



GABRIEL SALES VITOR

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A UTILIZAÇÃO DOS
ESTÁDIOS II E III PARA O DIMENSIONAMENTO À
FLEXOCOMPRESSÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

**LAVRAS – MG
2022**

GABRIEL SALES VITOR

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A UTILIZAÇÃO DOS ESTÁDIOS II E III PARA
O DIMENSIONAMENTO À FLEXOCOMPRESSÃO EM ALVENARIA
ESTRUTURAL**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de bacharel.

Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes
Orientador

LAVRAS – MG
2022

GABRIEL SALES VITOR

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A UTILIZAÇÃO DOS ESTÁDIOS II E III PARA
O DIMENSIONAMENTO À FLEXOCOMPRESSÃO EM ALVENARIA
ESTRUTURAL**

**COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN THE USE OF STAGES II AND III FOR
SIZING BRENDING AND COMPRESSION IN STRUCTURAL MASONRY**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de bacharel.

APROVADO em 09 de setembro de 2022

Dr. Rafael Santos de Moraes UFLA

Dr. André Luiz Zangiacomo UFLA

Dr. Igor José Mendes Lemes UFLA

RAFAEL SANTOS DE MORAES

Prof. Dr. Rafael Santos de Moraes

Orientador

**LAVRAS – MG
2022**

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Lavras, especialmente ao Departamento de Engenharia, pela oportunidade.

Ao Professor Dr. Rafael Santos de Moraes pela orientação, incentivo e atenção, demonstrados nos momentos em que se faziam necessários.

Aos meus amigos, colegas, professores do Departamento, que fizeram parte do caminho que percorri até o presente momento.

Aos meus pais, Antônio Carlos e Mécia Aparecida, por sempre acreditarem em todas as minhas decisões e me apoiarem em todas as etapas da minha vida, e ao meu irmão Guilherme.

RESUMO

Este trabalho trata do dimensionamento de paredes em alvenaria estrutural submetidas à flexocompressão. Inicialmente são apresentados os conceitos básicos e os parâmetros que são utilizados para a análise do problema relacionado à flexocompressão. Além disso, é elaborada uma planta de um edifício que utiliza a alvenaria estrutural como sistema construtivo e da qual é escolhido um conjunto de paredes que possuem geometrias diferentes, para serem dimensionadas à flexocompressão considerando os Estádios II e III. Com isso, foi possível fazer o dimensionamento das paredes e uma análise comparativa entre os dois Estádios conforme a NBR16868-1:2020. Dessa forma, constatou-se qual situação apresentará vantagem na escolha de um dos métodos, com relação a área de aço necessária para resistir às ações atuantes. Esse dimensionamento foi desenvolvido por meio da elaboração de planilhas computacionais, utilizando o software Excel[®], tendo em vista que essas possibilitam alterações de variáveis de maneira mais rápida, cálculos mais seguros e que foram fundamentais para análise comparativa dos métodos utilizados. Por fim, notou-se a diferença nas armaduras presentes nos painéis, com o dimensionamento feito pelo método simplificado (Estádio II) e o método refinado (Estádio III), que apresentou para o referido projeto uma taxa de armadura de até 60% mais eficiente.

Palavras – chave: Dimensionamento de paredes. Alvenaria estrutural. Dimensionamento à flexocompressão. Método simplificado. Método refinado.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Travamentos a serem considerados na altura efetiva.	13
Figura 2- Enrijecedores para cálculo da espessura efetiva.	14
Figura 3 - Consideração de flanges em paredes de contraventamento.....	14
Figura 4 - Distribuição de ações verticais em paredes isoladas.	16
Figura 5 - Distribuição de cargas verticais em grupo de paredes isoladas.....	17
Figura 6 - Imperfeições geométricas, com ângulo de desaprumo e reações horizontais equivalentes.	18
Figura 7 - Diagrama de tensões no Estádio II.	20
Figura 8 - Diagrama de equilíbrio para flexocompressão no Estádio III.	24
Figura 9 - Diagrama de tensões no Estádio III.	24
Figura 10 - Edifício em planta.....	25
Figura 11 - Pavimentos do edifício.	26
Figura 12 - Blocos utilizados.....	26
Figura 13- Angulação da charneira relacionada a vinculação do bordo da laje analisada.	27
Figura 14 - Exemplo do traçado das charneiras plásticas em função da condição de vinculação da borda.	28
Figura 15 - Vento 90°.	30
Figura 16 - Esforços horizontais atuando nos níveis.....	31
Figura 17 - Painéis considerados para o dimensionamento e direção do vento.	33
Figura 18 - Tensões normais de compressão devido às ações permanentes em kN/cm ²	37
Figura 19 - Tensões normais de compressão devido às ações variáveis em kN/cm ²	37
Figura 20 - Tensões normais de flexão devido à ação do vento em kN/cm ²	37
Figura 21 - Diagrama combinado, com tensões em kN/cm ²	40
Figura 22 - Tensões de tração no flange.....	40
Figura 23 - Contribuição da alma e flange na região tracionada.....	41
Figura 24 - Detalhamento das armaduras nos painéis.	44
Figura 25 - Detalhes das armaduras.	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Materiais, com suas respectivas espessuras para a composição da laje.	28
Tabela 2 - Materiais, com suas respectivas espessuras para a composição da alvenaria.	29
Tabela 3 - Carregamento total devido paredes e lajes.	29
Tabela 4 - Ângulo de desaprumo e a força causada em cada pavimento.	29
Tabela 5 - Dados necessários para o cálculo das ações do vento.	30
Tabela 6 - Ações horizontais atuantes, desaprumo e vento 90°.	31
Tabela 7 - Esforços solicitantes globais.	32
Tabela 8 - Carregamentos verticais atuantes nos painéis.	33
Tabela 9 - Momento de inércia e rigidez relativa de cada painel.	33
Tabela 10 - Verificação do tipo de elemento e a condição de dimensionamento.	36
Tabela 11 - Solicitações normais de cálculo e resistentes.	36
Tabela 12 - Tensões de compressão e flexão.	38
Tabela 13 - Verificação a compressão máxima.	39
Tabela 14 - Verificação da tração máxima.	39
Tabela 15 - Dimensionamento da armadura.	42
Tabela 16 - Verificação da armadura e barras adotadas.	42
Tabela 17 - Verificação do cisalhamento.	43
Tabela 18 - Força de compressão e distância do centro da armadura a borda comprimida. ...	47
Tabela 19 - Número de barras e área de aço necessário para resistir os esforços.	47
Tabela 20 - Deformações das armaduras e verificação de escoamento.	48
Tabela 21 - Resultantes de tração nas armaduras.	48
Tabela 22 - Momento fletor e força normal resistentes.	48
Tabela 23 - Área de aço necessária em cada método.	49

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
1.1	Objetivo	10
1.2	Justificativas.....	10
1.3	Metodologia.....	10
2	PROJETO DE PAREDES EM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	12
2.1	Altura efetiva	13
2.2	Espessura efetiva.....	13
2.3	Esbeltez.....	14
2.4	Comprimento efetivo de flanges.....	14
2.5	Resistência característica à compressão simples	15
2.6	Análise Estrutural	15
2.7	Ações verticais e método de distribuição	15
2.7.1	Paredes isoladas	16
2.7.2	Grupo isolados de paredes.....	16
2.8	Ações horizontais e sua distribuição.....	17
2.9	Imperfeições geométricas globais.....	18
2.10	Distribuição das ações horizontais.....	19
3	COMPORTAMENTO DA ALVENARIA NA FLEXOCOMPRESSÃO.....	20
3.1	Flexocompressão no Estádio II.....	20
3.2	Flexocompressão no Estádio III	23
4	CONSIDERAÇÕES PARA O PROJETO.....	25
4.1	Projeto Arquitetônico.....	25
4.2	Parâmetros gerais	27
5	RESULTADOS.....	35
5.1	Dimensionamento à flexocompressão no Estádio II.....	35
5.2	Dimensionamento à flexocompressão Estádio III	44
5.3	Discussão dos resultados	48
6	CONCLUSÃO	50
	REFERÊNCIAS	51
	APÊNDICE A – Planta baixa pavimento tipo.....	52
	APÊNDICE B – Modulação da primeira fiada do pavimento tipo	53
	APÊNDICE C – Modulação da segunda fiada do pavimento tipo.....	54
	APÊNDICE D – Localização dos painéis no edifício.....	55

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria vem sendo utilizada como material de construção pela humanidade desde os primórdios até os tempos atuais. São vários os exemplos que a utilizaram como estrutura portante, podendo-se citar as catedrais da idade média, as pirâmides do Egito e a Grande Muralha da China. Além dessas construções históricas, a alvenaria também foi intensamente utilizada para a construção de habitações dos mais variados povos.

Apesar de utilizarem a alvenaria como estrutura, as construções durante esse período eram concebidas de maneira empírica e intuitiva. Esse cenário resultou em construções com paredes de grandes espessuras, na perda de espaço interno e no consumo elevado de tempo, materiais e mão de obra. De acordo com Maluf (2007), somente a partir do início do século XIX, quando foram realizados testes padronizados em diferentes países, que houve uma iniciativa de se abordar o tema com uma base mais racional.

Com o passar do tempo e o empenho de pesquisadores que realizaram testes padronizados foi possível elaborar normas de cálculo que previam dados importantes do projeto, como a resistência de paredes considerando a esbeltez e carregamentos excêntricos. Desse modo, foi possível a concepção e a construção de edifícios altos, para os quais eram demandadas mais informações e mais confiabilidade para os projetos (MALUF, 2007).

Hoje, no século XXI, com o avanço das pesquisas e a melhoria dos materiais, o emprego da alvenaria estrutural tem sido intenso na execução de vários edifícios e habitações. Ademais, esse sistema construtivo apresenta algumas vantagens, como a velocidade da construção, a economia e a redução do número de especialidades no canteiro de obras. Além disso, o surgimento de normas e até mesmo a atualização da norma brasileira que contempla alvenaria estrutural, NBR16868:2020, faz com que seja uma opção em substituição aos sistemas construtivos convencionais, como o concreto armado, aço ou madeira.

A alvenaria estrutural é definida como um sistema construtivo no qual as paredes da edificação, concebidas a partir de projetos e os materiais constituintes rigorosamente controlados por meio de ensaios, são responsáveis por resistirem às cargas atuantes e transmitirem às fundações. O projeto em alvenaria estrutural é baseado na grande capacidade resistiva à compressão e atentando para soluções que buscam melhorar a sua pequena capacidade de suportar a tração.

Além disso, a utilização do dimensionamento da alvenaria para a flexocompressão pode ser realizado a partir do Estádio II ou III. Sendo que, é importante verificar as diferenças entre

eles, observando quantidade de área de aço necessária para resistir aos esforços solicitantes e como a eficiência de cada dimensionamento impacta no projeto estrutural final.

1.1 Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo dimensionar e analisar paredes em alvenaria estrutural submetidas à flexocompressão considerando os Estádios II e III conforme as recomendações da NBR 16868-1:2020 - Alvenaria Estrutural - Parte 1: Projeto

1.2 Justificativas

Em um contexto de crescimento da indústria da construção civil, em que há também uma busca por sistemas construtivos que apresentam menor impacto, menor custo e maior velocidade na construção, a alvenaria estrutural é bastante requisitada.

Para o dimensionamento da estrutura devem ser atendidas as prescrições normativas, que atualmente são contempladas pela NBR 16868-1:2020, garantindo, dessa forma, a segurança na estrutura.

No caso do dimensionamento à flexocompressão, a norma possibilita realizar o dimensionamento considerando os Estádios II (diagrama de tensões lineares elásticas) e III (diagrama de tensões plastificado), cabendo ao projetista a escolha do procedimento a ser utilizado.

Dessa maneira, pretende-se contribuir para o estudo da flexocompressão em alvenaria estrutural, demonstrando as diferenças entre a metodologia de cálculo da armadura considerando os Estádios II e III. Sendo que, a comparação do dimensionamento à flexocompressão nesses Estádios é fundamental para perceber a diferença existente entre os dois e quais são os impactos sobre o projeto com relação ao cálculo da área de armadura.

1.3 Metodologia

A metodologia utilizada para o desenvolvimento do trabalho passou primeiramente pelo planejamento das atividades a serem desenvolvidas e quais seriam os meios utilizados para resolver a proposta. Sendo assim, foi feita uma revisão bibliográfica por meio de consultas em livros, normas e trabalhos acadêmicos para se ter um embasamento a respeito do dimensionamento à flexocompressão.

Além disso, foi elaborada uma planta arquitetônica, definidos os parâmetros principais de projeto em alvenaria estrutural, as cargas atuantes e escolhido os painéis a serem estudados. Dessa forma, na etapa de dimensionamento, foram utilizadas planilhas eletrônicas feitas no software Excel[®], nas quais utilizou da metodologia estudada para definir as áreas de aço necessária nos painéis escolhidos e comparando-se a eficiência do dimensionamento nos Estádios II e III.

2 PROJETO DE PAREDES EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Com base na NBR 16868-1:2020, parede é o elemento laminar que resiste predominantemente às cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal exceda cinco vezes a menor dimensão. Esse é o elemento mais usual nas edificações em alvenaria estrutural, com a função de absorver os esforços horizontais e verticais.

Minimamente, as paredes são constituídas por blocos (ou tijolos) estruturais e argamassas, podendo também serem adicionados o graute e as armaduras. Por meio das resistências e propriedades desses componentes é possível garantir que a parede tenha condições mínimas de projeto, pois seus componentes estarão de acordo com as normas.

Com relação aos blocos cerâmicos, os mesmos são estruturais e devem atender a NBR15270-2:2017. Esses são vazados e apresentam diferentes geometrias, possibilitando diferentes modulações do projeto. Já a argamassa é composta por cimento, agregados e água, e tem como função a ligação entre os blocos, tornando a parede uma estrutura única.

Além disso, a argamassa tem a função de transferir as ações atuantes e acomodar as deformações, evitando fissuras. Por fim, o graute é o componente que tem a finalidade de solidarizar as armaduras às paredes e de aumentar a capacidade resistente à compressão.

Para fazer os dimensionamentos de compressão simples, flexão e flexocompressão das paredes em alvenaria estrutural o projetista deve assegurar a qualidade da estrutura. Isso quer dizer que a solução proposta deve atender aos requisitos mínimos necessários para que a estrutura tenha capacidade resistente, durabilidade e desempenho adequado.

Dessa forma, um importante passo é a escolha de um sistema estrutural adequado, o dimensionamento e as verificações com base em ações representativas e especificações de materiais compatíveis com o dimensionado. Sendo assim, para que se possa fazer um projeto, são necessários ensaios de caracterização prévia dos materiais, componentes e elementos de alvenaria, os quais fornecem as propriedades dos materiais que serão empregados na obra.

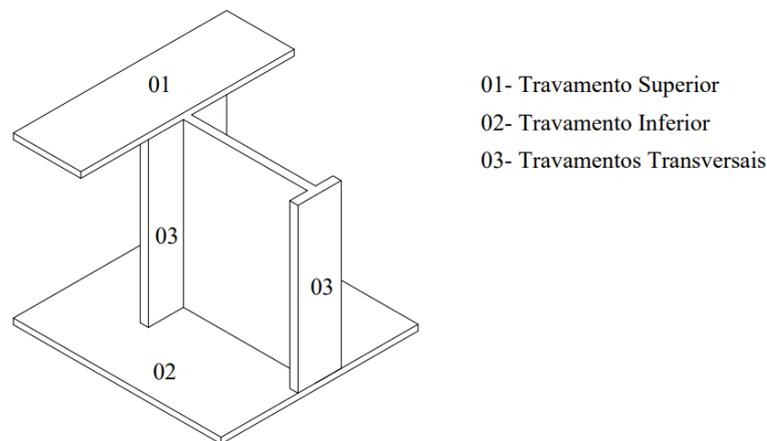
Com relação ao dimensionamento e à verificação de segurança, utilizam-se os estados limites últimos (ELU) conforme o item 7.3 da NBR 16868-1:2020.

Além disso, para a análise das paredes em alvenaria estrutural, é necessário definir alguns parâmetros que dependem do projeto, sendo esses: altura efetiva, espessura efetiva, esbeltez, comprimento efetivo de flanges e a resistência característica à compressão simples.

2.1 Altura efetiva

A NBR 16868-1:2020 indica que a obtenção da altura efetiva de uma parede depende da existência de travamentos transversais e também de restrições superiores/inferiores, como pode ser visto na Figura 1. Essas considerações e a metodologia de cálculo podem ser consultadas de forma mais detalhada no item 9.4.1 desta norma técnica.

Figura 1- Travamentos a serem considerados na altura efetiva.



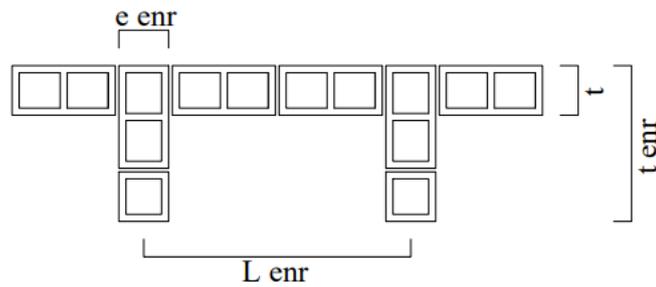
Fonte: Do autor (2022).

2.2 Espessura efetiva

A NBR 16868-1:2020 considera o aumento da espessura efetiva de uma parede quando a mesma apresenta enrijecedores, conforme apresentado na Figura 2. Porém, para que isso possa ser considerado nos cálculos, os enrijecedores devem ser regularmente espaçados e devem respeitar as prescrições apresentadas no item 9.4.2. Esse aumento da espessura efetiva só pode ser utilizado para o cálculo do índice de esbeltez, não podendo ser considerado para o cálculo da área resistente da seção.

Uma observação importante é com relação à utilização de espessuras efetivas menores do que 14 cm. Para o caso de edificações com mais de dois pavimentos, segundo o item 10.1.1 da NBR 16868-1:2020, essa é a espessura mínima das paredes.

Figura 2- Enrijecedores para cálculo da espessura efetiva.



Fonte: Do Autor (2022).

2.3 Esbeltez

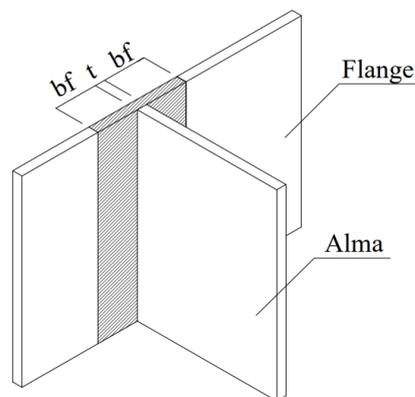
O índice de esbeltez de uma parede é obtido pela razão entre a altura efetiva (h_e) pela espessura efetiva (t_e). Esse índice é importante para determinar se o elemento será dimensionado como alvenaria armada ou não armada.

2.4 Comprimento efetivo de flanges

A contribuição dos flanges pode ser considerada para os efeitos das ações horizontais, principalmente em painéis de contraventamento. Sua contribuição leva a considerações mais corretas da rigidez desses painéis, fazendo com que ocorra uma redução das tensões obtidas (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

O comprimento dos flanges (b_f), de acordo com a NBR 16868-1:2020 em seu item 10.1.3, deve ser menor do que seis vezes a espessura da parede. Pela Figura 3 é possível verificar essa utilização.

Figura 3 - Consideração de flanges em paredes de contraventamento.



Fonte: Do Autor (2022).

2.5 Resistência característica à compressão simples

A resistência característica à compressão simples da alvenaria, f_k , é determinada a partir de ensaios de paredes. Porém, quando o elemento parede é composto por blocos com 19 cm de altura e juntas de argamassa com 1 cm de espessura, esse valor pode ser estimado por meio do ensaio de prisma. Conforme o item 6.2.2.3 da NBR 16868-1:2020, o valor de f_k é igual a 70% do f_{pk} (resistência do prisma).

2.6 Análise Estrutural

De acordo com Steinmetz (2018), a análise estrutural engloba o levantamento de todas as ações que estão atuando na estrutura ao longo de sua vida útil, avaliando seu comportamento, processo de cálculo e levantando os esforços solicitantes atuantes. As ações são transformadas em valores de cálculo por meio de ponderações, que variam conforme o uso ou até mesmo utilizando os processos de combinações de ações, conforme proposto no item 8.9 da NBR 16868-1:2020.

2.7 Ações verticais e método de distribuição

As ações verticais são aquelas provenientes do peso próprio dos elementos que compõem a edificação, sendo a parte estrutural ou revestimentos e também os carregamentos variáveis. Sendo assim, de acordo com Camacho (2006), essas ações verticais tendem a atuar de forma direta sobre as paredes resistentes ou sobre as lajes, que têm a função de transmitir essas ações para as paredes resistentes e dessas, por sua vez, às transmite para a fundação ou estruturas de apoio.

Para verificar os valores mínimos das ações verticais atuantes deve-se seguir a NBR 6120: 2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Ademais, com relação às edificações, tem-se principalmente as cargas permanentes e variáveis, que são compostas, respectivamente, por: peso próprio da laje, regularização, revestimento, paredes não estruturais, forro, sobrecarga de utilização, entre outros.

Além disso, esses carregamentos são transmitidos do ponto de ação até chegar à fundação. Com isso, há necessidade de métodos que possibilitem a realização da análise estrutural.

2.7.1 Paredes isoladas

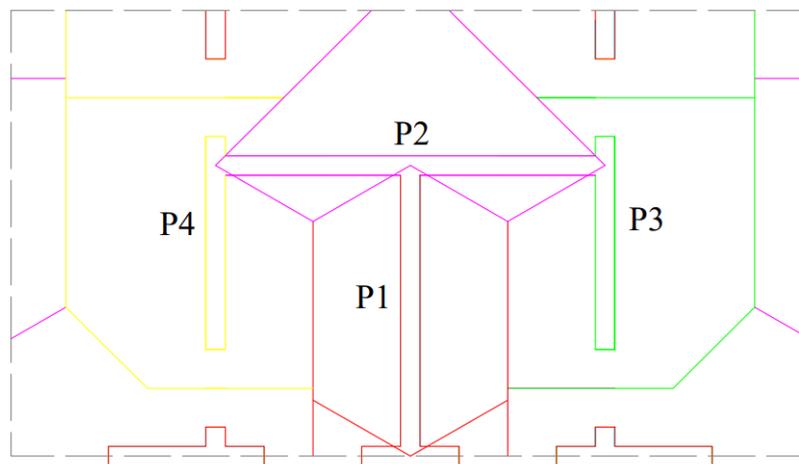
É o procedimento mais simples para a distribuição das ações verticais. Nele, cada parede é considerada um elemento independente, não levando em consideração possíveis interações com paredes adjacentes devido a amarrações construtivas.

Na Figura 4 são definidas as áreas de influência das lajes para cada uma das paredes. Para determinar a carga atuante em uma parede, basta somar os carregamentos atuantes na parede analisada referente aos pavimentos posicionados acima.

Pelo fato de não ser considerada a uniformização das cargas, ou seja, o carregamento que está sob a parede P1 está ligado a área de influência dessa parede e de seu comprimento, que é diferente do carregamento sobre a parede P2. Dessa forma, esse método resulta na especificação de blocos com resistências mais elevadas do que quando há a uniformização.

Embora esse procedimento seja simples de ser implementado, na realidade, o isolamento completo das paredes não corre, sobretudo quando há amarração direta entre paredes, o que pode levar a uma estimativa de cargas incorreta das cargas. Um outro aspecto, por levar a especificação de blocos de maior resistência, é o custo, que acaba sendo prejudicado.

Figura 4 - Distribuição de ações verticais em paredes isoladas.



Fonte: Do autor (2022).

2.7.2 Grupo isolados de paredes

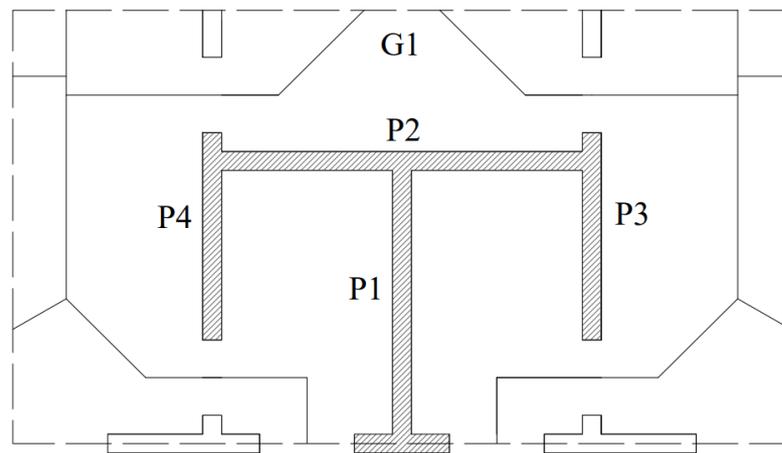
É um procedimento mais trabalhoso em comparação com o de paredes isoladas, mas que continua sendo de simples aplicação. O grupo de paredes é determinado pelas paredes que

apresentam interações entre si e seus limites são definidos por aberturas, conforme apresentado na Figura 5.

Com relação ao carregamento atuante nas paredes, são aqueles que estão sobre elas nos pavimentos superiores. Além disso, no grupo de paredes o carregamento é uniformizado, ou seja, é considerando o comprimento total das paredes do grupo e a área de influência de todas as paredes para calcular o carregamento agindo sobre elas, sendo assim apresentam um mesmo carregamento para todas as paredes do grupo.

Esse procedimento é mais racional e resulta na especificação de blocos com resistências menores em comparação com o método das paredes isoladas. Dessa maneira, quando adotados grupos corretamente e garantido a interação entre as paredes, esse tipo de metodologia promove uma maior economia.

Figura 5 - Distribuição de cargas verticais em grupo de paredes isoladas.



Fonte: Do autor (2022).

2.8 Ações horizontais e sua distribuição

Com relação às ações horizontais atuantes em edificações, é necessário analisar os esforços solicitantes que elas produzem, principalmente em edifícios altos, onde esses são mais elevados. Essas ações geram esforços de flexão e cisalhamento nas paredes, ocasionando tensões de tração na alvenaria. Com relação aos esforços de flexão, nesse trabalho serão analisados aqueles que ocorrem no plano das paredes.

Essas ações atuantes nas fachadas das edificações, para o caso do vento, são transmitidas para as lajes que trabalham como diafragmas rígidos. Com isso, esses carregamentos são transmitidos às paredes paralelas às ações horizontais, que são denominadas paredes de

contraventamento. A função dessas paredes é resistir aos esforços gerados pelas ações horizontais e transmiti-los para as fundações.

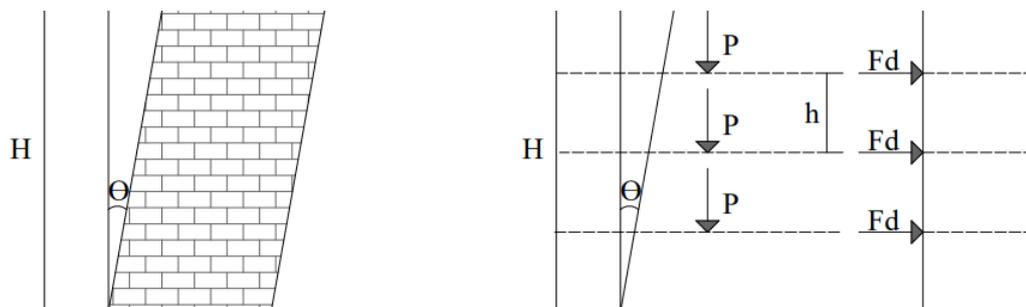
Para Camacho (2006), as lajes atuando como placa apresentam grande rigidez no seu plano, apresentando um mesmo deslocamento horizontal. Com isso, as ações são distribuídas de forma proporcional à rigidez de cada parede. Porém, para que a laje trabalhe como um diafragma rígido, essa, conforme Ramalho e Corrêa (2003), deve ser preferencialmente moldada *in loco* e com armaduras posicionadas em direções ortogonais.

As principais ações horizontais atuantes sobre estruturas é o vento, e dependendo da região, ações sísmicas. Porém, para o Brasil a ação horizontal principal atuante em uma edificação é o vento, que deve ser determinado em uma estrutura conforme a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Esse cálculo depende de fatores do terreno, da edificação, como sua utilização e dimensões, e a localização. Além disso, devem ser calculadas as pressões atuantes nas fachadas da edificação, que estão distribuídas em uma área, e fazer com que essa pressão resulte em forças pontuais, as quais serão aplicadas nas lajes de cada pavimento.

2.9 Imperfeições geométricas globais

Além da ação do vento, a imperfeição geométrica global proporciona um aumento dos esforços de flexão. Isso se deve ao fato de que a ação vertical gravitacional (P) está deslocada, devido ao desaprumo (Θ) a uma altura (H) do solo. Dessa forma, para considerar essa ação na edificação, deve ser imposta uma ação lateral fictícia (F_d) que produza o mesmo efeito que a ação vertical deslocada, como sugerido no item 8.3.2.2 da NBR 16868-1:2020, e como pode ser visto na Figura 6.

Figura 6 - Imperfeições geométricas, com ângulo de desaprumo e reações horizontais equivalentes.



Fonte: Do autor (2022).

2.10 Distribuição das ações horizontais

De acordo com Steinmetz (2018), a distribuição das ações horizontais nos painéis de contraventamento ocorre de forma proporcional a sua rigidez quando a estrutura for simétrica. Dessa forma, as ações devido ao vento e as imperfeições geométricas são distribuídas de forma proporcional a todos os painéis que estão na mesma direção das ações analisadas.

Sendo assim, as rigidezes dos painéis são calculadas de acordo com o momento de inércia de cada painel em função do momento de inércia propiciado pelo conjunto de todos os painéis da edificação na direção da força, conforme Equação 1.

Dessa forma, a rigidez R_i é dada pela relação indicada a seguir:

$$R_i = \frac{I_x}{\sum I_x} \quad \text{Equação 1.}$$

Em que:

R_i = rigidez relativa do painel;

I_x = momento de inércia do painel;

$\sum I_x$ = somatório dos momentos de inércias de todos os painéis na direção analisada.

Com base na rigidez de cada painel pode-se encontrar o momento e a força cortante atuantes em cada nível da edificação e para cada um dos painéis.

3 COMPORTAMENTO DA ALVENARIA NA FLEXOCOMPRESSÃO

Em relação à análise da flexocompressão, a princípio foi realizado o estudo da norma brasileira que trata do dimensionamento dos elementos em alvenaria estrutural, NBR 16868-1:2020, especificamente o item 11.5 intitulado: Dimensionamento de elementos de alvenaria submetidos à flexocompressão.

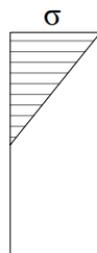
Para Ramalho e Corrêa (2003), na flexão composta ocorre a interação entre carregamento axial e momentos fletores, sendo uma solicitação muito comum em elementos de alvenaria estrutural, principalmente quando são analisadas estruturas portantes de edifícios. Nessas, além do carregamento vertical, as paredes também estão sujeitas a cargas laterais, devido ao vento e ao desaprumo. Sendo assim, o elemento parede estará sujeito a esforços de flexão, compressão e cisalhamento. Além disso, conforme Parsekian e Medeiros (2021), assim como na flexão simples, na flexocompressão podem ocorrer casos nos Estádios I, II e III.

Outra questão importante mencionada pela NBR 16868-1:2020 é que todo elemento de alvenaria submetido à flexocompressão deve resistir à força de compressão de cálculo atuante conforme o item 11.2, que trata do dimensionamento da alvenaria à compressão simples. Ademais, para alvenaria armada, admite-se que as armaduras aderentes têm a mesma deformação que a alvenaria em seu entorno, sendo que para flexão ou flexocompressão o máximo encurtamento da alvenaria se limita à 0,30% e com a resistência a tração da alvenaria considerada nula.

3.1 Flexocompressão no Estádio II

A NBR 16868-1:2020 permite a utilização de modelo simplificado para o cálculo da armadura considerando as tensões no Estádio II, sendo a região comprimida admitida com tensões lineares, conforme Figura 7 e seção não plastificada (elástica).

Figura 7 - Diagrama de tensões no Estádio II.



Fonte: Do autor (2022).

Com relação às etapas de verificação, devem ser verificadas as máximas tensões de tração e compressão, além de se fazer as combinações de esforços críticos, separados em ações permanentes e variáveis, e compará-los com os valores de cálculo.

De acordo com Parsekian e Medeiros (2021), em edifícios, quando analisado a tração nos painéis, existe grande probabilidade de as ações permanente e acidental serem favoráveis, de modo que sejam considerados coeficientes de ponderação nas combinações conforme indicado a seguir:

$$\gamma_{fq} = 0,00 ; \gamma_{fg} = 0,90 ; \gamma_{fq,vento} = 1,40$$

Para a verificação da tração máxima deve-se utilizar a Equação 2. Quando essa condição não for atendida, é necessário dimensionar a armadura, que pode ser calculada no estágio II de maneira simplificada.

A resultante da tensão de tração atuante F_t é obtida a partir da integração do diagrama das tensões na região tracionada. Com isso é possível calcular a área de aço necessária limitando-se a tensão do aço em 50% de f_{yd} , como é normatizado no item 11.5.3 da NBR 16868:2020.

A análise da força de tração que ocorre na parede deve ser feita com base no diagrama combinado das ações atuantes. Sendo assim, é necessário obter as tensões devido à compressão simples e devidas a flexão, que são encontradas com base em combinações de ações.

Verificação da tração máxima e necessidade de armadura:

$$\gamma_{fq} \cdot Q + \gamma_{fg} \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \quad \text{Equação 2.}$$

Em que:

γ_{fq} = coeficiente de ponderação da ação variável;

γ_{fg} = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_m = coeficiente de ponderação das resistências;

f_{tk} = resistência característica de tração na flexão;

Q = ação variável;

G = ação permanente.

Cálculo da área de aço:

$$A_s = \frac{F_{td}}{(0,5 \cdot f_{yd})} \quad \text{Equação 3.}$$

Em que:

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

F_{td} = resultante de cálculo de tração na flexão;

f_{yd} = resistência de cálculo de escoamento da armadura.

A área de aço calculada deverá ser comparada com a taxa de armadura mínima indicada pela norma, sendo esse valor igual a 0,10% da área da seção transversal da alma da parede. A área de armadura mínima pode ser prescindida caso no cálculo da área de aço seja considerado um momento solicitante 1,4 vezes maior, ou seja, $1,4 \cdot M_{sd}$.

Além da tração máxima, também é necessário verificar a compressão máxima produzida pela compressão simples e pela flexão. Dessa forma, devem ser feitas as verificações conforme as Equações 4 e 5.

$$\frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{acidental} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{vento}}{K} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \text{Equação 4.}$$

$$\frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{acidental} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{vento}}{K} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \text{Equação 5.}$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \quad \text{Equação 6.}$$

Em que:

K= fator majorador da resistência de compressão na flexão da alvenaria;

R = Coeficiente redutor devido a esbeltez;

f_k = resistência característica à compressão simples da alvenaria;

γ_{fq} = coeficiente de ponderação da ação variável;

γ_{fg} = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_m = coeficiente de ponderação das resistências;

Q = ação variável;

G = ação permanente;

ψ_0 = coeficiente para redução de ações variáveis.

Com base na NBR 16868-1:2020, para o caso de edifícios residenciais e com todas as ações desfavoráveis, são utilizados coeficientes de redução $\psi_0 = 0,5$ para as ações acidentais e $\psi_0 = 0,6$ para ação de vento. Quanto aos coeficientes de ponderação das ações, utilizam-se os valores de $\gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1,4$ para ações permanentes e acidentais. Para o coeficiente de ponderação das resistências utiliza-se $\gamma_m = 2,00$.

Além disso, na formulação existe um fator majorador da resistência de compressão na flexão da alvenaria (K). Sendo que, esse fator quando analisado flexão no plano da parede apresenta valores igual a K=1,50 para trechos grauteados e não grauteados. Ademais, quando as extremidades não forem travadas por flange, deve-se multiplicar o valor de K pelo coeficiente redutor devido a esbeltez (R), encontrado conforme Equação 6.

Sendo assim, na Equação 4, se encontra a combinação para as ações considerando a ação proveniente do vento como principal e a ação variável secundária. Já na Equação 5 a ação do vento é considerada secundária e a ação variável como principal.

3.2 Flexocompressão no Estádio III

O dimensionamento à flexocompressão no Estádio III é um método mais refinado que busca por meio de um processo iterativo verificar armaduras possivelmente já dimensionadas no Estádio II, ou até mesmo a consideração da armadura mínima normativa citada anteriormente. Sendo assim, é possível a partir desse procedimento verificar se a área de aço está adequada. Com isso, verifica-se a parede submetida à flexocompressão com a área de aço já definida e alocada, com suas respectivas distâncias conforme a Figura 8, e o material no estado limite último. Além disso, nesse método utiliza-se o diagrama de tensões equivalente, considerando a atuação das tensões em $0,80x$ e com valor constante, conforme Figura 9.

Para a definição das formulações utilizadas é considerada uma seção retangular com armadura distribuída ao longo da seção e o diagrama de equilíbrio da Figura 8, obtendo-se assim as equações seguintes:

$$P_{rd} = C - \sum T_i \quad \text{Equação 7.}$$

$$M_{rd} = C \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] \quad \text{Equação 8.}$$

$$C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_d \quad \text{Equação 9.}$$

Para ocasiões em que a barra escoar, deve-se utilizar a Equação 10 e, caso a barra não escoe, utiliza-se a Equação 11.

$$T_i = A_{si} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Equação 10.}$$

$$T_i = A_{si} \cdot \left[\varepsilon_a \left(\frac{d_i - x}{x} \right) \varepsilon_s \right] \quad \text{Equação 11.}$$

Em que:

P_{rd} = normal resistente de cálculo;

M_{rd} = momento resistente de cálculo;

C = força resultante de compressão;

T_i = força de tração nas barras;

ε_s = deformação na armadura tracionada;

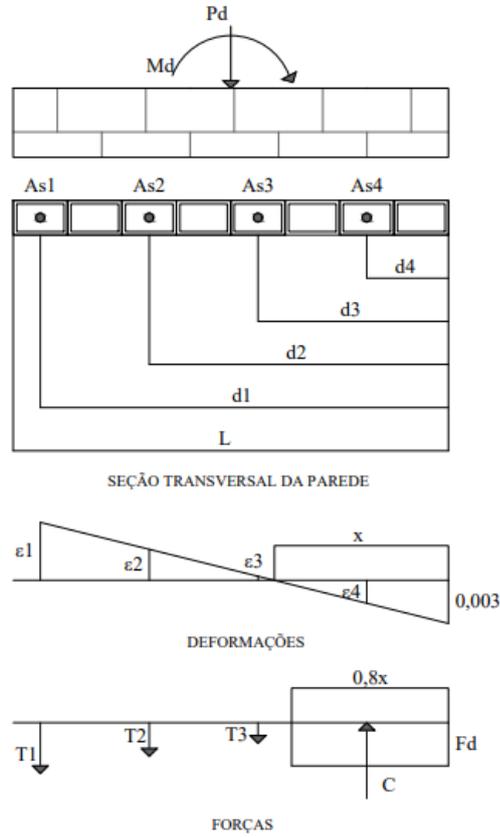
A_{si} = área de aço;

L = comprimento total da parede;

d_i = distância do centro da barra de aço até a borda mais comprimida;

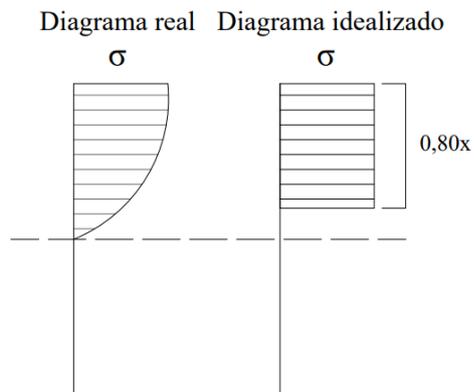
x = distância da linha neutra.

Figura 8 - Diagrama de equilíbrio para flexocompressão no Estádio III.



Fonte: Adaptada de Parsekian e Medeiros (2022).

Figura 9 - Diagrama de tensões no Estádio III.



Fonte: Do autor (2022).

4 CONSIDERAÇÕES PARA O PROJETO

Para o desenvolvimento do projeto foram necessárias algumas considerações que são importantes para dar continuidade no estudo da flexocompressão. Com isso, foi desenvolvido um projeto arquitetônico, considerando as dimensões do edifício com base nas necessidades do sistema construtivo em alvenaria estrutural, definidos os tipos de revestimentos e cargas acidentais, o vento analisado com sua direção e os demais parâmetros necessários para o dimensionamento.

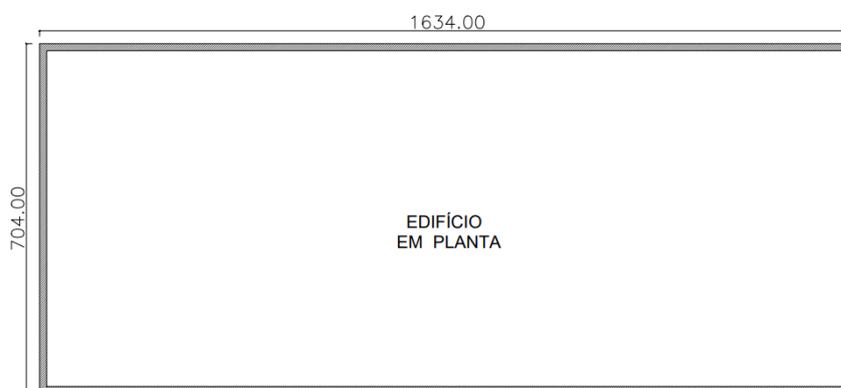
4.1 Projeto Arquitetônico

A princípio foi realizado um estudo sobre o funcionamento e a execução de edificações em alvenaria estrutural, buscando verificar as principais diferenças que devem ser levadas em consideração, por exemplo na concepção de uma planta baixa. Dessa maneira, tem-se a necessidade de se compatibilizar as medidas dos cômodos em função das dimensões dos blocos estruturais, também conhecida como modulação.

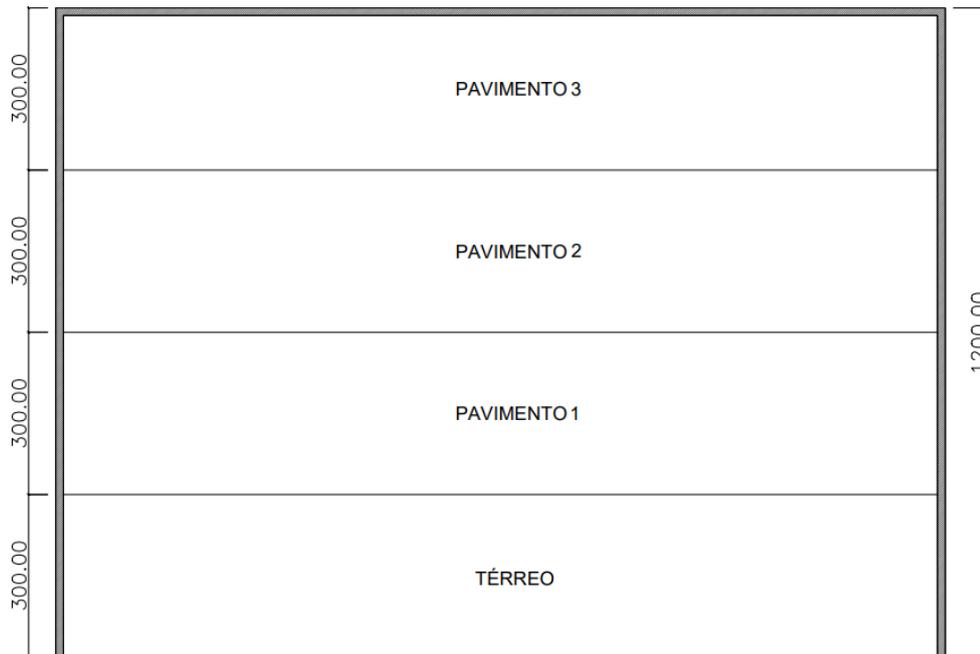
Feito isso, foi concebida uma planta baixa de um edifício de quatro pavimentos, respeitando a dimensão modular, pois dessa maneira pode-se garantir maior racionalização da construção e também possibilitar alcançar altos índices produtivos.

Sendo assim, o projeto arquitetônico em questão é um edifício de pequeno porte, contendo 4 pavimentos, um térreo e 3 pavimentos tipo. Além disso, cada pavimento é composto por 2 apartamentos com as seguintes dependências: sala conjugada com copa, cozinha, suíte, lavanderia e um hall que dá acesso à escadaria, localizado no centro da edificação. Pode-se verificar nas Figura 10 e Figura 11 as dimensões do edifício e as disposições dos andares.

Figura 10 - Edifício em planta.

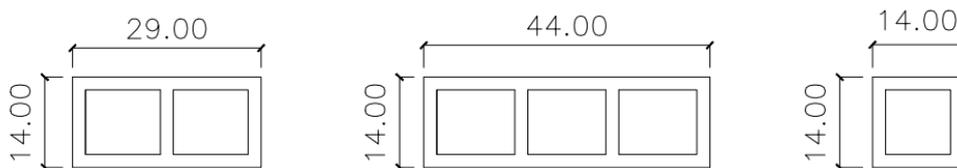


Fonte: Do autor (2022).

Figura 11 - Pavimentos do edifício.

Fonte: Do autor (2022).

Com relação às dimensões da edificação, primeiramente foi escolhida a família de blocos a ser utilizada a fim de que as dimensões dos cômodos fossem modulares. O bloco principal utilizado no projeto foi o de dimensão nominal de 14x19x29 cm, o meio bloco de dimensão nominal 14x19x14 e um bloco de dimensão 14x19x44. Sendo assim, seguem na Figura 12 os blocos utilizados.

Figura 12 - Blocos utilizados.

Fonte: Do autor (2022).

A partir da escolha do bloco foi feita a modulação da primeira e segunda fiadas do projeto. O pé-direito considerado foi de 2,80 metros, sendo necessárias 14 fiadas. Com relação às dimensões dos vãos, portas e janelas, também foram utilizadas medidas que fossem modulares.

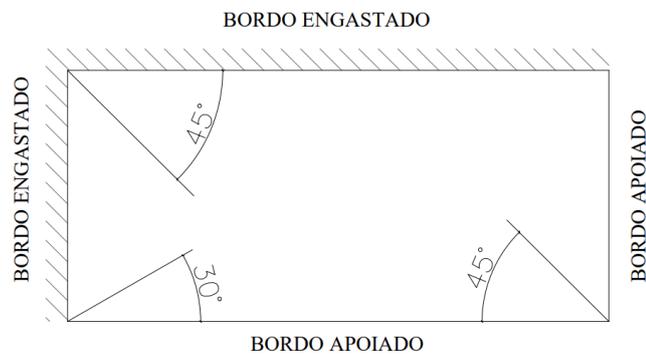
A planta baixa do pavimento tipo e de modulação estão indicadas nos Apêndices A, B e C.

4.2 Parâmetros gerais

Com a planta baixa definida, têm-se os cômodos e suas utilizações. Com isso, foram definidos os revestimentos, tipo de laje a ser utilizada e suas espessuras. Dessa maneira, consultando a norma NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estrutura em edificações, foi possível identificar os valores de ações mínimas para o projeto, tais como peso específico, cargas distribuídas, como ações variáveis de utilização, cargas pontuais ou até mesmo lineares.

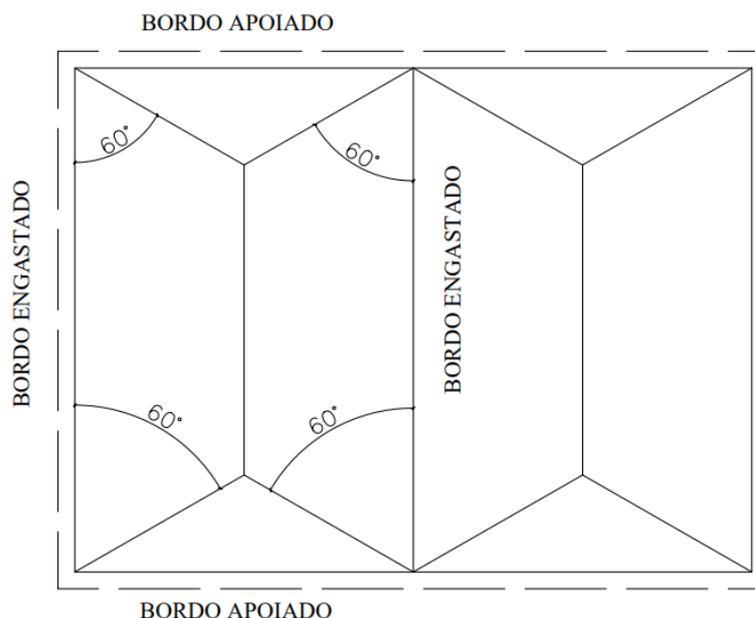
A laje utilizada foi do tipo maciça de concreto armado e, dessa forma, os carregamentos foram distribuídos para todas as paredes, que por sua vez têm função estrutural. Sendo assim, utilizou-se do método das charneiras plásticas para definir as áreas de influência que cada parede possui, baseado nas vinculações/condições de contorno da laje analisada (Figura 13 e Figura 14). Por meio dessa análise foi possível determinar as ações permanentes e variáveis que estão atuando em cada um dos grupos de paredes da edificação.

Figura 13- Angulação da charneira relacionada a vinculação do bordo da laje analisada.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 14 - Exemplo do traçado das charneiras plásticas em função da condição de vinculação da borda.



Fonte: Do autor (2022).

A distribuição das ações verticais foi feita por meio de grupos de paredes, que são definidos por meio das separações físicas presentes, como janelas e portas, ou seja, pela existência de aberturas. Sendo assim, definidos os grupos de paredes, foi calculado o carregamento que está agindo em cada grupo, o qual é necessário para o dimensionamento da resistência necessária dos prismas.

Dessa forma, estão representados na Tabela 1 e Tabela 2 os parâmetros considerados no projeto para determinação das ações permanentes atuantes.

Tabela 1 - Materiais, com suas respectivas espessuras para a composição da laje.

Materiais	Espessura (metros)	Peso Específico (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Concreto	0,100	25,00	2,50
Contrapiso	0,070	25,00	1,75
Argamassa	0,020	21,00	0,42
Piso cerâmico	0,012	14,50	0,18
Forro	0,015	19,00	0,28
Total da laje			5,13

Fonte: Do autor, (2022)

Tabela 2 - Materiais, com suas respectivas espessuras para a composição da alvenaria.

Materiais	H (m)	Peso (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Blocos cerâmicos vazados considerando revestimento 1cm nas faces	2,80	2,30	6,44
Total da Alvenaria			6,44

Fonte: Do autor (2022)

Para o dimensionamento à flexocompressão é necessário calcular as ações provenientes do vento que ocorre na edificação. Sendo assim, com base na NBR 6123: 1998 – Forças devido ao vento em edificações, esse cálculo foi feito considerando o tipo de edificação, suas dimensões, topografia do terreno dentre outros fatores. Com isso, foi calculado o carregamento que age na edificação e depois distribuído ao nível dos pavimentos. Além dessa ação lateral, também foi considerado o desaprumo, que ocorre no processo construtivo.

A distribuição da ação do vento e do desaprumo foi feita de acordo com a rigidez relativa de cada painel.

A ação do vento para este trabalho será calculada apenas para a direção a 90° que é a situação mais desfavorável. Com relação ao desaprumo, o cálculo foi feito considerando os carregamentos verticais totais indicados na Tabela 3.

Tabela 3 - Carregamento total devido paredes e lajes.

Elementos	Comprimento (m)	Área (m ²)	Carregamento Total (kN)
Paredes	72,60	-	467,54
Lajes	-	101,43	520,23

Fonte: Do autor (2022)

Outrossim, foi calculado o ângulo de desaprumo em radianos e comparado com o seu valor máximo conforme previsto pela NBR 16868-1:2020, em seu item 8.3.2.2. Os valores considerados para o cálculo são indicados na Tabela 4.

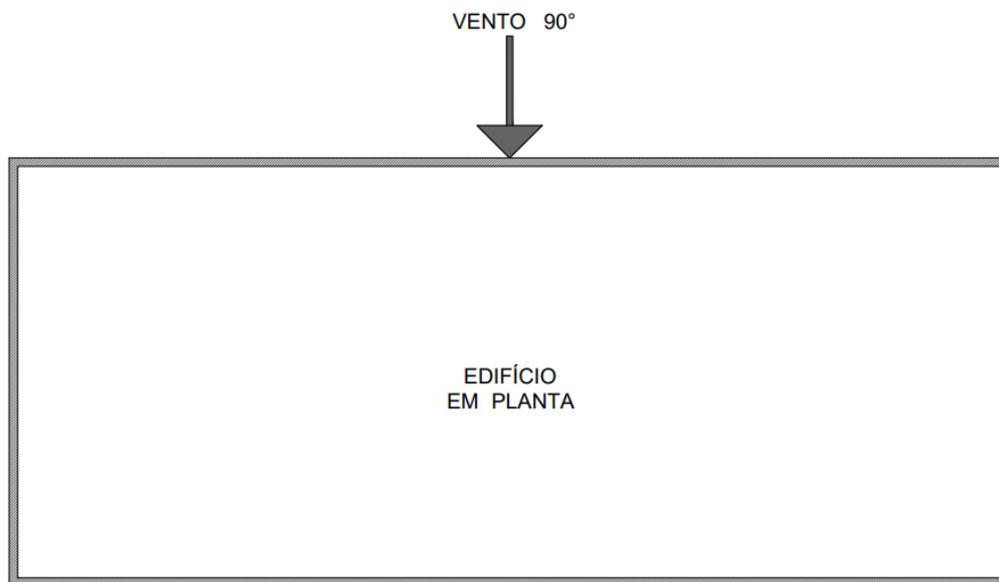
Tabela 4 - Ângulo de desaprumo e a força causada em cada pavimento.

θ_a (rad)	θ_a máx (rad)	θ_a utilizado(rad)	F _{desaprumo} (kN)
0,002887	0,002083	0,002083	2,06

Fonte: Do autor (2022)

Com relação ao vento à 90°, atuando na edificação conforme Figura 15, foram consideradas região de alta turbulência, terreno plano ($S_1 = 1,00$), o fator S_3 para edificações residenciais ou de comércio, com valor igual a 1,00, foi considerado um $V_o = 40 \frac{m}{s}$, comumente utilizado para edificações em cidades da região de São Paulo, e o fator S_2 calculado conforme prescrições da NBR 6123:1988 para alturas z acima do nível do terreno. Na Tabela 5 estão indicados os principais dados que foram considerados para o cálculo do vento

Figura 15 - Vento 90°.



Fonte: Do autor (2022).

Tabela 5 - Dados necessários para o cálculo das ações do vento.

b	p	Z (m)	F_r	S_2	V_k (m/s)
0,86	0,12	3,00	1,00	0,74	29,77
0,86	0,12	6,00	1,00	0,81	32,35
0,86	0,12	9,00	1,00	0,85	33,97
0,86	0,12	12,00	1,00	0,88	35,16

Fonte: Do autor (2022)

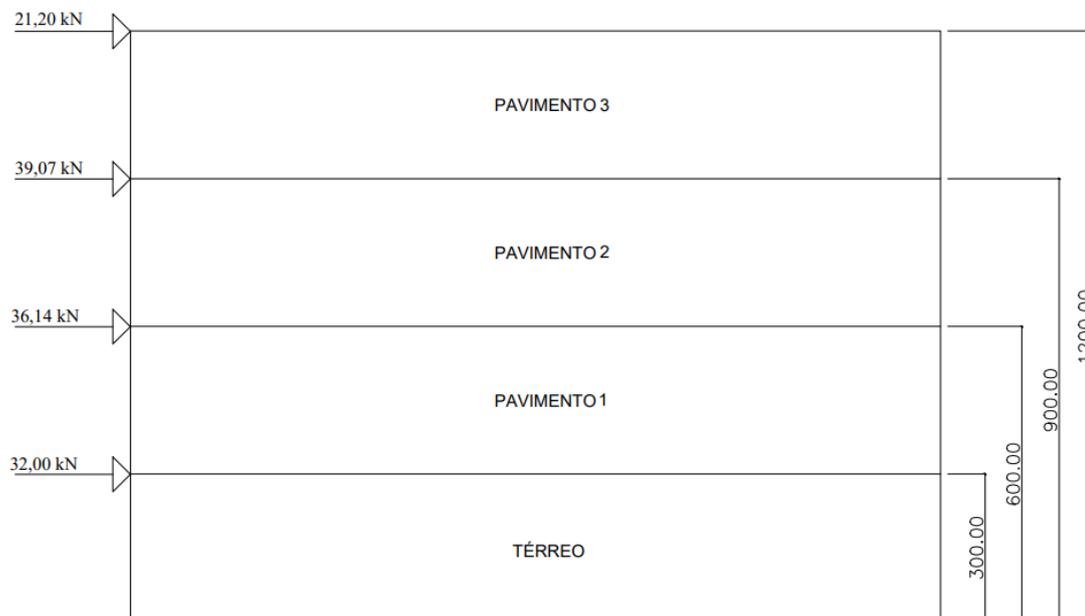
Os dados das ações horizontais atuantes em cada nível, já considerando o desaprumo e o vento a 90°, se encontram na Tabela 6.

Tabela 6 - Ações horizontais atuantes, desaprumo e vento 90°.

Nível	H (m)	q_{vento} (kN/m ²)	C_a	F_a (kN)	$F_{\text{desaprumo}}$ (kN)	F_{total} (kN)
1	3,00	0,54	1,03	29,94	2,06	32,00
2	6,00	0,64	1,03	34,08	2,06	36,14
3	9,00	0,71	1,03	37,01	2,06	39,07
4	12,00	0,76	1,03	19,14	2,06	21,20

Fonte: Do autor (2022)

Com base na Figura 16 e nos esforços horizontais atuantes em cada nível, é possível calcular os valores correspondentes ao esforço cortante e momento fletor indicados na Tabela 7.

Figura 16 - Esforços horizontais atuando nos níveis.

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 7 - Esforços solicitantes globais.

Nível	H (metros)	F _{total} (kN)	Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)
1	3,00	32,00	128,41	918,88
2	6,00	36,14	96,41	533,66
3	9,00	39,07	60,27	244,43
4	12,00	21,20	21,20	63,61

Fonte: Do autor (2022)

As resistências dos blocos consideradas na análise da flexocompressão foram obtidas a partir do dimensionamento à compressão simples e considerando o pavimento térreo, que é o mais solicitado.

Assim sendo, os blocos cerâmicos vazados utilizados para compor os painéis analisados neste trabalho possuem uma resistência característica à compressão f_{bk} igual a 6MPa, que foi a padronização dos blocos para o pavimento analisado com base no dimensionamento à compressão simples.

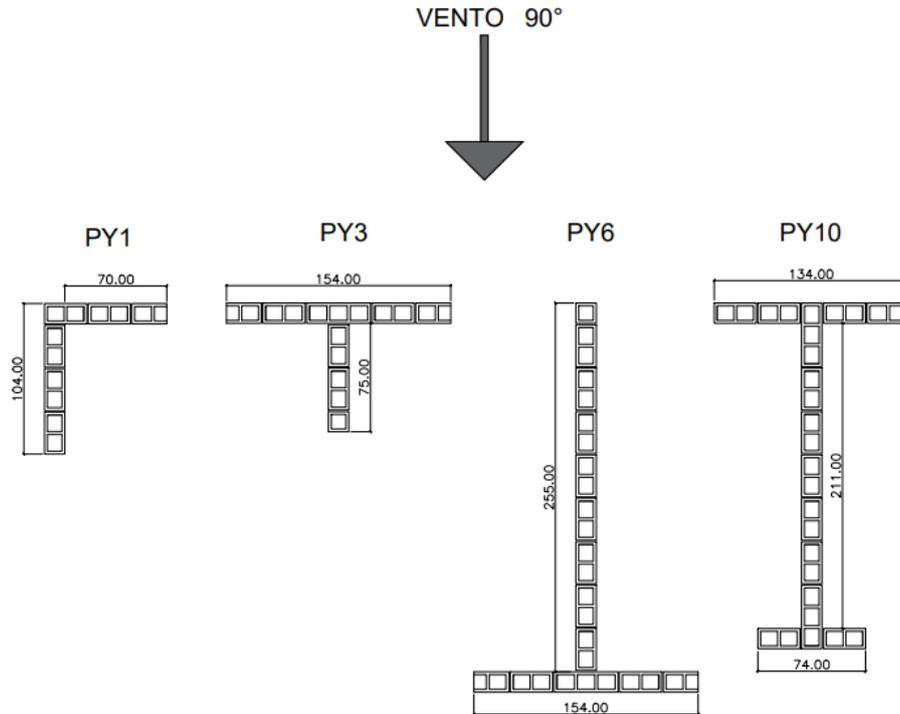
Ademais, os parâmetros de resistência dos blocos utilizados foram obtidos do Anexo F da NBR 16868-1:2020, sendo eles $f_a = 6MPa$; $f_{bk} = 6MPa$; $\frac{f_{pk}}{f_{bk}} = 0,5$; $f_{pk} = 3MPa$. Para a análise no Estádio III, considera-se o bloco grauteado, com o valor de $f_{pk}^* = 4,8MPa$.

A partir das considerações feitas anteriormente, foram escolhidas situações típicas de paredes do edifício para a aplicação da metodologia proposta pela norma técnica, considerando os carregamentos atuantes, como as cargas permanentes devido ao peso próprio, as cargas de utilização, desaprumo e do vento, sendo essas ações laterais responsáveis pela flexão dos painéis.

Essas paredes foram definidas considerando eventuais abas (b_f), limitadas em $6t$ (em que t é a espessura da parede).

Dessa forma, os painéis considerados para o dimensionamento à flexocompressão foram PY1, PY3, PY6 e PY10, como ilustrados na Figura 17, e cuja as propriedades geométricas e os carregamentos atuantes estão indicados nas Tabela 8 e Tabela 9. Além disso, no Apêndice D, pode-se verificar a disposição desses painéis na planta da edificação.

Figura 17 - Painéis considerados para o dimensionamento e direção do vento.



Fonte: Do autor (2022).

Tabela 8 - Carregamentos verticais atuantes nos painéis.

Painéis	Grupo de parede	Carregamento distribuído (kN/m)	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
PY1	G1	12,95	11,13	1,83
PY3	G1	12,95	11,13	1,83
PY6	G3	17,68	14,53	3,15
PY10	G6	16,89	13,96	2,93

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 9 - Momento de inércia e rigidez relativa de cada painel.

Painéis	I_x (cm ⁴)	R_i	M_k (kN.m)	V_k (kN)	$Y_{máx}$ (cm)
PY1	2514485,93	0,006587	6,05	0,85	70,10
PY3	1925683,50	0,005040	4,63	0,65	67,43
PY6	43697163,52	0,113415	104,21	14,56	90,86
PY10	45867708,37	0,108018	99,26	13,87	135,08

Fonte: Do autor (2022).

Com base nos dados apresentados na Tabela 9, a rigidez relativa de cada painel está relacionada com ao momento de inércia total propiciada por todos os painéis da edificação em um pavimento, sendo assim, se fizer o somatório apenas dos momentos de inércias apresentadas na tabela para encontrar a rigidez efetiva dos painéis estudados, o valor encontrado será incorreto e diferente do que está presente na mesma.

Com relação ao aço utilizado no dimensionamento, foi considerado CA-50 ($f_{yk}=50$ kN/cm²), módulo de elasticidade longitudinal $E_s=21000$ kN/cm² e o coeficiente de ponderação da resistência do aço $\gamma_s = 1,15$.

5 RESULTADOS

A partir dos procedimentos de dimensionamento apresentados no referencial teórico para o dimensionamento à flexocompressão nos Estádios II e III, e considerando os painéis indicados com suas respectivas propriedades e solicitações, foi realizado o dimensionamento desses elementos por meio de planilhas eletrônicas. A fim de ilustrar o dimensionamento, a seguir é apresentada a solução para a parede PY1.

5.1 Dimensionamento à flexocompressão no Estádio II

O dimensionamento à flexocompressão no Estádio II foi realizado utilizando os resultados encontrados para os esforços solicitantes e as considerações feitas no capítulo 4.

Inicialmente foi feita a classificação do elemento como parede ou pilar e se o mesmo deveria ser dimensionado como alvenaria armada ou não armada.

Como o painel PY1 apresenta comprimento total de 174 cm, é classificado como parede, por meio da verificação abaixo:

$$L = 174 \text{ cm} \geq 5t, \text{ onde } t = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{Parede}$$

Com relação à altura efetiva do painel PY1 foi considerado a altura entre lajes (altura livre), ou seja, $h_e = h = 280 \text{ cm}$.

Para saber o tipo de dimensionamento em uma análise primária verifica-se o índice de esbeltez, obtendo assim uma indicação se o dimensionamento deve ser feito para alvenaria armada ou não armada, conforme a 16868-1:2020 em seu item 10.1.2.

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e}$$

$$\lambda = \frac{280,00}{14} \rightarrow \lambda = 20,00$$

Comparando o valor de λ com o que é normatizado conforme consta na Tabela 9 – Valores máximos do índice de esbeltez de paredes e pilares da NBR 16868-1:2020, tem-se que:

$$\lambda < 24 \rightarrow \text{Parede não armada}$$

Na Tabela 10 estão indicados os resultados obtidos para os painéis.

Tabela 10 - Verificação do tipo de elemento e a condição de dimensionamento.

Painéis	L (cm)	5t	Verificação	h_e (cm)	λ	Verificação
PY1	174	70	Parede	280,00	20,00	Parede não armada
PY3	229	70	Parede	280,00	20,00	Parede não armada
PY6	409	70	Parede	280,00	20,00	Parede não armada
PY10	419	70	Parede	280,00	20,00	Parede não armada

Fonte: Do autor (2022).

Deve-se verificar se a força normal resistente de cálculo é maior que o esforço normal solicitante. Os cálculos são feitos conforme seguem:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{20,00}{40} \right)^3 \right] \rightarrow R = 0,8750$$

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \rightarrow \frac{0,30 \cdot 0,70}{2} \text{ kN/cm}^2 \cdot 2346 \text{ cm}^2 \cdot 0,8750 \rightarrow N_{rd} = 223,81 \text{ kN}$$

$$\text{Em que: } f_d = \frac{0,70 \cdot f_{pk}}{\gamma_m}$$

$$N_{sd} = 1,4 \cdot (\text{Carregamento distribuído} \cdot L) \rightarrow 1,4 \cdot \left(12,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,74 \text{ m} \right)$$

$$N_{sd} = 31,56 \text{ kN}$$

Na Tabela 11 são indicados os resultados obtidos para a normal solicitante de cálculo e a normal resistente para todos os painéis.

Tabela 11 - Solicitações normais de cálculo e resistentes.

Painel	R	N_{rd} (kN)	N_{sd} (kN)	Verificação
PY1	0,8750	223,81	31,56	Ok
PY3	0,8750	294,55	41,53	Ok
PY6	0,8750	526,08	101,26	Ok
PY10	0,8750	538,94	99,08	Ok

Fonte: Do autor (2022).

Além disso, é necessário o cálculo das tensões de compressão e flexão devido aos esforços atuantes nos painéis. Esses cálculos são apresentados a seguir.

Para as tensões devido à compressão deve fazer o dimensionamento conforme segue. Com esse dimensionamento, é possível verificar fazer os diagramas das tensões normais de

compressão, devido às ações permanentes e variáveis, presente nas Figura 18 e Figura 19, respectivamente.

$$\sigma_{G,k} = \frac{G_K \cdot L}{A} \rightarrow \frac{11,13 \frac{kN}{m} \cdot 1,74m}{2436cm^2} \rightarrow \sigma_{G,k} = 0,0079 \frac{kN}{cm^2}$$

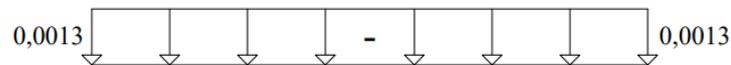
Figura 18 - Tensões normais de compressão devido às ações permanentes em kN/cm².



Fonte: Do autor (2022).

$$\sigma_{Q,k} = \frac{Q_K \cdot L}{A} \rightarrow \frac{1,83 \frac{kN}{m} \cdot 1,74m}{2436cm^2} \rightarrow \sigma_{Q,k} = 0,0013 \frac{kN}{cm^2}$$

Figura 19 - Tensões normais de compressão devido às ações variáveis em kN/cm².

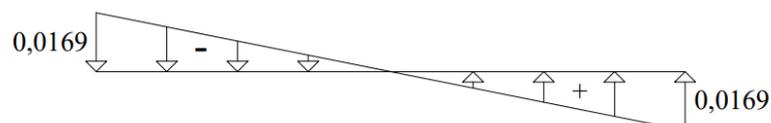


Fonte: Do autor (2022).

Com relação às tensões normais devido a flexão, o diagrama é apresentado na Figura 20.

$$\sigma_{Qk,vento} = \frac{M_K \cdot Y_{máx}}{I_x} \rightarrow \frac{605kN \cdot cm \cdot 70,10cm}{2514485,93cm^4} \rightarrow \sigma_{Qk,vento} = 0,0169 \frac{kN}{cm^2}$$

Figura 20 - Tensões normais de flexão devido à ação do vento em kN/cm².



Fonte: Do autor (2022).

Na Tabela 12 são apresentados os resultados obtidos das tensões normais de compressão e de flexão atuantes em todos os painéis.

Tabela 12 - Tensões de compressão e flexão.

Painéis	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)	σ_{Gk} (kN/cm ²)	σ_{Qk} (kN/cm ²)	$\sigma_{Qk,vento}$ (kN/cm ²)
PY1	11,13	1,83	0,0079	0,0013	0,0169
PY3	11,13	1,83	0,0079	0,0013	0,0162
PY6	14,53	3,15	0,0104	0,0023	0,0217
PY10	13,96	2,93	0,0100	0,0021	0,0292

Fonte: Do autor (2022).

Deve-se verificar também a tensão de compressão máxima por meio de combinações de ações e utilizar aquela que for mais crítica. Os cálculos são desenvolvidos conforme apresentados a seguir:

Combinação 1, na qual a ação do vento é considerada como ação secundária:

$$\frac{\left(\frac{1,4 \cdot G_k + 1,4 \cdot Q_k}{R} + \frac{1,4 \cdot 0,60 \cdot Q_{k,vento}}{K}\right)}{0,35} \leq f_{pk}$$

$$\frac{\left(\frac{1,4 \cdot 0,0079 + 1,4 \cdot 0,0013}{0,8750} + \frac{1,4 \cdot 0,60 \cdot 0,0169}{1,5}\right)}{0,35} \leq f_{pk}$$

$$0,0690 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,30 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok$$

Combinação 2, na qual a ação do vento é considerada como ação principal:

$$\frac{\left(\frac{1,4 \cdot G_k + 0,7 \cdot Q_k}{R} + \frac{1,4 \cdot Q_{k,vento}}{K}\right)}{0,35} \leq f_{pk}$$

$$\frac{\left(\frac{1,4 \cdot 0,0079 + 0,7 \cdot 0,0013}{0,8750} + \frac{1,4 \cdot 0,0169}{1,5}\right)}{0,35} \leq f_{pk}$$

$$0,0841 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,30 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow Ok$$

Sendo assim, com base nos valores encontrados anteriormente, a combinação 2 é a mais crítica e essa será utilizada para continuar o dimensionamento. Além disso, na Tabela 13 é possível verificar os valores para todos os painéis.

Tabela 13 - Verificação da compressão máxima.

Painel	Combinação 1 f_{pk} (kN/cm ²)	Combinação 2 f_{pk} (kN/cm ²)	Combinação crítica	Verificação
PY1	0,0690	0,0841	Combinação 2	Ok
PY3	0,0680	0,0823	Combinação 2	Ok
PY6	0,0927	0,1106	Combinação 2	Ok
PY10	0,1021	0,1285	Combinação 2	Ok

Fonte: Do autor (2022).

Deve-se também verificar a máxima tensão de tração atuante, comparando com os valores resistidos pela argamassa, identificando a necessidade de armaduras ou não. Os cálculos são feitos conforme a seguir:

$$1,4 \cdot \sigma_{Qk,vento} - 0,9 \cdot \sigma_{Gk} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma}, \text{ não há necessidade de armadura.}$$

Os valores de f_{tk} dependem dos valores de f_a e da direção de tração e podem ser consultados na Tabela 3 – Valores característicos da resistência à tração na flexão $-f_{tk}$ da NBR 16868-1:2020.

$$1,4 \cdot 0,0169 - 0,9 \cdot 0,0079 \leq \frac{0,02}{2}$$

$$0,0165 \frac{kN}{cm^2} > 0,010 \frac{kN}{cm^2}$$

Dessa maneira é necessário armar. Sendo que, na Tabela 14 é possível verificar os valores encontrados para todos os painéis.

Tabela 14 - Verificação da tração máxima.

Painel	$1,4\sigma_{Qk,vento} - 0,9\sigma_{Gk}$	f_{tk} (kN/cm ²)	f_{td} (kN/cm ²)	Verificação
PY1	0,0165	0,02	0,01	É necessário armar
PY3	0,0156	0,02	0,01	É necessário armar
PY6	0,0210	0,02	0,01	É necessário armar
PY10	0,0319	0,02	0,01	É necessário armar

Fonte: Do autor (2022)

Como os painéis devem ser armados, deve-se fazer a análise dos bordos, superior e inferior, para verificar a região tracionada e dimensionar a armadura de tração para a maior solicitação. Por meio da Figura 21 pode-se observar as solicitações atuantes:

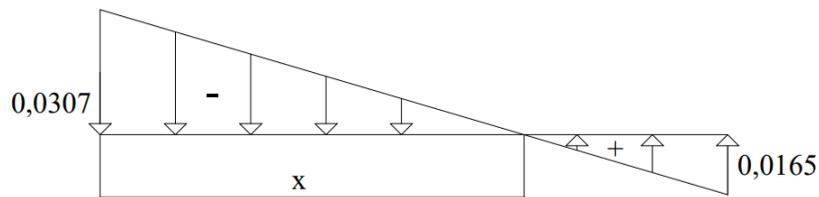
Análise do bordo inferior:

$$1,4. \sigma_{Qk,vento} + 0,9. \sigma_{Gk} \rightarrow 1,4. (-0,0169) + 0,9. (-0,0079) \rightarrow -0,0307 \frac{kN}{cm^2}$$

Análise do bordo superior:

$$1,4. \sigma_{Qk,vento} + 0,9. \sigma_{Gk} \rightarrow 1,4. (+0,0169) + 0,9. (-0,0079) \rightarrow +0,0165 \frac{kN}{cm^2}$$

Figura 21 - Diagrama combinado, com tensões em kN/cm².



Fonte: Do autor (2022).

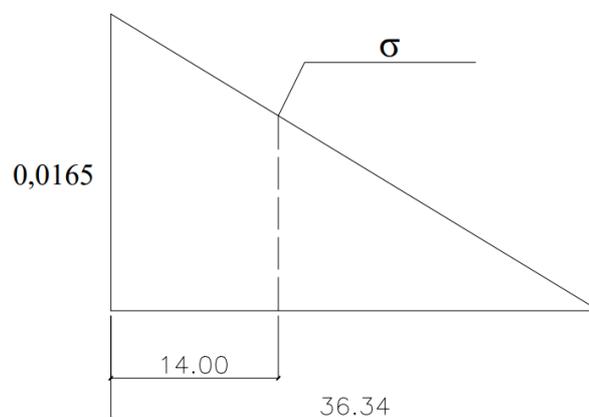
Comprimento do trecho que está tracionado:

$$\frac{0,0307}{x} = \frac{0,0165}{(104 - x)}$$

$$x = \frac{0,0307 \cdot 104}{(0,0307 + 0,0165)} \rightarrow x = 67,66cm$$

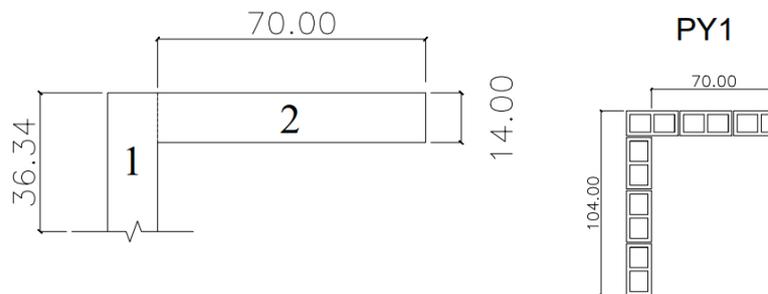
Portanto, o trecho tracionado é igual a $104 - 67,66 = 36,34cm$. Esse comprimento submetido à tração compreende a alma e o flange, Figura 22, que deve ser considerado para calcular a força de tração, que será a soma das parcelas da alma e do flange como indicado na Figura 23.

Figura 22 - Tensões de tração no flange.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 23 - Contribuição da alma e flange na região tracionada.



Fonte: Do autor (2022).

$$\frac{0,0165}{36,34} = \frac{\sigma}{(36,34 - 14,00)}$$

$$\sigma = \frac{0,0165 \cdot (36,34 - 14,00)}{36,34} \rightarrow \sigma = 0,0101 \frac{kN}{cm^2}$$

Para a força resultante de tração deve-se considerar as contribuições das tensões da alma e flange, com suas respectivas áreas.

$$F_t = \sigma_t \cdot A_t$$

$$F_t = \left(\frac{36,34 \cdot 14}{2} \right) \cdot 0,0165 + \left[\frac{(0,0165 + 0,0101) \cdot 14}{2} \right] \cdot 70$$

$$F_t = 18,19 \text{ kN}$$

Com relação ao cálculo da área de aço necessária, a mesma é obtida conforme a seguir:

$$A_s = \frac{F_t}{0,5 \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{18,19}{0,5 \cdot 43,49} \rightarrow A_s = 0,84 \text{ cm}^2$$

Os resultados para todos os painéis são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Dimensionamento da armadura.

Painéis	L (cm)	Bordo inf. (kN/m)	Bordo sup. (kN/m)	L_t (cm)	σ (kN/m ²)	F_t (kN)	A_s (cm ²)
PY1	104	-0,0307	0,0165	36,34	0,0101	18,19	0,84
PY3	89	-0,0298	0,0156	30,56	0,0084	28,57	1,31
PY6	269	-0,0397	0,0210	93,00	0,0178	54,39	2,50
PY10	239	-0,0499	0,0319	93,22	0,0223	89,20	4,10

Fonte: Do autor (2022).

Além de dimensionar a armadura, deve-se compará-la com a armadura mínima necessária de acordo com a prescrição da norma. Com isso, verifica-se qual a área de armadura deve ser adotada (calculada ou mínima) e, posteriormente, é feito o detalhamento. Seguem os cálculos dessa verificação.

$$A_{s,min} = 0,10\% \cdot \text{Área da alma}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,10}{100} \cdot (104 \cdot 14) \rightarrow A_{s,min} = 1,46\text{cm}^2$$

$$A_{s,min} > A_s \rightarrow A_{s,adotado} = 1,46\text{cm}^2$$

Considerando-se o uso de duas barras de 10 mm (1,57cm²), o dimensionamento pode ser considerado atendido.

Os resultados para as áreas de aço mínimas adotadas, as respectivas bitolas e quantidades para todos os painéis estão indicados na Tabela 16.

Tabela 16 - Verificação da armadura e barras adotadas.

Painéis	A_s (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adot}$ (cm ²)	\emptyset (mm)	n_{barras}	$A_{s,efetiva}$ (cm ²)
PY1	0,84	1,46	1,46	10	2	1,57
PY3	1,31	1,25	1,31	8	3	1,51
PY6	2,50	3,77	3,77	16	2	4,02
PY10	4,10	3,35	4,10	12,5	4	4,91

Fonte: Do autor (2022).

Para complementar o dimensionamento à flexocompressão no estágio II, pode ser feita a verificação dos painéis para o cisalhamento, sendo que para essa verificação é necessário comparar o valor de resistência ao cisalhamento de cálculo com a solicitação de cisalhamento proveniente das ações que atuam sobre os painéis.

Dessa forma, por meio da NBR 16868-1:2020 em sua Tabela 4 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk}), pode-se obter o valor de f_{vk} , o qual depende da resistência média à compressão da argamassa (f_a), que nesse estudo é igual a 6MPa. Com isso, pode-se calcular a resistência característica ao cisalhamento como:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,50 \cdot \sigma \leq 1,40 \text{ MPa}$$

O valor de σ é a tensão normal de pré-compressão considerando-se apenas as ações permanentes ponderadas por um coeficiente igual a 0,90, por ser uma ação favorável. Dessa forma, a resistência característica ao cisalhamento é dada por:

$$f_{vk} = 0,15 + 0,50 \cdot (0,9 \cdot \sigma) \leq 1,40 \text{ MPa}$$

$$f_{vk} = \frac{0,15}{10} + 0,50 \cdot (0,90 \cdot 0,0079) \leq \frac{1,40 \text{ kN}}{10 \text{ cm}^2}$$

$$f_{vk} = 0,0186 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Como o valor de f_{vk} não ultrapassou o limite normativo, considera-se o valor encontrado no cálculo. Caso tivesse ultrapassado, seria utilizado o valor limite previsto pela norma.

$$f_{vk} = 0,0186 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Para o cálculo da tensão de cisalhamento atuante no painel utiliza-se a formulação conforme segue:

$$\tau_{vd} = \frac{V_k \cdot \gamma_f}{\text{Área alma}} \rightarrow \frac{0,85 \cdot 1,4}{(14 \cdot 104)} = 0,0008 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{vd} < f_{vd} \rightarrow f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{0,0186}{2} = 0,0093 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow Ok!$$

Para o esforço cortante atuante não há necessidade de armadura. Os resultados para todos os painéis constam na Tabela 17.

Tabela 17 - Verificação do cisalhamento.

Painéis	L_{alma} (cm)	τ_{vd} (kN/cm ²)	$0,15 + 0,5(0,9\sigma_{Gk})$ (kN/cm ²)	f_{vd} (kN/cm ²)	Verificação
PY1	104	0,0008	0,0186	0,0093	Não é necessário armar!
PY3	89	0,0007	0,0186	0,0093	Não é necessário armar!
PY6	269	0,0054	0,0197	0,0098	Não é necessário armar!
PY10	239	0,0058	0,0195	0,0098	Não é necessário armar!

Fonte: Do autor (2022).

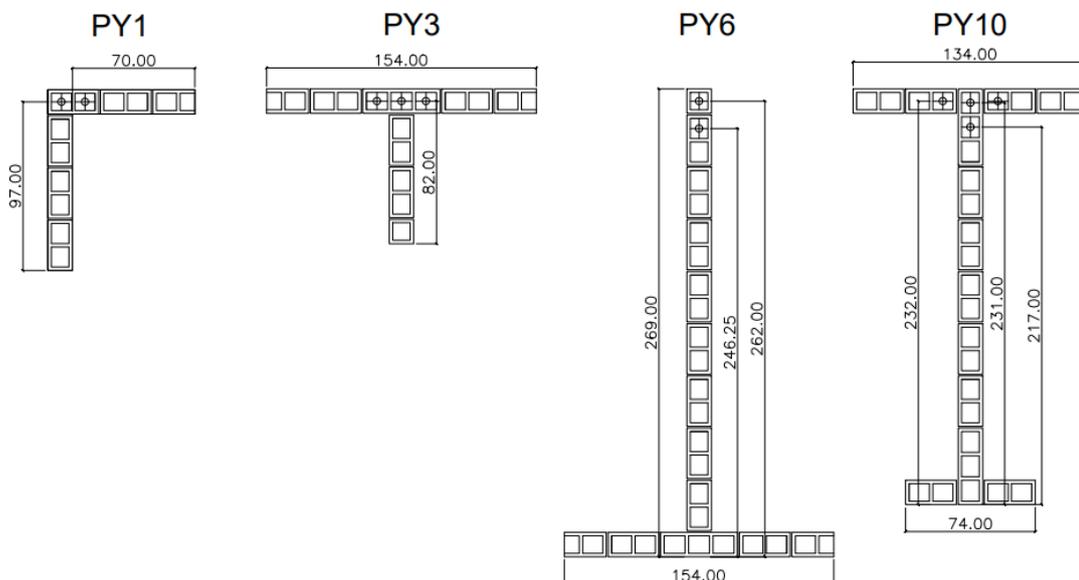
5.2 Dimensionamento à flexocompressão Estádio III

Os cálculos para o dimensionamento à flexocompressão no Estádio III foram realizados utilizando-se dos resultados encontrados para os esforços solicitantes e as considerações feitas no Capítulo 4. Além disso, o dimensionamento no Estádio III foi feito considerando as armaduras já dimensionadas no Estádio II. Como esse dimensionamento é um processo iterativo, eventualmente as armaduras podem ter sido alteradas a fim de se obter um melhor aproveitamento em comparação ao procedimento anterior (Estádio II).

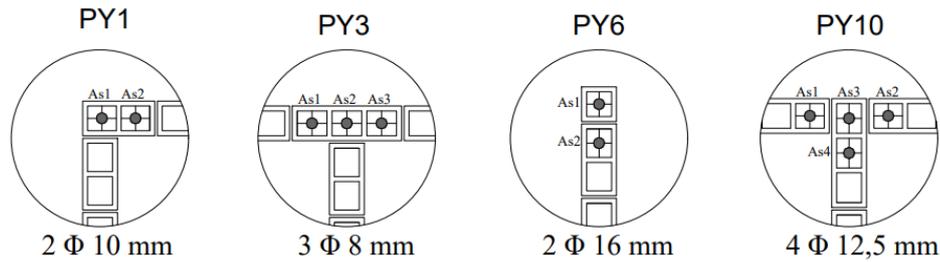
Inicialmente foi feita a disposição das armaduras nos painéis buscando a simetria, quando possível, e também maior eficiência, conforme a Figura 24 e Figura 25. Ademais, as armaduras foram dispostas com o intuito de proporcionarem o maior momento último, pois esse depende do valor de d (distância do centro da barra até o bordo mais comprimido do painel).

Além disso, também é importante mencionar que a disposição das barras consideradas foi feita para o vento 90° conforme a Figura 15. Sabe-se que para o vento 270° a região tracionada será outra, porém, nesse trabalho a análise será feita apenas para a direção mencionada (vento a 90°). As bitolas consideradas estão indicadas na Tabela 16.

Figura 24 - Detalhamento das armaduras nos painéis.



Fonte: Do autor (2022).

Figura 25 - Detalhes das armaduras.

Fonte: Do autor (2022).

A verificação dos painéis no Estádio III é feita considerando um processo iterativo, pois não se sabe o valor da linha neutra x e nem as deformações das armaduras. Dessa maneira, como foi utilizado o software Excel[®], podendo-se definir uma célula como valor de x , optou-se por começar a iteração adotando o valor de x máximo, ou seja, $x = d$. Além disso, como no dimensionamento no Estádio III a armadura deve ficar mais próxima de seu limite último, ou escoamento, foram atribuídos valores para x até que as armaduras escoassem e, caso isso não fosse possível, buscou-se um máximo aproveitamento do painel, aproximando-se ao máximo o valor de N_{rd} e M_{rd} com os valores solicitantes.

Sendo assim, a verificação das seções no Estádio III é feita conforme a seguir:

Para a força de compressão do painel PY1, tem-se:

$$C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_d$$

$$f_d = \frac{0,70 \cdot f_{pk}^*}{\gamma_m} = \frac{0,70 \cdot 0,48}{2}$$

$$C = 0,8 \cdot 14 \cdot 35 \cdot \frac{1,68}{10}$$

$$C = 65,86 \text{ kN}$$

Em relação ao escoamento das barras, deve-se verificar a deformação do aço comparando-se com $\varepsilon_{yd} = 0,207\%$. Sendo assim, para calcular a deformação do aço, utiliza-se do diagrama de deformações indicadas na Figura 8, a partir de semelhanças de triângulos:

$$\frac{0,3\%}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{(d_{i1} - x)}$$

Os dimensionamentos que serão apresentados consideram as hipóteses indicadas anteriormente, que as barras escoassem ou uma boa utilização da capacidade resistente à normal e ao momento fletor do painel em comparação com os valores solicitantes.

Para a armadura 1, que anteriormente apresentava diâmetro de 10mm foi possível reduzi-lo através do processo iterativo e chegou-se a um novo diâmetro. Dessa forma, tem-se uma barra de 6,3mm ($A_{s1}=0,312 \text{ cm}^2$), com $d_i=97,00 \text{ cm}$ e x (linha neutra) = 35 cm.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s1} &= \varepsilon_a \cdot \frac{(d_{i1} - x)}{x} \\ \varepsilon_{s1} &= 0,003 \cdot \frac{(d_{i1} - x)}{x} \\ \varepsilon_{s1} &= 0,003 \cdot \frac{(97,00 - 35)}{35} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0,00531\end{aligned}$$

Sendo que, $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} \rightarrow$ *Armadura escoou!*

Para a armadura 2, tem-se uma barra de 6,3mm ($A_{s2}=0,312 \text{ cm}^2$), com $d_i = 97,00 \text{ cm}$ e x (linha neutra) = 35cm.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s2} &= \varepsilon_a \cdot \frac{(d_{i2} - x)}{x} \\ \varepsilon_{s2} &= 0,003 \cdot \frac{(d_{i2} - x)}{x} \\ \varepsilon_{s1} &= 0,003 \cdot \frac{(97 - 35)}{35} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0,00531\end{aligned}$$

Sendo que, $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \rightarrow$ *Armadura escoou!*

Como as armaduras escoaram, as resultantes de tração atuante nas barras serão dimensionadas conforme a formulação a seguir:

$$\begin{aligned}T_i &= A_{si} \cdot f_{yd} \\ T_{i1} &= A_{si1} \cdot f_{yd} \\ T_{i1} &= 0,312 \text{ cm}^2 \cdot \frac{50}{1,15} \\ T_{i1} &= 13,55 \text{ kN} \\ T_{i2} &= T_{i1} \\ T_{i2} &= 13,55 \text{ kN}\end{aligned}$$

Com as resultantes de tração nas armaduras e a resultante de compressão conhecidas, é possível calcular a normal e o momento resistentes conforme apresentado a seguir:

Normal resistente:

$$\begin{aligned}P_{rd} &= C - \sum T_i \\ P_{rd} &= 65,86 - (13,55 + 13,55) \rightarrow P_{rd} = 38,75 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 31,56 \text{ kN} \\ P_{rd} &\geq N_{sd} \rightarrow \text{Ok!}\end{aligned}$$

Momento resistente:

$$M_{rd} = C \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$M_{rd} = 65,86 \cdot \left(\frac{104}{2} - \frac{0,8 \cdot 35}{2} \right) + 13,55 \cdot \left(97,00 - \frac{104}{2} \right) + 13,55 \cdot \left(97,00 - \frac{104}{2} \right)$$

$$M_{rd} = 37,22 \text{ kN.m}$$

Além disso, deve-se comparar o valor do momento resistente com o momento solicitante. Como previsto pela norma, a verificação pode ser feita considerando um momento fletor solicitante 1,4 vezes maior a fim de se prescindir da armadura mínima.

$$M_{sd} = M_{sd1} \cdot 1,4$$

$$M_{sd} = 8,47 \text{ kN.m} \cdot 1,4 \rightarrow M_{sd} = 11,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd} \geq M_{sd} \rightarrow Ok!$$

Para os painéis que utilizam mais de duas barras o procedimento de cálculo é o mesmo, o que difere é a verificação de escoamento para mais barras e sua contribuição no cálculo da resultante de tração na barra, momento resistente e normal resistente.

Sendo assim, nas Tabela 18, Tabela 19, Tabela 20, Tabela 21 e Tabela 22 são apresentados os resultados para todos os painéis.

Tabela 18 - Força de compressão e distância do centro da armadura a borda comprimida.

Painéis	L_{alma} (cm)	Posição da linha neutra - x (m)	Força de Compressão (kN)	d_{i1} (m)	d_{i2} (m)	d_{i3} (m)	d_{i4} (m)
PY1	104	0,35	65,86	0,97	0,97	-	-
PY3	89	0,45	84,67	0,82	0,82	0,82	-
PY6	269	0,95	178,75	2,62	2,43	-	-
PY10	239	1,30	244,61	2,32	2,32	2,31	2,17

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 19 - Número de barras e área de aço necessário para resistir aos esforços.

Painéis	\emptyset barra (mm)	Número de barras	A_s (cm ²)
PY1	6,3	2	0,62
PY3	6,3	3	0,94
PY6	10	2	1,57
PY10	10	4	3,14

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 20 - Deformações das armaduras e verificação de escoamento.

Painéis	ε_{s1}	ε_{s2}	ε_{s3}	Verificação	ε_{s4}	Verificação
PY1	0,00531	0,00531	-	Escoou	-	-
PY3	0,00247	0,00247	0,00247	Escoou	-	-
PY6	0,00527	0,00468	-	Escoou	-	-
PY10	0,00235	0,00235	0,00233	Escoou	0,00201	Não Escoou

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 21 - Resultantes de tração nas armaduras.

Painéis	T_{i1}	T_{i2}	T_{i3}	T_{i4}
PY1	13,55	13,55	-	-
PY3	13,55	13,55	13,55	-
PY6	34,15	34,15	-	-
PY10	34,15	34,15	34,15	33,11

Fonte: Do autor (2022).

Tabela 22 - Momento fletor e força normal resistentes.

Painéis	L_{alma} (cm)	M_{rd} (kN.m)	M_{sd} (kN.m)	Verificação	N_{Rd} (kN)	N_{sd} (kN)	Verificação
PY1	104	37,22	11,86	Ok	38,75	31,56	Ok
PY3	89	37,69	9,07	Ok	44,01	41,53	Ok
PY6	269	253,17	204,25	Ok	110,46	101,26	Ok
PY10	239	312,30	194,55	Ok	109,05	99,08	Ok

Fonte: Do autor (2022).

5.3 Discussão dos resultados

Conforme permitido pela NBR 16868-1:2020, o cálculo de painéis submetidos à flexocompressão pode ser feito considerando os Estádios II e III. Esses dimensionamentos foram feitos e os resultados obtidos encontram-se na Tabela 23.

De acordo com Parsekian e Medeiros (2021), para edifícios de pequena altura, o método simplificado (Estádio II) é muito provavelmente mais econômico que o refinado (Estádio III). Sendo assim, como o dimensionamento realizado foi referente a um edifício de 4 pavimentos, era de se esperar que as armaduras dimensionadas no Estádio II ficassem próximas do dimensionamento no Estádio III. Porém, conforme demonstrado pelos resultados, isso não se

confirmou para todos os painéis. O dimensionamento do Estádio II necessitou de uma área de aço maior que o método refinado.

Isso pode ser explicado pelo fato de o método refinado considerar a resistência do aço em sua totalidade (f_{yk}), gerando assim um maior aproveitamento. Além disso, como nesse método consideram-se as barras alocadas já na região tracionada, e podendo variar essa posição a fim de ter valores de d (distância do centro da barra ao bordo mais comprimido) que maximizam o momento resistente, geram um resultado mais preciso. Ademais, um outro fator é a consideração das resultantes de tração proporcionadas pelo aço e a sua contribuição conforme a posição da linha neutra do painel, o que altera a capacidade resistente dos painéis (força normal e momento fletor).

Tabela 23 - Área de aço necessária em cada método.

Painéis	Estádio II	Barras (mm)	Estádio III	Barras (mm)
	A_s (cm ²)		A_s (cm ²)	
PY1	1,57	2 Ø 10,00	0,62	2 Ø 6,30
PY3	1,51	3 Ø 8,00	0,94	3 Ø 6,30
PY6	4,02	2 Ø 16,00	1,57	2 Ø 10,00
PY10	4,91	4 Ø 12,50	3,14	4 Ø 10,00

Fonte: Do autor (2022).

Dessa maneira, com base nos dados apresentados na Tabela 23 pode-se verificar que os painéis tiveram uma redução na área de aço quando utilizado o dimensionamento no Estádio III em comparação ao Estádio II. Em que a redução por painel foi de: PY1 (60%), PY2 (38%), PY3 (61%) e PY4 (35%).

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentado o dimensionamento à flexocompressão de painéis considerando os Estádios II e III conforme a NBR 16868-1: 2020. A análise buscou verificar a diferença entre eles e qual o efeito no cálculo da área de aço.

Para as hipóteses aqui consideradas, verificou-se que o dimensionamento no Estádio III foi mais econômico em comparação ao Estádio II, pois por meio de cálculos obteve-se uma área de aço necessária menor, variando de 35% a 61% a menos dependendo do painel.

Porém, como discutido nos resultados, o dimensionamento no Estádio II continua sendo importante tanto para uma conferência rápida de um painel, quando não se dispõe de planilhas eletrônicas, e até mesmo para servir de pré-dimensionamento para a verificação das armaduras no Estádio III. Ademais, quando o dimensionamento for para edifícios de pequeno porte, o engenheiro calculista pode utilizar esse método por se tratar de um procedimento mais simples, no qual não necessita prever as armaduras com suas respectivas distâncias d_i , lembrando apenas de dispô-las na região tracionada. Além disso, tendo em vista que existiram as ações de vento e gravitacionais de menores magnitudes, a diferença do dimensionamento refinado pode não apresentar grandes vantagens.

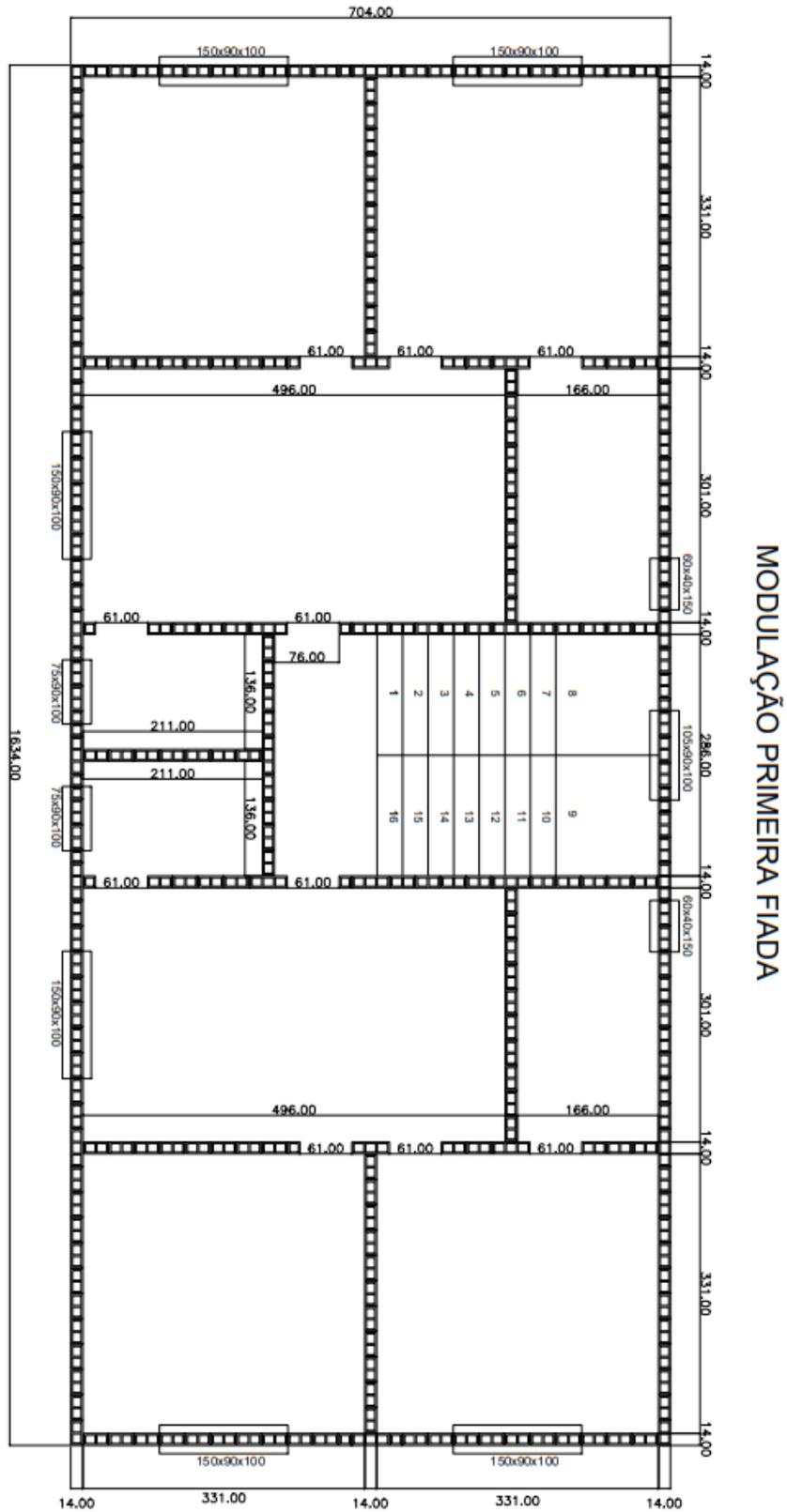
Com relação ao dimensionamento no Estádio III, foi possível verificar a sua melhor eficiência e a utilização do aço, pois o considera com sua resistência integral. Além disso, percebe-se que, à medida que as ações atuantes nos painéis crescem, o método refinado contribui para uma melhor utilização do aço, gerando economia para obra. Dessa forma, para edificações de grande magnitude esse método provavelmente apresentará melhores resultados, pois além de considerar a resistência integral das barras, deve-se posicioná-las nas regiões que favorecem o aumento da resistência do painel, para o momento fletor e normal resistentes.

Portanto, com base no dimensionamento apresentado nesse trabalho, feito seguindo as prescrições da NBR 16868-1:2020, foi possível destacar a eficiência do método refinado em comparação ao simplificado para painéis de diferentes geometrias e solicitações. Além disso, pode-se verificar as diferenças dos procedimentos de cálculo para flexocompressão nos Estádios II e III. Uma sugestão de pesquisa futura seria verificar a eficiência do método simplificado em comparação ao método refinado para edifícios residenciais de até 2 pavimentos, considerados de pequena altura.

REFERÊNCIAS

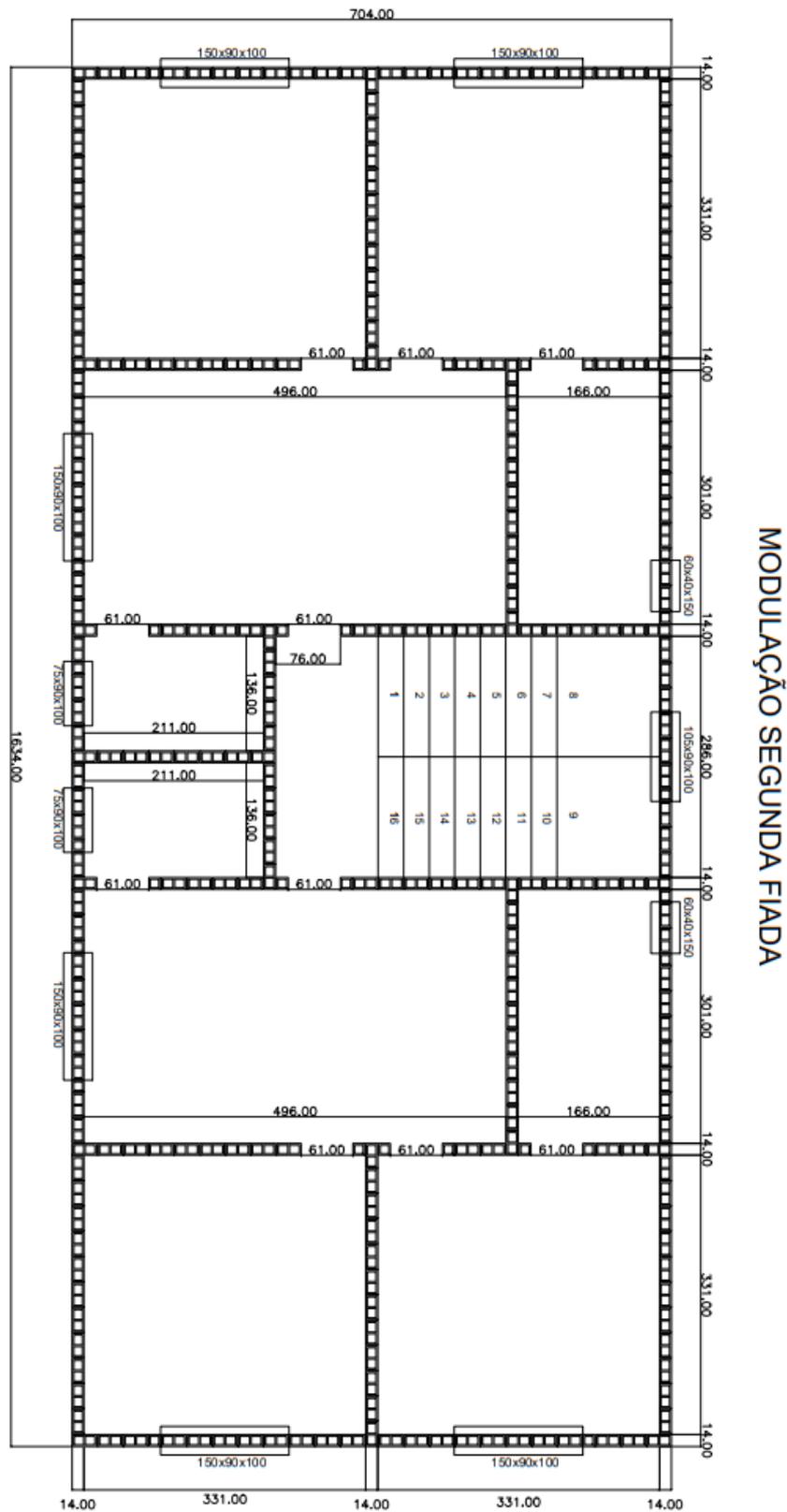
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 16868-1: Alvenaria Estrutural Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2020.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 15270-2: Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos**. Rio de Janeiro, 2017.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, São Paulo, 2006. 47 p.
- MALUF, Daniel Rodrigues. **Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano**. Orientador: Guilherme Aires Parsekian. 2007. 111 f. Dissertação de mestrado - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.
- RAMALHO, Marcio Antônio.; CORRÊA, Márcio Roberto Silva. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 1ª. ed. São Paulo: PINI, 2003. 171 p.
- STEINMETZ, Ismael. **Alvenaria Estrutural: Dimensionamento de um edifício de quatro pavimentos utilizando blocos vazados de concreto**. Orientador: Paulo Henrique Wagner. 2018. 147 f. Trabalho de Conclusão de curso (Bacharel em engenharia civil) - Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2018.
- PARSEKIAN, Guilherme Aris; MEDEIROS, Wallison Angelim. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. 2ª. ed. rev. e atual. São Carlos: EdUFSCar, 2021. 144 p.

APÊNDICE B – Modulação da primeira fiada do pavimento tipo



MODULAÇÃO PRIMEIRA FIADA

APÊNDICE C – Modulação da segunda fiada do pavimento tipo



APÊNDICE D – Localização dos painéis no edifício

