificado em relação ao valor máximo permitido ($s_{t,max}$)!

Verificação: Se $V_{sd} \leq 0,2 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{t,max} = d \leq 80$ cm. Se $V_{sd} > 0,2 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{t,max} = 0,6 \cdot d \leq 35$ cm.

$s_{t,max}$: 26,00 cm

O valor disponível na base (base - $2 \cdot c_{nom}$) é de 9 cm e é inferior/igual ao valor de $s_{t,max}$. Logo, deve ser utilizado estribo simples!

3.3 Cálculo da armadura transversal

f_{ctm} : 0,26 kN/cm²

f_{ctkinf} : 0,18 kN/cm²

f_{ctd} : 0,13 kN/cm²

$A_{sw,min}$ ($[20 \cdot f_{ctm}/50] \cdot b_w$): 1,54 cm²/m

V_c ($0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$): 30,01 kN

$V_{sw,min}$ ($A_{sw,min} \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot 0,9$): 15,66 kN

$V_{rd,min}$ ($V_{sw,min} + v_c$): 45,67 kN

O valor de V_{sd} foi inferior/igual ao de $V_{rd,min}$. Logo, a armadura de cisalhamento tem valor mínimo ($A_{sw,min}$)!

Armadura: Ø 5 c/ 33

3.4 Espaçamento máximo

Nota: Se $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{max} = 0,6 \cdot d \leq 30$ cm. Se $V_{sd} > 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{max} = 0,3 \cdot d \leq 20$ cm. O usuário deve comparar o valor de s_{max} com o espaçamento calculado!

s_{max} : 15,60 cm

Apêndice 8. Memorial de cálculo das vigas baldrames maiores.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Seção viga (b x h): 15 x 30 cm
Cobrimento nominal: 3 cm
Concreto: C25
Bitola para flexão: 10 mm
Bitola para cisalhamento: 5 mm
Bitola para armadura de pele: 6,3 mm
DMC da brita: 19 mm
Momento fletor positivo característico (Mk): 0,643 tf.m
Momento fletor característico (Mk): 0,667 tf.m
Cortante característica (Vk): 1,146 tf

1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (+)

Altura útil adotada (d) (h - cnom - Øt - Øl/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 900,2 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 1,96 cm
Bx : 0,075
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0008
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As,min - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é inferior ou igual a de flexão. A armadura de flexão será mantida!
Armadura de flexão (As): 0,82 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 11,2642 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0237 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

1.1 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO (-)

Altura útil adotada (d) (h - cnom - Øt - Øl/2): 26 cm
Comprimento d' (h - d): 4 cm
Md (Mk.1,4): 933,8 kN.cm
Profundidade da linha neutra: 2,04 cm
Bx : 0,078
O valor de Bx é inferior ou igual ao limite convencional (0,45)!
Domínio de deformação: Domínio 2
Deformação na fibra mais comprimida de concreto: 0,0008
Deformação na fibra mais tracionada de aço: 0,0100
Armadura mínima de flexão (As,min - 0,15% . Ac): 0,68 cm²
Nota: A armadura mínima é inferior ou igual a de flexão. A armadura de flexão será mantida!
Armadura de flexão (As): 0,85 cm²
Dados por kc e ks:
kc (b . d² / Md): 10,8589 cm²/kN
ks (As . d / Md): 0,0237 cm²/kN
Taxa geométrica de aço (As' + As) / Ac: 0,35%
Taxa geométrica de aço é inferior a 4%. Logo, tudo ok!

2 ARMADURA DE PELE

Como a altura da viga é igual ou menor que 60 cm, é dispensado o uso de armadura de pele!

3 DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

Nota: O modelo de cálculo adotado é o modelo I que assume um ângulo de 45° para as bielas comprimidas! Foi considerado estribo vertical (90°)

3.1 Verificação da compressão nas bielas

Vsd (Vk.1,4): 16,04 kN
VRd2 (0,27.[1 - fck / 25] . fcd . bw . d): 169,23 kN
O valor de Vsd é igual ou menor ao de VRd2, logo verificação ok!

3.2 Verificação espaço entre ramos do estribo

A planilha considera a utilização de estribo simples! Porém o espaçamento entre os ramos dos estribos deve ser verificado em relação ao valor máximo permitido ($s_{t,max}$)!

Verificação: Se $V_{sd} \leq 0,2 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{t,max} = d \leq 80$ cm. Se $V_{sd} > 0,2 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{t,max} = 0,6 \cdot d \leq 35$ cm.

$s_{t,max}$: 26,00 cm

O valor disponível na base ($base - 2 \cdot c_{nom}$) é de 9 cm e é inferior/igual ao valor de $s_{t,max}$. Logo, deve ser utilizado estribo simples!

3.3 Cálculo da armadura transversal

f_{ctm} : 0,26 kN/cm²

f_{ctkinf} : 0,18 kN/cm²

f_{ctd} : 0,13 kN/cm²

$A_{sw,min}$ ($[20 \cdot f_{ctm}/50] \cdot b_w$): 1,54 cm²/m

V_c ($0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$): 30,01 kN

$V_{sw,min}$ ($A_{sw,min} \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot 0,9$): 15,66 kN

$V_{rd,min}$ ($V_{sw,min} + v_c$): 45,67 kN

O valor de V_{sd} foi inferior/igual ao de $V_{rd,min}$. Logo, a armadura de cisalhamento tem valor mínimo ($A_{sw,min}$)!

Armadura: Ø 5 c/ 33

3.4 Espaçamento máximo

Nota: Se $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{max} = 0,6 \cdot d \leq 30$ cm. Se $V_{sd} > 0,67 \cdot V_{rd2} \rightarrow s_{max} = 0,3 \cdot d \leq 20$ cm. O usuário deve comparar o valor de s_{max} com o espaçamento calculado!

s_{max} : 15,60 cm

Apêndice 9. Memorial de cálculo do pilar da combinação 1.

ROTINA DE CÁLCULO P1(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 8,71 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -0,74 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 1,15 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = -2,24 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 4,21 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 0,13 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 0,08 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 0,05 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 0,48 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 0,26 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 0,19 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $01 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $01 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,minx} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,miny} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 2,25 \text{ (cm)}$

Apêndice 10. Memorial de cálculo do pilar da combinação 2.

ROTINA DE CÁLCULO P2(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO= 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 0,01 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 0,86 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 2,04 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,48 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 4,49 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 204,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 86,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 156,80 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 449,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 48,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 288,60 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,\min x} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,\min y} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 204 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 157,45 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 449 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$$e_{1y} = 289,275 \text{ (cm)}$$

5- Classificação do pilar.

5.1- Classificação do pilar na direção x:

$$\begin{aligned} \text{esbeltez em } x &= 60,0444279957211 \\ \text{esbeltez } l_x &= 90 \end{aligned}$$

NA DIREÇÃO X O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

5.1- Classificação do pilar na direção y:

$$\begin{aligned} \text{esbeltez em } y &= 37,4122974434877 \\ \text{esbeltez } l_y &= 90 \end{aligned}$$

NA DIREÇÃO Y O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

6- Cálculo das excentricidades de 2º ordem (MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA).

6.1- Direção x:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2x} = 0 \text{ (cm)}$$

6.4- Direção y:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2y} = 0 \text{ (cm)}$$

7- Excentricidades finais.

Situação 1: excentricidade final em $x = 204,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 449,00$ (cm)
Situação 2: excentricidade final em $x = 204,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 449,00$ (cm)
Situação 3: excentricidade final em $x = 157,45$ (cm) e excentricidade final em $y = 288,60$ (cm)
Situação 4: excentricidade final em $x = 156,80$ (cm) e excentricidade final em $y = 289,28$ (cm)

Área mínima de aço igual a : $1,5 \text{ cm}^2$

Área efetiva de aço igual a : $3,14159265358979 \text{ cm}^2$

Apêndice 11. Memorial de cálculo do pilar da combinação 3.

ROTINA DE CÁLCULO P3(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 0,01 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 0,9 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -2,59 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,78 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,66 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 259,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 90,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 119,40 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 78,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 66,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 73,20 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,minx} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,miny} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 259 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 120,05 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 78 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$$e_{1y} = 73,875 \text{ (cm)}$$

5- Classificação do pilar.

5.1- Classificação do pilar na direção x:

$$\text{esbeltez em } x = 60,0444279957211$$

$$\text{esbeltez } l_x = 90$$

NA DIREÇÃO X O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

5.1- Classificação do pilar na direção y:

$$\text{esbeltez em } y = 37,4122974434877$$

$$\text{esbeltez } l_y = 68,1967213114754$$

NA DIREÇÃO Y O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

6- Cálculo das excentricidades de 2º ordem (MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA).

6.1- Direção x:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2x} = 0 \text{ (cm)}$$

6.4- Direção y:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2y} = 0 \text{ (cm)}$$

7- Excentricidades finais.

Situação 1: excentricidade final em $x = 259,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 78,00$ (cm)

Situação 2: excentricidade final em $x = 259,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 78,00$ (cm)

Situação 3: excentricidade final em $x = 120,05$ (cm) e excentricidade final em $y = 73,20$ (cm)

Situação 4: excentricidade final em $x = 119,40$ (cm) e excentricidade final em $y = 73,88$ (cm)

Área mínima de aço igual a : $1,5 \text{ cm}^2$

Área efetiva de aço igual a : $3,14159265358979 \text{ cm}^2$

Apêndice 12. Memorial de cálculo do pilar da combinação 4.

ROTINA DE CÁLCULO P4(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 1,56 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 0,9 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -2,59 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = -2,52 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 6,59 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 1,66 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 0,58 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 0,77 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 4,22 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 1,62 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 1,89 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,minx} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,miny} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 4,22435897435897 \text{ (cm)}$

Apêndice 13. Memorial de cálculo do pilar da combinação 5.

ROTINA DE CÁLCULO P5(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO= 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 1,84 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -2,27 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 3,85 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,78 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,66 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 2,09 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 1,23 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 0,84 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 0,42 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 0,36 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 0,40 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,minx} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,miny} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 2,09239130434783 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 2,25 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$$e_{1y} = 2,25 \text{ (cm)}$$

5- Classificação do pilar.

5.1- Classificação do pilar na direção x:

$$\text{esbeltez em } x = 60,0444279957211$$

$$\text{esbeltez } 1x = 66,8591485507246$$

NA DIREÇÃO X O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

5.1- Classificação do pilar na direção y:

$$\text{esbeltez em } y = 37,4122974434877$$

$$\text{esbeltez } 1y = 35$$

NA DIREÇÃO Y O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR MEDIANAMENTE ESBELTO!

6- Cálculo das excentricidades de 2º ordem (MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA).

6.1- Direção x:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2x} = 0 \text{ (cm)}$$

6.4- Cálculo da normal adimensional em y (v_y):

$$v_{dy}(\text{normal adimensional em } y) = 0,004616192$$

6.5 Cálculo de $(1/r)_y$:

$$(1/r)_y = 0,0002 \text{ (rad)}$$

6.6- Cálculo da excentricidade 2º ordem em y (PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA):

$$e_{2y} \text{ (excentricidade de 2º ordem em } y) = 1,458 \text{ (cm)}$$

7- Excentricidades finais.

Situação 1: excentricidade final em $x = 2,09$ (cm) e excentricidade final em $y = 0,42$ (cm)

Situação 2: excentricidade final em $x = 2,09$ (cm) e excentricidade final em $y = 2,25$ (cm)

Situação 3: excentricidade final em $x = 1,95$ (cm) e excentricidade final em $y = 0,40$ (cm)

Situação 4: excentricidade final em $x = 0,84$ (cm) e excentricidade final em $y = 3,71$ (cm)

Área mínima de aço igual a : $1,5 \text{ cm}^2$

Área efetiva de aço igual a : $3,14159265358979 \text{ cm}^2$

Apêndice 14. Memorial de cálculo do pilar da combinação 6.

ROTINA DE CÁLCULO P6(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 4,48 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -2,27 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 3,85 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = -2,52 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 6,59 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 0,86 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 0,51 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 0,34 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 1,47 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 0,56 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 0,66 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,minx} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,miny} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 2,25 \text{ (cm)}$

Apêndice 15. Memorial de cálculo do pilar da combinação 7.

ROTINA DE CÁLCULO P7(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 0,01 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 1,24 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -2,38 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 1,32 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,74 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 238,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 124,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 95,20 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 132,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 74,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 108,80 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,\min x} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,\min y} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 238 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 95,85 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 132 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$$e_{1y} = 109,475 \text{ (cm)}$$

5- Classificação do pilar.

5.1- Classificação do pilar na direção x:

$$\text{esbeltez em } x = 60,0444279957211$$

$$\text{esbeltez } l_x = 90$$

NA DIREÇÃO X O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

5.1- Classificação do pilar na direção y:

$$\text{esbeltez em } y = 37,4122974434877$$

$$\text{esbeltez } l_y = 90$$

NA DIREÇÃO Y O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

6- Cálculo das excentricidades de 2º ordem (MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA).

6.1- Direção x:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2x} = 0 \text{ (cm)}$$

6.4- Direção y:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2y} = 0 \text{ (cm)}$$

7- Excentricidades finais.

Situação 1: excentricidade final em $x = 238,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 132,00$ (cm)

Situação 2: excentricidade final em $x = 238,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 132,00$ (cm)

Situação 3: excentricidade final em $x = 95,85$ (cm) e excentricidade final em $y = 108,80$ (cm)

Situação 4: excentricidade final em $x = 95,20$ (cm) e excentricidade final em $y = 109,48$ (cm)

Área mínima de aço igual a : $1,5 \text{ cm}^2$

Área efetiva de aço igual a : $3,14159265358979 \text{ cm}^2$

Apêndice 16. Memorial de cálculo do pilar da combinação 8.

ROTINA DE CÁLCULO P8(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 0,01 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 1,24 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -2,38 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = -1,98 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 6,67 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 238,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 124,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 95,20 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 667,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 198,00 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 321,00 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,\min x} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,\min y} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 238 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 95,85 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 667 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1y} = 321,675$ (cm)

5- Classificação do pilar.

5.1- Classificação do pilar na direção x:

esbeltez em $x = 60,0444279957211$
esbeltez $l_x = 90$

NA DIREÇÃO X O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

5.1- Classificação do pilar na direção y:

esbeltez em $y = 37,4122974434877$
esbeltez $l_y = 90$

NA DIREÇÃO Y O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

6- Cálculo das excentricidades de 2º ordem (MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA).

6.1- Direção x:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$e_{2x} = 0$ (cm)

6.4- Direção y:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$e_{2y} = 0$ (cm)

7- Excentricidades finais.

Situação 1: excentricidade final em $x = 238,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 667,00$ (cm)
Situação 2: excentricidade final em $x = 238,00$ (cm) e excentricidade final em $y = 667,00$ (cm)
Situação 3: excentricidade final em $x = 95,85$ (cm) e excentricidade final em $y = 321,00$ (cm)
Situação 4: excentricidade final em $x = 95,20$ (cm) e excentricidade final em $y = 321,68$ (cm)

Área mínima de aço igual a : $1,5$ cm²

Área efetiva de aço igual a : $3,14159265358979$ cm²

Apêndice 17. Memorial de cálculo do pilar da combinação 9.

ROTINA DE CÁLCULO P9(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO= 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 0,13 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -1,93 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 4,05 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y= 1,32 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 0,74 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 31,15 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 14,85 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 12,75 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 10,15 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 5,69 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 8,37 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $01 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $01 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,\min x} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,\min y} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 31,1538461538462 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 13,4038461538462 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 10,1538461538462 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$$e_{1y} = 9,04423076923077 \text{ (cm)}$$

5- Classificação do pilar.

5.1- Classificação do pilar na direção x:

$$\begin{aligned} \text{esbeltez em } x &= 60,0444279957211 \\ \text{esbeltez } l_x &= 90 \end{aligned}$$

NA DIREÇÃO X O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR CURTO!

5.1- Classificação do pilar na direção y:

$$\begin{aligned} \text{esbeltez em } y &= 37,4122974434877 \\ \text{esbeltez } l_y &= 36,4903846153846 \end{aligned}$$

NA DIREÇÃO Y O PILAR É CLASSIFICADO COMO: PILAR MEDIANAMENTE ESBELTO!

6- Cálculo das excentricidades de 2º ordem (MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA).

6.1- Direção x:

O PILAR NESTA DIREÇÃO FOI CLASSIFICADO COMO CURTO, LOGO NÃO HÁ EXCENTRICIDADE DE 2º ORDEM NESTA DIREÇÃO.

$$e_{2x} = 0 \text{ (cm)}$$

6.4- Cálculo da normal adimensional em y (v_y):

$$v_{dy}(\text{normal adimensional em } y) = 0,000326144$$

6.5 Cálculo de $(1/r)_y$:

$$(1/r)_y = 0,0002 \text{ (rad)}$$

6.6- Cálculo da excentricidade 2º ordem em y (PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA):

$$e_{2y} \text{ (excentricidade de 2º ordem em } y) = 1,458 \text{ (cm)}$$

7- Excentricidades finais.

Situação 1: excentricidade final em $x = 31,15$ (cm) e excentricidade final em $y = 10,15$ (cm)

Situação 2: excentricidade final em $x = 31,15$ (cm) e excentricidade final em $y = 10,15$ (cm)

Situação 3: excentricidade final em $x = 13,40$ (cm) e excentricidade final em $y = 8,37$ (cm)

Situação 4: excentricidade final em $x = 12,75$ (cm) e excentricidade final em $y = 10,50$ (cm)

Área mínima de aço igual a : $1,5 \text{ cm}^2$

Área efetiva de aço igual a : $3,14159265358979 \text{ cm}^2$

Apêndice 18. Memorial de cálculo do pilar da combinação 10.

ROTINA DE CÁLCULO P10(PILAR DE CANTO)

$h_x = 15 \text{ cm}$ $h_y = 25 \text{ cm}$
 $l_{ex} = 260 \text{ cm}$ $l_{ey} = 270 \text{ cm}$
DMC AGREGADO = 19 mm
 $d'_x = 4 \text{ cm}$ $d'_y = 4 \text{ cm}$
 $f_{ck} \text{ (MPa)} = 25$ $N_k = 2,76 \text{ kN}$
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = -1,93 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM X = 4,05 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = -1,98 kN.cm
MOMENTO INICIAL TOPO EM Y = 6,67 kN.cm

DIMENSIONAMENTO

1- Cálculo das excentricidades iniciais.

1.1- Excentricidades iniciais na direção x:

$e_{iAx} = 1,47 \text{ (cm)}$
 $e_{iBx} = 0,70 \text{ (cm)}$
 $e_{iCx} = 0,60 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

1.2- Excentricidades iniciais na direção y:

$e_{iAy} = 2,42 \text{ (cm)}$
 $e_{iBy} = 0,72 \text{ (cm)}$
 $e_{iCy} = 1,16 \text{ (cm)}$ (meio do pilar)

2- Cálculo das excentricidades acidentais.

2.1- Excentricidade acidental em x:

$l_{ex} = 260 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ax} \text{ (excentricidade acidental em x)} = 0,65 \text{ (cm)}$

2.2- Excentricidade acidental em y:

$l_{ey} = 270 \text{ (cm)}$
 $\theta_1 \text{ (teta um)} = 0,005 \text{ (rad)}$
 $e_{ay} \text{ (excentricidade acidental em y)} = 0,675 \text{ (cm)}$

3- Cálculo das excentricidades mínimas.

3.1- Excentricidade mínima direção x:

$e_{i,\min x} \text{ (excentricidade mínima em x)} = 1,95 \text{ (cm)}$

3.2- Excentricidade mínima direção y:

$e_{i,\min y} \text{ (excentricidade mínima em y)} = 2,25 \text{ (cm)}$

4- Cálculo das excentricidades de primeira ordem.

4.1- Excentricidade de primeira ordem em x:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO CENTRO DO PILAR

$e_{1x} = 1,95 \text{ (cm)}$

4.2- Excentricidade de primeira ordem em y:

EXCENTRICIDADE DE PRIMEIRA ORDEM NO TOPO E NA BASE DO PILAR

$e_{1y} = 2,41666666666667 \text{ (cm)}$

Apêndice 19. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 1,1.

- Informações gerais da sapata:

Nome da sapata: S01
Classe de agressividade: II (cobrimento de 3 cm)
Carga solicitante permanente (Ngk): 2,664 tf
Carga solicitante acidental (Nqk): 0 tf
Carga horizontal em x (Fx): 0,501 tf
Carga horizontal em y (Fy): 0,44 tf
Momento aplicado no eixo x (Mx): 0 tf.m
Momento aplicado no eixo y (My): 0 tf.m
Coeficiente de majoração das cargas (Kmaj): 1,1
Coeficiente de atrito do solo: 0,5
Dimensão mínima de um lado da sapata: 60 cm
Espaçamento mínimo das armaduras de flexão: 5 cm
Espaçamento máximo das armaduras de flexão: 28 cm
Tensão admissível do solo: 0,22 kgf/cm²
Resistência característica do concreto (fck): C25
Bitola da armadura na direção x da sapata: Ø8
Bitola da armadura na direção y da sapata: Ø8

- Geometria da sapata:

Dimensão do lado em x: 115 cm
Dimensão do lado em y: 125 cm
Altura total da sapata: 35 cm
Altura total do rodapé: 35 cm
Tipo de sapata: rígida
Dimensão do pilar em x: 15 cm
Dimensão do pilar em y: 25 cm

Etapas de cálculo

DETERMINAÇÃO GEOMÉTRICA DA SAPATA...

$$(1,1 \cdot 2,664 \cdot 1000 + 0 \cdot 1000) / (0,22) = 13320 \text{ cm}^2$$

DETERMINAÇÃO DO LADO B DA SAPATA...

$$B = 0,5 \cdot (25 - 15) + ((0,25 \cdot (25 - 15))^2 + 13320)^{0,5} = 120,5206 \text{ cm}$$

PORTANTO B = 125 cm

COMO DIMENSÃO B = 125 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO B = 125 cm

DETERMINAÇÃO DO LADO A DA SAPATA...

$$A = (13320 / (120,5206 \cdot 0,9466)) = 110,5206 \text{ cm}$$

PORTANTO A = 115 cm

COMO DIMENSÃO A = 115 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO A = 115 cm

PARA SER CONSIDERADA UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A BASE DA SAPATA DEVERÁ ESTAR LOCALIZADA A UMA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 2*B

PORTANTO 2*125 = 250 cm DE PROFUNDIDADE

DETERMINAÇÃO DA ALTURA DA SAPATA COMO RÍGIDA...

$$HTOTAL = (115 - 15) / (3) = 33,3333 \text{ cm}$$

PORTANTO HTOTAL = 35 cm

DETERMINAÇÃO DA ALTURA H0 DA SAPATA...

COMO (35/3) < 15, H0 = 15 cm

PORTANTO A ALTURA H0 = 15 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 115 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 125 cm

NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 35 cm

NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USÁRIO IGUAL A 35 cm

VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...

COMO ATAN (0/45) < 30

PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...

DADOS CONSIDERADOS:

1- CONCRETO CLASSE: C25

2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA

3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm

4- ARMADURA COM GANCHO

COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...

ALTURA ÚTIL = 30 cm

A ALTURA ÚTIL DE 30 cm É MAIOR OU IGUAL QUE A IDEAL DE 26 cm

PORTANTO: VERIFICAÇÃO OK

VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO - DIAGONAIS COMPRIMIDAS...

$T_{sd} \leq T_{rd2}$

$T_{sd} = (37,296/(80*30))*10 = 0,1554 \text{ MPa}$

$T_{rd2} = ((0,27*(1-25/25))*(25/14))*10 = 4,3393 \text{ MPa}$

COMO $T_{sd} (0,1554) \leq T_{rd2} (4,3393)$, ENTÃO SAPATA RESISTE AO CISALHAMENTO

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SAPATA (TOMBAMENTO E DESLIZAMENTO)...

CÁLCULO DO PESO PRÓPRIO DA SAPATA...

PESO PRÓPRIO DA SAPATA = 1,2578 tf

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM X...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X = $0 + 0,501*35 = 17,535 \text{ tf.cm}$

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO X = $(0 + 2,664 + 1,2578)*0,5*115 = 225,5042 \text{ tf.cm}$

COMO $(225,5042 \geq 1,5*17,535)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM Y...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y = $0 + 0,44*35 = 15,4 \text{ tf.cm}$

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO Y = $(0 + 2,664 + 1,2578)*0,5*125 = 245,1133 \text{ tf.cm}$

COMO $(245,1133 \geq 1,5*15,4)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM X...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(1,2578 + 2,664 + 0)*0,5 = 1,9609 \text{ tf}$

COMO $(1,9609 \geq 1,5*0,501)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM Y...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(1,2578 + 2,664 + 0)*0,5 = 1,9609 \text{ tf}$

COMO $(1,9609 \geq 1,5*0,44)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA SAPATA...

DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE TRAÇÃO NA BASE DA SAPATA...

$T_x = 0,125*(26,64*(100)/30) = 11,1 \text{ KN}$

$T_y = 0,125*(26,64*(100)/30) = 11,1 \text{ KN}$

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS NAS DIREÇÕES A E B ...

$A_x = (1,4*11,1)/43,478 = 0 \text{ cm}^2$

$A_y = (1,4*11,1)/43,478 = 0 \text{ cm}^2$

AS,MÍN = 6,0375 cm²

COMO A_x MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_x = 6,5625 \text{ cm}^2$

AS,MÍN = 6,0375 cm²

COMO A_{Sa} MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_{Sb} = 6,0375 \text{ cm}^2$

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO A = $(6,5625/125) = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO A = $(50,2654824574367/5,25) = 9,5744 \text{ cm}$

PORTANTO S = Ø8 C/9

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO B = $(6,0375/115) = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO B = $(50,2654824574367/5,25) = 9 \text{ cm}$

PORTANTO S = Ø8 C/9

Apêndice 20. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 2.

- Informações gerais da sapata:

Nome da sapata: S01
Classe de agressividade: II (cobrimento de 3 cm)
Carga solicitante permanente (Ngk): 2,664 tf
Carga solicitante acidental (Nqk): 0 tf
Carga horizontal em x (Fx): 0,501 tf
Carga horizontal em y (Fy): 0,44 tf
Momento aplicado no eixo x (Mx): 0 tf.m
Momento aplicado no eixo y (My): 0 tf.m
Coeficiente de majoração das cargas (Kmaj): 1,1
Coeficiente de atrito do solo: 0,5
Dimensão mínima de um lado da sapata: 60 cm
Espaçamento mínimo das armaduras de flexão: 5 cm
Espaçamento máximo das armaduras de flexão: 28 cm
Tensão admissível do solo: 0,4 kgf/cm²
Resistência característica do concreto (fck): C25
Bitola da armadura na direção x da sapata: Ø8
Bitola da armadura na direção y da sapata: Ø8

- Geometria da sapata:

Dimensão do lado em x: 85 cm
Dimensão do lado em y: 95 cm
Altura total da sapata: 35 cm
Altura total do rodapé: 35 cm
Tipo de sapata: rígida
Dimensão do pilar em x: 15 cm
Dimensão do pilar em y: 25 cm

Etapas de cálculo

DETERMINAÇÃO GEOMÉTRICA DA SAPATA...

$$(1,1 \cdot 2,664 \cdot 1000 + 0 \cdot 1000) / (0,4) = 7326 \text{ cm}^2$$

DETERMINAÇÃO DO LADO B DA SAPATA...

$$B = 0,5 \cdot (25 - 15) + ((0,25 \cdot (25 - 15)^2 + 7326) \cdot 0,5) = 90,738 \text{ cm}$$

PORTANTO B = 95 cm

COMO DIMENSÃO B = 95 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO B = 95 cm

DETERMINAÇÃO DO LADO A DA SAPATA...

$$A = (7326 / (90,7379729174885)) = 80,738 \text{ cm}$$

PORTANTO A = 85 cm

COMO DIMENSÃO A = 85 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO A = 85 cm

PARA SER CONSIDERADA UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A BASE DA SAPATA DEVERÁ ESTAR LOCALIZADA A UMA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 2*B

PORTANTO 2*95 = 190 cm DE PROFUNDIDADE

DETERMINAÇÃO DA ALTURA DA SAPATA COMO RÍGIDA...

$$HTOTAL = (85 - 15) / (3) = 23,3333 \text{ cm}$$

PORTANTO HTOTAL = 25 cm

DETERMINAÇÃO DA ALTURA H0 DA SAPATA...

COMO (25/3) < 15, H0 = 15 cm

PORTANTO A ALTURA H0 = 15 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 85 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 95 cm

NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 30 cm

NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USÁRIO IGUAL A 30 cm

VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...

COMO ATAN (0/30) < 30

PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...

DADOS CONSIDERADOS:

1- CONCRETO CLASSE: C25

2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA

3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm

4- ARMADURA COM GANCHO

COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...

ALTURA ÚTIL = 25 cm

A ALTURA ÚTIL DE 25 cm É MENOR QUE A IDEAL DE 26 cm

PORTANTO SERÁ REFEITO O CÁLCULO COM INCREMENTO DETERMINADO PELO USUÁRIO...

NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 85 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 95 cm

NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 35 cm

NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 35 cm

VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...

COMO $\tan(0/30) < 30$

PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...

DADOS CONSIDERADOS:

1- CONCRETO CLASSE: C25

2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA

3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm

4- ARMADURA COM GANCHO

COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...

ALTURA ÚTIL = 30 cm

A ALTURA ÚTIL DE 30 cm É MAIOR OU IGUAL QUE A IDEAL DE 26 cm

PORTANTO: VERIFICAÇÃO OK

VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO - DIAGONAIS COMPRIMIDAS...

$T_{sd} \leq Trd2$

$T_{sd} = (37,296/(80*30))*10 = 0,1554$ MPa

$Trd2 = ((0,27*(1-25/25))*(25/14))*10 = 4,3393$ MPa

COMO $T_{sd} (0,1554) \leq Trd2 (4,3393)$, ENTÃO SAPATA RESISTE AO CISALHAMENTO

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SAPATA (TOMBAMENTO E DESLIZAMENTO)...

CÁLCULO DO PESO PRÓPRIO DA SAPATA...

PESO PRÓPRIO DA SAPATA = 0,7066 tf

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM X...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X = $0 + 0,501*35 = 17,535$ tf.cm

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO X = $(0 + 2,664 + 0,7066)*0,5*85 = 143,2489$ tf.cm

COMO $(143,2489 \geq 1,5*17,535)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM Y...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y = $0 + 0,44*35 = 15,4$ tf.cm

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO Y = $(0 + 2,664 + 0,7066)*0,5*95 = 160,1017$ tf.cm

COMO $(160,1017 \geq 1,5*15,4)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM X...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,7066 + 2,664 + 0)*0,5 = 1,6853$ tf

COMO $(1,6853 \geq 1,5*0,501)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM Y...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,7066 + 2,664 + 0)*0,5 = 1,6853$ tf

COMO $(1,6853 \geq 1,5*0,44)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA SAPATA...

DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE TRACÇÃO NA BASE DA SAPATA...

$T_x = 0,125*((26,64*(70)/30) = 7,77$ KN

$T_y = 0,125*((26,64*(70)/30) = 7,77$ KN

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS NAS DIREÇÕES A E B ...

$A_x = (1,4*7,77)/43,478 = 0$ cm²

$A_y = (1,4*7,77)/43,478 = 0$ cm²

AS,MÍN = 6,0375 cm²

COMO A_x MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_x = 4,9875$ cm²

AS,MÍN = 4,4625 cm²

COMO A_{Sa} MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_{Sb} = 4,4625$ cm²

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO A = $(4,9875/95) = 5,25$ cm²/m

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO A = $(50,2654824574367/5,25) = 9,5744$ cm

PORTANTO S = Ø8 C/9

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO B = $(4,4625/85) = 5,25$ cm²/m

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO B = $(50,2654824574367/5,25) = 9$ cm

PORTANTO S = Ø8 C/9

Apêndice 21. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 3.

- Informações gerais da sapata:

Nome da sapata: S01
Classe de agressividade: II (cobrimento de 3 cm)
Carga solicitante permanente (Ngk): 2,664 tf
Carga solicitante acidental (Nqk): 0 tf
Carga horizontal em x (Fx): 0,501 tf
Carga horizontal em y (Fy): 0,44 tf
Momento aplicado no eixo x (Mx): 0 tf.m
Momento aplicado no eixo y (My): 0 tf.m
Coeficiente de majoração das cargas (Kmaj): 1,1
Coeficiente de atrito do solo: 0,5
Dimensão mínima de um lado da sapata: 60 cm
Espaçamento mínimo das armaduras de flexão: 5 cm
Espaçamento máximo das armaduras de flexão: 28 cm
Tensão admissível do solo: 0,6 kgf/cm²
Resistência característica do concreto (fck): C25
Bitola da armadura na direção x da sapata: Ø8
Bitola da armadura na direção y da sapata: Ø8

- Geometria da sapata:

Dimensão do lado em x: 70 cm
Dimensão do lado em y: 80 cm
Altura total da sapata: 35 cm
Altura total do rodapé: 35 cm
Tipo de sapata: rígida
Dimensão do pilar em x: 15 cm
Dimensão do pilar em y: 25 cm

Etapas de cálculo

DETERMINAÇÃO GEOMÉTRICA DA SAPATA...

$$(1,1 \cdot 2,664 \cdot 1000 + 0 \cdot 1000) / (0,6) = 4884 \text{ cm}^2$$

DETERMINAÇÃO DO LADO B DA SAPATA...

$$B = 0,5 \cdot (25 - 15) + ((0,25 \cdot (25 - 15)^2 + 4884) \cdot 0,5) = 75,0643 \text{ cm}$$

PORTANTO B = 80 cm

COMO DIMENSÃO B = 80 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO B = 80 cm

DETERMINAÇÃO DO LADO A DA SAPATA...

$$A = (4884 / (75,0642562224134)) = 65,0643 \text{ cm}$$

PORTANTO A = 70 cm

COMO DIMENSÃO A = 70 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO A = 70 cm

PARA SER CONSIDERADA UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A BASE DA SAPATA DEVERÁ ESTAR LOCALIZADA A UMA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 2*B

PORTANTO 2*80 = 160 cm DE PROFUNDIDADE

DETERMINAÇÃO DA ALTURA DA SAPATA COMO RÍGIDA...

$$HTOTAL = (70 - 15) / (3) = 18,3333 \text{ cm}$$

PORTANTO HTOTAL = 20 cm

DETERMINAÇÃO DA ALTURA H0 DA SAPATA...

$$\text{COMO } (20/3) < 15, H0 = 15 \text{ cm}$$

PORTANTO A ALTURA H0 = 15 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 70 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 80 cm

NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 35 cm

NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USÁRIO IGUAL A 35 cm

VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...

$$\text{COMO } \text{ATAN}(0/22,5) < 30$$

PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...

DADOS CONSIDERADOS:

1- CONCRETO CLASSE: C25

2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA

3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm

4- ARMADURA COM GANCHO

COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...

ALTURA ÚTIL = 30 cm

A ALTURA ÚTIL DE 30 cm É MAIOR OU IGUAL QUE A IDEAL DE 26 cm

PORTANTO: VERIFICAÇÃO OK

VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO - DIAGONAIS COMPRIMIDAS...

$T_{sd} \leq T_{rd2}$

$T_{sd} = (37,296 / (80 * 30)) * 10 = 0,1554 \text{ MPa}$

$T_{rd2} = ((0,27 * (1 - 25/25)) * (25/14)) * 10 = 4,3393 \text{ MPa}$

COMO $T_{sd} (0,1554) \leq T_{rd2} (4,3393)$, ENTÃO SAPATA RESISTE AO CISALHAMENTO

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SAPATA (TOMBAMENTO E DESLIZAMENTO)...

CÁLCULO DO PESO PRÓPRIO DA SAPATA...

PESO PRÓPRIO DA SAPATA = 0,49 tf

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM X...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X = $0 + 0,501 * 35 = 17,535 \text{ tf.cm}$

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO X = $(0 + 2,664 + 0,49) * 0,5 * 70 = 110,39 \text{ tf.cm}$

COMO $(110,39 \geq 1,5 * 17,535)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM Y...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y = $0 + 0,44 * 35 = 15,4 \text{ tf.cm}$

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO Y = $(0 + 2,664 + 0,49) * 0,5 * 80 = 126,16 \text{ tf.cm}$

COMO $(126,16 \geq 1,5 * 15,4)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM X...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,49 + 2,664 + 0) * 0,5 = 1,577 \text{ tf}$

COMO $(1,577 \geq 1,5 * 0,501)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM Y...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,49 + 2,664 + 0) * 0,5 = 1,577 \text{ tf}$

COMO $(1,577 \geq 1,5 * 0,44)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA SAPATA...

DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE TRAÇÃO NA BASE DA SAPATA...

$T_x = 0,125 * ((26,64 * (55/30)) = 6,105 \text{ KN}$

$T_y = 0,125 * ((26,64 * (55/30)) = 6,105 \text{ KN}$

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS NAS DIREÇÕES A E B ...

$A_x = (1,4 * 6,105) / 43,478 = 0 \text{ cm}^2$

$A_y = (1,4 * 6,105) / 43,478 = 0 \text{ cm}^2$

AS,MÍN = 3,4875 cm²

COMO A_x MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_x = 4,2 \text{ cm}^2$

AS,MÍN = 3,675 cm²

COMO A_{Sa} MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_{Sb} = 3,675 \text{ cm}^2$

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO A = $(4,2/80) = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO A = $(50,2654824574367/5,25) = 9,5744 \text{ cm}$

PORTANTO S = Ø8 C/9

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO B = $(3,675/70) = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO B = $(50,2654824574367/5,25) = 9 \text{ cm}$

PORTANTO S = Ø8 C/9

Apêndice 22. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 4.

- Informações gerais da sapata:

Nome da sapata: S01
Classe de agressividade: II (cobrimento de 3 cm)
Carga solicitante permanente (Ngk): 2,664 tf
Carga solicitante acidental (Nqk): 0 tf
Carga horizontal em x (Fx): 0,501 tf
Carga horizontal em y (Fy): 0,44 tf
Momento aplicado no eixo x (Mx): 0 tf.m
Momento aplicado no eixo y (My): 0 tf.m
Coeficiente de majoração das cargas (Kmaj): 1,1
Coeficiente de atrito do solo: 0,5
Dimensão mínima de um lado da sapata: 60 cm
Espaçamento mínimo das armaduras de flexão: 5 cm
Espaçamento máximo das armaduras de flexão: 28 cm
Tensão admissível do solo: 0,8 kgf/cm²
Resistência característica do concreto (fck): C25
Bitola da armadura na direção x da sapata: Ø8
Bitola da armadura na direção y da sapata: Ø8

- Geometria da sapata:

Dimensão do lado em x: 60 cm
Dimensão do lado em y: 70 cm
Altura total da sapata: 35 cm
Altura total do rodapé: 35 cm
Tipo de sapata: rígida
Dimensão do pilar em x: 15 cm
Dimensão do pilar em y: 25 cm
Etapas de cálculo

DETERMINAÇÃO GEOMÉTRICA DA SAPATA...

$$(1,1 \cdot 2,664 \cdot 1000 + 0 \cdot 1000) / (0,8) = 3663 \text{ cm}^2$$

DETERMINAÇÃO DO LADO B DA SAPATA...

$$B = 0,5 \cdot (25 - 15) + ((0,25 \cdot (25 - 15)^2 + 3663) \cdot 0,5) = 65,7289 \text{ cm}$$

PORTANTO B = 70 cm

COMO DIMENSÃO B = 70 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO B = 70 cm

DETERMINAÇÃO DO LADO A DA SAPATA...

$$A = (3663 / (65,7289 \cdot 0,58027559)) = 55,7289 \text{ cm}$$

PORTANTO A = 60 cm

COMO DIMENSÃO A = 60 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 60 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO A = 60 cm

PARA SER CONSIDERADA UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A BASE DA SAPATA DEVERÁ ESTAR LOCALIZADA A UMA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 2*B

PORTANTO 2*70 = 140 cm DE PROFUNDIDADE

DETERMINAÇÃO DA ALTURA DA SAPATA COMO RÍGIDA...

$$HTOTAL = (60 - 15) / (3) = 15 \text{ cm}$$

PORTANTO HTOTAL = 15 cm

DETERMINAÇÃO DA ALTURA H0 DA SAPATA...

$$\text{COMO } (15/3) < 15, H0 = 15 \text{ cm}$$

PORTANTO A ALTURA H0 = 15 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 60 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 70 cm

NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 15 cm

NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 15 cm

VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...

$$\text{COMO } \text{ATAN}(0/17,5) < 30$$

PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...

DADOS CONSIDERADOS:

1- CONCRETO CLASSE: C25

2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA

3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm

4- ARMADURA COM GANCHO

COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER \geq 26 cm

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...

ALTURA ÚTIL = 10 cm
 A ALTURA ÚTIL DE 10 cm É MENOR QUE A IDEAL DE 26 cm
 PORTANTO SERÁ REFEITO O CÁLCULO COM INCREMENTO DETERMINADO PELO USUÁRIO...
 NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 60 cm
 NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 70 cm
 NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 30 cm
 NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USÁRIO IGUAL A 30 cm
 VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...
 COMO $\text{ATAN}(0/17,5) < 30$
 PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA
 VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...
 DADOS CONSIDERADOS:
 1- CONCRETO CLASSE: C25
 2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA
 3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm
 4- ARMADURA COM GANCHO
 COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm
 VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...
 ALTURA ÚTIL = 25 cm
 A ALTURA ÚTIL DE 25 cm É MENOR QUE A IDEAL DE 26 cm
 PORTANTO SERÁ REFEITO O CÁLCULO COM INCREMENTO DETERMINADO PELO USUÁRIO...
 NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 60 cm
 NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 70 cm
 NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 35 cm
 NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USÁRIO IGUAL A 35 cm
 VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...
 COMO $\text{ATAN}(0/17,5) < 30$
 PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA
 VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...
 DADOS CONSIDERADOS:
 1- CONCRETO CLASSE: C25
 2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA
 3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm
 4- ARMADURA COM GANCHO
 COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm
 VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...
 ALTURA ÚTIL = 30 cm
 A ALTURA ÚTIL DE 30 cm É MAIOR OU IGUAL QUE A IDEAL DE 26 cm
 PORTANTO: VERIFICAÇÃO OK
 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO - DIAGONAIS COMPRIMIDAS...
 $T_{sd} \leq Trd2$
 $T_{sd} = (37,296/(80*30))*10 = 0,1554$ MPa
 $Trd2 = ((0,27*(1-25/25))*(25/14))*10 = 4,3393$ MPa
 COMO $T_{sd}(0,1554) \leq Trd2(4,3393)$, ENTÃO SAPATA RESISTE AO CISALHAMENTO
 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SAPATA (TOMBAMENTO E DESLIZAMENTO)...
 CÁLCULO DO PESO PRÓPRIO DA SAPATA...
 PESO PRÓPRIO DA SAPATA = 0,3675 tf
 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM X...
 MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X = $0 + 0,501*35 = 17,535$ tf.cm
 MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO X = $(0 + 2,664 + 0,3675)*0,5*60 = 90,945$ tf.cm
 COMO $(90,945 \geq 1,5*17,535)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!
 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM Y...
 MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y = $0 + 0,44*35 = 15,4$ tf.cm
 MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO Y = $(0 + 2,664 + 0,3675)*0,5*70 = 106,1025$ tf.cm
 COMO $(106,1025 \geq 1,5*15,4)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!
 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM X...
 FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,3675 + 2,664 + 0)*0,5 = 1,5158$ tf
 COMO $(1,5158 \geq 1,5*0,501)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!
 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM Y...
 FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,3675 + 2,664 + 0)*0,5 = 1,5158$ tf
 COMO $(1,5158 \geq 1,5*0,44)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!
 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA SAPATA...
 DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE TRACÇÃO NA BASE DA SAPATA...
 $T_x = 0,125*((26,64*(45)/30) = 4,995$ KN
 $T_y = 0,125*((26,64*(45)/30) = 4,995$ KN
 DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS NAS DIREÇÕES A E B ...
 $A_x = (1,4*4,995)/43,478 = 0$ cm²
 $A_y = (1,4*4,995)/43,478 = 0$ cm²
 $A_{S,MÍN} = 3,15$ cm²
 COMO A_x MENOR QUE O $A_{S,MÍN}$, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_x = 3,675$ cm²
 $A_{S,MÍN} = 3,15$ cm²
 COMO A_{S_a} MENOR QUE O $A_{S,MÍN}$, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_{S_b} = 3,15$ cm²
 ARMADURA POR METRO DIREÇÃO A = $(3,675/70) = 5,25$ cm²/m

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO A = $(50,2654824574367/5,25)= 9,5744$ cm
PORTANTO S = Ø8 C/ 9
ARMADURA POR METRO DIREÇÃO B = $(3,15/60)= 5,25$ cm²/m
ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO B = $(50,2654824574367/5,25)= 9$ cm
PORTANTO S = Ø8 C/ 9

Apêndice 23. Memorial de cálculo para as sapatas no NSPT de 5.

- Informações gerais da sapata:

Nome da sapata: S01
Classe de agressividade: II (cobrimento de 3 cm)
Carga solicitante permanente (Ngk): 2,664 tf
Carga solicitante acidental (Nqk): 0 tf
Carga horizontal em x (Fx): 0,501 tf
Carga horizontal em y (Fy): 0,44 tf
Momento aplicado no eixo x (Mx): 0 tf.m
Momento aplicado no eixo y (My): 0 tf.m
Coeficiente de majoração das cargas (Kmaj): 1,1
Coeficiente de atrito do solo: 0,5
Dimensão mínima de um lado da sapata: 30 cm
Espaçamento mínimo das armaduras de flexão: 5 cm
Espaçamento máximo das armaduras de flexão: 28 cm
Tensão admissível do solo: 1 kgf/cm²
Resistência característica do concreto (fck): C25
Bitola da armadura na direção x da sapata: Ø8
Bitola da armadura na direção y da sapata: Ø8

- Geometria da sapata:

Dimensão do lado em x: 60 cm
Dimensão do lado em y: 60 cm
Altura total da sapata: 35 cm
Altura total do rodapé: 35 cm
Tipo de sapata: rígida
Dimensão do pilar em x: 15 cm
Dimensão do pilar em y: 25 cm

Etapas de cálculo

DETERMINAÇÃO GEOMÉTRICA DA SAPATA...

$$(1,1 \cdot 2,664 \cdot 1000 + 0 \cdot 1000) / (1) = 2930,4 \text{ cm}^2$$

DETERMINAÇÃO DO LADO B DA SAPATA...

$$B = 0,5 \cdot (25 - 15) + ((0,25 \cdot (25 - 15)^2) + 2930,4) \cdot 0,5 = 59,3636 \text{ cm}$$

PORTANTO B = 60 cm

COMO DIMENSÃO B = 60 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 30 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO B = 60 cm

DETERMINAÇÃO DO LADO A DA SAPATA...

$$A = (2930,4 / (59,3635907570499)) = 49,3636 \text{ cm}$$

PORTANTO A = 50 cm

COMO DIMENSÃO A = 50 cm MAIOR OU IGUAL A DIMENSÃO MÍNIMA DE 30 cm, ENTÃO SERÁ ADOTADA A DIMENSÃO CALCULADA!!!

PORTANTO A = 50 cm

PARA SER CONSIDERADA UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A BASE DA SAPATA DEVERÁ ESTAR LOCALIZADA A UMA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 2*B

PORTANTO 2*60 = 120 cm DE PROFUNDIDADE

DETERMINAÇÃO DA ALTURA DA SAPATA COMO RÍGIDA...

$$HTOTAL = (50 - 15) / (3) = 11,6667 \text{ cm}$$

PORTANTO HTOTAL = 15 cm

DETERMINAÇÃO DA ALTURA H0 DA SAPATA...

$$\text{COMO } (15/3) < 15, H0 = 15 \text{ cm}$$

PORTANTO A ALTURA H0 = 15 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO A DA SAPATA IGUAL A 60 cm

NOVA DIMENSÃO DO LADO B DA SAPATA IGUAL A 60 cm

NOVA ALTURA DETERMINADA PELO USUÁRIO IGUAL A 35 cm

NOVA ALTURA H0 DETERMINADA PELO USÁRIO IGUAL A 35 cm

VERIFICAÇÃO DO ÂNGULO DA SAPATA...

$$\text{COMO } \alpha < 30$$

PORTANTO : ANGULAÇÃO RECOMENDADA

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL...

DADOS CONSIDERADOS:

1- CONCRETO CLASSE: C25

2- ZONA DE BOA ADERÊNCIA

3- BITOLA DO PILAR PARA ARRANQUE: Ø10 mm

4- ARMADURA COM GANCHO

COM ESSES DADOS ALTURA ÚTIL DEVE SER ≥ 26 cm

VERIFICAÇÃO DA ALTURA ÚTIL REAL DA SAPATA...

ALTURA ÚTIL = 30 cm

A ALTURA ÚTIL DE 30 cm É MAIOR OU IGUAL QUE A IDEAL DE 26 cm

PORTANTO: VERIFICAÇÃO OK

VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO CISALHAMENTO - DIAGONAIS COMPRIMIDAS...

$T_{sd} \leq T_{rd2}$

$T_{sd} = (37,296 / (80 * 30)) * 10 = 0,1554 \text{ MPa}$

$T_{rd2} = ((0,27 * (1 - 25/25)) * (25/14)) * 10 = 4,3393 \text{ MPa}$

COMO T_{sd} (0,1554) \leq T_{rd2} (4,3393), ENTÃO SAPATA RESISTE AO CISALHAMENTO

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SAPATA (TOMBAMENTO E DESLIZAMENTO)...

CÁLCULO DO PESO PRÓPRIO DA SAPATA...

PESO PRÓPRIO DA SAPATA = 0,315 tf

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM X...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X = $0 + 0,501 * 35 = 17,535 \text{ tf.cm}$

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO X = $(0 + 2,664 + 0,315) * 0,5 * 60 = 89,37 \text{ tf.cm}$

COMO $(89,37 \geq 1,5 * 17,535)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO TOMBAMENTO EM Y...

MOMENTO DE TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y = $0 + 0,44 * 35 = 15,4 \text{ tf.cm}$

MOMENTO DE ESTABILIDADE NA DIREÇÃO Y = $(0 + 2,664 + 0,315) * 0,5 * 60 = 89,37 \text{ tf.cm}$

COMO $(89,37 \geq 1,5 * 15,4)$, A SAPATA NÃO SOFRERÁ TOMBAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM X...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,315 + 2,664 + 0) * 0,5 = 1,4895 \text{ tf}$

COMO $(1,4895 \geq 1,5 * 0,501)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO X!!! SITUAÇÃO OK!!!

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO EM Y...

FORÇA DE ESTABILIDADE DA SAPATA = $(0,315 + 2,664 + 0) * 0,5 = 1,4895 \text{ tf}$

COMO $(1,4895 \geq 1,5 * 0,44)$, ENTÃO A SAPATA NÃO SOFRERÁ DESLIZAMENTO NA DIREÇÃO Y!!! SITUAÇÃO OK!!!

DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA SAPATA...

DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DE TRAÇÃO NA BASE DA SAPATA...

$T_x = 0,125 * ((26,64 * (45/30)) = 4,995 \text{ KN}$

$T_y = 0,125 * ((26,64 * (35/30)) = 4,995 \text{ KN}$

DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS NAS DIREÇÕES A E B ...

$A_x = (1,4 * 4,995) / 43,478 = 0 \text{ cm}^2$

$A_y = (1,4 * 4,995) / 43,478 = 0 \text{ cm}^2$

AS,MÍN = 0 cm²

COMO A_x MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_x = 3,15 \text{ cm}^2$

AS,MÍN = 3,15 cm²

COMO A_{Sa} MENOR QUE O ASMÍN, SERÁ ADOTADA A ARMADURA MÍNIMA, PORTANTO $A_{Sb} = 3,15 \text{ cm}^2$

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO A = $(3,15/60) = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO A = $(50,2654824574367/5,25) = 9,5744 \text{ cm}$

PORTANTO S = Ø8 C/9

ARMADURA POR METRO DIREÇÃO B = $(3,15/60) = 5,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

ESPAÇAMENTO DA ARMADURA NA DIREÇÃO B = $(50,2654824574367/5,25) = 9 \text{ cm}$

PORTANTO S = Ø8 C/9

Apêndice 24. Memorial de cálculo das estacas.

1 DADOS GERAIS

Tipo de estaca: tipo de broca
 CAA (classe de agressividade ambiental): II
 Cobrimento nominal: 3 cm
 Resistência à compressão característica do concreto: 25 MPa
 Diâmetro da estaca: 25 cm
 Quantidade de barras longitudinais: 4
 Agregado utilizado: diabásio
 Comprimento da estaca: 7 m
 Força normal característica de compressão (Nk): 2,66 tf
 Força lateral característica aplicada no topo da estaca: 0,67 tf
 Momento fletor característico aplicado no topo da estaca: 0 tf.m

2 DADOS DE SONDAGEM

A estimativa da capacidade de carga obtida pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma é apresentada na Tabela 1. O fator de segurança global adotado foi igual a 2.

Tabela 1 - Capacidade de carga Aoki-Velloso (1) x Décourt-Quaresma (2)

Prof. (m)	NSPT	Solo	Rp,adm (1) (kN)	Rl,adm (1) (kN)	Radm (1) (tf)	Rp,adm (2) (kN)	Rl,adm (2) (kN)	Radm (2) (tf)
1	1	Silte argiloso	1,88	0,51	0,24	5,89	0	0,29
2	1	Silte argiloso	1,88	1,03	0,29	5,89	0	0,29
3	2	Argila siltosa	3,6	2,18	0,58	5,84	12,57	1,84
4	3	Argila siltosa	5,4	3,91	0,93	8,35	16,76	2,51
5	5	Argila siltosa	9	6,79	1,58	12,52	22,69	3,52
6	7	Silte argiloso	13,17	10,37	2,35	21,6	24,25	4,58
7	10	Silte argiloso	18,82	15,49	3,43	29,45	32,16	6,16
8	13	Argila siltosa	23,4	22,97	4,64	32,55	51,66	8,42
9	16	Argila siltosa	28,8	32,19	6,1	38,39	67,32	10,57
10	17	Argila siltosa	30,6	41,98	7,26	42,56	86,4	12,9
11	18	Argila siltosa	32,4	52,35	8,47	45,06	108,79	15,39
12	19	Silte argiloso	35,75	62,07	9,78	55,96	107,21	16,32
13	20	Argila siltosa	36	73,59	10,96	48,82	155,94	20,48

Onde:

Rp,adm é a resistência de ponta admissível;

Rl,adm é a resistência lateral admissível;

R,adm é a resistência total admissível; no caso de Décourt-Quaresma este valor é obtido de forma diferente do método de Aoki-Velloso, verifique se necessário.

Com base nos dados de sondagem e estaca, o dimensionamento estrutural foi feito utilizando curvas de interação M-N com implementações de recomendações normativas da ABNT NBR 6118 (2023).

3 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

Com base na seguinte expressão, é possível avaliar se uma estaca é longa ou curta:

$$T = \left(\frac{E_{cs} \cdot I_c}{\eta_h} \right)^{1/5}$$

Onde:

η_h é a constante do coeficiente de reação horizontal (definido como 0,32 MN/m³);

Ecs é o módulo de elasticidade secante do concreto adotado igual a 28980,00 MPa;

Ic é o momento de inércia da seção da estaca que vale 19174,76 cm⁴.

Aplicada a equação, tem-se:

$$T = 1,77 \text{ m}$$

Como o comprimento da estaca é menor ou igual a 4.T, a estaca foi dimensionada como estaca curta pelo Método Russo. Os seguintes parâmetros foram utilizados na aplicação do método:

$$\begin{aligned} K_v &= 40,84 \text{ MN/m}^3 \\ \gamma_{nat} &= 13,00 \text{ kN/m}^3 \\ k_a &= 0,32 \\ k_p &= 3,13 \\ \sigma_{adm} &= 2,00 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

Onde:

K_v é o coeficiente de reação vertical do solo na cota de apoio da estaca;

γ_{nat} é o peso específico natural do solo;

k_a é o coeficiente de empuxo ativo;

k_p é o coeficiente de empuxo passivo;

σ_{adm} é a tensão admissível do solo na cota de apoio da estaca, adotado como 20% do valor de NSPT nesta profundidade.

Aplicado o Método Russo, os seguintes resultados e verificações foram efetuados

- a) Deslocamentos no topo e giro da estaca

$$\begin{aligned} \Delta_x &= \frac{2 \cdot H_d}{K_i \cdot l \cdot D} + (2/3) \cdot l \cdot \alpha \\ K_i &= \frac{\eta_h \cdot l}{D} \\ \alpha &= \frac{2 \cdot H_d \cdot l + 3 \cdot M_0}{(1/12) \cdot K_i \cdot l^3 \cdot D + (3/16) \cdot K_v \cdot A_b \cdot D^2} \\ \Delta_y &= \frac{N_d}{K_v \cdot A_b} \end{aligned}$$

Onde:

Δ_x é o deslocamento horizontal no topo da estaca;

Δ_y é o deslocamento vertical no topo da estaca;

H_d é o esforço lateral de cálculo aplicado no topo da estaca, adotado como 9,38 kN;

K_i é coeficiente de reação horizontal na cota de apoio da estaca;

l é o comprimento da estaca;

D é o diâmetro da estaca;

α é o giro da estaca;

A_b é área da seção da estaca;

N_d é o esforço normal de cálculo tomado igual a 37,24 kN;

M_0 é o momento fletor de cálculo aplicado no topo da estaca tomado igual a 0,00 kN.m.

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$\begin{aligned} K_i &= 8,96 \text{ MN/m}^3 \\ \alpha &= 0,0020502682 \text{ rad} \\ \Delta_x &= 0,0107643468 \text{ m} \\ \Delta_y &= 0,0185778982 \text{ m} \end{aligned}$$

- b) Condições de estabilidade

As tensões de referência podem ser obtidas com o uso das seguintes equações:

$$\begin{aligned} \sigma'_a &= K_i \cdot (l \cdot \alpha - \Delta_x) \\ \sigma_{a,b} &= \frac{N_d}{A_b} \pm \frac{K_v \cdot D \cdot \alpha}{2} \end{aligned}$$

A estabilidade é garantida se forem satisfeitas as condições seguintes:

$$\text{Verificação 1: } \sigma'_a < \gamma_{nat. l.} (K_p - K_a)$$

$$\text{Verificação 2: } \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{Verificação 3: } \sigma_b \leq 1,3 \cdot \sigma_{adm}$$

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$\sigma'_a = 0,032 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 0,769 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,748 \text{ MPa}$$

As verificações de estabilidade são aplicadas:

$$\text{Verificação 1 ----> } 0,032 < 0,256$$

$$\text{Verificação 2 ----> } 0,759 \leq 0,200$$

$$\text{Verificação 3 ----> } 0,748 \leq 0,260$$

A verificação de estabilidade não foi satisfeita, logo é preciso revisar! O dimensionamento foi continuado mesmo com a verificação não sendo satisfeita.

Com base nos diagramas de solicitações, o seguinte par M-N foi definido para o dimensionamento da estaca (unidades em kN e m):

$$M_d = 17,07 \text{ kN.m}$$

$$N_d = 37,24 \text{ kN}$$

Análogo ao cálculo de pilares de concreto armado, a área de aço necessária (A_s) para uma estaca sob flexo-compressão pode ser definida com auxílio da seguinte equação:

$$A_s = \frac{\omega_{calc} \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em que:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{yd} \leq \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_s}; 0,2\% \cdot E_s \right]$$

Onde:

A_s é a área de aço longitudinal;

γ_c é o coeficiente de minoração para o concreto, adotado igual a 3,1 conforme ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;

γ_s é o coeficiente de minoração para o aço, adotado igual a 1,15;

A_c é a área da seção da estaca;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

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

f_{yk} é a resistência ao escoamento característica do aço longitudinal (50 kN/cm²);

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço;

ω_{calc} é a taxa mecânica de armadura, obtida por curvas de interação M-N;

E_s é o módulo de elasticidade do aço, adotado como 210000 MPa.

Com uso de curvas de interação M-N, os seguintes valores foram obtidos:

$$\omega_{calc} = 0,575$$

$$A_s = 5,42 \text{ cm}^2$$

A área mínima de aço é definida como 0,4% da área da seção da estaca:

$$A_{s,min} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Como área necessária foi definido o maior valor entre $A_{s,min}$ e A_s :

$$A_{s,nec} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Conforme a ABNT NBR 6122 (2022) item 8.6.2, para atender de forma simplificada à verificação de fissuração em estacas sob flexão, o

dimensionamento considerou a espessura de sacrifício de 2 mm no diâmetro das barras longitudinais.

O arranjo adotado conforme a área necessária ($A_{s,nec}$) foi: 4 Ø 16 mm.

A verificação de espaçamento entre barras longitudinais na seção da estaca não foi feita.

4 COMPRIMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O comprimento da armadura longitudinal foi definido como o maior comprimento obtido entre:

- 1 - Comprimento mínimo exigido pela ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;
- 2 - Profundidade em que a tensão de compressão simples na estaca é superior ou igual a 5 MPa, como exigido pela ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;
- 3 - Comprimento em que o concreto não resiste à cortante imposta [há a necessidade de armadura longitudinal para suporte dos estribos];
- 4 - Comprimento em que há a existência de momento fletor.

4.1 Comprimento mínimo normativo

Por se tratar de uma estaca tipo de broca, o comprimento mínimo de armadura deve ser de 2 m.

4.2 Comprimento por tensão de compressão simples

A tensão de compressão simples (σ_c) atuante na estaca vale:

$$\sigma_c = \frac{N_k}{A_c} = 0,54 \text{ MPa}$$

A tensão de compressão simples não superou o limite normativo de 5 MPa. Logo, essa verificação foi dispensada.

4.3 Comprimento referente à cortante e momento fletor

A profundidade a partir da qual o concreto resiste ao esforço cortante é de 0,00 m. Em relação à existência de momento fletor, a estaca deve ser armada até 6,95 m.

Com base nos critérios avaliados a estaca deve ser armada até 6,95 m.

5 ARMADURA DE CISALHAMENTO

O dimensionamento ao cisalhamento foi feito de acordo com o Modelo de cálculo I apresentado no item 17.4.2.2 da NBR 6118 (2023). Por simplificação, o valor de V_c foi tomado igual a V_{c0} , adoção que caminha a favor da segurança. O valor do esforço cortante de cálculo (kN) vale:

$$V_{sd} = 9,38 \text{ kN}$$

5.1 Verificação das diagonais comprimidas

Deve ser satisfeita a condição $V_{sd} \leq V_{Rd2}$. A equação a seguir define o valor de V_{Rd2} . Foi adotada altura útil de 20,70 cm.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

V_{Rd2} é a cortante resistente de cálculo;

d é a altura útil da seção da estaca;

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil; foi adotada igual ao valor do diâmetro da estaca.

O valor de V_{Rd2} é assim definido:

$$V_{Rd2} = 101,41 \text{ kN}$$

O valor de V_{sd} não superou V_{Rd2} , logo a verificação foi satisfeita.

5.2 Definição da armadura de cisalhamento

A armadura de cisalhamento tem valor mínimo caso o valor de V_{sd} não supere o valor definido na seguinte equação:

$$V_{Rd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

Em que:

$$V_{sw,min} = 0,9 \cdot (A_{sw,min}/100) \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{sw,min} = \frac{20 \cdot f_{ctm} \cdot b_w}{f_{ywk}} \text{ [considerado espaço de } 100 \text{ cm]}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot [f_{ck} + 8]), \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Onde:

V_c é a parcela de cortante resistida pelo concreto;

$v_{sw,min}$ é a parcela de cortante resistida pela armadura mínima de cisalhamento;

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração direta;

f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração inferior do concreto;

f_{ywk} é a resistência característica ao escoamento do aço do estribo;

f_{ywd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço do estribo (não superior a 435 MPa);

$A_{sw,min}$ é a armadura mínima de cisalhamento.

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ywk} = 60,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 17,98 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sw,min} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{sw,min} = 17,32 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = 35,31 \text{ kN}$$

O valor de V_{sd} não superou o valor de $V_{Rd,min}$, logo a armadura de cisalhamento tem valor mínimo igual a $A_{sw,min}$. A armadura de cisalhamento adotada foi: $\emptyset 5 \text{ mm } c/12,42 \text{ cm}$.

Como $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$, o espaçamento máximo entre os estribos vale:

$$s_{max} \leq [0,6 \cdot d ; 30] = 12,42 \text{ cm}$$

O espaçamento adotado entre os estribos respeitou o valor máximo.

Apêndice 25. Memorial de cálculo dos blocos.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

Tipo de bloco: BLOCO DE UMA ESTACA
Tipo de edificação: Pequeno porte
Cobrimento nominal: 3 cm
Bitola do pilar: 10 mm
Dimensões do pilar: 15 x 25 cm
Nk: 2,664 tf
Bitola estribo vertical: 8 mm
Bitola estribo horizontal: 8 mm
Diâmetro estaca: 25 cm

A) Dimensões do bloco

Obs: O processo para obtenção das dimensões e armaduras é o apresentado por BASTOS

Dimensão do bloco em X : 35 cm
Dimensão do bloco em Y : 35 cm
Altura útil do bloco (d) : 30 cm
Altura do bloco (H) : 35 cm

B) Força de tração horizontal (Td)

Td (0,25.1,4.NK): 9,324 kN

C) Armadura na forma de estribos horizontais

As (Td/fyd): 0,21 cm²

D) Armadura na forma de estribos verticais (x e y)

As: 0,21 cm²

Apêndice 26. Memorial de cálculo para as sapatas corridas menores.

Será adotada a dimensão mínima.

Portanto, $A = 60$ cm

Determinação da altura da sapata como rígida:

$$H_{\text{total}} = (60 - 9) / 3 = 17 \text{ cm}$$

Portanto, $H_{\text{total}} = 20$ cm

Determinação da altura H_0 da sapata:

$$\text{Como } (20 / 3) < 15 \rightarrow H_0 = 15 \text{ cm}$$

Portanto, $H_0 = 15$ cm

Nova dimensão do lado A da sapata: 60 cm

Nova altura determinada pelo usuário: 20 cm

Nova altura H_0 determinada pelo usuário: 20 cm

Verificação do ângulo da sapata:

$$\text{Como } \text{atan}(0 / 20,5) < 30^\circ,$$

Portanto: angulação recomendada.

Verificação da resistência do concreto ao cisalhamento – diagonais comprimidas:

$$T_{sd} \leq T_{rd2}$$

$$T_{sd} = (3,122 / (200 \times 15)) \times 10 = 0,0095 \text{ MPa}$$

$$T_{rd2} = [(0,27 \times (1 - 25 / 25)) \times (25 / 14)] \times 10 = 4,3393 \text{ MPa}$$

$$\text{Como } T_{sd} (0,0095 \text{ MPa}) \leq T_{rd2} (4,3393 \text{ MPa}),$$

então a sapata resiste ao cisalhamento.

Dimensionamento das armaduras de flexão e distribuição da sapata

Determinação das forças de tração na base da sapata:

$$T_x = 0,125 \times [(2,23 \times 51) / 15] = 0,9478 \text{ kN}$$

Determinação da armadura na direção A:

$$A_x = (1,4 \times 0,94775) / 43,478 = 0,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Como $A_x < A_{s,\text{min}}$,

será adotada a armadura mínima: $A_x = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Portanto: 19Ø8 c/16

Cálculo da armadura de distribuição:

$$\text{Como } 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,2 \times 3 \rightarrow \text{adotar } 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo da armadura de distribuição mínima:

$$A_{s,\text{distri,min}} = 0,5 \times 0,0015 \times 60 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{s,\text{distri,min}} \leq$ armadura considerada,

utilizar a armadura anterior: $A_{s,\text{dist}} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Portanto: 2Ø6,3

Apêndice 27. Memorial de cálculo para as sapatas corridas maiores.

Será adotada a dimensão mínima.

Portanto, $A = 60$ cm

Determinação da altura da sapata como rígida:

$$H_{\text{total}} = (60 - 8,9) / 3 = 17,03 \text{ cm}$$

Portanto, $H_{\text{total}} = 20$ cm

Determinação da altura H_0 da sapata:

Como $(20 / 3) < 15 \rightarrow H_0 = 15$ cm

Portanto, $H_0 = 15$ cm

Nova dimensão do lado A da sapata: 60 cm

Nova altura determinada pelo usuário: 20 cm

Nova altura H_0 determinada pelo usuário: 20 cm

Verificação do ângulo da sapata:

Como $\text{atan}(0 / 20,55) < 30^\circ$,

Portanto: angulação recomendada.

Verificação da resistência do concreto ao cisalhamento – diagonais comprimidas:

$$T_{sd} \leq T_{rd2}$$

$$T_{sd} = (3,122 / (200 \times 15)) \times 10 = 0,0096 \text{ MPa}$$

$$T_{rd2} = [(0,27 \times (1 - 25 / 25)) \times (25 / 14)] \times 10 = 4,3393 \text{ MPa}$$

Como $T_{sd} \leq T_{rd2}$ (0,0096 MPa) \leq T_{rd2} (4,3393 MPa),

então a sapata resiste ao cisalhamento.

Dimensionamento das armaduras de flexão e distribuição da sapata

Determinação das forças de tração na base da sapata:

$$T_x = 0,125 \times [(2,23 \times 51,1) / 15] = 0,9496 \text{ kN}$$

Determinação da armadura na direção A:

$$A_x = (1,4 \times 0,9496) / 43,478 = 0,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Como $A_x < A_{s,\text{min}}$,

será adotada a armadura mínima: $A_x = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Portanto: 27Ø8 c/16

Cálculo da armadura de distribuição:

Como $0,9 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,2 \times 3 \rightarrow$ adotar $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo da armadura de distribuição mínima:

$$A_{s,\text{distri,min}} = 0,5 \times 0,0015 \times 60 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{s,\text{distri,min}} \leq$ armadura considerada,

utilizar a armadura anterior: $A_{s,\text{dist}} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Portanto: 2Ø6,3