

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE
ALVENARIA ESTRUTURAL EM FLEXOCOMPRESSÃO NO ESTÁDIO
II E ESTÁDIO III**

Samara Dantas Vieira

São Carlos
2022

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE
ALVENARIA ESTRUTURAL EM FLEXOCOMPRESSÃO NO ESTÁDIO
II E ESTÁDIO III**

Samara Dantas Vieira

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Federal
de São Carlos como parte dos requisitos
para a conclusão da graduação em
Engenharia Civil

Orientador: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos

2022

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho
aos meus pais, Lourdinha e Paulo
e ao meu irmão Jhonatam (*in memoriam*)
como uma forma de gratidão e respeito

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais: Lourdinha e Paulo pelo apoio e incentivo dado ao longo desses anos.

Ao meu irmão Jhonatam (*in memorian*), que não pode me ver concluir essa etapa, mas que sempre torceu pelo meu sucesso.

À minha irmã Sara que mesmo não falando isso, torce demais por mim.

Aos meus amigos de mais de nove anos: Beatriz, Charles, Emilly, Reislaine, Guilherme e Wesley.

Aos meus amigos que estiveram presentes diretamente em boa parte da graduação: Arthur, Mayara, Augusto, Lucas e Miazaki.

Ao grupo PET Civil UFSCar por todo o ensinamento nos âmbitos profissionais e pessoais.

Ao professor e orientador Guilherme Aris Parsekian por realizar o papel de orientador de forma eximia.

À UFSCar e a todos os professores do DECiv por todo o ensinamento passado.

Agradeço também as pessoas que não podem compartilhar esse momento comigo, mas que tanto me deram suporte e exemplo: minhas avós, Carminha (*in memorian*) e Aderlinda (*in memorian*), minha tia Pureza (*in memorian*) e a minha madrinha Regina Célia (*in memorian*).

RESUMO

A alvenaria estrutural vem sendo largamente utilizada no Brasil para edifícios residências, apresentando grandes benefícios sociais, vide as edificações poderem se tornar mais baratas para o comprador final, em especial para classes médias e baixas. Em projetos de edifícios, devem ser considerados os esforços verticais, causados pelo peso próprio e sobrecargas, e os esforços horizontais, causados pela ação do vento e desaprumo, a junção desses carregamentos gera a flexocompressão. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é a análise do dimensionamento de elementos em alvenaria estrutural submetidos a flexocompressão considerando o Estado Limite Último/Estádio III, acrescentado recentemente na ABNT NBR 16.868:2020 e o método simplificado/Estádio II. Utilizando a metodologia do tipo analítica, foi organizado e estabelecido um fluxograma de atividades para o dimensionamento à flexocompressão para paredes de alvenaria estrutural, e realizado um estudo paramétrico variando a geometria, a resistência do material, e para os casos do Estádio III, a variação da área de aço, determinando para cada caso, os resultados em termos dos esforços resistentes (momento e normal) em função dos parâmetros avaliados. Frente aos resultados apresentados foi possível concluir que a adoção do Estádio III para o dimensionamento de paredes de alvenaria estrutural apresentou soluções mais econômicas para a maioria dos casos quando comparado ao Estádio II, chegando a valores da ordem de 11 vezes menor que o Estádio II.

Palavras-chave: flexocompressão; alvenaria estrutural; estudo analítico.

ABSTRACT

Structural masonry has been widely used in Brazil for residential buildings, presenting great social benefits, as the buildings can become cheaper for the final buyer, especially for the middle and lower classes. In building projects, the vertical loads, caused by self-weight and overloads, and the horizontal loads, caused by wind and out of plumb, must be considered. In this context, the objective of this work is to analyze the design of structural masonry elements subjected to axial and bending load considering the Ultimate Limit State/Stage III, recently added in ABNT NBR 16.868:2020 and the simplified method/Stage II. Using the analytical methodology, a flowchart of activities was organized and established for axial and bending load design of structural masonry walls, and a parametric study was performed varying the geometry, the material strength, and for the cases of Stage III, the variation of the steel area, determining for each case, the results in terms of resistant forces (moment and normal) as a function of the evaluated parameters. Based on the results presented, it was possible to conclude that the adoption of Stage III for the design of structural masonry walls presented more economical solutions for most cases when compared to Stage II, reaching values around 11 times lower than Stage II.

Keywords: axial and bending; structural masonry; analytical study.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Projeto do Residencial Sky	12
Figura 2: Imperfeições geométricas globais	17
Figura 3: Parâmetros para cálculo da espessura efetiva de paredes.....	21
Figura 4: Comportamento do concreto armado no Estádio I	23
Figura 5: Comportamento do concreto armado no Estádio II	23
Figura 6: Comportamento do concreto armado no Estádio III	24
Figura 7: Diagrama retangular simplificado do comportamento do concreto armado no Estádio III	24
Figura 8: Seção transversal com um eixo de simetria (y) e armadura simétrica submetida à flexão normal composta	26
Figura 9: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,05$, Mxd	27
Figura 10: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,10$, Mxd	28
Figura 11: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,15$, Mxd	29
Figura 12: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,20$, Mxd	30
Figura 13: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,25$, Mxd	31
Figura 14: Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	32
Figura 15: Nomenclatura para flexão da parede	34
Figura 16: Argamassamento dos blocos (a) total (b) parcial	36
Figura 17: Diagrama de equilíbrio para a flexocompressão no Estádio III	38
Figura 18: Exemplo de diagrama de deformação (a) para o caso com $\varepsilon_s < 1\%$ e (b) para o caso com $\varepsilon_s = 1\%$	39
Figura 19: Distribuição de forças para os casos com $\ell_{g,c} > 0,8x$	41
Figura 20: Distribuição de forças para os casos com $\ell_{g,c} \leq 0,8x$	42
Figura 21: Exemplo de seção homogeneizada	44
Figura 22: Diagrama de tensões combinadas	45
Figura 23: Consideração da tensão de tração na aba.....	46
Figura 24: Consideração de tensões na seção homogeneizada.....	46
Figura 25: Fluxograma de roteiro de cálculo	47
Figura 26: Exemplo de caso sem abas e sem comprimento grauteado comprimido	48
Figura 27: (a) Deformações (b) Forças para a seção estudada	49

Figura 28: Gráfico $NRd \times MRd$ para o exemplo sem abas.....	51
Figura 29: Diagrama combinado do exemplo sem abas	52
Figura 30: Seção homogeneizada para o exemplo sem abas	53
Figura 31: Diagrama combinado do exemplo sem abas	53
Figura 32: Exemplo de caso com abas sem grauteamento	55
Figura 33: Gráfico $NRd \times MRd$ para o exemplo com abas sem graute.....	56
Figura 34: Seção homogeneizada para o exemplo de abas sem graute	58
Figura 35: Diagrama combinado para o exemplo de abas sem graute	59
Figura 36: Exemplo de caso com abas com grauteamento	61
Figura 37: (a) Deformações (b) Forças para o exemplo com abas grauteadas	62
Figura 38: Gráfico $NRd \times MRd$ para o exemplo com abas grauteadas	64
Figura 39: Seção homogeneizada para o exemplo com abas grauteadas.....	66
Figura 40: Diagrama combinado o exemplo com abas grauteadas	67
Figura 41: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação do fbk para o caso sem abas	69
Figura 42: Gráfico $f_{pk} \times MRd$ para o caso sem abas.....	70
Figura 43: Casos analisados (a) 3 Ø 12,5 mm (b) 3 Ø 16 mm (c) 1 Ø 10 mm	71
Figura 44: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação da área de aço para o caso sem abas	72
Figura 45: Comprimentos de parede analisado.....	74
Figura 46: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação do comprimento para o caso sem abas	74
Figura 47: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação do fbk para o caso com abas sem graute	76
Figura 48: Gráfico $f_{pk} \times MRd$ para o caso com abas sem graute.....	77
Figura 49: Casos analisados (a) 3 Ø 12,5 mm (b) 3 Ø 16 mm (c) 1 Ø 10 mm	79
Figura 50: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação da área de aço para o caso com abas sem graute	80
Figura 51: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação do comprimento para o caso com abas sem graute	82
Figura 52: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação do fbk para o caso com abas grauteadas	84
Figura 53: Gráfico $f_{pk} \times MRd$ para o caso com abas grauteadas	85
Figura 54: Casos analisados (a) 3 Ø 12,5 mm (b) 3 Ø 16 mm (c) 1 Ø 10 mm	86

Figura 55: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação da área de aço para o caso com abas grauteadas	87
Figura 56: Gráfico $NRd \times MRd$ para a variação do comprimento para o caso com abas grauteadas	89
Figura 57: Gráfico $NRd \times MRd$ para os exemplos da seção sem aba, com aba sem graute e com aba com graute.....	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações	18
Tabela 2: Coeficientes para redução de ações variáveis	18
Tabela 3: Valores máximos do índice de esbeltez de paredes e pilares	19
Tabela 4: Valor do coeficiente δ	21
Tabela 5: Valores característicos da resistência à tração na flexão (f_{tk})	34
Tabela 6: Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural	36
Tabela 7: Valores das áreas de aço para o exemplo sem abas	54
Tabela 8: Valores da área de aço para o exemplo de abas sem graute	60
Tabela 9: Valores das áreas de aço para o caso com abas grauteadas	68
Tabela 10: Valores de Md e NRd de acordo com o f_{bk} para o caso sem abas	70
Tabela 11: Valores das áreas de aço e comparações para a consideração da variação da f_{bk} para o caso sem abas	71
Tabela 12: Valores de Md e NRd de acordo com a área de aço para o caso sem abas	72
Tabela 13: Valores das áreas de aço e comparação considerando a variação da área de aço com as composições conforme a Figura 43	73
Tabela 14: Valores de Md e NRd de acordo com o comprimento para o caso sem abas	75
Tabela 15: Valores das áreas de aço e comparações para a consideração da variação do comprimento para o caso sem abas	75
Tabela 16: Valores de Md e NRd de acordo com o f_{bk} para o caso com abas sem graute	77
Tabela 17: Valores das áreas de aço e comparações para a considerando a variação da f_{bk} para o caso com abas sem graute	78
Tabela 18: Valores de Md e NRd de acordo com a área de aço para o caso com abas sem graute	80
Tabela 19: Valores das áreas de aço e comparação considerando a variação da área de aço com as composições conforme a Figura 49	81
Tabela 20: Valores de Md e NRd de acordo com o comprimento para o caso com abas sem graute	82
Tabela 21: Valores das áreas de aço considerando a variação do comprimento para o caso com abas sem graute	83

Tabela 22: Valores de Md e NRd de acordo com o fbk para o caso com abas grauteadas	84
Tabela 23: Valores das áreas de aço e comparações considerando a variação da fbk para o caso com abas grauteadas	85
Tabela 24: Valores de Md e NRd de acordo com a área de aço para o caso com abas grauteadas	87
Tabela 25: Valores das áreas de aço e comparações considerando a variação da composição conforme a Figura 54	88
Tabela 26: Valores de Md e NRd de acordo com o comprimento para o caso com abas grauteadas	89
Tabela 27: Valores das áreas de aço e comparações considerando a variação do comprimento para o caso com abas grauteadas.....	90
Tabela 28: Valores das áreas de aço e comparações considerando da inserção de abas com e sem grauteamento	91

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.3 METODOLOGIA.....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL NO BRASIL	15
2.2 AÇÕES NA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	16
2.2.1 Ações Permanentes Diretas	16
2.2.2 Ações Permanentes Indiretas	16
2.2.3 Ações Variáveis	17
2.2.4 Ações Excepcionais	17
2.2.5 Combinação de Ações	17
2.3 ESBELTEZ	19
2.3.1 Altura Efetiva	19
2.3.2 Espessura Efetiva	21
2.4 SEÇÃO HOMOGENEIZADA	22
2.5 ESTÁDIOS DE TENSÕES	22
2.5.1 Estádio I	23
2.5.2 Estádio II	23
2.5.3 Estádio III	24
2.6 FLEXOCOMPRESSÃO	25
2.6.1 Flexocompressão no Concreto Armado	25
2.6.2 Flexocompressão na Alvenaria Estrutural	32
3 ROTEIRO DE CÁLCULO	38
3.1 ESTÁDIO III.....	39
3.2 ESTÁDIO II.....	42
4 EXEMPLOS	47
4.1 CASO SEM ABAS.....	48

4.1.1 Estádio III.....	48
4.1.2 Estádio II – Seção não homogeneizada	51
4.1.3 Estádio II – Seção Homogeneizada	52
4.1.4 Comparação	54
4.2 CASO COM ABAS SEM GRAUTE.....	55
4.2.1 Estádio III.....	55
4.2.2 Estádio II – Seção não homogeneizada	57
4.2.3 Estádio II – Seção Homogeneizada	58
4.2.4 Comparação	60
4.3 CASO COM ABAS COM GRAUTE	61
4.3.1 Estádio III.....	61
4.3.2 Estádio II – Seção não homogeneizada	64
4.3.3 Estádio II – Seção Homogeneizada	66
4.3.4 Comparação	68
5 RESULTADOS.....	68
5.1 CASO SEM ABAS.....	69
5.1.1 Variação do <i>fbk</i>	69
5.1.2 Variação da armadura	71
5.1.3 Variação do comprimento	73
5.2 CASO COM ABAS SEM GRAUTE.....	76
5.2.1 Variação do <i>fbk</i>	76
5.2.2 Variação da armadura	78
5.2.3 Variação do comprimento	81
5.3 CASO COM ABAS COM GRAUTE	83
5.3.1 Variação do <i>fbk</i>	83
5.3.2 Variação da armadura	86
5.3.3 Variação do comprimento	88
5.4 COMPARAÇÃO ENTRE EXEMPLOS.....	90
6 CONCLUSÃO	92
REFERÊNCIAS.....	94

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é provavelmente um dos sistemas construtivos mais antigos do mundo, visto que desde as primeiras civilizações se buscava uma forma de organizar blocos de pedras e criar abrigos. Hoje a alvenaria estrutural, agrega cálculos específicos e é feita com blocos industrializados de grande resistência e precisão geométrica, feitos de forma modulável, racional e planejada (FREIRE *et. al*, 2018).

Consolidando-se como uma alternativa ao concreto armado, a alvenaria estrutural vem sendo comumente adotada como sistema estrutural para empreendimentos habitacionais de larga escala. As vantagens na utilização da alvenaria estrutural são relacionadas a rapidez na execução, maior padronização de procedimentos e menor desperdício em obra quando comparado ao concreto armado convencional.

Referente à altura das edificações, Parsekian *et. al.* (2012) destacam que em geral, a alvenaria estrutura é mais econômica em edifícios de poucos andares, até cerca de 15 pavimentos, embora edifícios mais altos sejam comuns, conforme pode ser visto na Figura 1, que mostra o Projeto do Residencial Sky que, segundo Freire *et. al.* 2018 é um edifício de 24 pavimentos, com térreo com pilotis em concreto armado e 23 pavimentos em alvenaria estrutural.

Figura 1: Projeto do Residencial Sky



Fonte: FREIRE *et. al.*, 2018

Referente aos custos proporcionados por esse sistema estrutural, Silva (2020) realizou um estudo de caso e para uma edificação de 8 pavimentos a alvenaria estrutural apresentou uma economia de 20,33% quando comparada com o concreto armado convencional.

A versão recente da norma de alvenaria (ABNT NBR 16868:2020) permite o dimensionamento da seção considerando o Estádio III, considerando a plastificação das tensões na região comprimida. Neste contexto, o presente trabalho busca contribuir para o desenvolvimento da alvenaria estrutural de maneira segura e econômica, de forma a estabelecer uma análise entre os dimensionamentos à flexocompressão pelo Estado Limite Último/Estádio III e pelo método simplificado/Estádio II.

1.1 JUSTIFICATIVA

A alvenaria estrutural vem sendo largamente utilizada no Brasil para edifícios residências, principalmente para edifícios de até quinze pavimentos. Embora sejam comuns edifícios mais altos utilizando a alvenaria estrutural, estes apresentam menor ganho econômico em relação a outros sistemas construtivos. A alvenaria estrutural vem apresentando grandes benefícios sociais, vide as edificações poderem se tornar mais baratas para o comprador final, em especial para classes médias e baixas, com possíveis participações destes edifícios em programas de financiamento do governo.

Assim, é notório a necessidade de avaliar métodos que tragam uma maior economia e garantam a segurança para a alvenaria estrutural. Logo, esta pesquisa contribui tecnicamente para a área pela avaliação entre a utilização do método do Estado Limite Último/Estádio III, adicionado recentemente na ABNT NBR 16868-1:2020, seguindo o padrão de normas internacionais, para o dimensionamento a flexocompressão em comparação com o método simplificado no Estádio II.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo analisar o dimensionamento de elementos em alvenaria estrutural submetidos à flexocompressão considerando o Estado Limite Último/Estádio III e o método simplificado/Estádio II.

Como objetivo específico, tem-se:

- Organizar procedimento para o dimensionamento de elementos de alvenaria estrutural no Estado Limite Último/Estádio III e pelo método simplificado/Estádio II;
- Avaliar de forma comparativa resultados de dimensionamento de elementos de alvenaria estrutural considerando variações em seções, solicitações e resistência dos materiais, quando dimensionados pelo Estado Limite Último/Estádio III ou pelo método simplificado/Estádio II;
- Avaliar a hipótese que o dimensionamento pelo método simplificado leva sempre a resultados mais conservadores e menos econômicos que o Estádio III.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia utilizada neste trabalho é do tipo analítica. E para a realização deste trabalho foi desenvolvido a análise de dois modelos de cálculos para a flexocompressão na alvenaria estrutural, sendo o Estado Limite Último/Estádio III e o método simplificado/Estádio II, para o Estádio II sendo feita a análise considerando a seção homogeneizada e a seção não homogeneizada.

Dessa forma, esta proposta fundamenta-se nos seguintes procedimentos metodológicos:

Atividade 1 – Revisão Bibliográfica: elaboração de estudo da arte nos seguintes tópicos: alvenaria estrutural e flexocompressão;

Atividade 2 – Organização dos procedimentos: elaborar procedimento para o dimensionamento a flexocompressão de elementos em alvenaria estrutural no Estado Limite Último/Estádio III e pelo método simplificado/Estádio II, de forma a estabelecer um fluxograma de atividades.

Atividade 3 – Estudo Paramétrico: elaborar dimensionamentos de casos diversos variando a geometria e ações da parede analisada, a resistência do material, e para o caso do Estádio III, a variação da área de aço; determinando para cada caso

os resultados em termos dos esforços resistentes em função dos parâmetros avaliados;

Atividade 4 – Análise dos resultados: com os resultados de cada modelo realizado no estudo paramétrico, é possível compará-los e então elaborar a conclusão do trabalho baseando-se nos objetivos elencados anteriormente.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A alvenaria estrutural é um sistema estrutural constituído por paredes de vedação que apresentam viés estrutural. As paredes são compostas pela união de diferentes materiais, sendo estes os blocos (sendo comumente utilizados blocos de concreto e cerâmicos de paredes vazadas ou maciças) e argamassa, e para paredes mais solícitas, a presença de grautes e barras de aço.

2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL NO BRASIL

As primeiras construções em Alvenaria Estrutural no Brasil se iniciaram no final da década de 1960, com poucos sucessos, a partir da década de 1970 foram iniciadas pesquisas no IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas e na Escola Politécnica da USP – Universidade de São Paulo e no final da década de 1980 e início dos anos 1990 o sistema construtivo com as parcerias entre Universidades/Empresas permitiram a criação de materiais e equipamentos nacionais para a produção de alvenaria (PARSEKIAN *et. al*, 2012). Camacho (1986) destaca que, no Brasil, as construções das obras de Alvenaria Estrutural antecederam as pesquisas na área, sendo projetadas e construídas empiricamente.

Em 1966 com a construção do Conjunto Habitacional Central Park Lapa em São Paulo – SP se deu início do processo da Alvenaria Estrutural no Brasil, sendo utilizado a alvenaria armada, com paredes de espessura de 19 cm e quatro pavimentos, e em 1972 foram acrescentados, no mesmo Conjunto Habitacional, quatro prédios de doze pavimentos. Quanto à alvenaria não armada no Brasil, em 1977, foi construída o Jardim Prudência em São Paulo, contendo nove pavimentos com blocos de concreto de sílico-calcário com paredes de 24 cm de espessura. Atualmente, a maior edificação residencial em alvenaria estrutural armada no Brasil, é de 21 pavimentos com paredes de blocos de concreto com 14 cm de espessura do primeiro ao último andar (MOHAMAD, 2020).

Hoje a Alvenaria Estrutural é largamente utilizada em todas as regiões do Brasil, Parsekian *et. al* (2012) destacam sobre ser comum adotar a alvenaria estrutural no Brasil para empreendimentos habitacionais de larga escala, de forma que as exigências de racionalização, planejamento, controle, rapidez e custo são contempladas. Porém ressalta que este sistema construtivo é indicado quando não há previsões de alterações na arquitetura (no caso de paredes removíveis não consideradas em projeto) e para casos de vãos entre 4 e 5 m.

2.2 AÇÕES NA ALVENARIA ESTRUTURAL

A ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece que para a análise estrutural deve ser considerada as ações no Estado Limite Último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS), analisando os possíveis efeitos significativos para a segurança da estrutura. As ações a serem consideradas são classificadas em: permanentes (diretas e indiretas), variáveis e excepcionais.

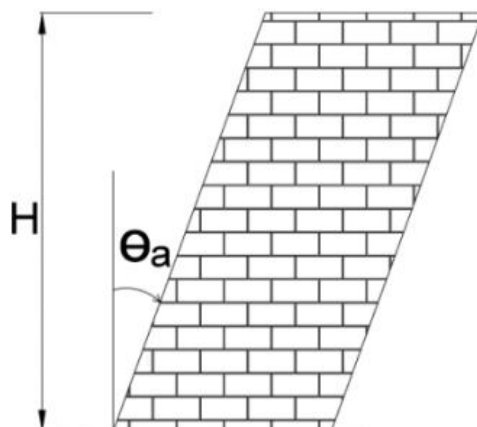
2.2.1 Ações Permanentes Diretas

As ações permanentes diretas estão relacionadas ao peso específico da alvenaria e, na ausência de uma avaliação precisa, a ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece para a alvenaria de blocos de concretos vazados, blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas, blocos cerâmicos vazados com paredes maciças e tijolos maciços os seguintes pesos específicos, respectivamente: 14 kN/m³, 12 kN/m³, 14 kN/m³ e 18 kN/m³, devendo ser acrescido a esse valor o peso do graute e revestimento, quando existentes.

2.2.2 Ações Permanentes Indiretas

As ações permanentes indiretas estão relacionadas a elementos construtivos fixos e instalações permanentes. A ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece para edifícios de múltiplos pavimentos, a consideração do desaprumo global, pelo ângulo de desaprumo, em radianos, conforme a Figura 2.

Figura 2: Imperfeições geométricas globais



Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

Segundo a ABNT NBR 16868-1:2020 o ângulo de desaprumo, em radianos, é calculado conforme a Equação (1) onde H é a altura total da edificação, expressa em metros.

$$\theta_a = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \leq \frac{1}{40 \cdot H} \quad (1)$$

2.2.3 Ações Variáveis

As ações variáveis são as ações que apresentam variação significativa em torno de sua média durante a vida da estrutura, classificadas entre as cargas acidentais de ocupação, que seguem a ABNT NBR 6120:2019, e as ações de vento, que seguem a ABNT NBR 6123:1988.

2.2.4 Ações Excepcionais

As ações excepcionais estão relacionadas as ações decorrentes de explosões, impactos, incêndios, sismos, etc.

2.2.5 Combinação de Ações

A ABNT NBR 16868-1:2020 aponta que devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis para o dimensionamento da estrutura, de forma que as ações permanentes sejam sempre consideradas e as ações variáveis apenas quando produzirem efeitos desfavoráveis para a segurança. Os valores das ações são estabelecidos, de acordo com a ABNT

NBR 8681:2003, conforme a Equação (2) onde devem ser consideradas todas as combinações necessárias para que se obtenha o maior valor de F_d , de forma a variar as ações variáveis entre principal e secundárias.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q \cdot (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (2)$$

onde,

F_d : valor de cálculo para a combinação última;

γ_g : ponderador das ações permanentes (conforme a Tabela 1);

$F_{G,k}$: valor característico das ações permanentes;

γ_q : ponderador das ações variáveis (conforme a Tabela 1);

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável principal;

$\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$: valores característicos reduzidos das demais ações variáveis, devido à baixa probabilidade das ações variáveis acontecerem simultaneamente (conforme a Tabela 2).

Tabela 1: Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações

Categoria da ação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,50	—
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	—

^a Edificações Tipo 1 são aquelas em que as cargas acidentais superam 5 kN/m².
^b Edificações Tipo 2 são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

Tabela 2: Coeficientes para redução de ações variáveis

Ações	Edificações	Ψ_0
Cargas acidentais em edifícios	Edifícios residenciais	0,5
	Edifícios comerciais	0,7
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Edificações em geral	0,6

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

2.3 ESBELTEZ

A verificação do limite de esbeltez da parede de alvenaria estrutural, é realizada de acordo com a Equação (3) e devem atender aos limites estabelecidos pela ABNT NBR 16868-1:2020 descritas na Tabela 3.

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (3)$$

onde,

h_e é a altura efetiva da parede (conforme Tópico 2.3.1);

t_e é a espessura efetiva da parede (conforme Tópico 2.3.2).

Tabela 3: Valores máximos do índice de esbeltez de paredes e pilares

Paredes e pilares	Índice de esbeltez
Não armados ^a	24 ^a
Armados (devem respeitar armaduras mínimas em 12.2)	30
Paredes muito esbeltas	Sem limite, desde que seja seguido o descrito no Anexo C
^a Em casos de construções habitacionais térreas, admitem-se paredes não armadas com índice de esbeltez menor ou igual a 30, desde que o coeficiente ponderador da resistência da alvenaria seja considerado igual a $\gamma_m = 3,0$.	

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

2.3.1 Altura Efetiva

Para a altura efetiva (h_e) a ABNT NBR 16868-1:2020 divide os elementos de alvenaria estrutural em dois: pilares e paredes de alvenaria estrutural, onde os pilares são considerados enquanto elementos lineares que resistem predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal não excede cinco vezes a menor dimensão.

Para as paredes de alvenaria estrutural, nos casos em que não há travamento lateral da parede a ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece que a altura efetiva (h_e) seja a altura da parede, no caso de existirem travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das extremidades superior e inferior. No caso de uma das extremidades ser livre e não ter o travamento lateral que restrinja o deslocamento horizontal e a rotação na extremidade superior e inferior, a altura efetiva da parede deve ser

considerada como o dobro da altura. Já para os casos em que há o travamento lateral transversal a parede, tem-se que a altura efetiva é dada pelo menor valor encontrado pela Equação (4). A ABNT NBR 16868-1:2020 destaca que estas paredes de travamento devem possuir travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades superior e inferior, ter comprimento mínimo igual a 1/5 da altura da parede analisada e no mínimo a espessura desta.

$$h_e \leq \left\{ \frac{\alpha_v \cdot h}{0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot l}} \right\} \quad (4)$$

onde,

α_v é o coeficiente de esbeltez vertical, e segundo a ABNT NBR 16868-1:2020 $\alpha_v = 1,0$ se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades, superior e inferior e $\alpha_v = 2,5$ se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das duas extremidades, superior ou inferior;

α_h é o coeficiente de esbeltez horizontal, e segundo a ABNT NBR 16868-1:2020, $\alpha_h = 1,0$ se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades, esquerda e direita e $\alpha_h = 2,5$ se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das duas extremidades, esquerda ou direita;

h é a altura do painel;

l é a largura do painel.

Destaca-se que as paredes consideradas para o travamento devem atender ao comprimento mínimo igual a 1/5 da altura da parede sendo travada e no mínimo a mesma espessura da parede analisada. Além disso, essas paredes devem ter travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades superior e inferior.

Para os pilares de alvenaria, a ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece que a altura efetiva em cada uma das direções principais da sua seção transversal, deve ser considerada igual a altura do pilar, se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais ou as rotações das suas extremidades na direção considerada, ou deve ser considerada como ao dobro da altura, se uma das

extremidades for livre e se houver travamento que restrinjam os deslocamentos horizontais e a rotação na outra extremidade, na direção considerada.

2.3.2 Espessura Efetiva

Segundo Parsekian e Medeiros (2021) a espessura efetiva (t_e) é uma simplificação do raio de giração utilizado para o cálculo da flambagem, onde a consideração dos enrijecedores na espessura efetiva representa o aumento do raio de giração. A ABNT NBR 16868-1:2020 determina a espessura efetiva de uma parede com enrijecedores regularmente espaçados de acordo com a Equação (5).

$$t_e = \delta \cdot t \quad (5)$$

onde,

δ é o coeficiente calculado conforme a Tabela 4, onde a ABNT NBR 16868-1:2020 recomenda a interpolação para valores intermediários, que segue a Figura 3;

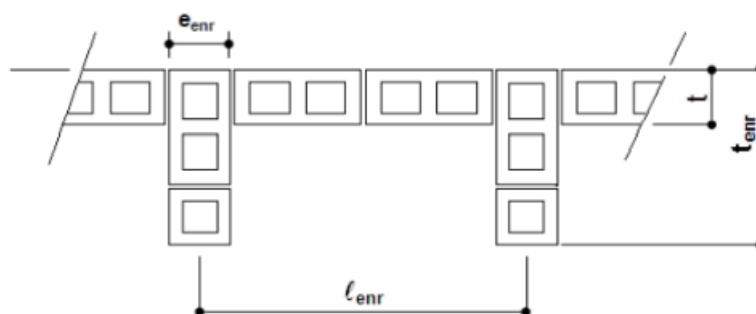
t é a espessura da parede na região entre os enrijecedores, devendo ser considerado a linha de eixo das paredes.

Tabela 4: Valor do coeficiente δ

l_{enr} / e_{enr}	$t_{enr} / t = 1$	$t_{enr} / t = 2$	$t_{enr} / t = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

Figura 3: Parâmetros para cálculo da espessura efetiva de paredes



Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

Parsekian *et. al* (2012) destacam que a consideração das abas da parede pode ser conservadora para os casos da alvenaria não armada, em que a compressão é alta e há pouca fissuração, porém a não consideração dos enrijecedores pode levar a subestimação da rigidez, resistência e força lateral da parede, visto que com a diminuição na rigidez da parede a força lateral seria menor do que a real.

2.4 SEÇÃO HOMOGENEIZADA

A critério de comparação entre os métodos, este trabalho analisa a seção não homogeneizada e a seção homogeneizada para o dimensionamento no Estádio II. A seção homogeneizada para a alvenaria estrutural consiste na homogeneização dos blocos e argamassa com o graute da parede, caso haja. Processo similar é feito para seções mistas de aço e concreto, onde a ABNT NBR 8800:2008, aponta que as propriedades geométricas devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção, sendo o componente aço e a laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo a largura pela razão modular entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, ignorando a participação do concreto na zona tracionada e a posição da linha neutra deve ser obtida admitindo a distribuição de tensões lineares na seção homogeneizada. Para a alvenaria estrutural nesse trabalho foi considerada a homogeneização entre o graute e a parede de alvenaria (blocos e argamassa), de forma que a razão modular é dada pela razão entre a resistência do prisma cheio e prisma, conforme a Equação (6).

$$n = \frac{E_a^*}{E_a} = \frac{c \cdot f_{pk}^*}{c \cdot f_{pk}} = \frac{f_{pk}^*}{f_{pk}} \quad (6)$$

onde,

$c = 800$ para blocos de concreto e $c = 600$ para blocos de cerâmicos.

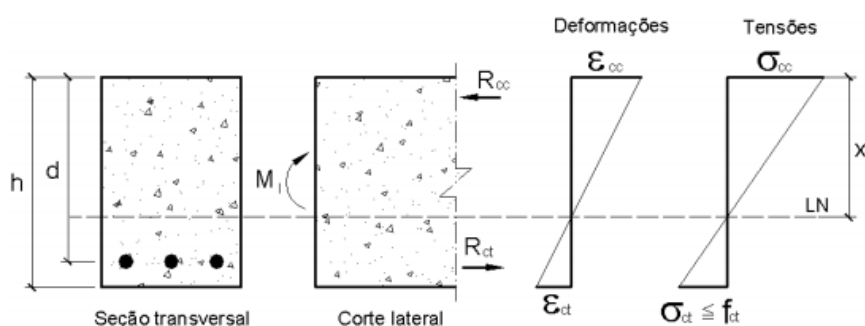
2.5 ESTÁDIOS DE TENSÕES

O comportamento de seções fletidas na alvenaria estrutural, segue os mesmos critérios de outros materiais, como o concreto armado. E, de acordo com os níveis de tensão, são divididos em três Estádios (I, II e III).

2.5.1 Estádio I

Carvalho e Figueiredo Filho (2015) definem o Estádio I como o estado elástico, onde a tensão de tração não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{tk}), o diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear, as tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama de tensão-deformação e não há fissuras visíveis, conforme pode ser visto de maneira análoga na Figura 4 com o comportamento do concreto.

Figura 4: Comportamento do concreto armado no Estádio I

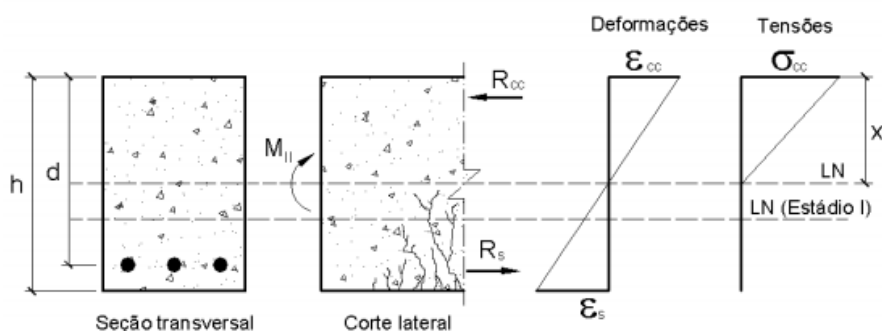


Fonte: Pinheiro, 2007

2.5.2 Estádio II

Maluf (2007) destaca que em algumas situações, como em vergas e vigas, a flexão pode ser predominante sobre a compressão e levar a alvenaria a trabalhar sob esforços de tração, e nestes casos deve-se armar as paredes para o aço resistir aos esforços de tração. Carvalho e Figueiredo Filho (2015) destacam que as tensões de compressão continuam linear e as fissuras de tração na flexão são visíveis (análogo pode ser visto na Figura 5 com o comportamento do concreto).

Figura 5: Comportamento do concreto armado no Estádio II

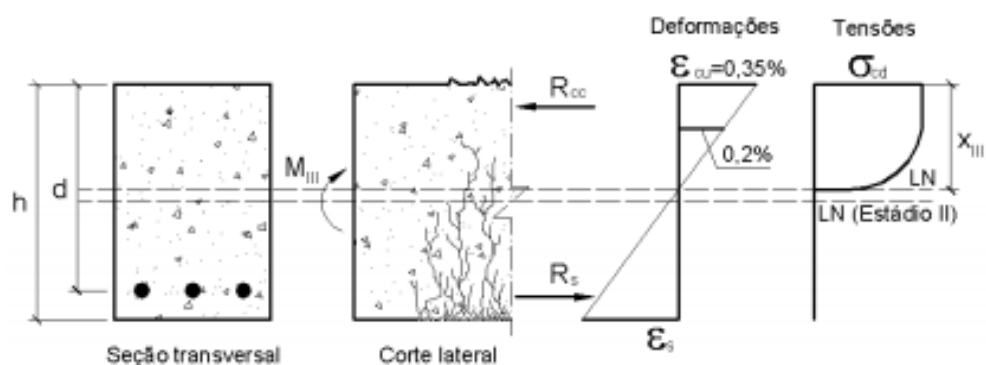


Fonte: Pinheiro, 2007

2.5.3 Estádio III

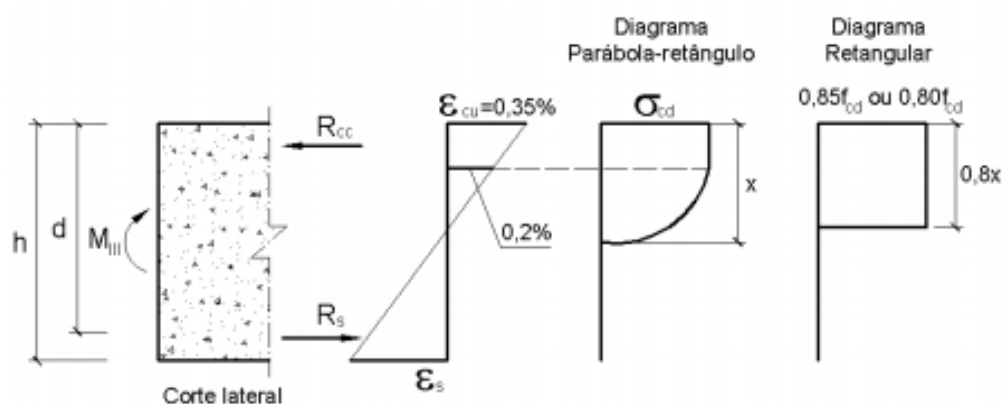
Maluf (2007) destaca que o Estádio III acontece com o aumento do valor do momento até o valor próximo ao de ruína, com isso, a fibra mais comprimida da alvenaria passa a escoar, atingindo a deformação específica. O autor destaca também que o diagrama de tensões tende a ficar vertical com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima, e em decorrência disso a peça está bastante fissurada, com as fissuras se aproximando da linha neutra, fazendo com que a região comprimida da alvenaria diminua, supõe-se que a distribuições de tensões ocorra, conforme no concreto, segundo um diagrama parábola retângulo (Figura 6), diagrama este que tanto pela ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 16868-1:2020 podem ser simplificados, para efeito de cálculo, para o diagrama retangular (Figura 7).

Figura 6: Comportamento do concreto armado no Estádio III



Fonte: Pinheiro, 2007

Figura 7: Diagrama retangular simplificado do comportamento do concreto armado no Estádio III



Fonte: Pinheiro, 2007

2.6 FLEXOCOMPRESSÃO

Segundo Santos (2013) é comum em edifícios a existência de carregamentos horizontais e verticais, sendo os carregamentos verticais provenientes do peso próprio e das sobrecargas de utilização e os carregamentos horizontais provenientes do desaprumo e da ação do vento, e esses carregamentos geram esforços de flexão, compressão e cisalhamento.

A critério de comparação entre os métodos foi exemplificado o método de dimensionamento à flexocompressão no concreto armado e na alvenaria estrutural.

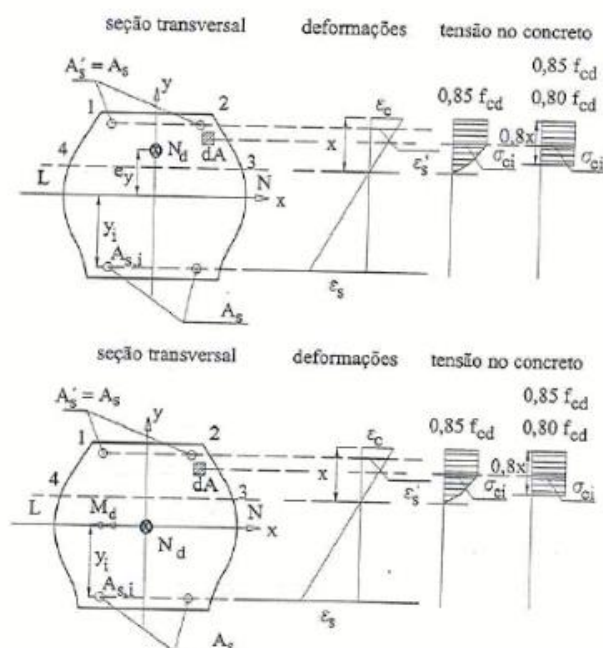
2.6.1 Flexocompressão no Concreto Armado

A critério de simplificação para esse trabalho, foi exemplificado a flexocompressão no concreto armado (ou também chamada de flexão composta normal) para armaduras simétricas e de seções retangulares. Nesses casos, o dimensionamento pode ser feito considerando o equilíbrio das forças e dos momentos na seção, sendo as equações de equilíbrio conforme as Equações (7) e (8) que seguem os dados da seção da Figura 8. (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

$$N_d = \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{s,i} + \int_{A_{cc}} \sigma_{ci} \cdot dA = \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{s,i} + \int_{1,2,3,4} \sigma_{ci} \cdot dA \quad (7)$$

$$M_d = \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{s,i} \cdot y_i + \int_{1,2,3,4} \sigma_{ci} \cdot dA \cdot y \quad (8)$$

Figura 8: Seção transversal com um eixo de simetria (y) e armadura simétrica submetida à flexão normal composta



Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009

A integral é feita para a área compreendida entre os pontos 1, 2, 3 e 4, ou seja, somente na região do concreto comprimido, a tensão σ_{ci} corresponde à tensão no elemento de concreto de área infinitesimal dA , enquanto σ_{si} é a tensão que ocorre na armadura genérica i . As equações devem ser aplicadas para todos os domínios, de modo a encontrar em qual deles está a solução (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Uma outra solução para a flexocompressão do concreto armado é a utilização de ábacos adimensionais resultantes das Equações (7) e (8), conforme podem ser vistos nas Figuras 9 - 13, resultados da aplicação na seção dos valores das deformações específicas do concreto (ε_c) e do aço (ε_s), pertencentes aos seis domínios de deformação (Figura 14). Devendo ser utilizados as variáveis adimensionais, empregando-se os esforços reduzidos da força normal (ν), do momento na direção x (μ) e a taxa mecânica de armadura em relação à área da seção (ω), conforme as Equações (9), (10) e (11) (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

Figura 9: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,05$, M_{xd}

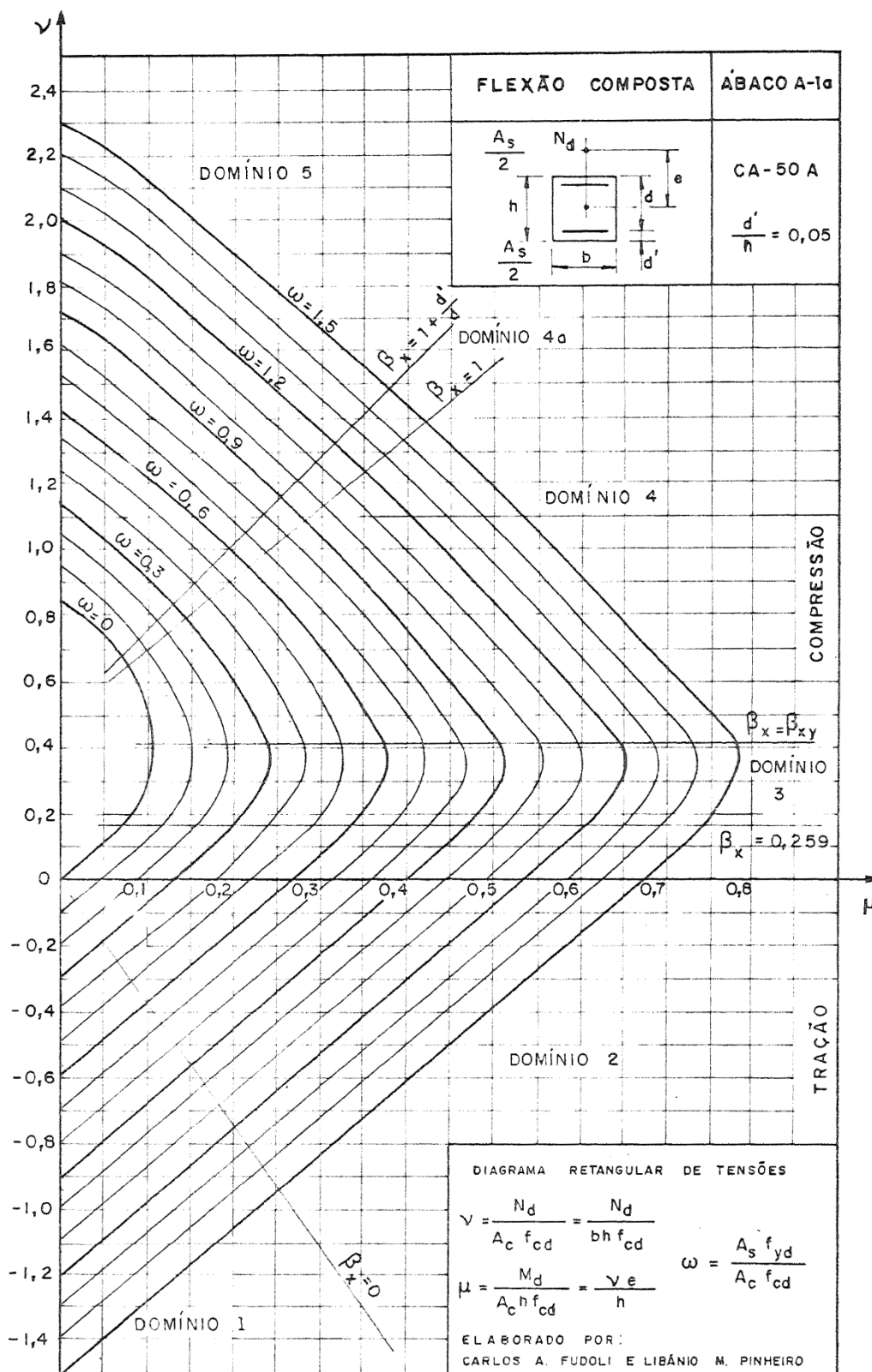
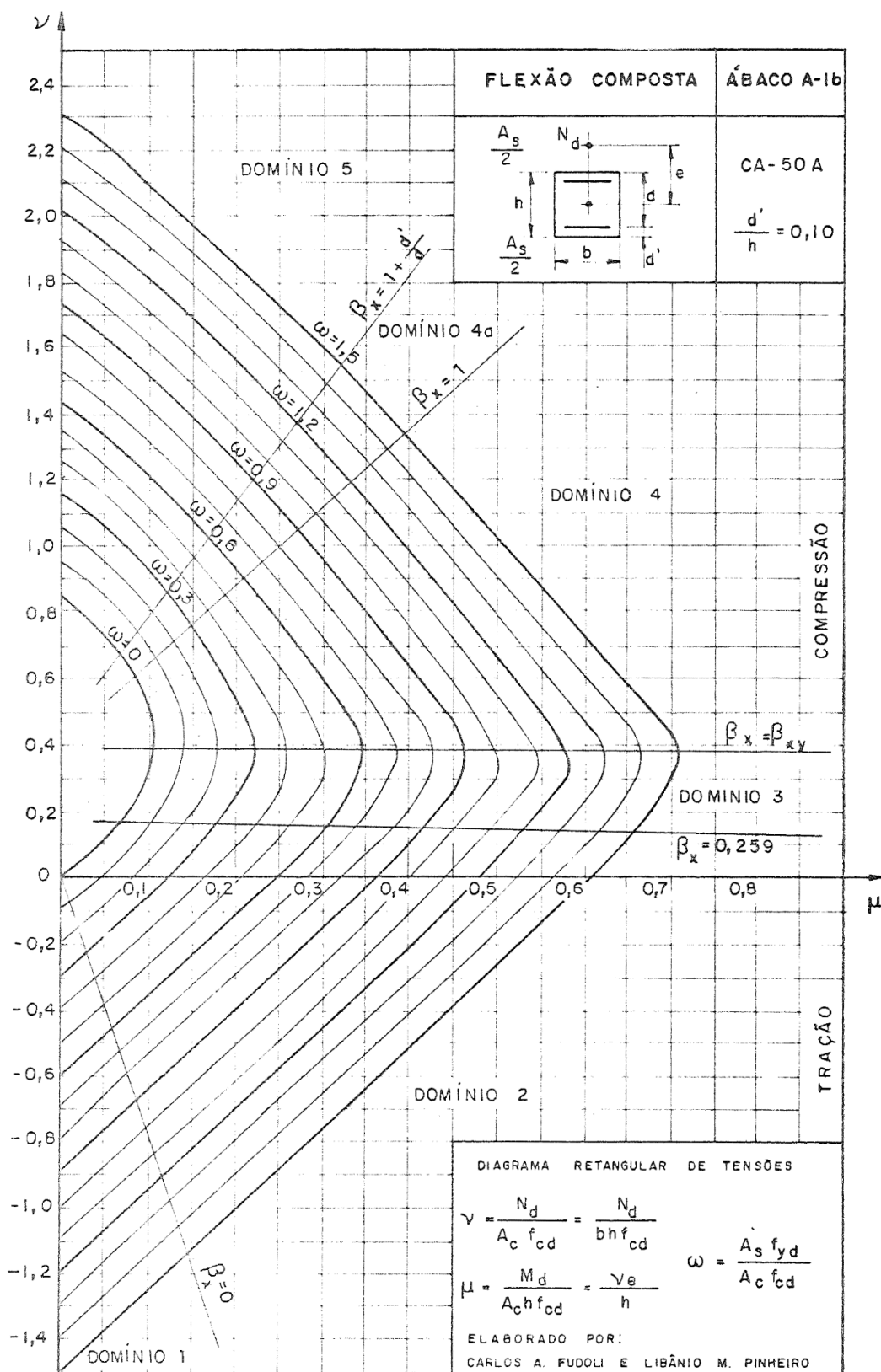


Figura 10: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,10$, M_{xd}



Fonte: Pinheiro, 2020

Figura 11: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,15$, M_{xd}

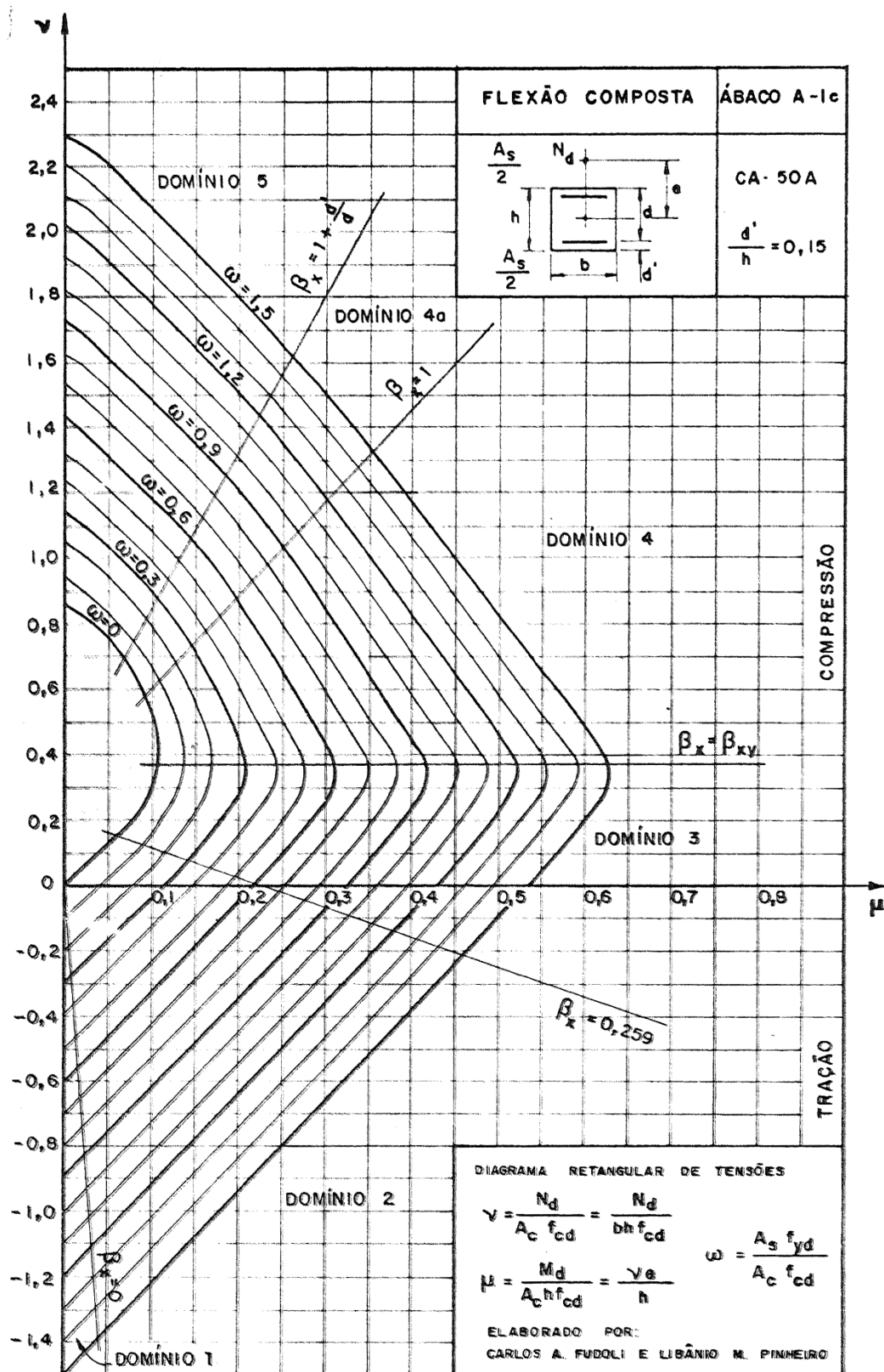


Figura 12: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,20$, M_{xd}

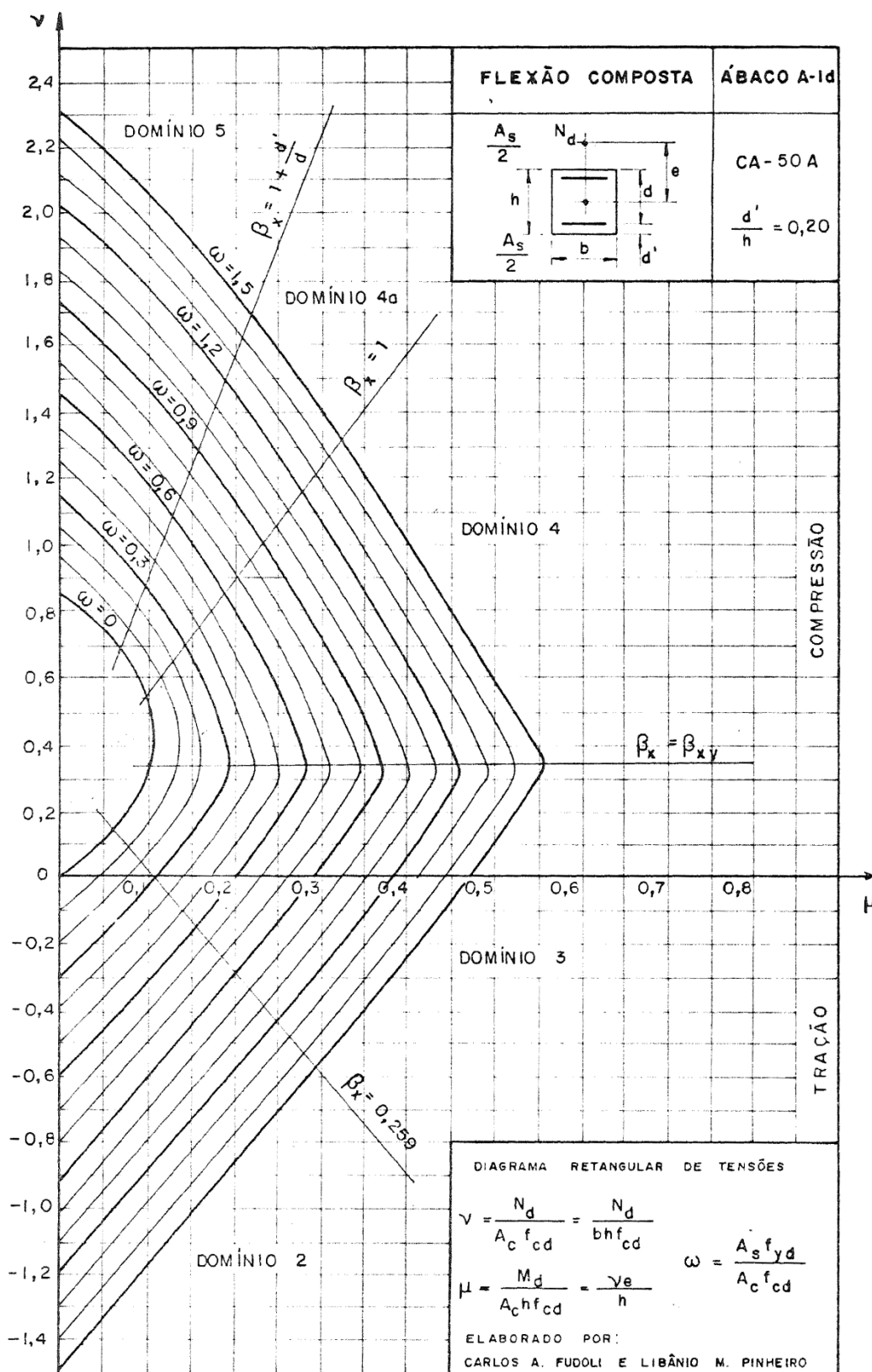


Figura 13: Flexão composta, armadura simétrica, CA-50, $d'/h = 0,25$, M_{xd}

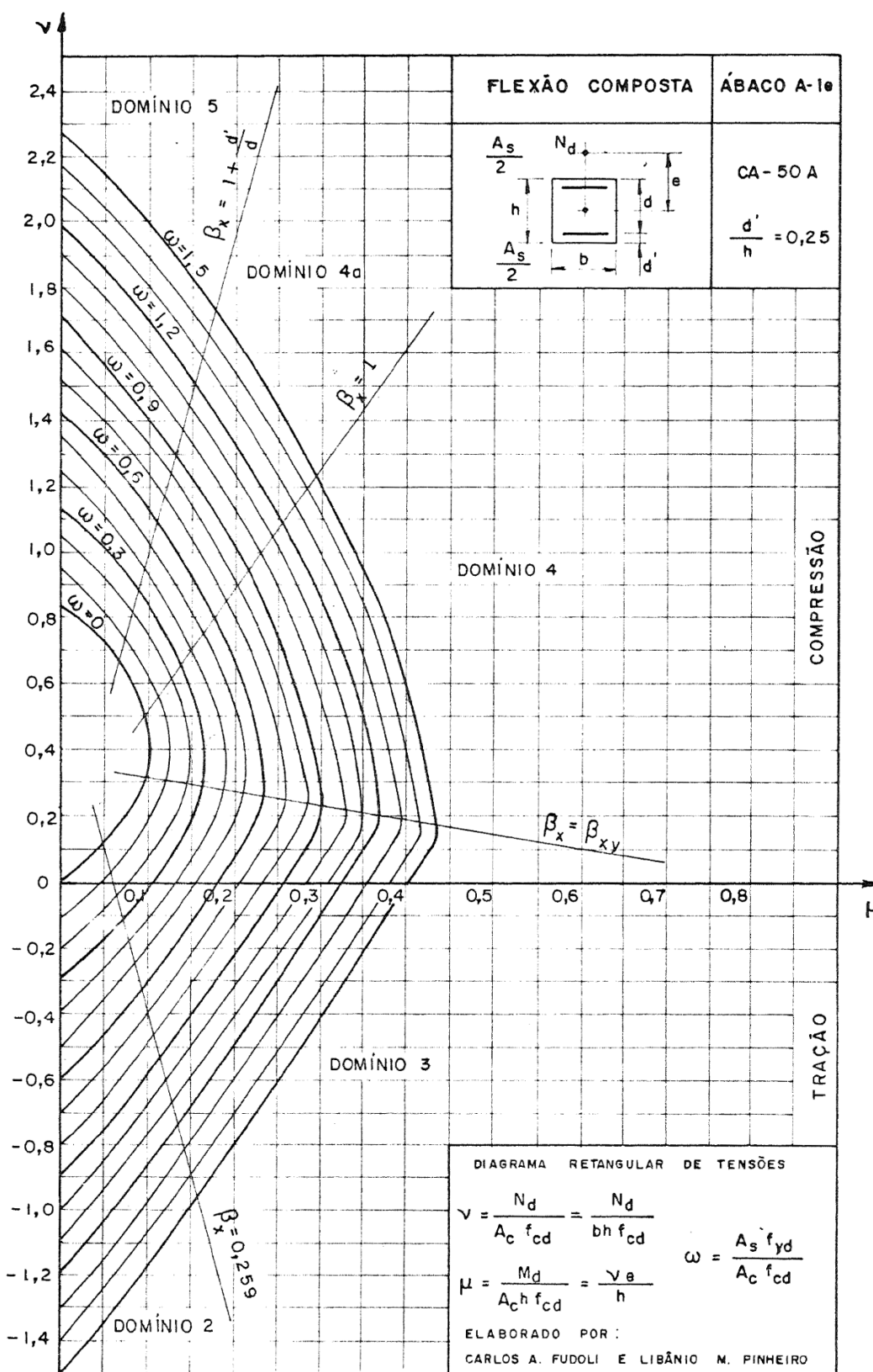
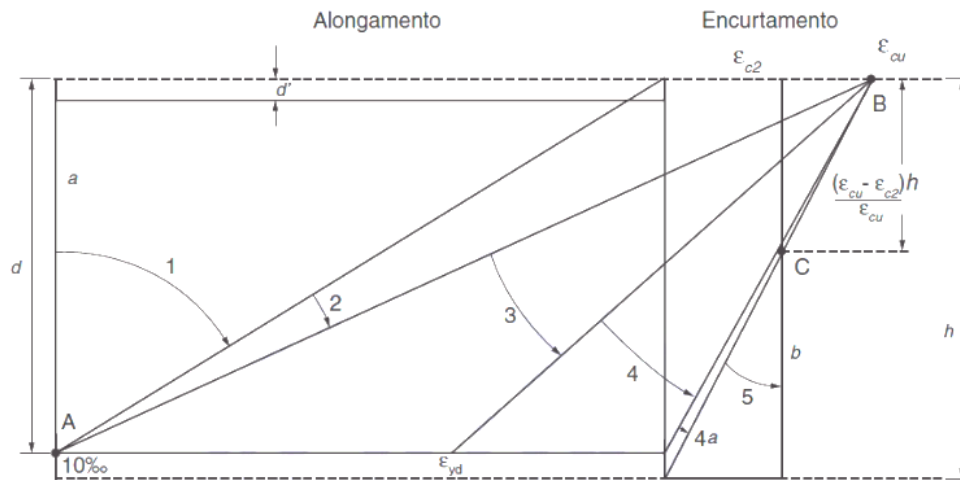


Figura 14: Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

$$v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (9)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (10)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (11)$$

2.6.2 Flexocompressão na Alvenaria Estrutural

Quanto ao dimensionamento a flexocompressão na alvenaria estrutural, a ABNT NBR 16868-1:2020 permite o dimensionamento considerando casos nos Estádios I (para alvenaria não armada), II (método simplificado) e III (método refinado no Estado Limite Último). Segundo Maluf (2007) o método refinado permite uma melhor consideração dos diferentes parâmetros envolvidos, tanto no projeto quanto na execução, e é bastante utilizado em normas internacionais.

Para os casos de alvenaria armada, a ABNT NBR 16868-1:2020 aponta para a necessidade de armaduras mínimas. Para a armadura longitudinal principal, a área de aço não pode ser menor que 0,10% da seção transversal, tomado como a área da alma e deve ser disposta na região tracionada. E esta especificação pode ser dispensada caso o momento resistente de cálculo seja maior ou igual a 1,4 vez o momento solicitante de cálculo. No Estádio III, a armadura secundária, perpendicular à principal, possui área mínima de 0,05% da seção transversal correspondente. Em

pilares de alvenaria armada, a área da seção transversal não deve ser menor que 0,30% da área da seção transversal.

Destaca que para o projeto de elementos de alvenaria armada submetidos a tensões normais, segundo a ABNT NBR 16868-1:2020, admite-se o seguinte:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) as armaduras aderentes têm a mesma deformação que a alvenaria em seu entorno;
- c) a resistência à tração da alvenaria (blocos) é nula;
- d) as máximas tensões em compressão devem ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria;
- e) a distribuição de tensões de compressão nos elementos de alvenaria submetidos à flexão pode ser representada por um diagrama retangular;
- f) para flexão ou flexocompressão, o máximo encurtamento da alvenaria se limita a 0,30 %;
- g) o máximo alongamento do aço se limita a 1 %.

2.6.2.1 Alvenaria não armada

Para a alvenaria não armada considera-se a parede no Estádio I (não fissurada e comportamento elástico linear), onde é necessário verificar as máximas tensões de compressão e tração, devendo-se comparar com valores característicos das combinações de esforços críticos (conforme o Tópico 2.2.5).

Para a verificação da tração máxima, as ações variáveis podem ser divididas entre as cargas acidentais de ocupação (Q) e as ações de vento (Q_{vento}). Para os casos usuais de edificações as ações permanentes e as cargas acidentais de ocupação são favoráveis, e conforme a Tabela 1, $\gamma_g = 0,9$ e $\gamma_q = 0,0$. Já a ação do vento, deve ser tomada como favorável, de forma que $\gamma_{q,vento} = 1,4$.

A ABNT NBR 16868-1:2020 permite-se a consideração da resistência à tração da alvenaria sob flexão, segundo os valores característicos especificados na Tabela 5, válida para assentamento com juntas verticais preenchidas e que segue a nomenclatura para flexão da parede conforme a Figura 15, pelo não comportamento isotrópico de paredes de alvenaria. De forma que a máxima tensão de tração apresente valores de acordo com a Equação (12), em caso de não conformidade com a equação, há a necessidade de armadura.

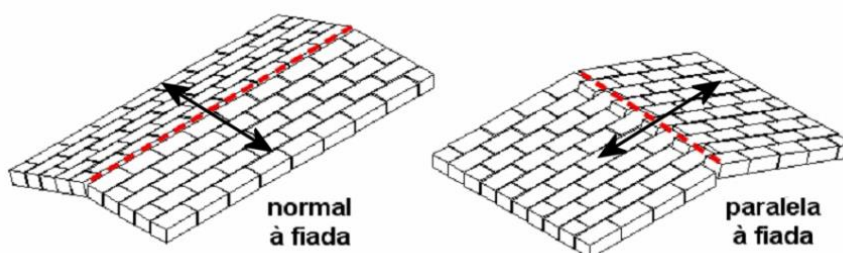
$$\gamma_q \cdot Q + \gamma_g \cdot F_{G,k} \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \quad (12)$$

Tabela 5: Valores característicos da resistência à tração na flexão (f_{tk})

Resistência média a compressão da argamassa	f_{tk} MPa	
	Direção da tração perpendicular à fiada	Direção da tração paralela à fiada
Entre 1,5 e 3,4 MPa	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0 MPa	0,20	0,40
Acima de 7,0 MPa	0,25	0,50

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

Figura 15: Nomenclatura para flexão da parede



Fonte: Maluf (2007)

Para a verificação da compressão máxima na flexocompressão, deve ser verificada separando a compressão simples e a compressão devido a flexão e considerando as reduções das ações acidentais (Tópico 2.2.5). A ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece para as tensões normais de compressão a Equação (13), como para as situações usuais há duas ações variáveis (vento e cargas acidentais de ocupação), tem-se as Equações (14) e (15).

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_d \quad (13)$$

Vento como ação variável principal:

$$\frac{\gamma_q \cdot \Psi_0 \cdot Q + \gamma_g \cdot F_{G,k}}{R} + \frac{\gamma_{q,vento} \cdot Q_{vento}}{K} \leq f_d \quad (14)$$

Cargas acidentais como ação variável principal:

$$\frac{\gamma_q \cdot Q + \gamma_g \cdot F_{G,k}}{R} + \frac{\gamma_{q,vento} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{vento}}{K} \leq f_d \quad (15)$$

onde,

N_d é a força normal de cálculo;

M_d é o momento fletor de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo de alvenaria;

A é a área da seção resistente;

W é o mínimo módulo de resistência de flexão da seção resistente;

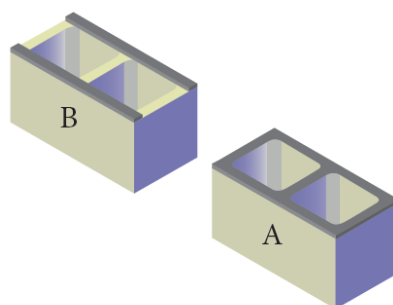
R é o coeficiente redutor devido a esbeltez do elemento;

K ajusta a resistência a compressão na flexão, estabelecido pela ABNT NBR 16868-1:2020 como $K = 1,5$ para flexão fora do plano da parede para trecho não grauteado, $K = 2,0$ para flexão fora do plano da parede de trecho totalmente grauteado de alvenaria. E para a flexão no plano da parede $K = 1,5$ para ambos os trechos.

A resistência característica à compressão (f_k) deve ser determinada com base no ensaio de paredes estabelecido pela ABNT NBR 16868-3:2020, porém a ABNT NBR 16868-1:2020 estabelece que, para blocos de 190 mm e altura e junta de argamassa de 10 mm, este valor pode ser estimado como 70 % da resistência característica de compressão de prisma (f_{pk}) ou 85 % resistência característica de compressão de prisma da pequena parede (f_{ppk}). No caso de uso de tijolos, a resistência característica a característica pode ser estimada como 60 % da resistência característica de compressão de prisma (f_{pk}).

Referente a resistência característica à compressão a ABNT NBR 16868-1:2020 aponta que se as juntas forem assentadas com argamassamento parcial, conforme a Figura 16 (b) e a resistência for determinada com base no ensaio de prisma ou pequena parede, moldados com a argamassa em toda a área líquida dos blocos, a resistência a compressão deve ser corrigida pelo fator de 0,80 quando comparadas com o argamassamento total conforme a Figura 16 (a).

Figura 16: Argamassamento dos blocos (a) total (b) parcial



Fonte: Parsekian e Medeiros (2021)

Para este trabalho os valores de f_{pk} considerados vão de acordo com as recomendações para especificação de materiais da ABNT NBR 16868:1-2020 (Tabela 6).

Tabela 6: Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural

Tipo de bloco	f_{bc}	f_b	f_{gr}	f_{pr}/f_{bc}	f_{pr}^*/f_{pr}	f_{pr}		Espessura mínima de parede do bloco (mm)
						MPa		
Bloco vazado de concreto, conforme a ABNT NBR 6136 (ref. 14 × 39 cm)	3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8	25
	4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4	25
	6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	7,9	25
	8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5	25
	10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3	25
	12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4	25
	14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,8	15,7	25
	16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,6	25
	18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7	25
	20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2	25
	22,0	18,0	35,0	0,55	1,60	12,1	19,4	25
24,0	18,0	40,0	0,55	1,60	13,2	21,1	25	
Bloco cerâmico de parede vazada, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 × 29 cm)	4,0	4,0	15,0	0,50	1,60	2,0	3,2	8
	6,0	6,0	15,0	0,50	1,60	3,0	4,8	8
	8,0	6,0	20,0	0,50	1,60	4,0	6,4	8
	10,0	8,0	25,0	0,45	1,60	4,5	7,2	8
	12,0	8,0	25,0	0,45	1,60	5,4	8,6	8
Bloco cerâmico de parede maciça, conforme a ABNT NBR 15270-1 (ref. 14 × 29 cm)	10,0	8,0	20,0	0,60	1,60	6,0	9,6	22
	14,0	12,0	25,0	0,60	1,60	8,4	13,4	25
	18,0	15,0	30,0	0,60	1,60	10,8	17,3	30

f_{pr}^* = resistência de prisma cheio.

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

2.6.2.2 Alvenaria armada no Estádio II

Para os casos em que a Equação (12) não for satisfeita deve ser realizado o dimensionamento como alvenaria armada para a tração máxima, podendo ser utilizado tanto o processo simplificado (Estádio II) quanto o processo refinado (Estádio III).

A ABNT NBR 16868-1:2020 aponta que para o dimensionamento no Estádio II a armadura pode ser dimensionada de modo simplificado, com a força de tração dada pela integral das tensões de tração e tensão no aço limitada a $0,5 f_{yd}$, com isso, a área de aço pode ser estimada conforme a Equação (16).

$$A_s = \frac{F_{td}}{0,5 \cdot f_{yd}} \quad (16)$$

Para o dimensionamento a compressão o processo é similar ao da alvenaria não armada.

2.6.2.3 Alvenaria armada no Estádio III

Na última versão da norma de alvenaria estrutural foi permitido o dimensionamento pelo Estádio III, Parsekian e Medeiros (2021) consideram o diagrama de equilíbrio (Figura 17) para o correto dimensionamento a flexocompressão no Estádio III, e com isso, obtém-se as Equações (17)-(21).

$$P_{Rd} = C - \sum T_i \quad (17)$$

$$M_{Rd} = C \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] \quad (18)$$

$$C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_d \quad (19)$$

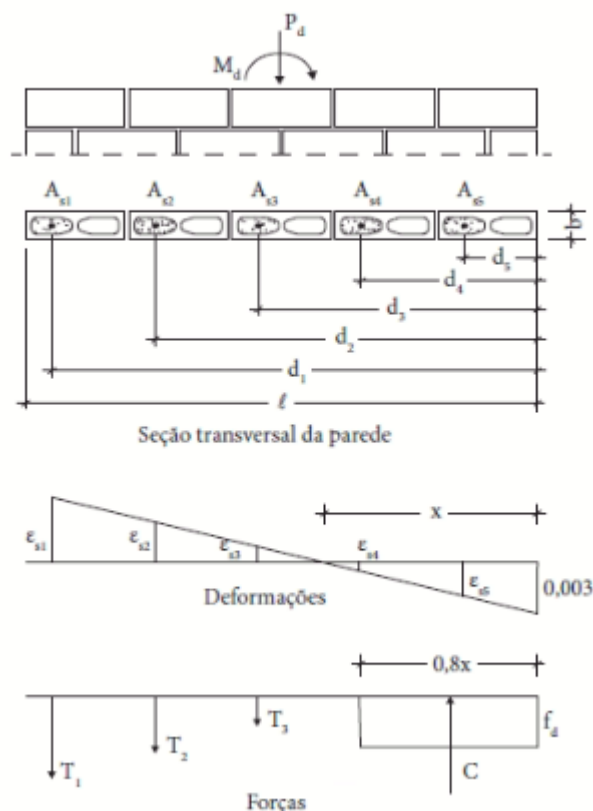
Se a barra escoar:

$$T_i = A_{si} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (20)$$

Se a barra não escoar:

$$T_i = \frac{A_{si}}{\gamma_s} \cdot \left[\varepsilon_a \left(\frac{d_i - x}{x} \right) \cdot E_s \right] \quad (21)$$

Figura 17: Diagrama de equilíbrio para a flexocompressão no Estádio III



Fonte: Parsekian e Medeiros (2021)

3 ROTEIRO DE CÁLCULO

Para uma comparação entre os resultados do Estádio III e do Estádio II, para este trabalho, para cada seção foi estimado o maior valor do momento resistente (M_{Rd}) no Estádio III com a sua normal (N_{Rd}) correspondente, e com esses valores, a parede foi dimensionada no Estádio II. Destaca que por ser um processo analítico, nos casos em que a armadura da seção estudada for menor que a armadura mínima destacada pela ABNT NBR 16868-1:2020, o dimensionamento da seção foi mantido vide a análise de comparação entre os Estádios. Para esse trabalho não foram consideradas abas intermediárias na seção.

3.1 ESTÁDIO III

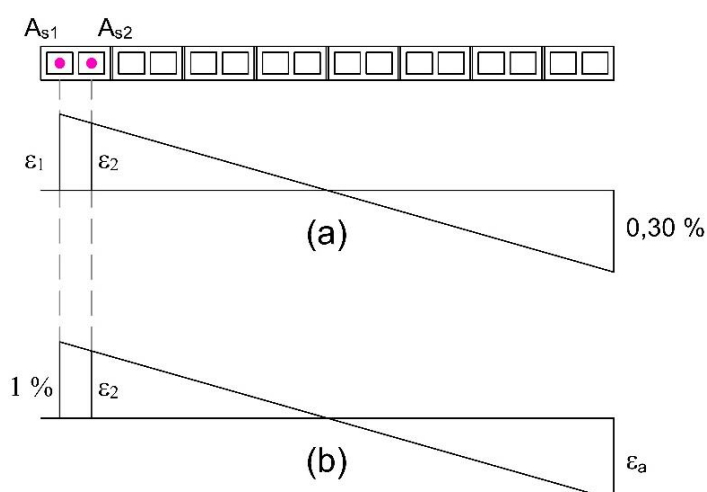
Para o Estádio III foi variado o valor de x do diagrama de deformações da parede, com valor inicial de $x = L$, considerando que toda seção estaria comprimida até o valor de x que apresenta valor de normal resistente (N_{Rd}) negativa, vide não ser uma situação usual. Destaca que para as situações de armaduras em área comprimida o valor de resistência não foi considerado para o dimensionamento da parede.

Como o diagrama de deformações é triangular (Figura 17) é possível determinar as deformações, conforme a Equação (22).

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a \cdot \frac{d_i - x}{x} \quad (22)$$

Segundo a ABNT NBR 16868-1:2020 o máximo encurtamento da alvenaria se limita a 0,3 % e o máximo alongamento do aço é de 1 %, portanto tem-se que o $\varepsilon_a = 0,30 \%$, conforme pode ser visto na Figura 18 (a), e para os casos em que o $\varepsilon_s > 1 \%$, o valor é fixado em 1 % e reduzido o ε_a de forma proporcional, conforme pode ser visto na Figura 18 (b), de forma que pode ser calculado conforme a Equação (23).

Figura 18: Exemplo de diagrama de deformação (a) para o caso com $\varepsilon_s < 1 \%$ e (b) para o caso com $\varepsilon_s = 1 \%$



$$\varepsilon_a = \frac{x}{L - x} \quad (23)$$

Destaca que nos casos da Figura 18 (b) há duas possibilidades, que o $\varepsilon_a \geq \frac{f_{pk}}{E_a}$ e para esses casos a resistência à compressão simples da parede (f_{pk}) não é alterada e $\varepsilon_a < \frac{f_{pk}}{E_a}$, e nesses casos tem-se que $f_d = \frac{\sigma_a \cdot 0,7}{\gamma_m}$, onde $\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a$, de forma a considerar a mudança na tensão resistente provocada pelo limite do encurtamento da alvenaria, o Módulo de Elasticidade da alvenaria dado pela Equação (24).

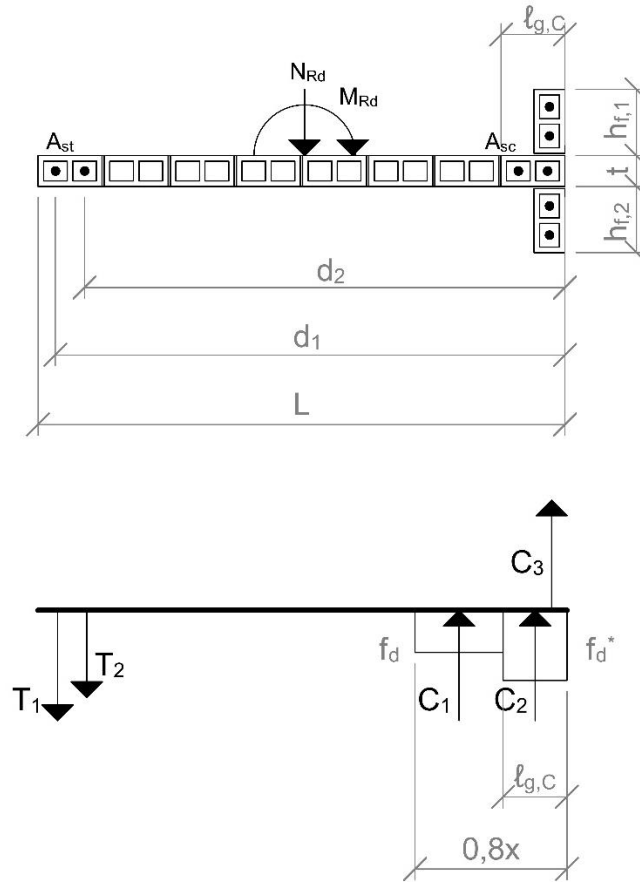
$$E_a = c \cdot f_{pk} \quad (24)$$

onde,

$c = 800$ para blocos de concreto e $c = 600$ para blocos de cerâmicos.

Considerando a seção da Figura 19 e utilizando as Equações (17)-(21), tem-se as Equações (25)-(29) e, com isso, é possível traçar um diagrama de normal resistente (N_{Rd}) x momento resistente (M_{Rd}). Destaca-se que as Equações (25), (26) e (29) são válidas desde que o comprimento de graute na região comprimida ($\ell_{g,c}$) seja menor que $0,8x$, de forma que seguem a Figura 19. Para os casos que $\ell_{g,c} > 0,8x$, a distribuição de forças se dá conforme a Figura 20, onde $C_1 = 0$, e seguem as Equações (30) e (31). Há ainda os casos em que $0,8x$ é inferior a espessura da parede da aba (t) e para esses casos C_3 é dado pela Equação (32) e o M_{Rd} é dado pela Equação (33), destaca-se que, para esta equação, caso haja $\ell_{g,c}$ na seção, $C_1 = 0$, visto que as considerações desse trabalho impõe as abas nas extremidades da seção.

Figura 19: Distribuição de forças para os casos com $\ell_{g,c} > 0,8x$



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

$$C_1 = (0,8 \cdot x - \ell_{g,c}) \cdot t \cdot f_d \quad (25)$$

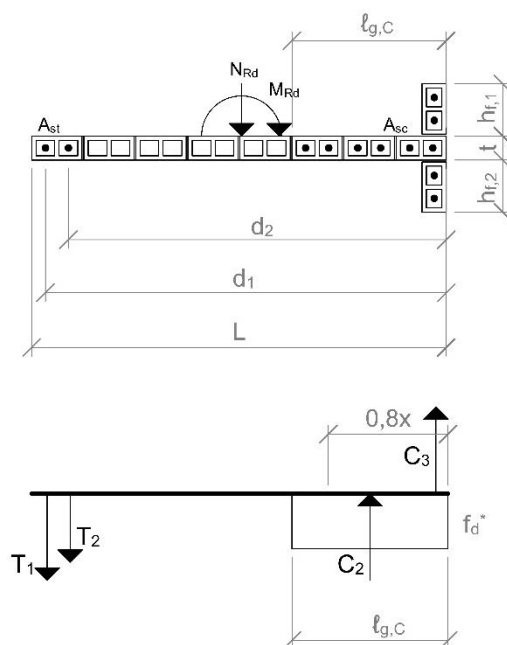
$$C_2 = \ell_{g,c} \cdot t \cdot f_d^* \quad (26)$$

$$C_3 = h_f \cdot t \cdot f_d^* \text{ para abas grauteadas e } C_3 = h_f \cdot t \cdot f_d \text{ para abas não grauteadas} \quad (27)$$

$$N_{Rd} = C_1 + C_2 + C_3 - \sum T_i \quad (28)$$

$$M_{Rd} = C_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x - \ell_{g,c}}{2} - \ell_{g,c} \right) + C_2 \left(\frac{L}{2} - \frac{\ell_{g,c}}{2} \right) + C_3 \left(\frac{L}{2} - \frac{t}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] \quad (29)$$

Figura 20: Distribuição de forças para os casos com $\ell_{g,c} \leq 0,8x$



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

$$C_2 = 0,8x \cdot t \cdot f_d^* \quad (30)$$

$$M_{Rd} = C_2 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + C_3 \left(\frac{L}{2} - \frac{t}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] \quad (31)$$

$$C_3 = h_f \cdot 0,8x \cdot f_d^* \text{ para abas grauteadas e } C_3 = h_f \cdot 0,8x \cdot f_d \text{ para abas não grauteadas} \quad (32)$$

$$M_{Rd} = C_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + C_2 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + C_3 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] \quad (33)$$

3.2 ESTÁDIO II

O Estádio II foi dimensionado de dois modos, considerando a seção homogeneizada e a seção não homogeneizada entre o graute e a parede de alvenaria estrutural. A Figura 21 (a) mostra um exemplo da consideração da seção não homogeneizada, e para a mesma seção, a Figura 21 (b) aponta o aumento de área provocado pela homogeneização da seção. A consideração do aumento da área e

inércia para a seção homogeneizada, é dado pelo fator n , calculado conforme a Equação (34).

$$n = \frac{f_{pk}^*}{f_{pk}} \quad (34)$$

Considerando a Figura 21, as características geométricas das seções foram calculadas conforme as Equações (35)-(40), considerando a região tracionada na região inferior. Destaca que as espessuras das abas, caso haja graute, varia entre a seção homogeneizada e não homogeneizada.

Para a seção não homogeneizada:

$$A_{NH} = t \cdot L + \left(\sum h_{c,t} + \sum h_{Tf,t} \right) \cdot t \quad (35)$$

$$y_{cg} = \frac{\sum h_{Tf,t} \cdot t \cdot \frac{t}{2} + t \cdot L \cdot \frac{L}{2} + \sum h_{c,t} \cdot t \cdot \left(L - \frac{t}{2} \right)}{A_{NH}} \quad (36)$$

$$I_{NH} = \left(\sum h_{c,t} + \sum h_{Tf,t} \right) \cdot \frac{t^3}{12} + t \cdot \sum h_{c,t} \cdot \left(L - \frac{t}{2} - y_{cg} \right)^2 + t \cdot \sum h_{Tf,t} \cdot \left(y_{cg} - \frac{t}{2} \right)^2 + t \cdot \frac{L^3}{12} + t \cdot L \cdot \left(\frac{L}{2} - y_{cg} \right)^2 \quad (37)$$

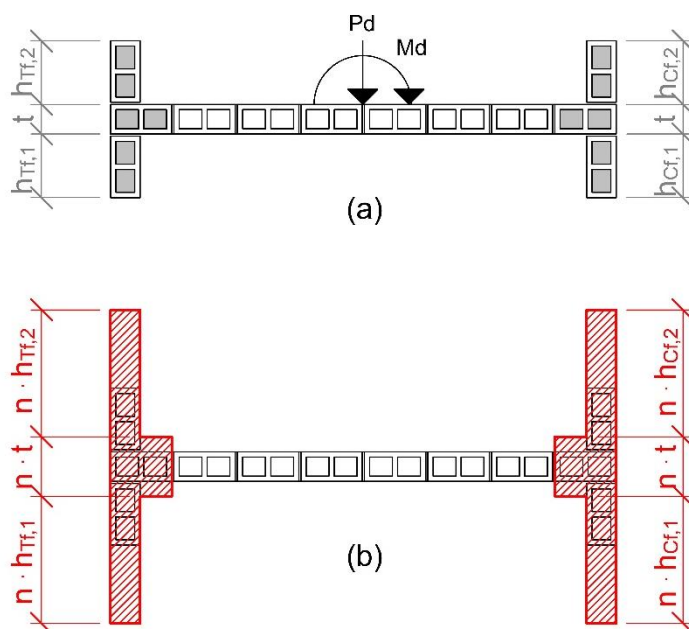
Para a seção homogeneizada:

$$A_H = (n \cdot t) \cdot (l_{g,T} + l_{g,C}) + t \cdot \left(\sum h_{c,t} + \sum h_{Tf,t} \right) + t \cdot (L - l_{g,T} - l_{g,C}) \quad (38)$$

$$y_{cg} = \left((n \cdot t) \cdot l_{g,C} \cdot \left(L - \frac{l_{g,C}}{2} \right) + t \cdot \sum h_{c,t} \cdot \left(L - \frac{t}{2} \right) + t \cdot (L - l_{g,T} - l_{g,C}) \cdot \left(\frac{L - l_{g,T} - l_{g,C}}{2} + l_{g,T} \right) + (n \cdot t) \cdot l_{g,T} \cdot \left(\frac{l_{g,T}}{2} \right) + t \cdot \sum h_{Tf,t} \cdot \left(\frac{t}{2} \right) \right) / A_H \quad (39)$$

$$\begin{aligned}
I_H = & (n \cdot t) \cdot \frac{l_{g,c}^3}{12} + (n \cdot t) \cdot l_{g,c} \cdot \left(y_{cg} - L + \frac{l_{g,c}}{2} \right)^2 + \sum h_{c,t} \cdot \frac{t^3}{12} + t \cdot \sum h_{c,t} \\
& \cdot \left(L - \frac{t}{2} - y_{cg} \right)^2 + t \cdot \frac{(L - l_{g,T} - l_{g,c})^3}{12} + t \cdot (L - l_{g,T} - l_{g,c}) \\
& \cdot \left(y_{cg} - l_{g,T} + \frac{(L - l_{g,T} - l_{g,c})}{2} \right)^2 + (n \cdot t) \cdot \frac{l_{g,T}^3}{12} + (n \cdot t) \cdot l_{g,T} \\
& \cdot \left(y_{cg} - \frac{l_{g,T}}{2} \right)^2 + \sum h_{Tf,t} \cdot \frac{t^3}{12} + t \cdot \sum h_{Tf,t} \cdot (y_{cg} - t/2)^2
\end{aligned} \tag{40}$$

Figura 21: Exemplo de seção homogeneizada



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Com o momento máximo resistente no Estádio III (M_d), e a normal correspondente (N_d), as tensões máximas de compressão e tração são dadas, respectivamente, através das Equações (41) e (42), considerando a combinação de esforços, conforme o Tópico 2.2.5, de forma que o gráfico de tensões combinadas tenha o comportamento conforme a Figura 22. Destaca-se que a área e a inércia da seção homogeneizada e não homogeneizada são diferentes para as paredes de alvenaria armada, e seguem os princípios da Figura 21.

$$\sigma_c = \frac{0,9 \cdot N_k}{A} + \frac{M_d \cdot (L - y_{CG})}{I} \quad (41)$$

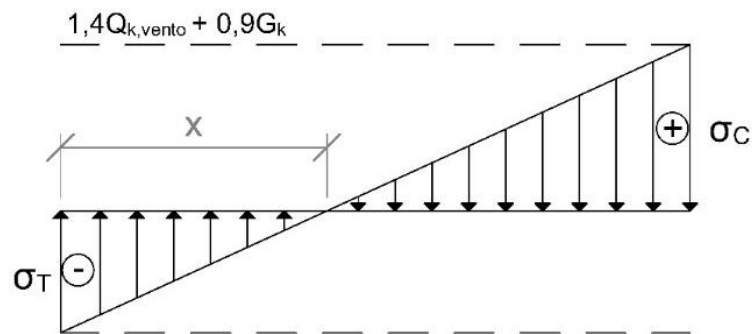
$$\sigma_T = \frac{0,9 N_k}{A} - \frac{M_d \cdot y_{CG}}{I} \quad (42)$$

onde,

N_k é a normal solicitante de cálculo, estimada como $N_k = \frac{N_d}{1,4}$;

y_{CG} é a ordenada do valor do centro geométrico a partir da base tracionada.

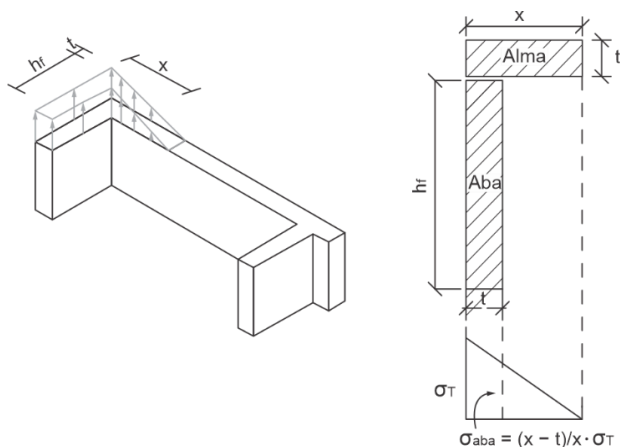
Figura 22: Diagrama de tensões combinadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Com isso, calcula-se a força de tração na seção, considerando que as tensões também estão distribuídas sobre as abas tracionadas, caso haja, conforme a Figura 23. A força de tração (F_{td}) é a parcela sobre a alma somada à parcela sobre a(s) aba(s), conforme a Equação (43), destaca que para a seção homogeneizada, nos casos em que há graute na área tracionada da alma, há uma mudança na espessura da parede, conforme pode ser visto na Figura 24, e com isso, para o cálculo da força tem-se a Equação (44).

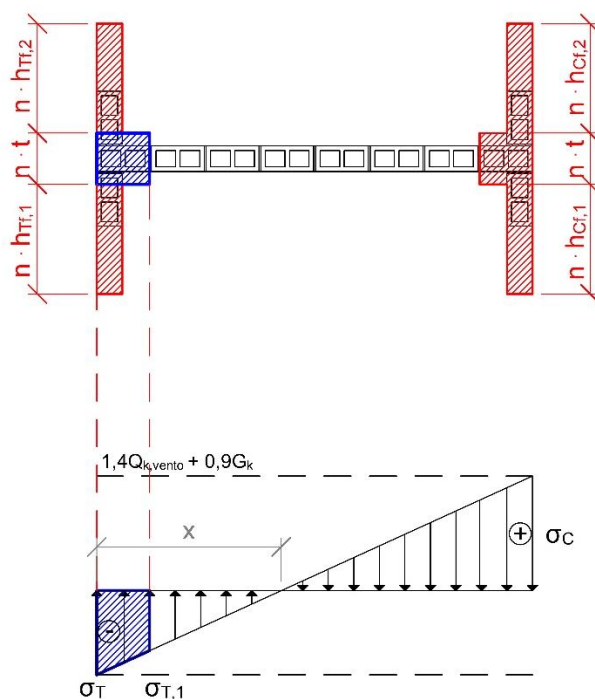
Figura 23: Consideração da tensão de tração na aba



Fonte: Adaptado de Parsekian e Medeiros (2021)

$$F_{td} = \frac{\sigma_T \cdot x}{2} \cdot t + \frac{\sigma_T + \sigma_{T,aba}}{2} \cdot t \cdot (h_{f1} + h_{f2}) \quad (43)$$

Figura 24: Consideração de tensões na seção homogeneizada



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

$$F_{td} = \frac{\sigma_T + \sigma_{T,1}}{2} \cdot t_h \cdot \ell_{g,T} + \frac{\sigma_{T,1} \cdot (x - \ell_{g,T})}{2} \cdot t + \frac{\sigma_T + \sigma_{T,aba}}{2} \cdot t \cdot (h_{f1} + h_{f2}) \quad (44)$$

onde,

$\sigma_{T,1}$ é a tensão de tração máxima na região sem graute, dado pela Equação (42), onde $y = (y_{CG} - \ell_{g,T})$

t_h é a espessura homogeneizada da seção, de forma que $t_h = n \cdot t$;

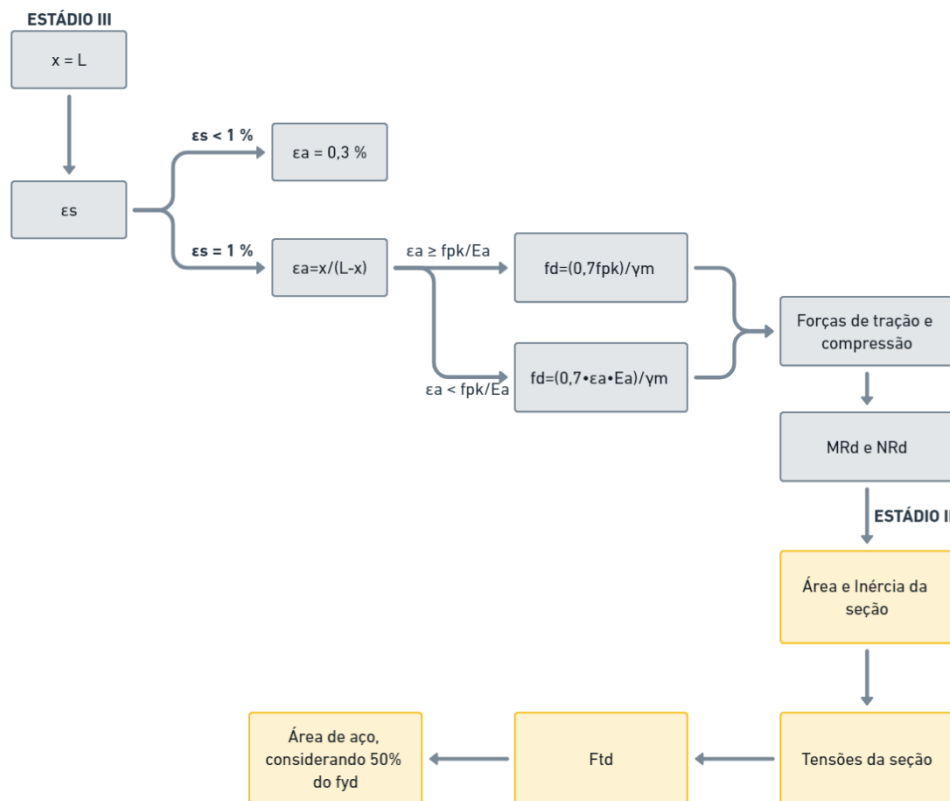
$\ell_{g,T}$ é o comprimento grauteado na região tracionada.

Com o valor de F_{td} , tem-se que a área de aço necessária pode ser estimada através da Equação (16), considerando a tensão no aço limitada a $0,5 f_{yd}$.

4 EXEMPLOS

De forma a elucidar as considerações e o processo prescrito no Tópico 3 e prescrito no fluxograma da Figura 25, foram feitos os seguintes exemplos: sem abas, com abas sem grautes e com abas grauteadas. Para cada uma das considerações foi feito o dimensionamento para o Estádio III e Estádio II (considerando a seção não homogeneizada e homogeneizada).

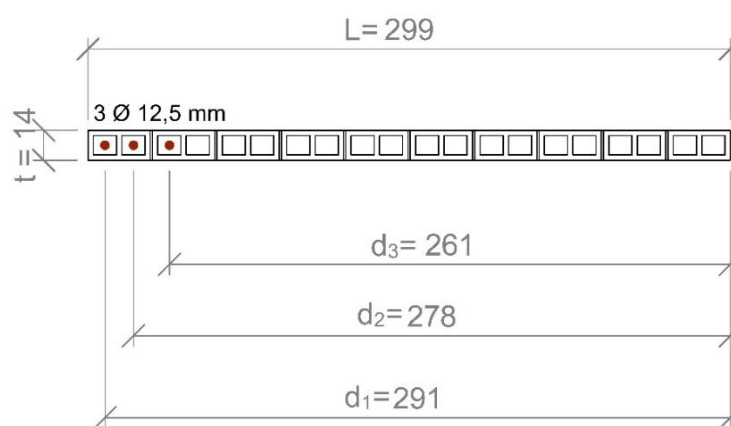
Figura 25: Fluxograma de roteiro de cálculo



4.1 CASO SEM ABAS

Para o exemplo do caso sem abas e sem comprimento grauteado comprimido ($\ell_{g,c}$) foi exemplificado o dimensionamento da seção da Figura 26, considerando que as barras de aço estão na região tracionada, apresentam $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, a resistência de bloco considerada é de $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, e segundo a recomendação da ABNT NBR 16868-1:2020 para blocos de concreto (Tabela 6), o $f_{pk} = 3,2 \text{ MPa}$ e $f_{pk}^* = 6,4 \text{ MPa}$.

Figura 26: Exemplo de caso sem abas e sem comprimento grauteado comprimido



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.1.1 Estádio III

De forma a obter o maior momento resistente (M_{Rd}) no Estádio III para a seção analisada, foi variado os valores de x do diagrama de deformações da parede, partindo de $x = L = 299 \text{ cm}$, considerando toda seção comprimida e foi reduzindo o valor de x até o valor de normal resistente (N_{Rd}) negativa, vide não ser uma situação usual. Destaca que para os casos que $x > d_i$ a armadura (A_{si}) está localizada em zona comprimida, portanto não é considerada para o dimensionamento.

De forma a apresentar o maior valor para o momento resistente (M_{Rd}) para o exemplo citado, as equações apresentadas são para a consideração de $x = 154 \text{ cm}$ e a Figura 28 apresenta o Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$, que apresentam os dados de N_{Rd} e M_{Rd} , com a variação do x na seção.

Para estabelecer a força (T_i), conforme pode ser visto na Figura 27 (b) é necessário a deformação do aço para a seção analisada, dada pela Equação (22), e para o caso analisado, as Equações (45)-(47).

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_a \cdot \frac{d_1 - x}{x} = 0,3 \cdot \frac{291 - 154}{154} = 0,2669\% \quad (45)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_a \cdot \frac{d_2 - x}{x} = 0,3 \cdot \frac{278 - 154}{154} = 0,2416\% \quad (46)$$

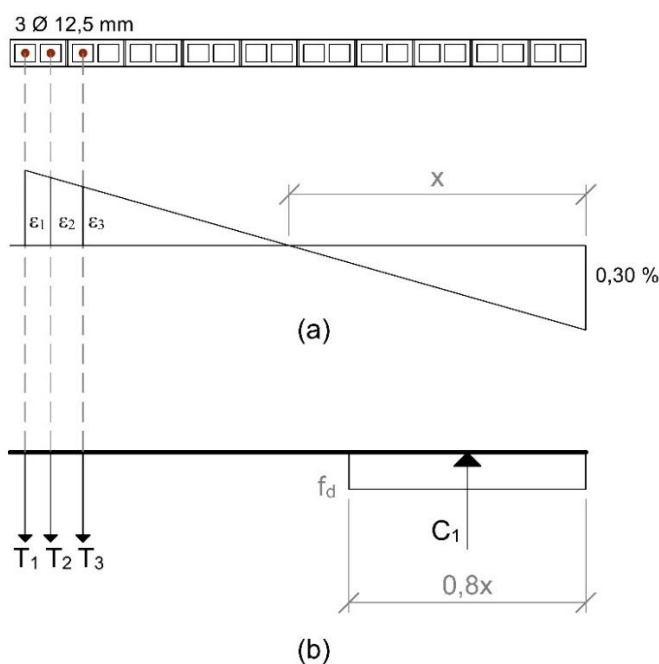
$$\varepsilon_3 = \varepsilon_a \cdot \frac{d_3 - x}{x} = 0,3 \cdot \frac{261 - 154}{154} = 0,2084\% \quad (47)$$

Como as deformações não apresentam valores maiores que 1 %, a deformação máxima da alvenaria considerada para o caso analisado é de 0,3 % conforme a Figura 27 (a). Com isso, as resistências de cálculo podem ser estimadas conforme as Equações (48) e (49).

$$f_d = \frac{0,7 \cdot f_{pk}}{2} = \frac{0,7 \cdot 3,2}{2} = 1,12 \text{ MPa} \quad (48)$$

$$f_d^* = \frac{0,7 \cdot f_{pk}^*}{2} = \frac{0,7 \cdot 6,4}{2} = 2,24 \text{ MPa} \quad (49)$$

Figura 27: (a) Deformações (b) Forças para a seção estudada



Como as deformações no aço para o caso analisado apresentam valores maiores que 0,207 %, valor que representa a deformação do escoamento do aço CA-50, as barras de aço escoaram, portanto, considerando a Equação (20), e que todas as barras apresentam o mesmo diâmetro (12,5 mm), tem-se que $T_1 = T_2 = T_3 = A_s \cdot f_{yd} = 1,23 \cdot 43,48 = 53,36 \text{ kN}$.

Para a região comprimida a força de compressão (C_1) é dada pela Equação (25), para o exemplo analisado, tem-se a Equação (50). Como não há graute na região comprimida ($\ell_{g,c} = 0$) e não há abas na região comprimida $C_2 = C_3 = 0$.

$$C_1 = 0,8x \cdot t \cdot f_d = 0,8 \cdot 154 \cdot 14 \cdot \frac{1,12}{10} = 193,18 \text{ kN} \quad (50)$$

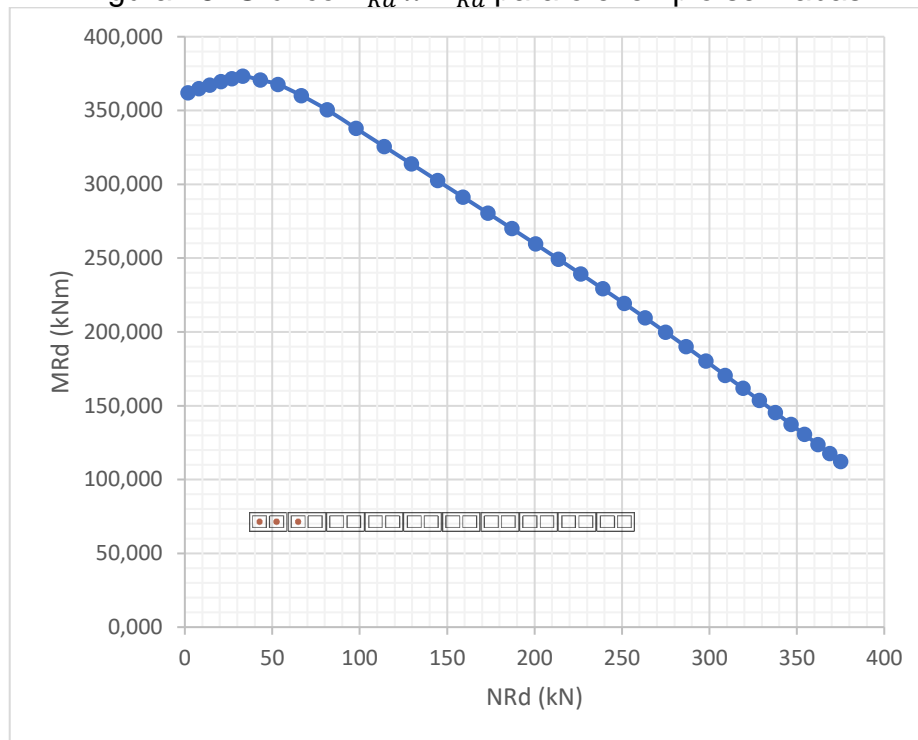
As Equações (28) e (29) determinam a normal e o momento resistente e, para o caso analisado, tem-se as Equações (51) e (52).

$$N_{Rd} = C_1 + C_2 + C_3 - \sum T_i = 193,18 - 53,36 - 53,36 - 53,36 = 33,11 \text{ kN} \quad (51)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= C_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] \\ &= 193 \cdot \left(\frac{299}{2} - \frac{0,8 \cdot 154}{2} \right) + 53,36 \left(291 - \frac{299}{2} \right) \\ &\quad + 53,36 \left(278 - \frac{299}{2} \right) + 53,36 \left(261 - \frac{299}{2} \right) = 373,356 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (52)$$

Refazendo o processo exemplificado variando o x da seção, tem-se o gráfico apresentado na Figura 28.

Figura 28: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para o exemplo sem abas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.1.2 Estádio II – Seção não homogeneizada

Com o maior momento resistente ($M_{Rd} = 373,356 \text{ kNm}$) e a normal correspondente ($N_{Rd} = 33,11 \text{ kN}$, resultando em $N_k = 23,65 \text{ kN}$) no Estádio III, a seção foi dimensionada no Estádio II. Para a seção não homogeneizada, tem-se os seguintes valores para área e inércia da seção:

$$A = 4186,00 \text{ cm}^2$$

$$I = 31186048,83 \text{ cm}^4$$

$$y_{CG} = 149,5 \text{ cm}$$

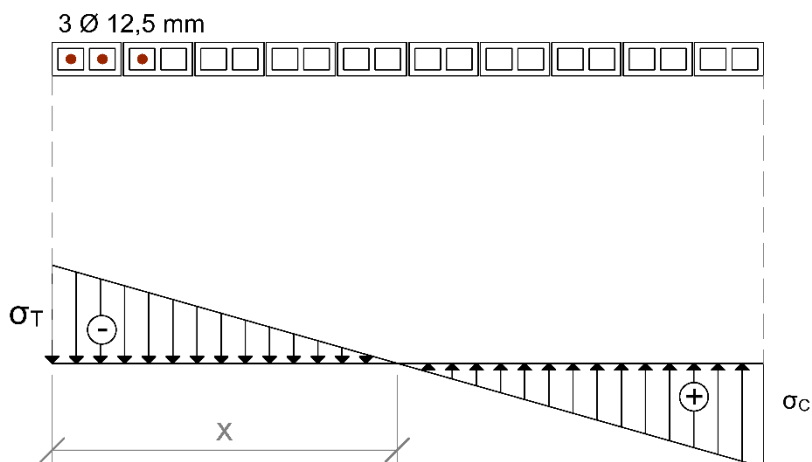
Para as tensões na seção analisada, tem-se as Equações (41) e (42), e aplicadas ao caso analisado, tem-se as Equações (53) e (54).

$$\sigma_c = \frac{0,9N}{A} + \frac{Md \cdot y_{CG}}{I} = \frac{0,9 \cdot 23,65}{4186} + \frac{37335,6 \cdot (299 - 149,5)}{31186048,83} = 1840,64 \text{ kN/m}^2 \quad (53)$$

$$\sigma_T = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot y_{CG}}{I} = \frac{0,9 \cdot 23,65}{4186} - \frac{37335,6 \cdot 149,5}{31186048,83} = -1738,95 \text{ kN/m}^2 \quad (54)$$

Por semelhança de triângulo (Figura 29) tem-se que $x = 145,25 \text{ cm}$

Figura 29: Diagrama combinado do exemplo sem abas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

A força de tração (F_{td}) é dada pela Equação (43), para o caso do exemplo analisado, tem-se a Equação (55).

$$F_{td} = \frac{\sigma_T \cdot x}{2} \cdot t = \frac{1738,95 \cdot 1,4525}{2} \cdot 0,14 = 176,81 \text{ kN} \quad (55)$$

Aplicando na Equação (16), tem-se que a área de aço necessária para essa seção com os esforços determinados a partir do máximo momento do Estádio III, é de $A_s = 8,13 \text{ cm}^2$.

4.1.3 Estádio II – Seção Homogeneizada

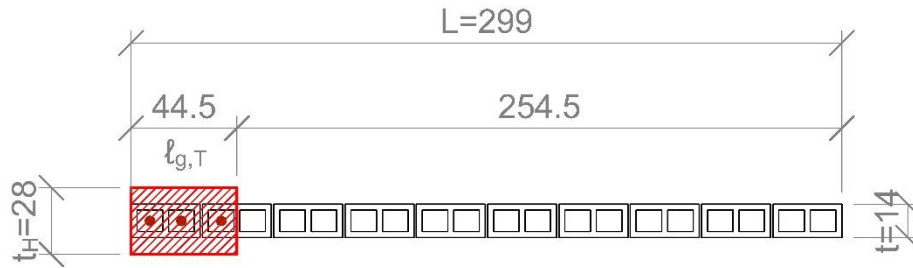
Com o maior momento resistente ($M_{Rd} = 373,356 \text{ kNm}$) e a normal correspondente ($N_k = 23,65 \text{ kN}$) no Estádio III, a seção foi dimensionada no Estádio II. Aplicando a Equação (34) para o caso analisado, tem-se que $n = 2$, com isso, a seção homogeneizada apresenta as características conforme a Figura 30, de forma que a área e a inércia apresentam os seguintes valores:

$$A = 4809,00 \text{ cm}^2$$

$$I = 40069939,68 \text{ cm}^4$$

$$y_{CG} = 133,01 \text{ cm}$$

Figura 30: Seção homogeneizada para o exemplo sem abas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para as tensões na seção analisada, tem-se as Equações (41) e (42), e aplicadas ao caso analisado, tem-se as Equações (56) e (57).

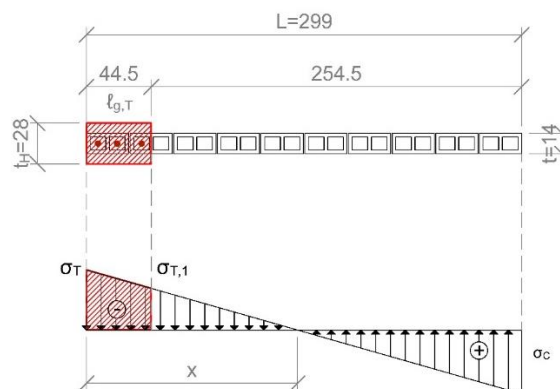
$$\sigma_c = \frac{0,9N}{A} + \frac{Md \cdot (L - y_{CG})}{I} = \frac{0,9 \cdot 23,65}{4809,00} + \frac{37335,6 \cdot (299 - 133,01)}{40069939,68} = 1590,84 \text{ kN/m}^2 \quad (56)$$

$$\sigma_T = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot y_{CG}}{I} = \frac{0,9 \cdot 23,65}{4809,00} - \frac{37335,6 \cdot 133,01}{40069939,68} = -1195,12 \text{ kN/m}^2 \quad (57)$$

Por semelhança de triângulo (Figura 31) tem-se que $x = 128 \text{ cm}$. Com isso a tensão $\sigma_{T,1}$ é dado pela Equação (58).

$$\sigma_{T,1} = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot (y_{CG} - l_{g,T})}{I} = \frac{0,9 \cdot 23,65}{4809,00} - \frac{37335,6 \cdot (133,01 - 44,5)}{40069939,68} = -780,49 \text{ kN/m}^2 \quad (58)$$

Figura 31: Diagrama combinado do exemplo sem abas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

A força de tração (F_{td}) é dada pela Equação (44), para o caso do exemplo analisado, tem-se a Equação (59).

$$\begin{aligned}
 F_{td} &= \frac{\sigma_T + \sigma_{T,1}}{2} \cdot t_h \cdot \ell_{g,T} + \frac{\sigma_{T,1} \cdot (x - \ell_{g,T})}{2} \cdot t \\
 &= \frac{1195,12 + 780,49}{2} \cdot 0,28 \cdot 0,445 + \frac{780,49 \cdot (1,28 - 0,445)}{2} \\
 &\quad \cdot 0,14 = 168,84 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{59}$$

Aplicando na Equação (16), tem-se que a área de aço necessária para essa seção com os esforços determinados a partir do máximo momento do Estádio III, é de $A_s = 7,77 \text{ cm}^2$.

4.1.4 Comparação

Para o caso analisado, conforme visto nos tópicos anteriores, para os valores das áreas de aço, tem-se a Tabela 7, de forma que o Estádio III apresentou valores 2,21 vezes menores que o Estádio II na configuração da seção não homogeneizada e 2,11 vezes menores que o Estádio II na configuração homogeneizada. Destaca que a seção homogeneizada apresentou resultados 5% maiores que a seção não homogeneizada para o Estádio II, isso se deve ao ganho de área nesse caso, pela presença de grautes.

Tabela 7: Valores das áreas de aço para o exemplo sem abas

A_{sIII}	(cm ²)	3,68
A_{sII-NH}	(cm ²)	8,13
A_{sII-H}	(cm ²)	7,77

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

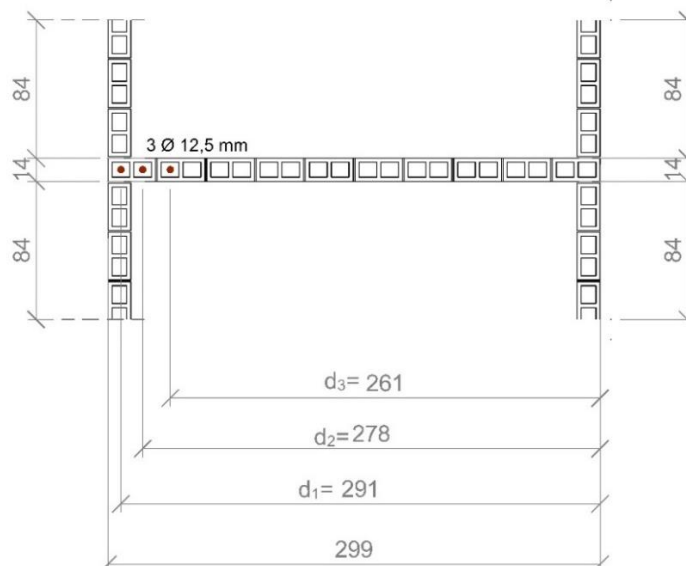
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.2 CASO COM ABAS SEM GRAUTE

Para o caso com abas sem graute foi exemplificado o dimensionamento da seção da Figura 32 considerando que as barras de aço estão na região tracionada, apresentam $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, a resistência de bloco considerada é de $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, e segundo a recomendação da ABNT NBR 16868-1:2020 para blocos de concreto (Tabela 6), o $f_{pk} = 3,2 \text{ MPa}$ e $f_{pk}^* = 6,4 \text{ MPa}$. Destaca que a ABNT NBR 16868-1:2020 aponta que o comprimento efetivo (b_f) para as abas em painéis de contraventamento deve obedecer ao limite $b_f \leq 6t$, como $t = 14 \text{ cm}$, tem-se que $b_{f,máx} = 84 \text{ cm}$.

Figura 32: Exemplo de caso com abas sem grauteamento



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.2.1 Estádio III

Em comparação à análise sem as abas no Estádio III (Tópico 4.1.1), a análise com abas apresenta o acréscimo da força de compressão C_3 , dada pela Equação (27), de forma a considerar ambas as abas (superior e inferior) da zona comprimida, para o exemplo analisado, tem-se a Equação (60).

$$C_3 = h_f \cdot t \cdot f_d = (84 + 84) \cdot 14 \cdot 0,112 = 263,42 \text{ kN} \quad (60)$$

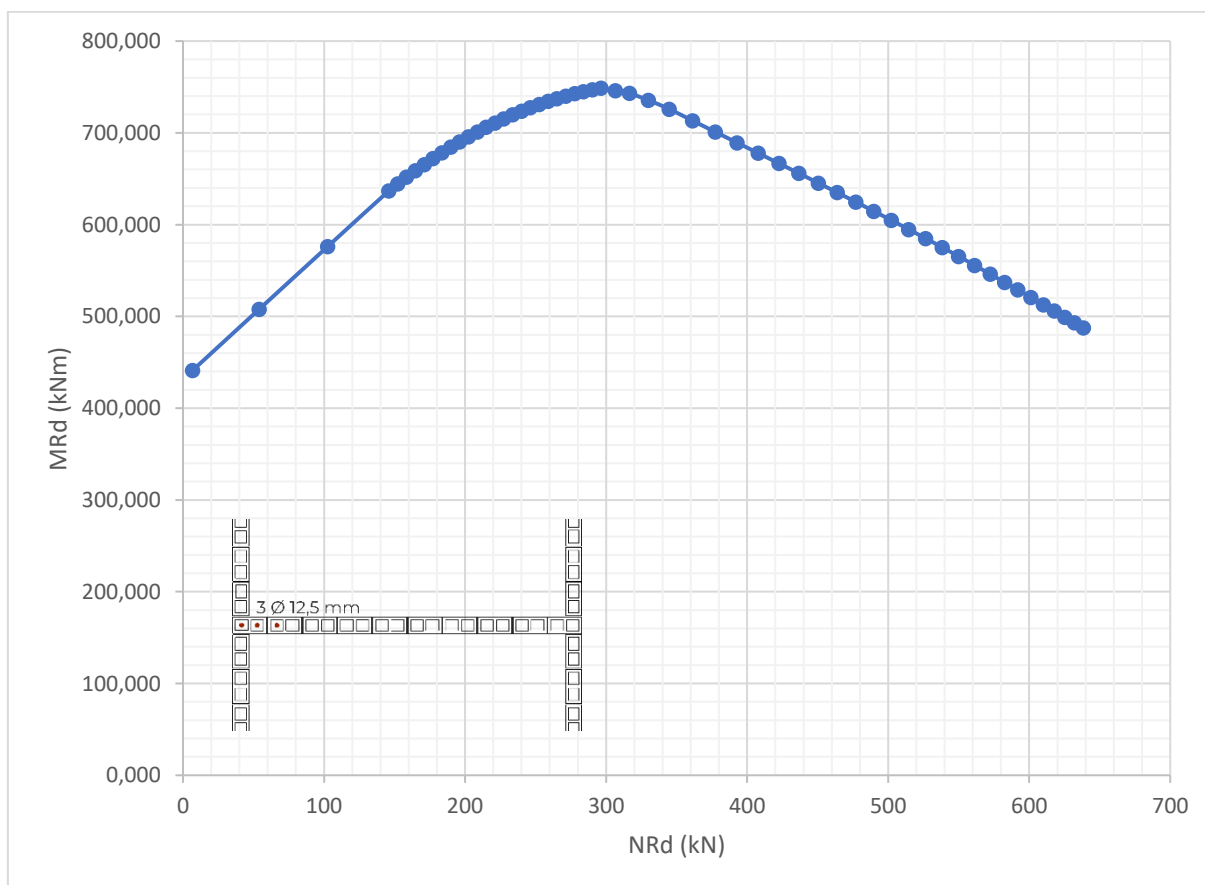
Para a normal resistente (N_{Rd}) o acréscimo da força de compressão C_3 é somado diretamente no valor encontrado na situação sem abas, conforme pode ser

visto na Equação (28), com isso, tem-se que $N_{Rd} = 296,53 \text{ kN}$. Para a parcela do momento resistente (M_{Rd}), pela Equação (29), tem-se o acréscimo da seguinte parcela: $C_3 \left(\frac{L}{2} - \frac{t}{2} \right) = 263,42 \cdot \left(\frac{2,99}{2} - \frac{0,14}{2} \right) = 375,37 \text{ kNm}$, resultando em $M_{Rd} = 748,735 \text{ kNm}$.

Variando os valores de x para o caso analisado, tem-se o gráfico da

Figura 33, destaca-se que os três primeiros pontos do gráfico apresentaram valores para o alongamento do aço maiores que 1 % considerando o $\varepsilon_a = 0,3 \%$, e por isso, fixou este valor em 1 % e reduziu o valor de ε_a e, para estes casos, como $\varepsilon_a < \frac{f_{pk}}{E_a}$, a resistência à compressão simples de cálculo passa a ser $f_d = \frac{\sigma_a \cdot 0,7}{\gamma_m}$, onde $\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a$, considerando o Módulo de Elasticidade da alvenaria dado pela Equação (24) para blocos de concreto.

Figura 33: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para o exemplo com abas sem graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.2.2 Estádio II – Seção não homogeneizada

Com o maior momento resistente ($M_{Rd} = 748,735 \text{ kNm}$) e a normal correspondente ($N_k = 211,81 \text{ kN}$) no Estádio III, a seção foi dimensionada no Estádio II. Para a seção não homogeneizada, tem-se os seguintes valores para área e inércia da seção:

$$A = 8890,00 \text{ cm}^2$$

$$I = 126783480,83 \text{ cm}^4$$

$$y_{CG} = \frac{299}{2} = 149,5 \text{ cm}$$

Para as tensões na seção analisada, tem-se as Equações (41) e (42), e aplicadas ao caso analisado, tem-se as Equações (61) e (62).

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{0,9N}{A} + \frac{Md \cdot (L - y_{CG})}{I} = \frac{0,9 \cdot 211,81}{8890,00} + \frac{74873,5 \cdot (299 - 149,5)}{126783480,83} \\ &= 1097,32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (61)$$

$$\sigma_T = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot y_{CG}}{I} = \frac{0,9 \cdot 211,81}{8890,00} - \frac{74873,5 \cdot 149,5}{126783480,83} = -668,46 \text{ kN/m}^2 \quad (62)$$

Por semelhança de triângulo tem-se que $x = 113,19 \text{ cm}$. Com isso, para a tensão na região da aba tracionada, conforme Figura 23, tem-se a Equação (63).

$$\sigma_{T,aba} = \frac{x - t}{x} \cdot \sigma_T = \frac{1,1319 - 0,14}{1,1319} \cdot (-668,46) = -585,78 \text{ kN/m}^2 \quad (63)$$

Para o cálculo da força de tração (F_{td}) tem-se a Equação (43), para o caso do exemplo analisado, tem-se a Equação (64).

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{\sigma_T \cdot x}{2} \cdot t + \frac{\sigma_T + \sigma_{T,aba}}{2} \cdot t \cdot (h_{f1} + h_{f2}) \\ &= \frac{668,46 \cdot 1,1319}{2} \cdot 0,14 + \frac{668,46 + 585,78}{2} \cdot 0,14 \cdot (0,84 + 0,84) \\ &= 200,46 \text{ kN} \end{aligned} \quad (64)$$

Aplicando na Equação (16), tem-se que a área de aço necessária para essa seção com os esforços determinados a partir do máximo momento do Estádio III, é de $A_s = 9,22 \text{ cm}^2$.

4.2.3 Estádio II – Seção Homogeneizada

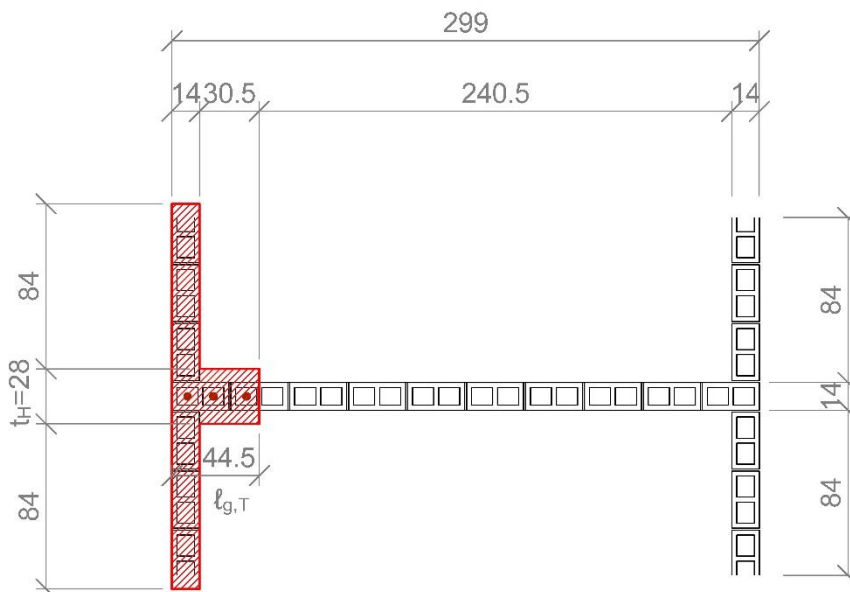
Com o maior momento resistente ($M_{Rd} = 748,735 \text{ kNm}$) e a normal correspondente ($N_k = 211,81 \text{ kN}$) no Estádio III, a seção foi dimensionada no Estádio II. Aplicando a Equação (34) para o caso analisado, tem-se que $n = 2$, com isso, a seção homogeneizada apresenta as características conforme a Figura 34, de forma que a área e a inércia apresentam os seguintes valores:

$$A = 9513,00 \text{ cm}^2$$

$$I = 136313601,08 \text{ cm}^4$$

$$y_{CG} = 141,17 \text{ cm}^2$$

Figura 34: Seção homogeneizada para o exemplo de abas sem graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para as tensões na seção analisada, tem-se as Equações (41) e (42), e aplicadas ao caso analisado, tem-se as Equações (65) e (66).

$$\sigma_c = \frac{0,9N}{A} + \frac{Md \cdot (L - y_{CG})}{I} = \frac{0,9 \cdot 211,81}{9513,00} + \frac{74873,5 \cdot (299 - 141,17)}{136313601,08} \quad (65)$$

$$= 1067,33 \text{ kN/m}^2$$

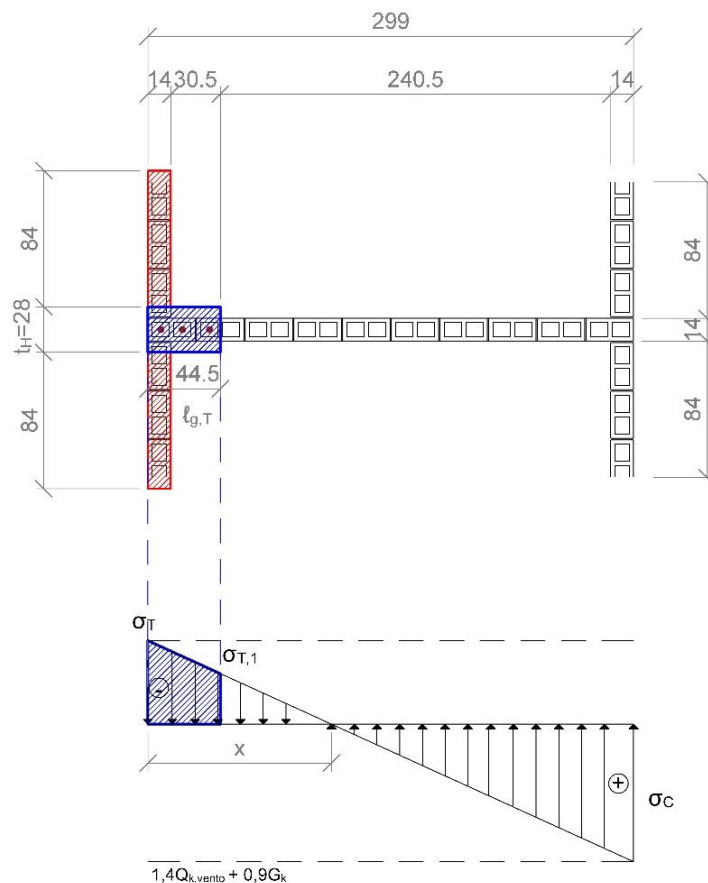
$$\sigma_T = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot y_{CG}}{I} = \frac{0,9 \cdot 211,81}{9513,00} - \frac{74873,5 \cdot 141,17}{136313601,08} = -575,00 \text{ kN/m}^2 \quad (66)$$

Por semelhança de triângulo (Figura 35) tem-se que $x = 105 \text{ cm}$. Com isso a tensão $\sigma_{T,1}$ é dado pela Equação (67).

$$\sigma_{T,1} = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot (y_{CG} - \ell_{g,T})}{I} = \frac{0,9 \cdot 211,81}{9513,00} - \frac{74873,5 \cdot (141,17 - 44,5)}{136313601,08} \quad (67)$$

$$= -330,58 \text{ kN/m}^2$$

Figura 35: Diagrama combinado para o exemplo de abas sem graute



Para a tensão na região da aba tracionada, conforme Figura 23, tem-se a Equação (68).

$$\sigma_{T,aba} = \frac{x-t}{x} \cdot \sigma_T = \frac{1,05 - 0,14}{1,05} \cdot (-575,00) = -498,10 \text{ kN/m}^2 \quad (68)$$

A força de tração (F_{td}) é dada pela Equação (44), para o caso do exemplo analisado, tem-se a Equação (69).

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{\sigma_T + \sigma_{T,1}}{2} \cdot t_h \cdot \ell_{g,T} + \frac{\sigma_{T,1} \cdot (x - \ell_{g,T})}{2} \cdot t + \frac{\sigma_T + \sigma_{T,aba}}{2} \cdot t \cdot (h_{f1} + h_{f2}) \\ &= \frac{575,00 + 330,58}{2} \cdot 0,28 \cdot 0,445 + \frac{330,58 \cdot (1,05 - 0,445)}{2} \\ &\quad \cdot 0,14 + \frac{575,00 + 498,10}{2} \cdot 0,14 \cdot (0,84 + 0,84) = 196,54 \text{ kN} \end{aligned} \quad (69)$$

Aplicando na Equação (16), tem-se que a área de aço necessária para essa seção com os esforços determinados a partir do máximo momento do Estádio III, é de $A_s = 9,04 \text{ cm}^2$.

4.2.4 Comparação

Para o caso analisado, conforme visto nos tópicos anteriores, tem-se a Tabela 8, de forma que o Estádio III apresentou valores 2,50 vezes menores que o Estádio II na configuração da seção não homogeneizada e 2,46 vezes menores que o Estádio II na configuração homogeneizada. Destaca que a seção não homogeneizada apresentou resultados similares ao da seção homogeneizada para o Estádio II, isso se deve ao pouco ganho de área nesse caso, pela pouca quantidade de grautes.

Tabela 8: Valores da área de aço para o exemplo de abas sem graute

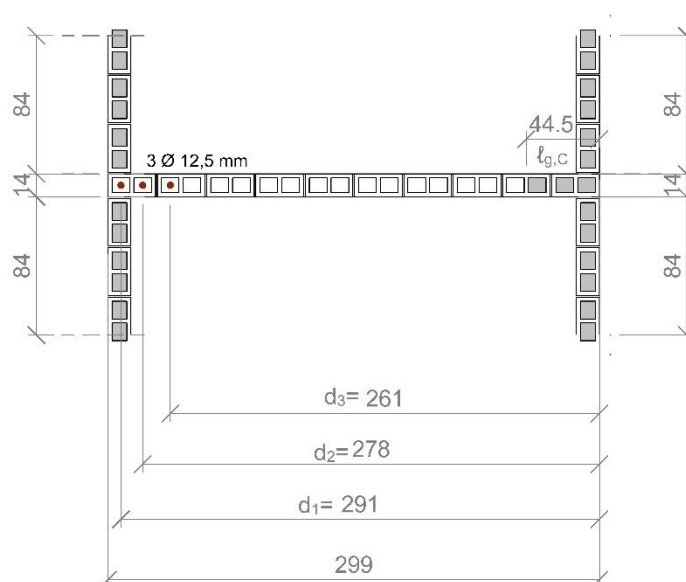
A_{sIII}	(cm ²)	3,68
$A_{sII-Real}$	(cm ²)	9,22
$A_{sII-Homogeneizada}$	(cm ²)	9,04

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.3 CASO COM ABAS COM GRAUTE

Para o caso com abas com graute foi dimensionado o exemplo da Figura 36, considerando que as barras de aço estão na região tracionada, apresentam $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, a resistência de bloco considerada é de $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, e segundo a recomendação da ABNT NBR 16868-1:2020 para blocos de concreto (Tabela 6), o $f_{pk} = 3,2 \text{ MPa}$ e $f_{pk}^* = 6,4 \text{ MPa}$. Destaca que a ABNT NBR 16868-1:2020 aponta que o comprimento efetivo (b_f) para as abas em painéis de contraventamento deve obedecer ao limite $b_f \leq 6t$, como $t = 14 \text{ cm}$, tem-se que $b_{f,m\acute{a}x} = 84 \text{ cm}$.

Figura 36: Exemplo de caso com abas com grauteamento



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.3.1 Estádio III

De forma a obter o maior momento resistente (M_{Rd}) no Estádio III para a seção analisada, foi variado os valores de x , partindo de $x = L = 299 \text{ cm}$, considerando que toda seção estaria comprimida e foi reduzindo esse valor de x até a normal resistente apresentar valores negativos, vide a não ser uma situação usual. Destaca que caso $x > d_i$ a armadura (A_{si}) está localizada em zona comprimida, portanto não é considerada para o dimensionamento.

De forma a apresentar o maior valor para o momento resistente (M_{Rd}) para o exemplo citado, as equações apresentadas são para a consideração de $x = 154 \text{ cm}$ e

a Figura 38 apresenta o Gráfico $N_{Rd}xM_{Rd}$, que apresentam os dados de N_{Rd} e M_{Rd} com a variação do x na seção.

Para estabelecer a força (T_i), conforme pode ser visto na Figura 37 (b) é necessário a deformação do aço para a seção analisada, dada pela Equação (22), e para o caso analisado as Equações (70)-(72).

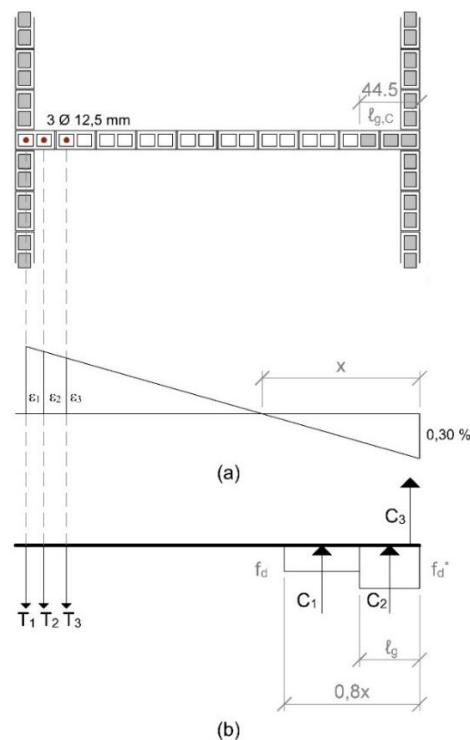
$$\varepsilon_1 = \varepsilon_a \cdot \frac{d_1 - x}{x} = 0,3 \cdot \frac{291 - 154}{154} = 0,2669\% \quad (70)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_a \cdot \frac{d_2 - x}{x} = 0,3 \cdot \frac{278 - 154}{154} = 0,2416\% \quad (71)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_a \cdot \frac{d_3 - x}{x} = 0,3 \cdot \frac{261 - 154}{154} = 0,2084\% \quad (72)$$

Como as deformações não apresentam valores maiores que 1 %, a deformação máxima da alvenaria considerada para o caso analisado é de 0,3 %, conforme a Figura 37 (a). Com isso, as resistências de cálculo podem ser estimadas conforme as Equações (48) e (49).

Figura 37: (a) Deformações (b) Forças para o exemplo com abas grauteadas



Como as deformações no aço para o caso analisado apresentam valores maiores que 0,207 %, valor que representa a deformação do escoamento do aço CA-50, as barras de aço escoaram, portanto, considerando a Equação (20), e que todas as barras apresentam o mesmo diâmetro (12,5 mm), tem-se que $T_1 = T_2 = T_3 = A_s \cdot f_{yd} = 1,23 \cdot 43,48 = 53,36 \text{ kN}$.

Para a região comprimida, como o caso analisado apresenta $0,8x = 0,8 \cdot 129 = 103,2 \text{ cm} \geq \ell_{g,c} = 44,5 \text{ cm}$, são consideradas as Equações (25)-(27) aplicando ao caso analisado, tem-se as Equações (73)-(75).

$$C_1 = (0,8 \cdot x - \ell_{g,c}) \cdot t \cdot f_d = (0,8 \cdot 154 - 44,5) \cdot 14 \cdot 0,112 = 123,40 \text{ kN} \quad (73)$$

$$C_2 = \ell_{g,c} \cdot t \cdot f_d^* = 44,5 \cdot 14 \cdot 0,224 = 139,55 \text{ kN} \quad (74)$$

$$C_3 = h_f \cdot t \cdot f_d^* = (84 + 84) \cdot 14 \cdot 0,224 = 526,85 \text{ kN} \quad (75)$$

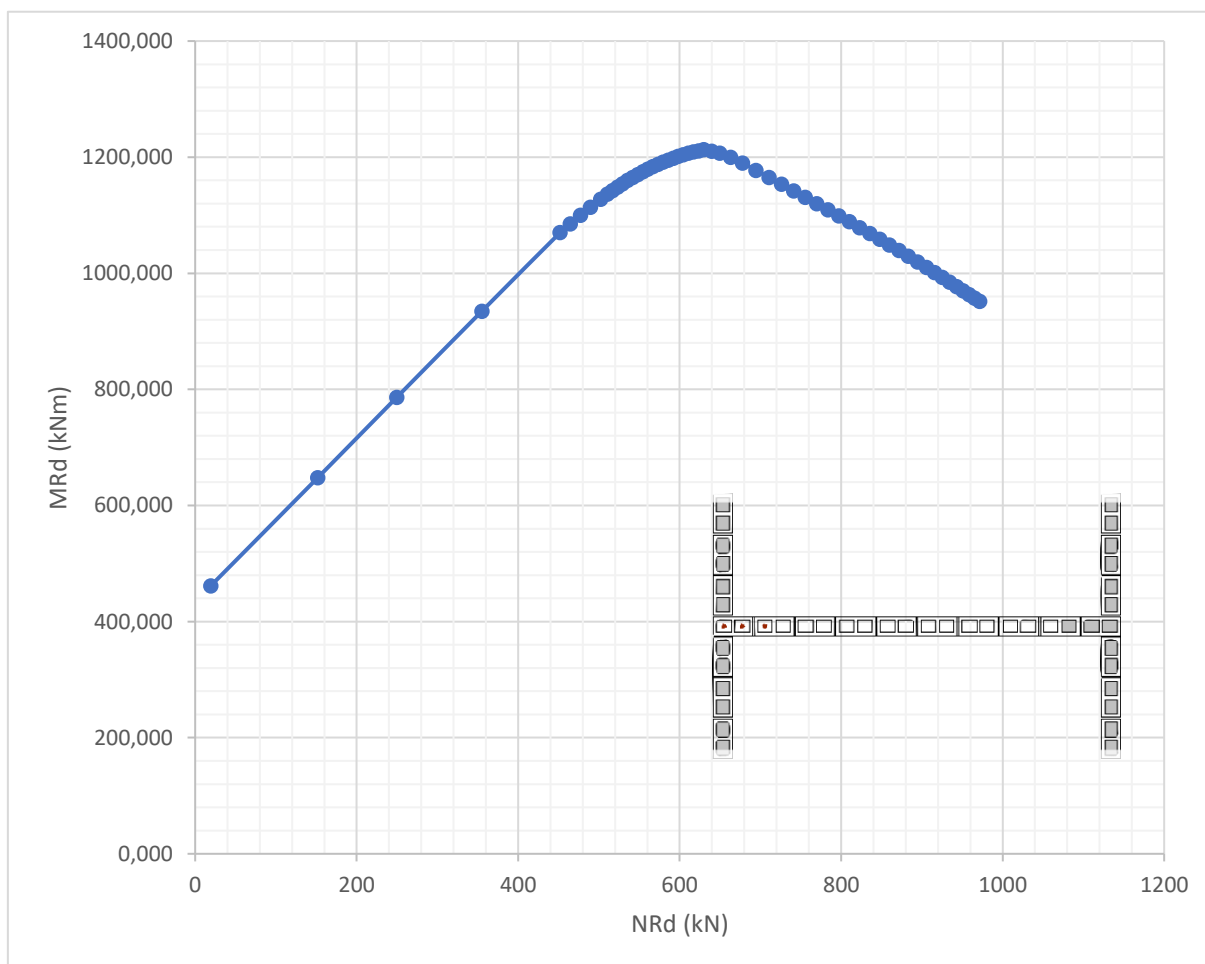
Com estes valores estabelecidos, as Equações (28) e (29) determinam a normal e o momento resistentes, para o caso analisado, tem-se as Equações (76) e (77).

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= C_1 + C_2 + C_3 - \sum T_i = 123,40 + 139,55 + 526,85 - 53,36 - 53,36 - 53,36 \\ &= 629,73 \text{ kN} \end{aligned} \quad (76)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= C_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{0,8x - \ell_{g,c}}{2} - \ell_{g,c} \right) + C_2 \left(\frac{L}{2} - \frac{\ell_{g,c}}{2} \right) + C_3 \left(\frac{L}{2} - \frac{t}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{L}{2} \right) \right] = \\ &= 123,40 \left(\frac{2,99}{2} - \frac{0,8 \cdot 1,54 - 0,445}{2} - 0,445 \right) + 139,55 \left(\frac{2,99}{2} - \frac{0,445}{2} \right) \\ &+ 526,85 \left(\frac{2,99}{2} - \frac{0,14}{2} \right) + 53,36 \left(2,91 - \frac{2,99}{2} \right) + 53,36 \left(2,78 - \frac{2,99}{2} \right) \\ &+ 53,36 \left(2,61 - \frac{2,99}{2} \right) = 1212,91 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (77)$$

Variado os valores de x para o caso analisado, tem-se o gráfico da Figura 38, destaca-se que os quatro primeiros pontos do gráfico apresentaram para o alongamento do aço valores maiores que 1 % considerando o $\varepsilon_a = 0,3 \%$, e por isso, fixou este valor em 1 % e reduziu o valor de ε_a e, para esses casos, como $\varepsilon_a < \frac{f_{pk}}{E_a}$, a resistência à compressão simples passa a ser $f_d = \frac{\sigma_a \cdot 0,7}{\gamma_m}$, onde $\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a$, considerando o Módulo de Elasticidade da alvenaria dado pela Equação (24) para blocos de concreto.

Figura 38: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para o exemplo com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

4.3.2 Estádio II – Seção não homogeneizada

Com o maior momento resistente ($M_{Rd} = 1212,91 \text{ kNm}$) e a normal correspondente ($N_k = 449,81 \text{ kN}$) no Estádio III, a seção foi dimensionada no Estádio

II. Para a seção não homogeneizada, tem-se os seguintes valores para área e inércia da seção:

$$A = 8890,00 \text{ cm}^2$$

$$I = 126783480,83 \text{ cm}^4$$

$$y_{CG} = \frac{299}{2} = 149,5 \text{ cm}$$

Para as tensões na seção analisada, tem-se as Equações (41) e (42), e aplicadas ao caso analisado, tem-se as Equações (78) e (79).

$$\sigma_c = \frac{0,9N}{A} + \frac{Md \cdot (L - y_{CG})}{I} = \frac{0,9 \cdot 449,81}{8890,00} + \frac{121291 \cdot 149,5}{126783480,83} = 1885,60 \text{ kN/m}^2 \quad (78)$$

$$\sigma_T = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot y}{I} = \frac{0,9 \cdot 449,81}{8890,00} - \frac{121291 \cdot 149,5}{126783480,83} = -974,85 \text{ kN/m}^2 \quad (79)$$

Por semelhança de triângulo tem-se que $x = 101,90 \text{ cm}$. Com isso, para a tensão na região da aba tracionada, conforme Figura 23, tem-se a Equação (80).

$$\sigma_{T,aba} = \frac{x - t}{x} \cdot \sigma_T = \frac{1,019 - 0,14}{1,019} \cdot (-974,85) = -840,92 \text{ kN/m}^2 \quad (80)$$

A força de tração (F_{td}) é dada pela Equação (43), para o caso do exemplo analisado, tem-se a Equação (81).

$$\begin{aligned} F_{td} &= \frac{\sigma_T \cdot x}{2} \cdot t + \frac{\sigma_T + \sigma_{T,aba}}{2} \cdot t \cdot (h_{f1} + h_{f2}) \\ &= \frac{974,85 \cdot 1,019}{2} \cdot 0,14 + \frac{974,85 + 840,92}{2} \cdot 0,14 \cdot (0,84 + 0,84) \\ &= 283,07 \text{ kN} \end{aligned} \quad (81)$$

Aplicando na Equação (16), tem-se que a área de aço necessária para essa seção com os esforços determinados a partir do máximo momento do Estádio III, é de $A_s = 13,02 \text{ cm}^2$.

4.3.3 Estádio II – Seção Homogeneizada

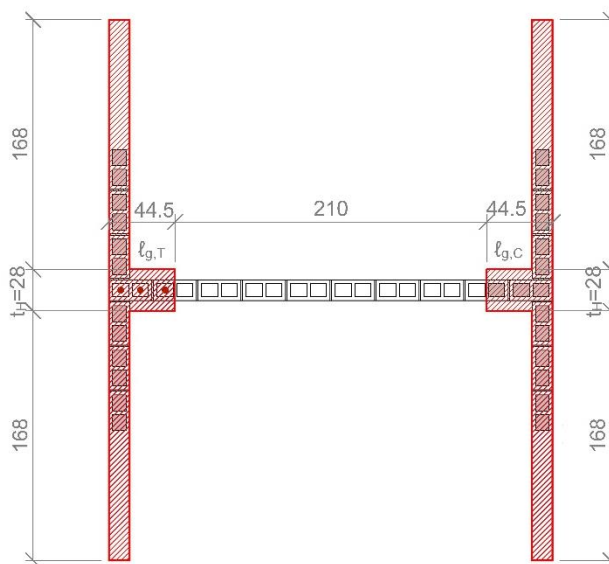
Com o maior momento resistente ($M_{Rd} = 1212,91 \text{ kNm}$) e a normal correspondente ($N_k = 449,81 \text{ kN}$) no Estádio III, a seção foi dimensionada no Estádio II. Aplicando a Equação (34) para o caso analisado, tem-se que $n = 2$, com isso, a seção homogeneizada apresenta as características conforme a Figura 39, de forma que a área e a inércia apresentam os seguintes valores:

$$A = 14840,00 \text{ cm}^2$$

$$I = 242762461,67 \text{ cm}^4$$

$$y_{CG} = \frac{299}{2} = 149,5 \text{ cm}$$

Figura 39: Seção homogeneizada para o exemplo com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para as tensões na seção analisada, tem-se as Equações (41) e (42), e aplicadas ao caso analisado, tem-se as Equações (82) e (83).

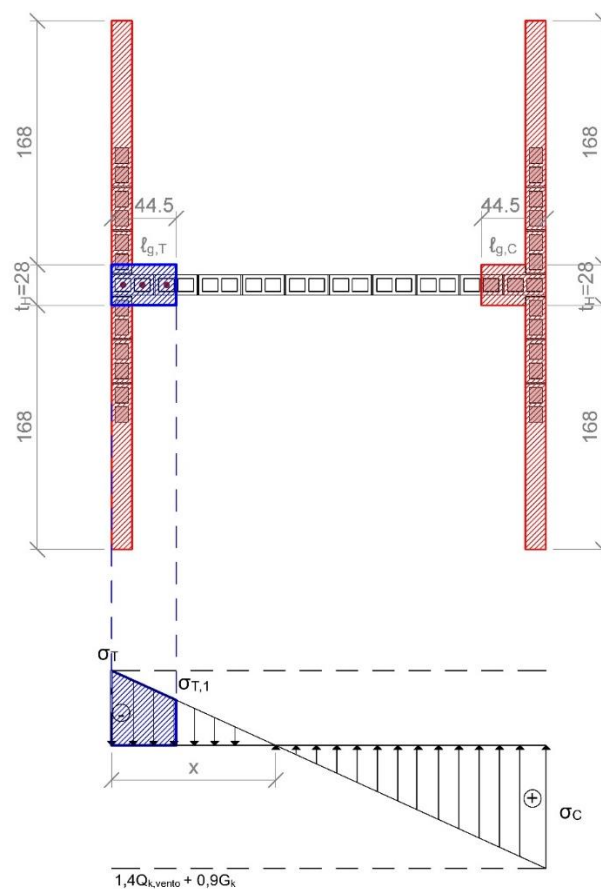
$$\sigma_c = \frac{0,9N}{A} + \frac{Md \cdot (L - y_{CG})}{I} = \frac{0,9 \cdot 449,81}{14840,00} + \frac{121291 \cdot 149,5}{242762461,67} = 1019,80 \text{ kN/m}^2 \quad (82)$$

$$\sigma_T = \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot y_{CG}}{I} = \frac{0,9 \cdot 449,81}{14840,00} - \frac{121291 \cdot 149,5}{242762461,67} = -474,14 \text{ kN/m}^2 \quad (83)$$

Por semelhança de triângulo (Figura 40) tem-se que $x = 95 \text{ cm}$, e com isso a tensão $\sigma_{T,1}$ é dado pela Equação (84).

$$\begin{aligned} \sigma_{T,1} &= \frac{0,9N}{A} - \frac{Md \cdot (y_{CG} - \ell_{g,T})}{I} = \frac{0,9 \cdot 449,81}{14840,00} - \frac{121291 \cdot (149,5 - 44,5)}{242762461,67} \\ &= -251,81 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (84)$$

Figura 40: Diagrama combinado o exemplo com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para a tensão na região da aba tracionada, conforme Figura 23, tem-se a Equação (85).

$$\sigma_{T,aba} = \frac{x - t}{x} \cdot \sigma_T = \frac{0,95 - 0,14}{0,95} \cdot (-474,14) = -404,20 \text{ kN/m}^2 \quad (85)$$

Para o cálculo da força de tração (F_{td}) tem-se a Equação (44), para o caso do exemplo analisado, tem-se a Equação (86).

$$\begin{aligned}
 F_{td} &= \frac{\sigma_T + \sigma_{T,1}}{2} \cdot t_h \cdot \ell_{g,T} + \frac{\sigma_{T,1} \cdot (x - \ell_{g,T})}{2} \cdot t + \frac{\sigma_T + \sigma_{T,aba}}{2} \cdot t \cdot (h_{f1} + h_{f2}) \\
 &= \frac{474,14 + 251,81}{2} \cdot 0,28 \cdot 0,445 + \frac{251,81 \cdot (0,95 - 0,445)}{2} \\
 &\quad \cdot 0,14 + \frac{474,14 + 404,20}{2} \cdot 0,14 \cdot (1,68 + 1,68) = 260,70 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{86}$$

Aplicando na Equação (16), tem-se que a área de aço necessária para essa seção com os esforços determinados a partir do máximo momento do Estádio III, é de $A_s = 11,99 \text{ cm}^2$.

4.3.4 Comparação

Para o caso analisado, conforme visto nos tópicos anteriores, tem-se a Tabela 9, de forma que o Estádio III apresentou valores 3,54 vezes menores que o Estádio II na configuração da seção não homogeneizada e 3,26 vezes menores que o Estádio II na configuração homogeneizada. Destaca que a seção homogeneizada apresentou resultados 9% maiores que a seção não homogeneizada para o Estádio II, isso se deve ao ganho de área provocado pela inserção dos grautes.

Tabela 9: Valores das áreas de aço para o caso com abas grauteadas

A_{sIII}	(cm ²)	3,68
$A_{sII-Real}$	(cm ²)	13,02
$A_{sII-Homogeneizada}$	(cm ²)	11,99

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5 RESULTADOS

Para os exemplos apresentados no Tópico 4 foi realizado o estudo paramétrico para essas seções, de forma a considerar a variação de f_{bk} , armadura e comprimento da seção.

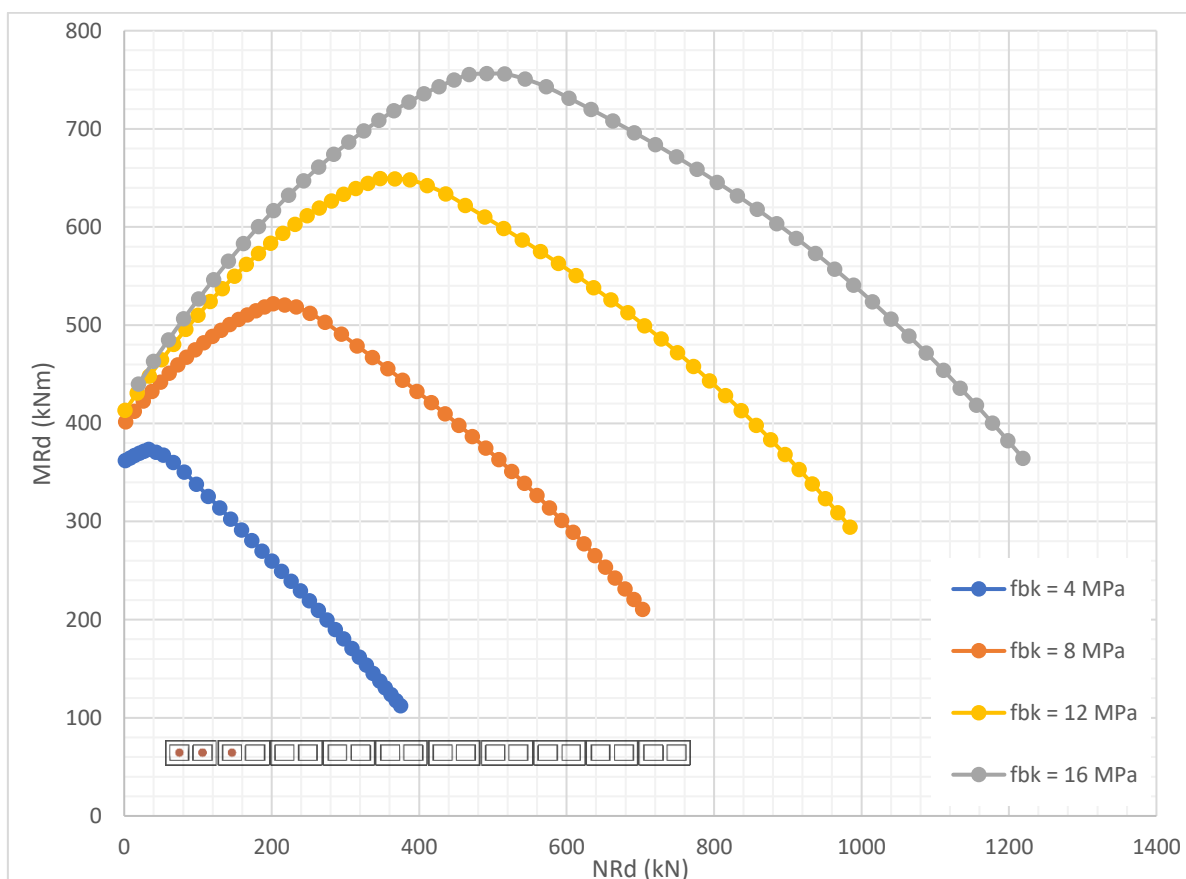
5.1 CASO SEM ABAS

Para o exemplo analisado no Tópico 4.1, foram variados os valores de f_{bk} , área de aço e comprimento da parede.

5.1.1 Variação do f_{bk}

Para o exemplo analisado no Tópico 4.1, variado os valores para o f_{bk} no Estádio III, tem-se a Figura 41 e os valores máximos de momento para cada f_{bk} (Tabela 10), destaca que para a consideração dos valores de f_{pk} e f_{pk}^* foi utilizado a tabela sugerida da ABNT NBR 16868-1:2020 considerando os valores de f_{pk} para blocos de concreto (Tabela 6).

Figura 41: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação do f_{bk} para o caso sem abas



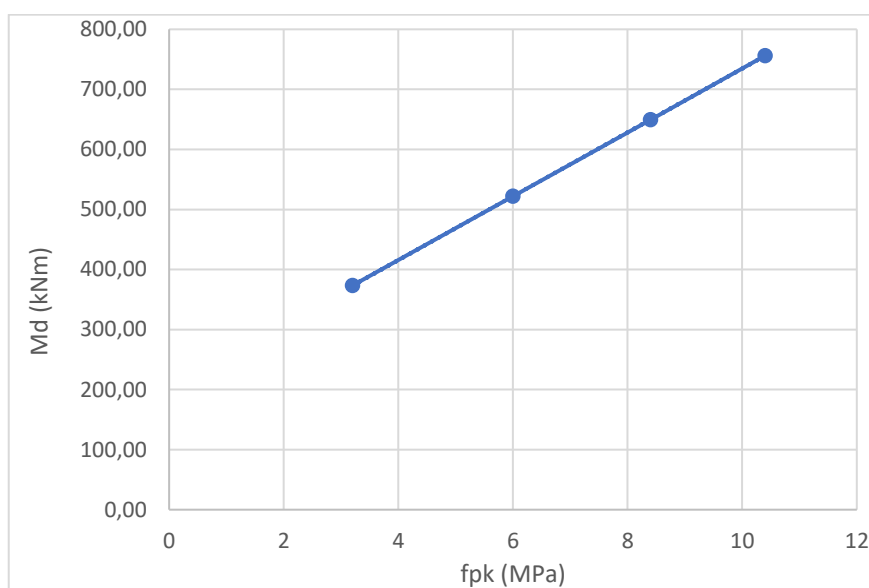
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 10: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com o f_{bk} para o caso sem abas

f_{bk} (MPa)	f_{pk} (MPa)	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
4	3,2	373,36	33,11
8	6,0	521,93	202,14
12	8,4	649,29	347,02
16	10,4	756,17	491,90

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Nota-se que com o aumento do f_{pk} há um aumento de maneira linear (Figura 42) do momento resistente para o Estádio III.

Figura 42: Gráfico $f_{pk} \times M_{Rd}$ para o caso sem abas

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 10, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 11.

Tabela 11: Valores das áreas de aço e comparações para a consideração da variação da f_{bk} para o caso sem abas

f_{bk} (MPa)	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
4	3,68	8,13	7,77	2,21	2,11	1,05
8	3,68	9,24	8,75	2,51	2,38	1,06
12	3,68	10,29	9,75	2,80	2,65	1,06
16	3,68	10,93	10,28	2,97	2,79	1,06

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue o exemplo analisado;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

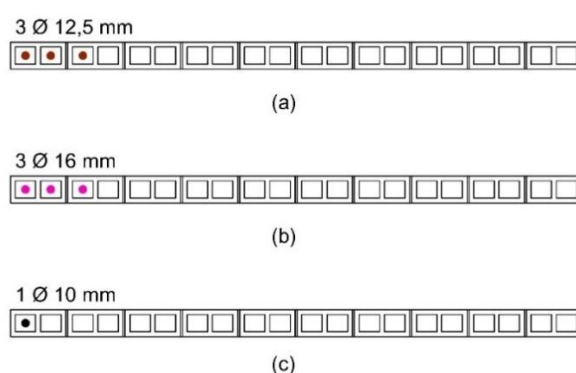
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.1.2 Variação da armadura

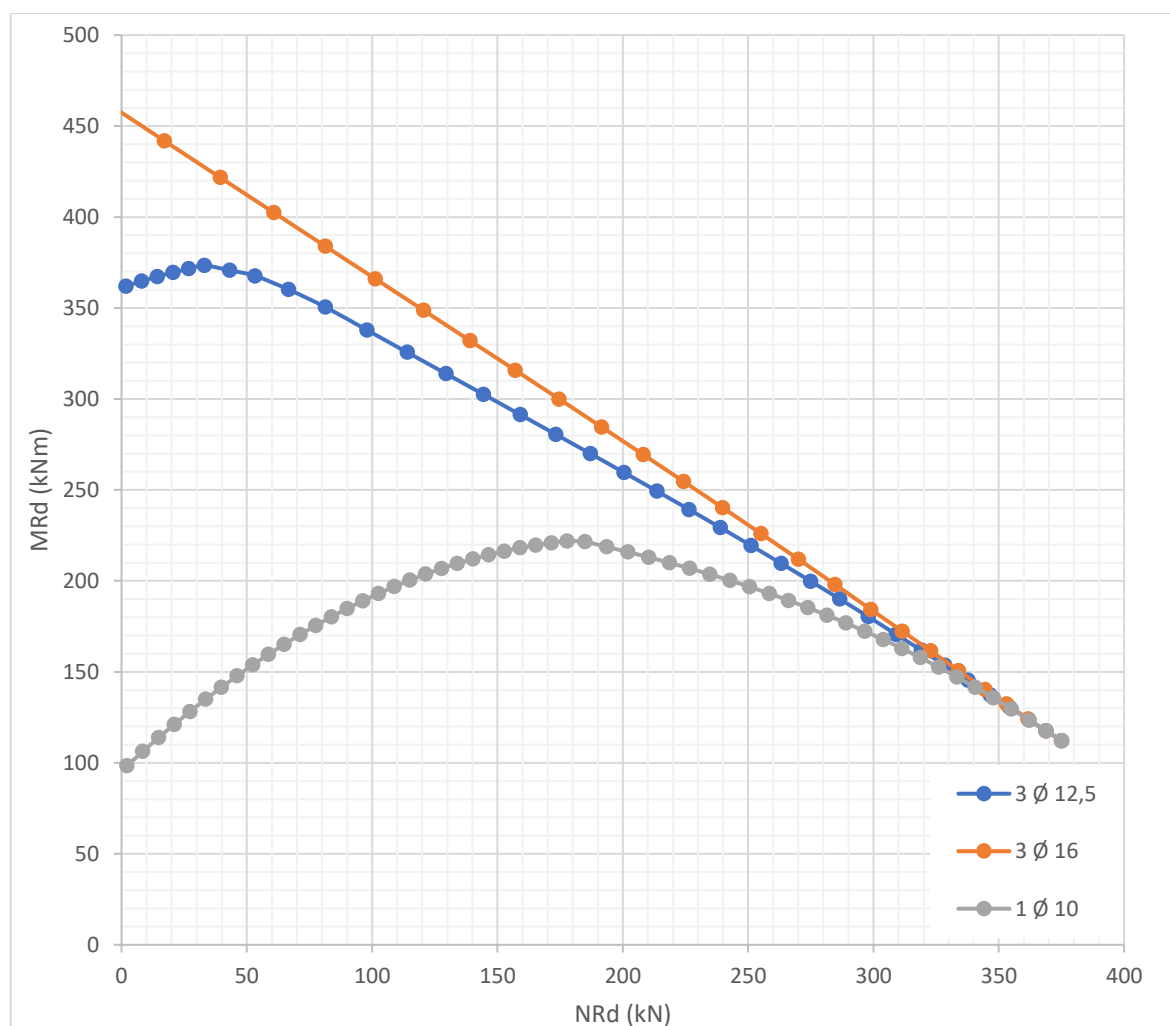
Para o exemplo analisado, variando a área de aço conforme a Figura 43, considerando $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, tem-se a Figura 44 para o Estádio III, a Tabela 12 apresenta os valores máximos de momento resistente e sua normal correspondente. Destaca-se que a continuidade do gráfico implicaria em valores de normal resistente negativos, como não se aplicam a situações usuais de cálculo, esses valores não foram apresentados.

Figura 43: Casos analisados (a) 3 Ø 12,5 mm (b) 3 Ø 16 mm (c) 1 Ø 10 mm



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 44: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação da área de aço para o caso sem abas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 12: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com a área de aço para o caso sem abas

Composição	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
3 Ø 12,5	373,36	33,11
3 Ø 16	441,79	17,20
1 Ø 10	221,94	177,85

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 12, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 13.

Tabela 13: Valores das áreas de aço e comparação considerando a variação da área de aço com as composições conforme a Figura 43

Composição	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
3 Ø 12,5	3,68	8,13	7,77	2,21	2,11	1,05
3 Ø 16	6,03	9,94	9,52	1,65	1,58	1,04
1 Ø 10	0,79	2,83	2,66	3,60	3,39	1,06

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue a composição analisada;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

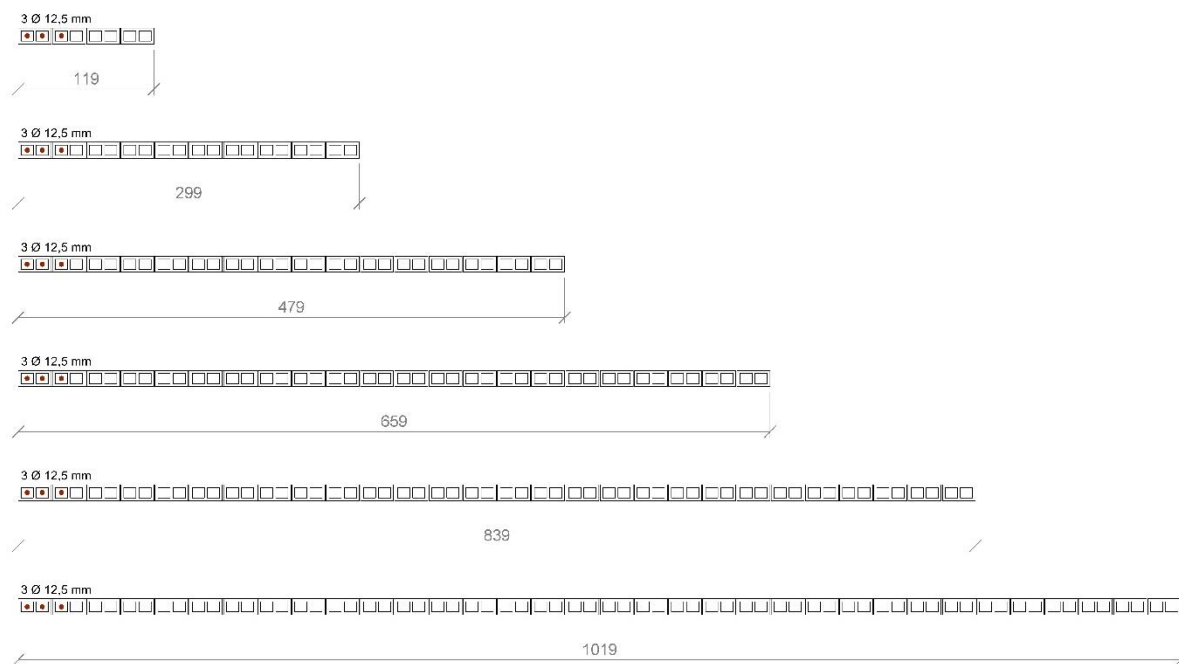
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

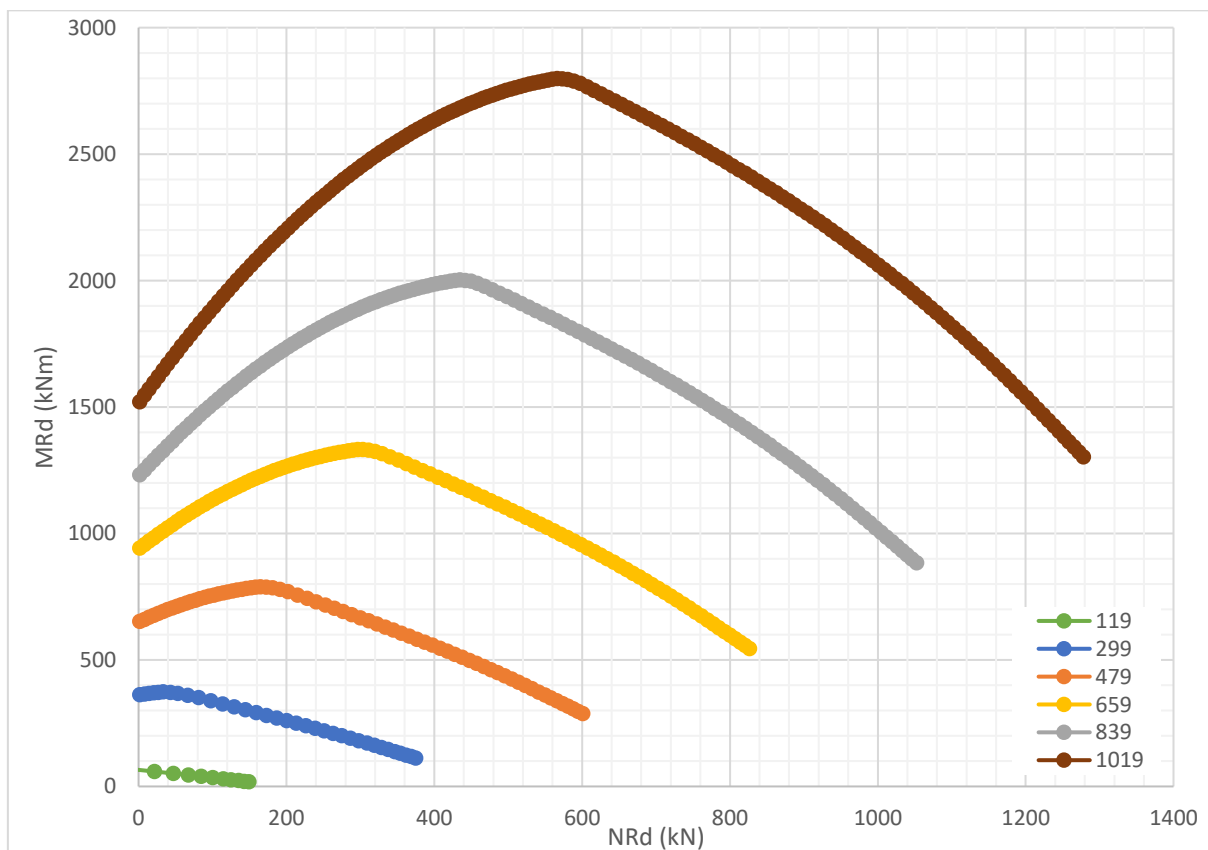
5.1.3 Variação do comprimento

Para o exemplo analisado, foi variado o comprimento da parede para os valores apresentados na Figura 45, mantendo a área de aço e o $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, com isso, tem-se a Figura 46 para o Estádio III, e os valores máximos do momento resistente e a normal correspondente estão de acordo com a Tabela 14.

Figura 45: Comprimentos de parede analisado



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 46: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação do comprimento para o caso sem abas

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 14: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com o comprimento para o caso sem abas

L (cm)	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
119	58,89	21,78
299	373,36	33,11
479	789,14	164,82
659	1182,23	436,10
839	2002,61	434,54
1019	2798,18	566,23

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 14, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 15.

Tabela 15: Valores das áreas de aço e comparações para a consideração da variação do comprimento para o caso sem abas

L (cm)	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
119	3,68	3,10	3,04	0,84	0,83	1,02
299	3,68	8,13	7,77	2,21	2,11	1,05
479	3,68	9,06	8,55	2,46	2,32	1,06
659	3,68	9,82	9,27	2,67	2,52	1,06
839	3,68	10,67	10,10	2,90	2,74	1,06
1019	3,68	11,50	10,93	3,12	2,97	1,05

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue o exemplo analisado;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

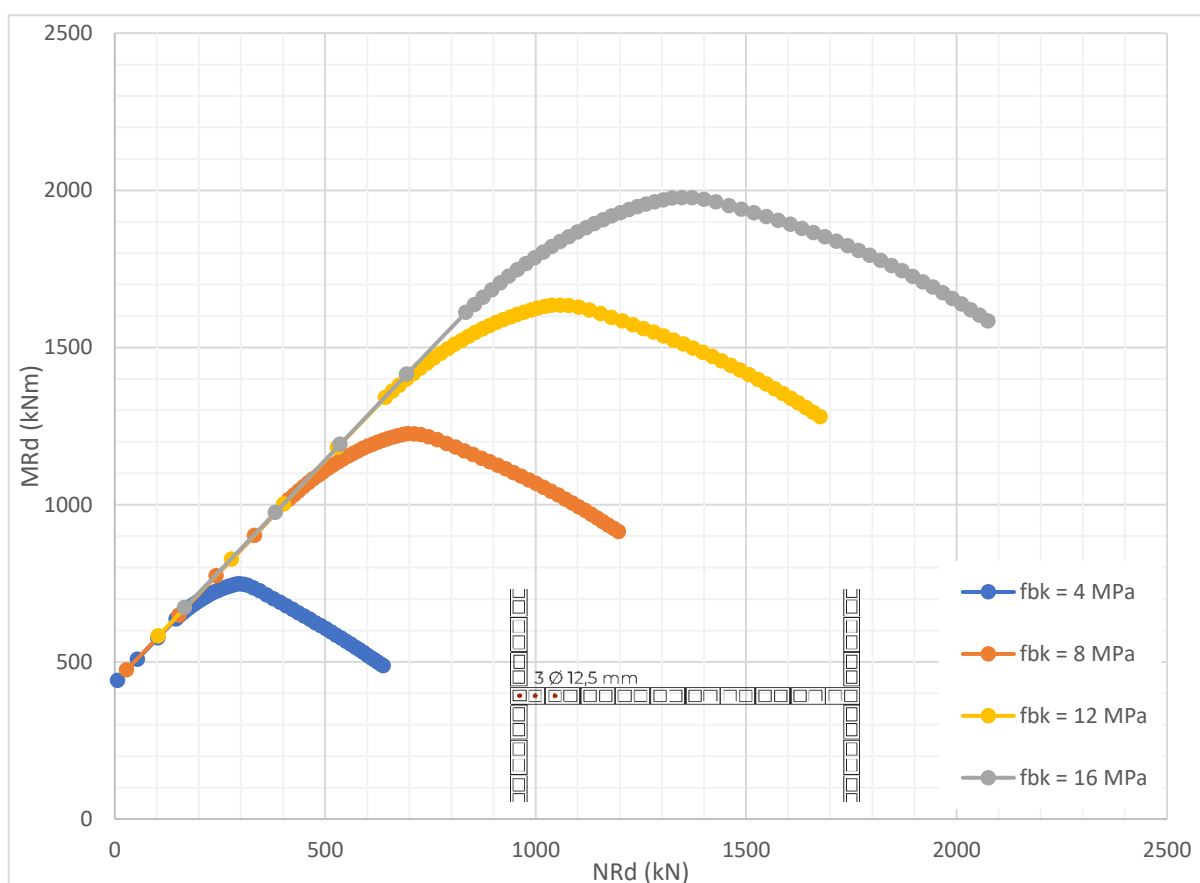
5.2 CASO COM ABAS SEM GRAUTE

Para o exemplo analisado no Tópico 4.2, foram variados os valores de f_{bk} , área de aço e comprimento da parede.

5.2.1 Variação do f_{bk}

Para o exemplo analisado no Tópico 4.2, variado os valores para o f_{bk} no Estádio III, tem-se a Figura 47 e os valores máximos de momento para cada f_{bk} (Tabela 16), destaca que para a consideração dos valores de f_{pk} e f_{pk}^* foi utilizado a tabela sugerida da ABNT NBR 16868-1:2020 considerando blocos de concreto (Tabela 6).

Figura 47: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação do f_{bk} para o caso com abas sem graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

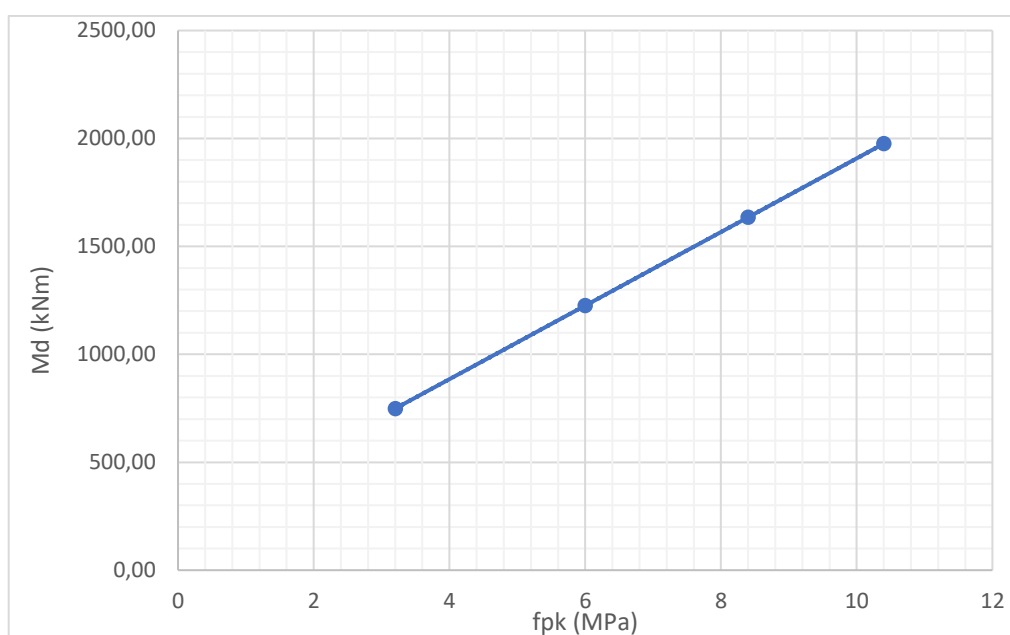
Tabela 16: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com o f_{bk} para o caso com abas sem graute

f_{bk} (MPa)	f_{pk} (MPa)	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
4	3,2	748,73	296,53
8	6,0	1225,77	696,06
12	8,4	1634,66	1038,51
16	10,4	1976,16	1348,03

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Nota-se que com o aumento do f_{pk} há um aumento de maneira linear (Figura 48) do momento resistente para o Estádio III.

Figura 48: Gráfico $f_{pk} \times M_{Rd}$ para o caso com abas sem graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 16, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 17.

Tabela 17: Valores das áreas de aço e comparações para a considerando a variação da f_{bk} para o caso com abas sem graute

f_{bk} (MPa)	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
4	3,68	9,22	9,04	2,50	2,46	1,02
8	3,68	12,42	12,07	3,37	3,28	1,03
12	3,68	15,21	14,79	4,13	4,02	1,03
16	3,68	17,28	16,73	4,69	4,55	1,03

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue o exemplo analisado;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

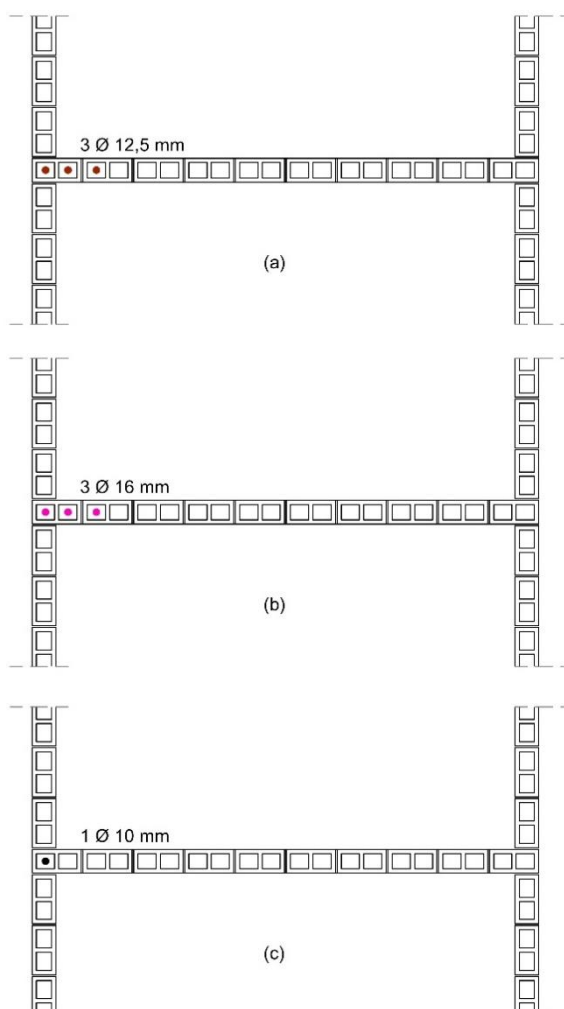
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.2.2 Variação da armadura

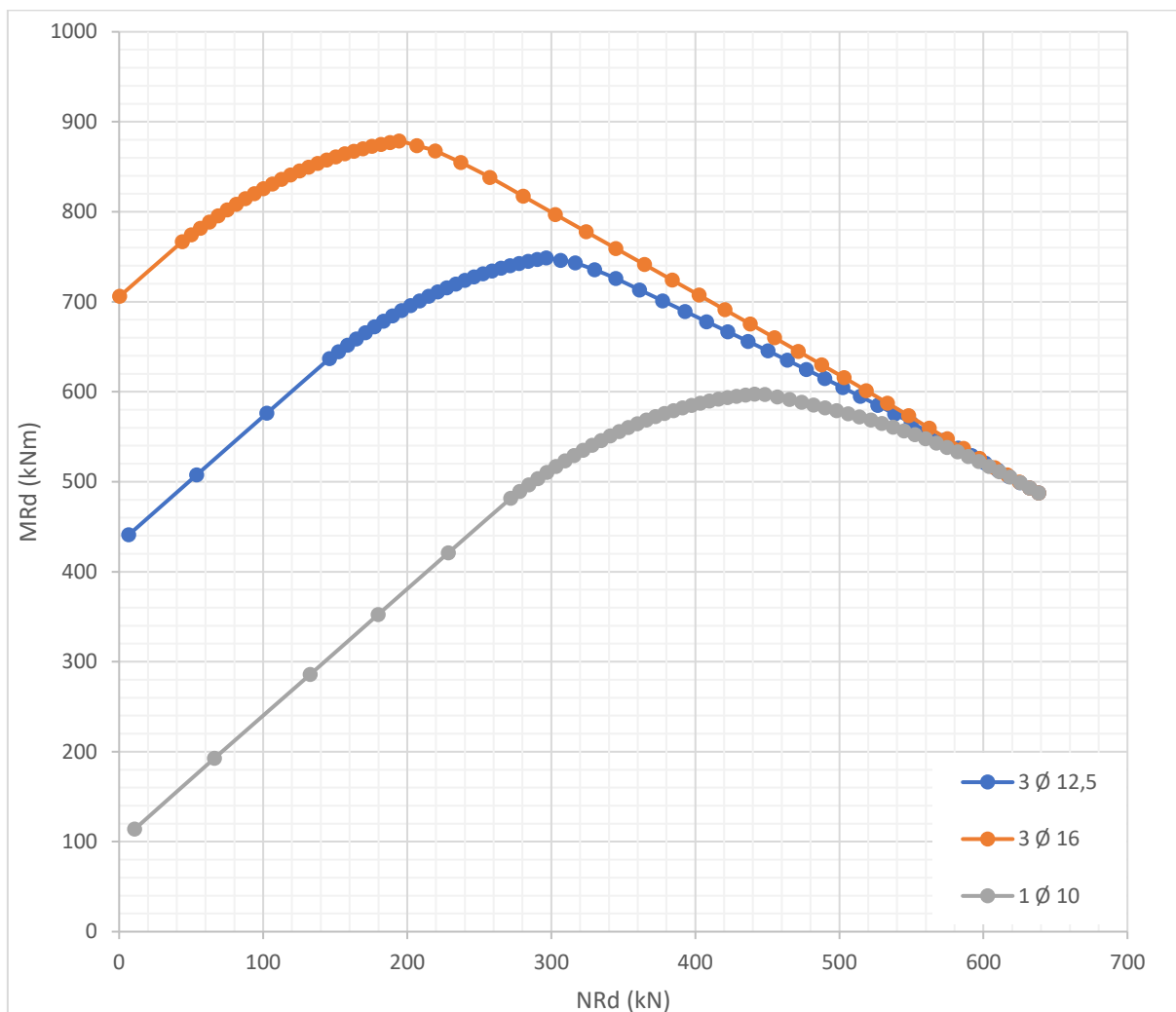
Para o exemplo analisado, variando a área de aço conforme a Figura 49, considerando $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, tem-se a Figura 50 para o Estádio III, a Tabela 18 apresenta os valores máximos de momento resistente e sua normal correspondente. Destaca-se que a continuidade do gráfico implicaria em valores de normal resistente negativos, como não se aplicam a situações usuais de cálculo, esses valores não foram apresentados.

Figura 49: Casos analisados (a) 3 Ø 12,5 mm (b) 3 Ø 16 mm (c) 1 Ø 10 mm



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 50: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação da área de aço para o caso com abas sem graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 18: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com a área de aço para o caso com abas sem graute

Composição	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
3 Ø 12,5	748,73	296,53
3 Ø 16	817,17	280,62
1 Ø 10	597,32	441,27

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 18, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 19.

Tabela 19: Valores das áreas de aço e comparação considerando a variação da área de aço com as composições conforme a Figura 49

Composição	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
3 Ø 12,5	3,68	9,22	9,04	2,50	2,46	1,02
3 Ø 16	6,03	12,89	12,78	2,14	2,12	1,01
1 Ø 10	0,79	4,83	4,70	6,14	5,99	1,03

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue a composição analisada;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

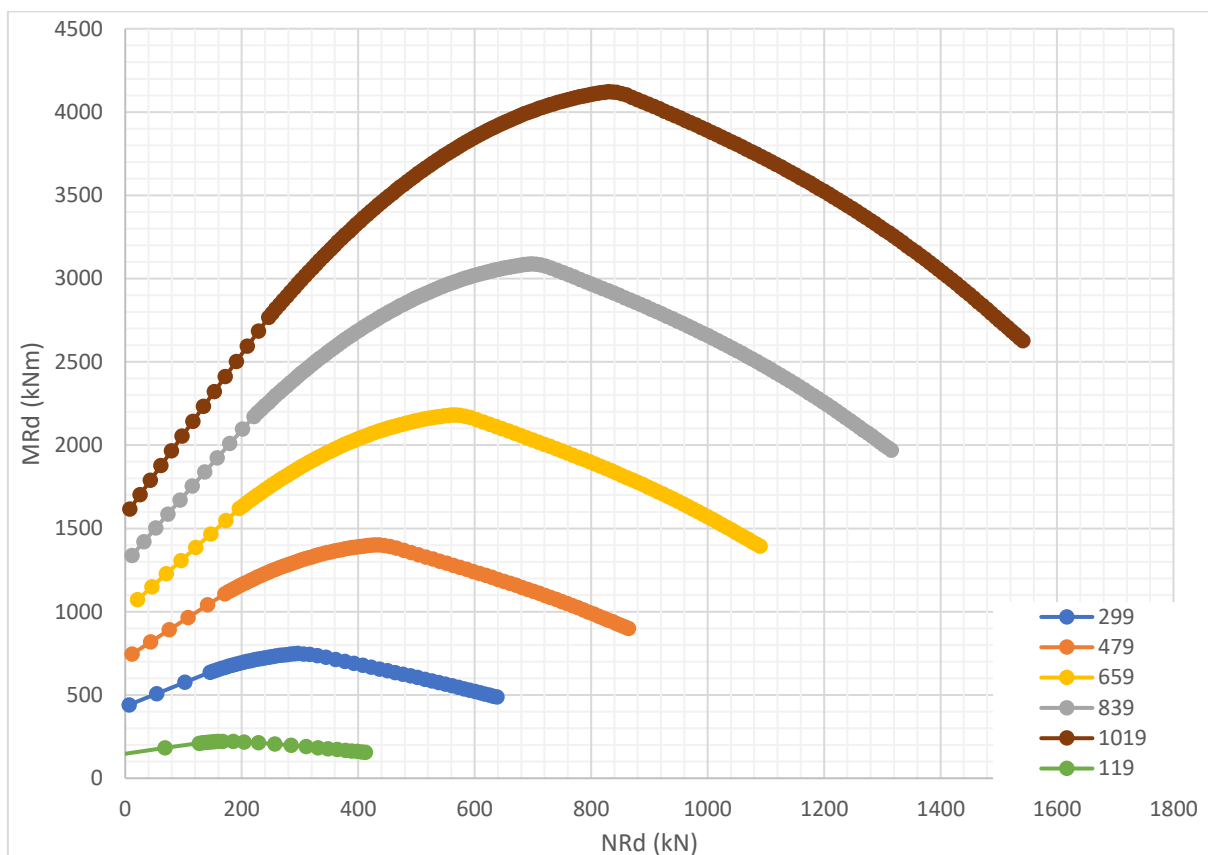
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.2.3 Variação do comprimento

Para o exemplo analisado, foi variado o comprimento da parede para os valores apresentados na Figura 45 com a consideração de abas não grauteadas na seção, mantendo a área de aço e o $f_{bk} = 4 MPa$, com isso, tem-se a Figura 51 para o Estádio III, e os valores máximos do momento resistente e a normal correspondente estão de acordo com a Tabela 20.

Figura 51: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação do comprimento para o caso com abas sem graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 20: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com o comprimento para o caso com abas sem graute

L (cm)	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
119	221,70	167,69
299	748,73	296,53
479	1401,60	428,25
659	2181,56	566,79
839	3089,24	697,96
1019	4121,88	829,65

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 20, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 21.

Tabela 21: Valores das áreas de aço considerando a variação do comprimento para o caso com abas sem graute

L (cm)	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
119	3,68	7,66	7,58	2,08	2,06	1,01
299	3,68	9,22	9,04	2,50	2,46	1,02
479	3,68	10,16	9,91	2,76	2,69	1,02
659	3,68	10,96	10,67	2,98	2,90	1,03
839	3,68	11,84	11,52	3,22	3,13	1,03
1019	3,68	12,70	12,36	3,45	3,36	1,03

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue o exemplo analisado;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

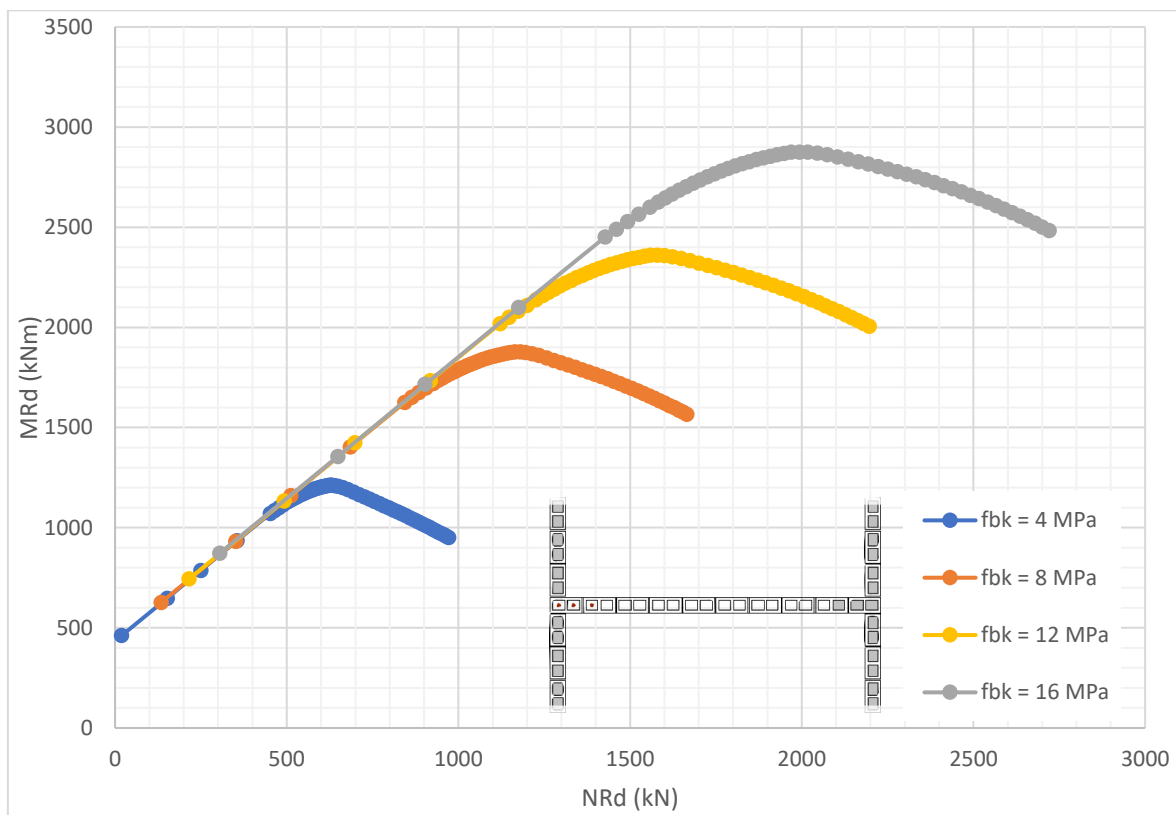
5.3 CASO COM ABAS COM GRAUTE

Para o exemplo analisado no Tópico 4.3, foram variados os valores de f_{bk} , área de aço e comprimento da parede.

5.3.1 Variação do f_{bk}

Para o exemplo analisado no Tópico 4.3, variado os valores para o f_{bk} no Estádio III, tem-se a Figura 52 e os valores máximos de momento para cada f_{bk} (Tabela 22), destaca que para a consideração dos valores de f_{pk} e f_{pk}^* foi utilizado a tabela sugerida da ABNT NBR 16868-1:2020 considerando blocos de concreto (Tabela 6).

Figura 52: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação do f_{bk} para o caso com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

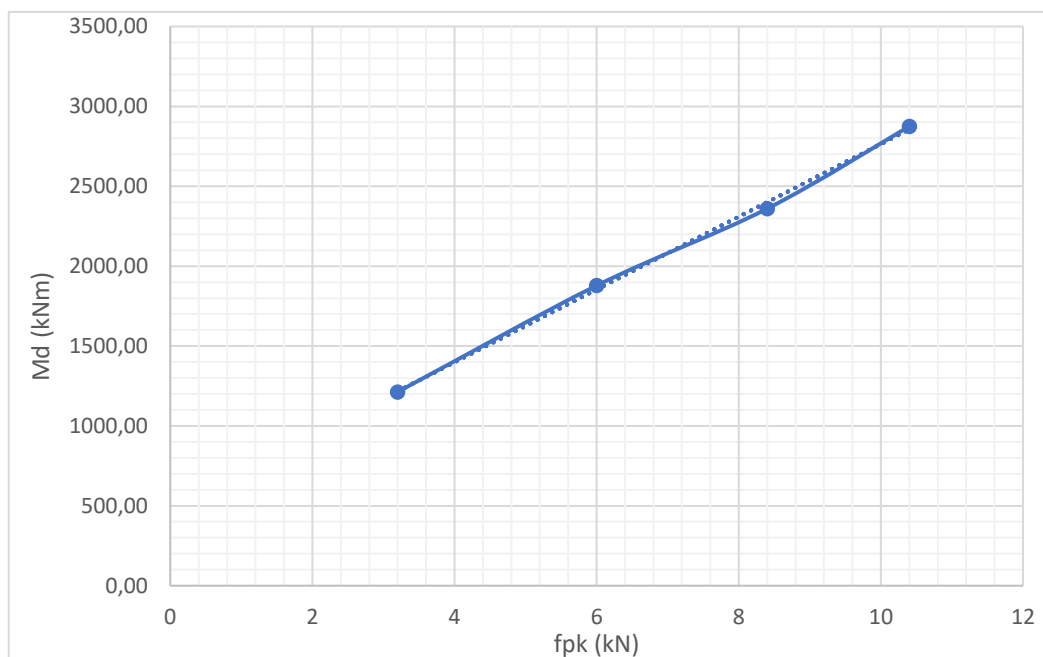
Tabela 22: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com o f_{bk} para o caso com abas grauteadas

f_{bk} (MPa)	f_{pk} (MPa)	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
4	3,2	1212,90	629,73
8	6,0	1878,51	1164,62
12	8,4	2359,92	1559,14
16	10,4	2875,48	1993,61

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Nota-se que com o aumento do f_{pk} há um aumento de maneira linear (Figura 53) do momento resistente para o Estádio III.

Figura 53: Gráfico $f_{pk} \times M_{Rd}$ para o caso com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 22, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 23.

Tabela 23: Valores das áreas de aço e comparações considerando a variação da f_{bk} para o caso com abas grauteadas

f_{bk} (MPa)	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
4	3,68	13,02	11,99	3,54	3,26	1,09
8	3,68	17,83	16,37	4,84	4,45	1,09
12	3,68	21,24	19,61	5,77	5,33	1,08
16	3,68	24,76	22,72	6,73	6,17	1,09

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue o exemplo analisado;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

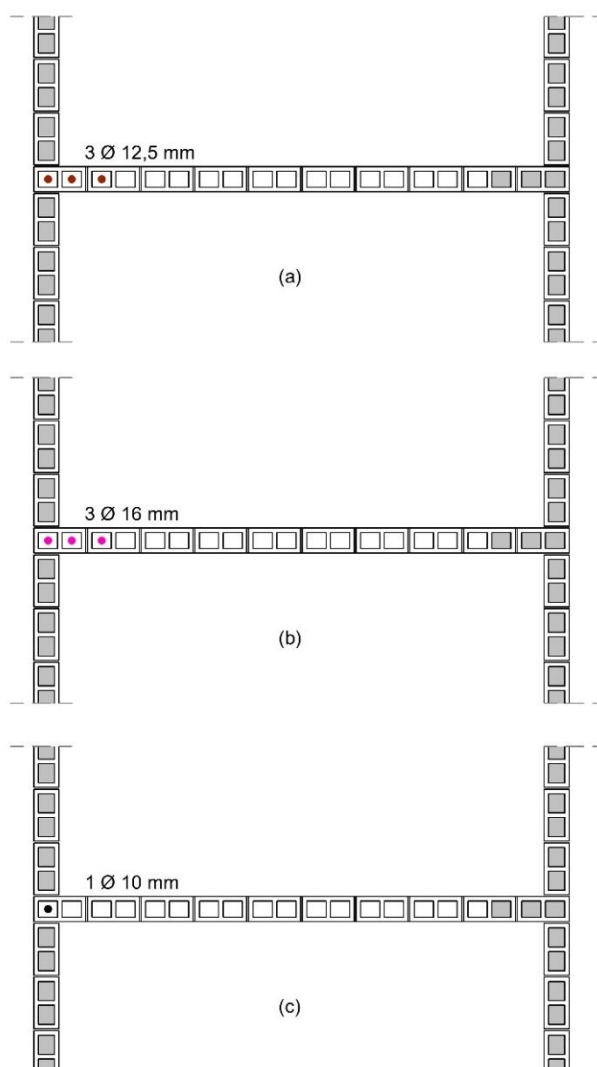
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.3.2 Variação da armadura

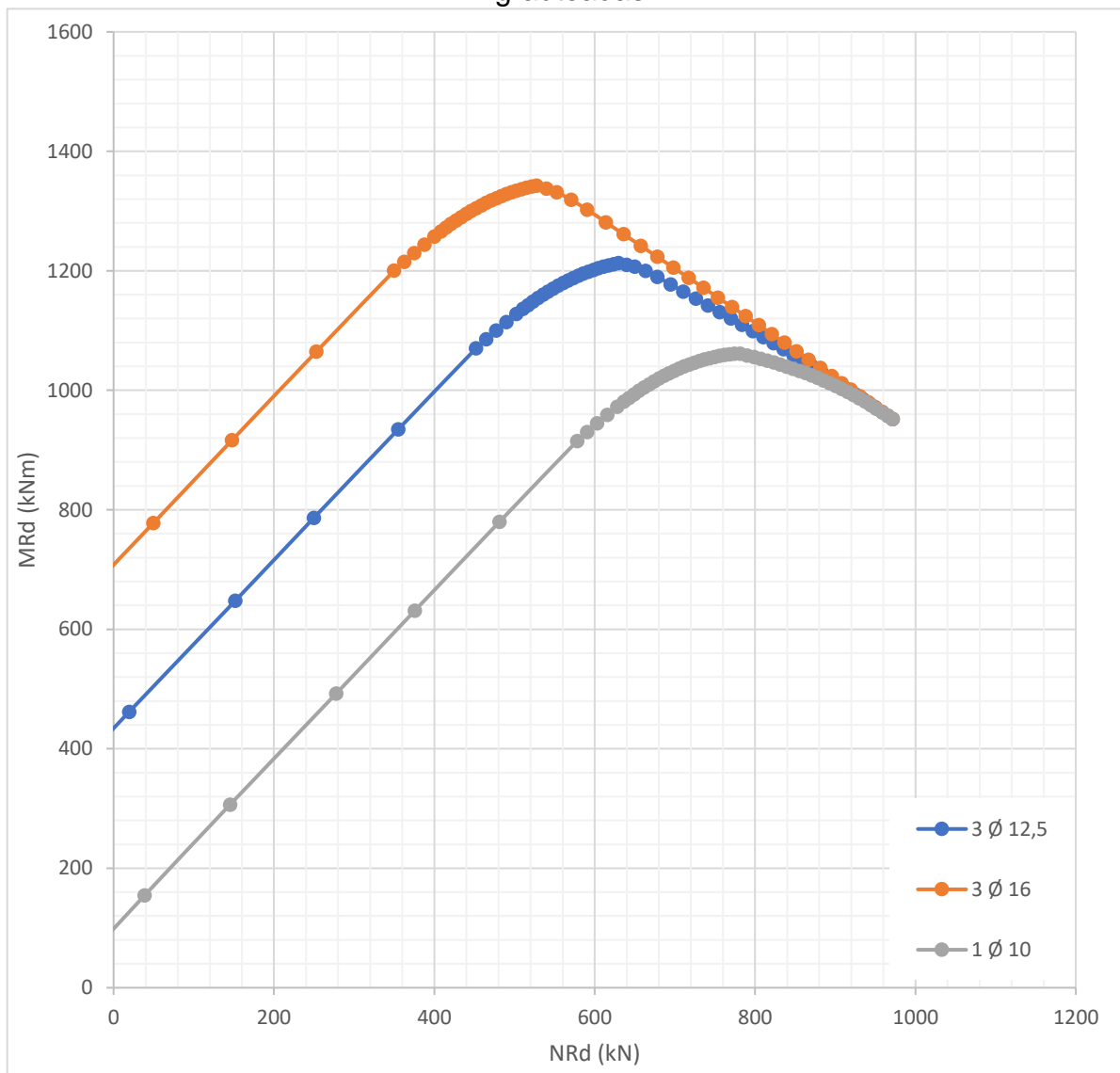
Para o exemplo analisado, variando a área de aço conforme a Figura 54, considerando $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, tem-se a Figura 55 para o Estádio III, a Tabela 24 apresenta os valores máximos de momento resistente e sua normal correspondente. Destaca-se que a continuidade do gráfico implicaria em valores de normal resistente negativos, como não se aplicam a situações usuais de cálculo, esses valores não foram apresentados.

Figura 54: Casos analisados (a) 3 Ø 12,5 mm (b) 3 Ø 16 mm (c) 1 Ø 10 mm



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 55: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação da área de aço para o caso com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 24: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com a área de aço para o caso com abas grauteadas

Composição	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
3 Ø 12,5	1212,90	629,73
3 Ø 16	1342,85	527,55
1 Ø 10	1061,49	774,47

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 24, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 25.

Tabela 25: Valores das áreas de aço e comparações considerando a variação da composição conforme a Figura 54

Composição	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
3 Ø 12,5	3,68	13,02	11,99	3,54	3,26	1,09
3 Ø 16	6,03	16,59	15,56	2,75	2,58	1,07
1 Ø 10	0,79	8,69	7,60	11,06	9,68	1,14

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue a composição analisada;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

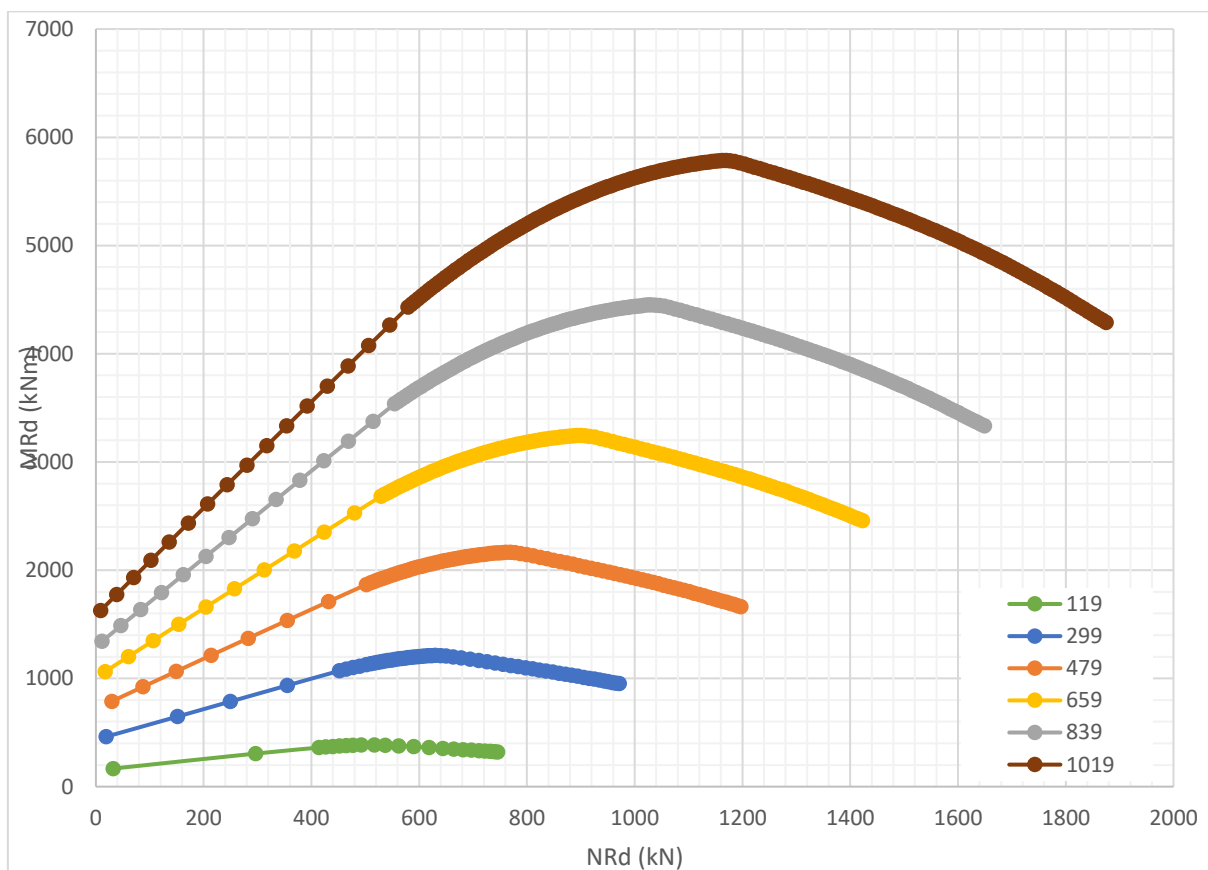
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.3.3 Variação do comprimento

Para o exemplo analisado, foi variado o comprimento da parede para os valores apresentados na Figura 45 com a consideração de abas grauteadas na seção, mantendo a área de aço e o $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, com isso, tem-se a Figura 56 para o Estádio III, e os valores máximos do momento resistente e a normal correspondente estão de acordo com a Tabela 26.

Figura 56: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para a variação do comprimento para o caso com abas grauteadas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 26: Valores de M_d e N_{Rd} de acordo com o comprimento para o caso com abas grauteadas

L (cm)	M_d (kNm)	N_{Rd} (kN)
119	492,58	384,52
299	1212,90	629,73
479	2165,65	761,45
659	3245,49	899,99
839	4453,04	1031,16
1019	5785,57	1162,85

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os valores de momento máximo (M_d) e sua normal correspondente (N_{Rd}) da Tabela 26, a seção foi dimensionada no Estádio II e os valores de A_s seguem a Tabela 27.

Tabela 27: Valores das áreas de aço e comparações considerando a variação do comprimento para o caso com abas grauteadas

L (cm)	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
119	3,68	10,50	10,28	2,85	2,79	1,02
299	3,68	13,02	11,99	3,54	3,26	1,09
479	3,68	14,48	12,90	3,93	3,51	1,12
659	3,68	15,64	13,66	4,25	3,71	1,15
839	3,68	16,79	14,50	4,56	3,94	1,16
1019	3,68	17,85	15,32	4,85	4,16	1,17

onde,

A_{sIII} é a área de aço no Estádio III, destaca que esse valor segue o exemplo analisado;

A_{sII-NH} é a área de aço no Estádio II para a seção não homogeneizada;

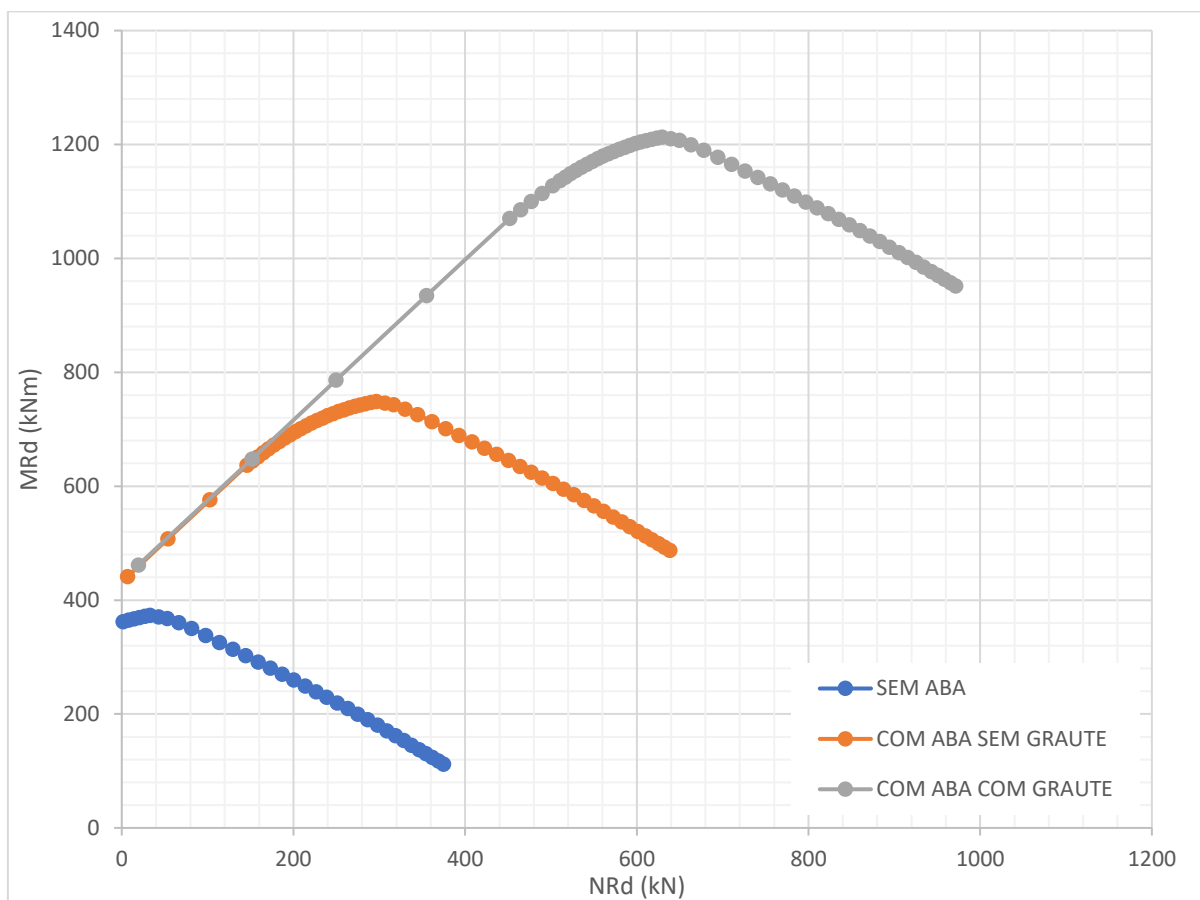
A_{sII-H} é a área de aço no Estádio II para a seção homogeneizada.

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.4 COMPARAÇÃO ENTRE EXEMPLOS

De forma a comparar a consideração de abas (sem graute e grauteadas) na seção, considerando as seções analisadas para os exemplos do Tópico 4, considerando $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$, tem-se a Figura 57, e a área de aço para cada caso segue a Tabela 28.

Figura 57: Gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ para os exemplos da seção sem aba, com aba sem graute e com aba com graute



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 28: Valores das áreas de aço e comparações considerando da inserção de abas com e sem grauteamento

Caso	A_{sIII} (cm ²)	A_{sII-NH} (cm ²)	A_{sII-H} (cm ²)	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-H}}{A_{sIII}}$	$\frac{A_{sII-NH}}{A_{sII-H}}$
Sem abas	3,68	8,13	7,77	2,21	2,11	1,05
Com abas sem graute	3,68	9,22	9,04	2,50	2,46	1,02
Com abas grauteadas	3,68	13,02	11,99	3,54	3,26	1,09

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

6 CONCLUSÃO

Considerando as análises e resultados apresentados no item anterior, é possível concluir que, para a maioria dos casos analisados, a hipótese proposta, de que o Estádio II leva a resultados mais conservadores e menos econômicos que o Estádio III se confirma, somente para o caso sem abas com parede de 119 cm com momento resistente baixo, o Estádio II apresentou resultados melhores que o Estádio III.

Por ser um processo simplificado, a ABNT NBR 16868-1:2020 impõe para o dimensionamento no Estádio II a redução de 50% no valor de f_{yd} , porém destaca-se que, para a maioria dos casos analisados, ainda que fosse considerado toda a tensão de escoamento do aço, o Estádio III ainda seria mais econômico.

Para o Estádio II foram analisadas duas seções: a seção não homogeneizada e a seção tendo feito a homogeneização entre a parede de alvenaria estrutural (blocos e argamassa) e os grautes, pelo ganho de área nas paredes provocadas pela inserção dos grautes na seção homogeneizada, a seção apresentou uma menor área de aço em todos os casos analisados, valores mais expressivos foram encontrados nas seções com abas grauteadas.

Para os casos em que o máximo encurtamento da alvenaria apresenta valores inferiores a $\varepsilon_a < \frac{f_{pk}}{E_a}$, de forma que a parede apresenta a resistência à compressão simples reduzida, o gráfico $N_{Rd} \times M_{Rd}$ dessa região é linear e apresenta uma redução de normal e momento resistente superior aos outros pontos do gráfico.

Com o aumento do f_{bk} a diferença entre o Estádio II e Estádio III se tornou mais significativa. Para o caso com abas grauteadas na situação com $f_{bk} = 4 \text{ MPa}$ a seção não homogeneizada e homogeneizada no Estádio II apresentaram resultados 3,54 e 3,26 vezes maiores que no Estádio III, respectivamente. Já para a consideração de $f_{bk} = 16 \text{ MPa}$ a seção não homogeneizada e homogeneizada no Estádio II apresentaram resultados 6,73 e 6,17 vezes maiores que no Estádio III, respectivamente.

Com menores valores de área de aço a diferença entre o Estádio II e Estádio III se tornou mais significativa. Para o caso com abas grauteadas com 3 Ø 16 mm a seção não homogeneizada e homogeneizada no Estádio II apresentaram resultados 2,75 e 2,58 vezes maiores que no Estádio III, respectivamente. Já para o caso com 1 Ø 10 mm a seção não homogeneizada e homogeneizada no Estádio II apresentaram

resultados 11,06 e 9,68 vezes maiores que no Estádio III, respectivamente. Destaca que por ser um processo analítico, nos casos em que a armadura da seção estudada for menor que a armadura mínima destacada pela ABNT NBR 16868-1:2020, o dimensionamento da seção foi mantido vide a análise de comparação entre os Estádios.

Com o aumento do comprimento da seção analisada, a diferença entre o Estádio II e Estádio III se tornou mais significativa. Para o caso com abas grauteadas na situação com $L = 119 \text{ cm}$ a seção não homogeneizada e homogeneizada no Estádio II apresentaram resultados 2,85 e 2,79 vezes maiores que no Estádio III, respectivamente. Já para a seção com $L = 1019 \text{ cm}$ a seção não homogeneizada e homogeneizada no Estádio II apresentaram resultados 4,85 e 4,16 vezes maiores que no Estádio III, respectivamente. Destaca-se o caso para a seção sem abas, com $L = 119 \text{ cm}$ as seções no Estádio II apresentam resultados de áreas de aço menor que o Estádio III, único caso dentre os analisados.

Para trabalhos futuros, tem-se como recomendação a análise em edificações reais, considerando a armadura mínima estabelecida pela ABNT NBR 16868-1:2020, de forma a obter valores mais reais entre os Estádios.

Destaca-se como principal contribuição deste trabalho, que a adoção do Estádio III para o dimensionamento de paredes de alvenaria estrutural, conduz a soluções mais econômicas para a maioria dos casos.

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 16868-3: Alvenaria Estrutural - Parte 3: Métodos de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações: considerações gerais**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- CAMACHO, Jefferson S. **Alvenaria estrutural não-armada - Parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. Porto Alegre, 1986. 185p. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed São Carlos, SP: EDUFSCAR, 2015. 415 p.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Volume 2**. Brasil – São Paulo, SP. 2009. 1ª Edição. Editora PINI.
- FREIRE, Fábio; PUGLIESI FILHO, Paulo; ALBESSÚ; Naiara. **Alvenaria estrutural em edifício de 24 pavimentos**. In: **Concreto & Construções. Sistemas construtivos Paredes de Concreto, Alvenaria Estrutural e Pré-fabricados de Concreto**. São Paulo: Revista oficial do Ibracon, 2018. Ed. 90. p. 26-33
- MALUF, Danilo R. **Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano**. São Carlos, 2007. 120p. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos.
- MOHAMAD, G. **Construções em Alvenaria Estrutural - Materiais, projeto e desempenho**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2020.

- PARSEKIAN, Guilherme A.; HAMID, Ahmad A.; DRYSDALE, Robert G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. **São Carlos: EdUFSCar**, v. 1, 625p., 2012.
- PARSEKIAN, Guilherme A; MEDEIROS, Wallison A. Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto. 2. ed. **São Carlos: EdUFSCar**, 2021.
- PINHEIRO, Libânio M. **Concreto Armado: Tabelas e Ábacos**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos. 2020.
- PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007.
- SANTOS, Aruac A. **Sistema para Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural pelo Método dos Estados-Limite: Módulo de Análise e Dimensionamento**. Viçosa, 2013. 253p. Dissertação de mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.
- SCHMIDT, U.; HANNAWALD, J.; BRAMESBUBER, W. Theoretical and practical research on the flexural strength of masonry. In: **14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, Australia, on CD-ROM**. 2008.
- SILVA, Lillian Caroline da. **Estudo comparativo orçamentário de um edifício residencial analisando sistemas estruturais distintos: Concreto Armado e Alvenaria Estrutural**. Trabalho de conclusão de curso, Centro Universitário do Sul de Minas. 2020.