ESTUDO NUMÉRICO-COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE SEGUNDO A NBR 6118:2023, EUROCODE 2 E ACI 318

ALINE CARVALHO ALMEIDA
ORIENTADORA: MA. RENATA DE OLIVEIRA MARINHO
COORIENTADOR: ENG. VITOR MANOEL DE SOUZA PEREIRA

PATOS – PB
2026.1

ALINE CARVALHO ALMEIDA

ESTUDO NUMÉRICO-COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE SEGUNDO A NBR 6118:2023, EUROCODE 2 E ACI 318

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Centro Universitário de Patos – UNIFIP, como requisito para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Ma. Renata de Oliveira Marinho
Coorientador: Eng. Vitor Manoel de Souza Pereira

PATOS – PB
2026.1

FICHA CATALOGRÁFICA
Dados de Acordo com AACR2, CDU e CUTTER Biblioteca Central - UNIFIP

Gr

Almeida, Aline Carvalho.
A447e Estudo numérico-comparativo do dimensionamento de pilar-parede segundo a NBR 6118:2023, Eurocode 2 e ACI 318 / Aline Carvalho Almeida. – Patos – PB, 2026.
83 f.

Orientadora: Profª. Ma. Renata de Oliveira Marinho.
Coorientador: Eng. Vitor Manoel de Souza Pereira. TCC (Graduação) – Bacharelado em Engenharia Civil – Centro Universitário de Patos – UNIFIP.

1. Pilar-parede. 2. ACI 318-25. 3. Eurocode 2:2023.
4. ABNT NBR 6118:2023. 5. Abaqus. I. Marinho, Renata de Oliveira. II. Pereira, Vitor Manoel de Souza. III. Título.

UNIFIP/BC CDU: 619

Francisco C. Leite – Bibliotecário. CRB 15/0076

ALINE CARVALHO ALMEIDA

ESTUDO NUMÉRICO-COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE SEGUNDO A NBR 6118:2023, EUROCODE 2 E ACI 318

Monografia apresentada ao Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário de Patos – UNIFIP, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientadora: Prof. Ma. Renata de Oliveira Marinho
Coorientador: Eng. Vitor Manoel de Souza Pereira

Aprovado em 02 de junho de 2026.

BANCA EXAMINADORA:

gov.br Documento assinado digitalmente
RENATA DE OLIVEIRA MARINHO
Data: 04/06/2026 16:47:05-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Prof. Ma. Renata de Oliveira Marinho
(Orientadora)
Centro Universitário de Patos – UNIFIP

gov.br Documento assinado digitalmente
ARTHUR COUTINHO DE ARAUJO PEREIRA
Data: 04/06/2026 08:20:34-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Prof. Dr. Arthur Coutinho de Araújo Pereira.
(Examinador interno)
Centro Universitário de Patos – UNIFIP

gov.br Documento assinado digitalmente
VITOR MANOEL DE SOUZA PEREIRA
Data: 03/06/2026 22:22:51-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Eng. Vitor Manoel de Souza Pereira
(Examinador externo)
Universidade Estadual Paulista – UNESP

“Pois, sabendo que o Senhor estava comigo, criei coragem...”

Esdras 7:28

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho, acima de tudo, a Deus, por ter sido minha força e meu sustento em todos os momentos dessa caminhada. À minha mãe, Luzia Carvalho Almeida, por todo amor, dedicação e por nunca medir esforços para que eu pudesse chegar até aqui. À minha irmã, Maria Suelia, por sempre acreditar em mim, me incentivar e me lembrar todos os dias do quanto eu sou capaz. E ao meu sobrinho, Arthur Carvalho, por trazer leveza, alegria e amor aos meus dias.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, acima de tudo, a Deus, que foi meu refúgio, minha força e minha direção ao longo de toda essa caminhada. Em cada passo dado, mesmo nos momentos em que tudo parecia incerto e pesado demais, foi a sua presença que me sustentou e me fez continuar. Houve dias em que o cansaço falou mais alto, em que as dúvidas tomaram conta e a insegurança tentou me fazer acreditar que eu não seria capaz.

Em alguns momentos, pensei em desistir. Mas foi em Deus que encontrei refúgio e coragem. Foi Ele quem acalmou meu coração nas noites inquietas, quem renovou minhas forças quando eu já não as tinha, e quem me lembrou, silenciosamente, que eu poderia ir além do que imaginava. Se hoje chego até aqui, concluindo uma etapa tão significativa da minha vida, tenho plena certeza de que não foi apenas pelo meu esforço. Foi pela graça de Deus, que nunca soltou a minha mão, mesmo quando eu fraquejei. Foi Ele quem abriu caminhos onde eu não via possibilidades, quem colocou pessoas especiais ao meu lado e quem me sustentou, dia após dia, até este momento.

À minha mãe, Luzia Carvalho Almeida, dedico mais do que palavras, dedico cada conquista, cada passo e cada sonho que hoje se torna realidade. Sua presença foi meu alicerce nos momentos em que tudo parecia desmoronar. Foi no seu cuidado e na sua força silenciosa que encontrei coragem para continuar quando pensei em desistir. Obrigada por cada gesto de amor, por cada sacrifício feito em silêncio, por cada palavra de incentivo quando eu duvidei de mim mesma. Foi quem me ensinou, com exemplos e não apenas palavras, o verdadeiro significado de persistência, dignidade e fé. Se hoje chego até aqui, é porque a senhora nunca soltou a minha mão. Cada dificuldade enfrentada, cada noite de esforço e cada vitória alcançada carregam um pouco da sua história, da sua luta e do seu amor.

Este trabalho não é apenas meu, ele também é seu, porque foi construído com a base que a senhora me deu ao longo de toda a vida. Tudo o que sou hoje, e tudo o que ainda sonho em ser, tem suas raízes no amor, na força e nos ensinamentos que recebi da senhora. Minha eterna gratidão, admiração e amor.

À minha irmã, Maria Suelia Carvalho, deixo minha profunda gratidão por nunca ter me deixado desistir, mesmo nos momentos em que eu mesma duvidei da minha capacidade. Foi você quem tantas vezes me lembrou da minha força, quem sempre acreditou em mim, até quando eu não conseguia acreditar sozinha. Suas palavras de incentivo foram essenciais durante toda essa caminhada. Em cada momento difícil, você esteve ao meu lado me mostrando que eu

era capaz de ir além, me encorajando a continuar e me fazendo enxergar o quanto eu podia conquistar através do meu esforço e dedicação.

Sempre senti nas suas palavras, o orgulho que você tem de mim, e isso me deu forças para seguir em frente. Saber que eu tinha alguém torcendo verdadeiramente pela minha felicidade e pelas minhas conquistas fez toda a diferença nessa trajetória. Sua presença, seu carinho e seu apoio foram fundamentais para que eu chegasse até aqui.

Ao meu sobrinho Arthur Carvalho, com sua alegria e seu amor, também trouxe leveza aos meus dias e me fez lembrar, muitas vezes, da importância de continuar sonhando, mesmo diante das dificuldades.

Aos meus amigos de faculdade, em especial à minha amiga Damyres Nunes, minha sincera gratidão por cada momento compartilhado. Entre desafios, aprendizados e conquistas, vocês tornaram essa caminhada mais leve, mais humana e inesquecível.

À minha orientadora, Prof. Ma. Renata de Oliveira Marinho, e ao meu coorientador, Vitor Manoel de Souza Pereira, agradeço profundamente pela dedicação, paciência e por todo o conhecimento compartilhado. Suas orientações foram essenciais para a construção deste trabalho e para o meu crescimento acadêmico e pessoal.

À banca avaliadora, Prof. Arthur Coutinho de Araújo pereira, deixo meu agradecimento pela atenção, pelo tempo dedicado e pelas contribuições que certamente enriquecerão este estudo. Às minhas amigas virtuais, que mesmo distantes se fizeram presentes, obrigada por cada palavra de incentivo e por cada gesto de apoio. A todos que, de alguma forma, fizeram parte desta caminhada, deixo minha mais sincera gratidão. Esta conquista não representa apenas o fim de um ciclo, mas o resultado de uma fé que me sustentou, de uma persistência que me impulsionou e da certeza de que Deus sempre esteve à frente, conduzindo cada passo do meu caminho.

RESUMO

ESTUDO NUMÉRICO-COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE SEGUNDO A NBR 6118:2023, EUROCODE 2 E ACI 318

Os pilares-parede são elementos estruturais de contraventamento utilizados para a garantia da resistência de edifícios altos e pontes de concreto armado, devido à sua elevada rigidez global e a boa capacidade de absorção de esforços decorrentes dos carregamentos de vento ou sismos. Pensando nisso a NBR 6118:2003 foi a primeira norma brasileira a abordar de forma mais detalhada seu dimensionamento, considerando os efeitos localizados de segunda ordem em cada seção do elemento. Diante disso, presente pesquisa tem como objetivo analisar as vantagens e desvantagens do dimensionamento dos pilares-paredes de acordo com as normas NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023. A metodologia envolveu revisão normativa, dimensionamento analítico e modelagem numérica no *software Abaqus*, utilizando como referência experimental o modelo de Ni *et al*. (2019). Foram avaliados critérios de esbeltez, efeitos de segunda ordem, estabilidade estrutural e detalhamento das armaduras. Os resultados evidenciaram diferenças significativas entre as normas. A NBR 6118:2023 apresentou abordagem mais rigorosa para os efeitos localizados de segunda ordem, resultando em armadura longitudinal de 20,08 cm² e transversal de 6,03 cm²/m. O ACI 318-25 forneceu armadura longitudinal de 24,10 cm² e transversal de 2,14 cm²/m, enquanto o Eurocode 2:2023 apresentou valores de 18,70 cm² e 4,68 cm²/m, respectivamente. Na validação numérica, o modelo desenvolvido no *Abaqus* apresentou carga máxima de 236,66 kN, em comparação aos 227,11 kN obtidos experimentalmente, resultando em diferença aproximada de 4%. Além disso, a modelagem reproduziu adequadamente o comportamento estrutural e os mecanismos de dano observados experimentalmente. Desta forma, observa-se que as diferenças normativas podem influenciar diretamente no comportamento estrutural, bem como no consumo de materiais dos pilares-parede, apesar das divergências entre as normas estas apresentam resultados que atendem as solicitações.

Palavras-chave: Pilar–Parede; ACI 318-25; Eurocode 2:2023; ABNT NBR 6118:2023; *Abaqus*.

ABSTRACT

NUMERICAL-COMPARATIVE STUDY OF WALL-COLUMN DIMENSIONING ACCORDING TO NBR 6118:2023, EUROCODE 2 AND ACI 318

Wall-columns are structural bracing elements used to ensure the strength of tall buildings and reinforced concrete bridges, due to their high overall stiffness and good capacity to absorb stresses resulting from wind or seismic loads. With this in mind, NBR 6118:2003 was the first Brazilian standard to address their design in more detail, considering the localized second-order effects in each section of the element. Therefore, this research aims to analyze the advantages and disadvantages of the design of wall-columns according to the standards NBR 6118:2023, ACI 318-25, and Eurocode 2:2023. The methodology involved a normative review, analytical design, and numerical modeling in the Abaqus software, using the model of Ni et al. (2019) as an experimental reference. Slenderness criteria, second-order effects, structural stability, and reinforcement detailing were evaluated. The results showed significant differences between the standards. Brazilian standard NBR 6118:2023 presented a more rigorous approach to localized second-order effects, resulting in longitudinal reinforcement of 20.08 cm² and transverse reinforcement of 6.03 cm²/m. ACI 318-25 provided longitudinal reinforcement of 24.10 cm² and transverse reinforcement of 2.14 cm²/m, while Eurocode 2:2023 presented values of 18.70 cm² and 4.68 cm²/m, respectively. In numerical validation, the model developed in Abaqus showed a maximum load of 236.66 kN, compared to the 227.11 kN obtained experimentally, resulting in an approximate difference of 4%. Furthermore, the modeling adequately reproduced the structural behavior and damage mechanisms observed experimentally. Thus, it can be observed that normative differences can directly influence the structural behavior, as well as the material consumption of wall-columns, although the divergences between the standards present results that meet the requirements.

Keywords: Wall-Column; ACI 318-25; Eurocode 2:2023; ABNT NBR 6118:2023; Abaqus.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Pilar-parede 17
Figura 2- Efeitos de segunda ordem localizados..... 19
Figura 3- Efeitos de segunda ordem localizados..... 22
Figura 4- Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem..... 23
Figura 5- Comprimento equivalente le 24
Figura 6- Determinação do coeficiente de redução. 28
Figura 7- Distribuição de deformação em uma seção retangular..... 29
Figura 8- Distância dt de tensões ao longo da seção transversal. 30
Figura 9- *Software abaqus* 34
Figura 10- Etapas do *abaqus.* 35
Figura 11- Etapas metodológicas. 39
Figura 12- Pilar-parede particionado. 42
Figura 13- Viga superior particionada 42
Figura 14- Viga inferior particionada 43
Figura 15- Armaduras do pilar-parede no abaqus..... 44
Figura 16- Curva de tensão em função da deformação inelástica..... 46
Figura 17- Curva de dano em relação a deformação inelástica 46
Figura 18- Curva de tensão em função da abertura de fissura 47
Figura 19- Curva de dano a tração em relação a abertura de fissura 47
Figura 20- União da viga-superior e viga-inferior ao pilar-parede 49
Figura 21- Elementos posicionados no pilar-parede..... 49
Figura 22- Interação do tipo *Embedded region* 50
Figura 23- Interação do tipo *coupling.* 51
Figura 24- Condições de contorno na parte inferior da viga inferior..... 51
Figura 25- Condições de contorno carregamento horizontal. 52
Figura 26- Condições de contorno carregamento vertical. 53
Figura 27- Malhas geradas: Pilar-parede, Viga superior, e viga inferior..... 53
Figura 28- Malhas geradas: Estribo, armadura vertical. 54
Figura 29- Evolução da propagação do dano à tração no modelo numérico. 68
Figura 30- Propagação do dano à compressão no modelo numérico..... 69
Figura 31- Tensões equivalentes nas armaduras (*S-Mises*). 69
Figura 32- Comparação entre as curvas força × deslocamento experimental e numérica 70
Figura 33- Propagação do dano à tração no pilar-parede 71
Figura 34- Propagação do dano à compressão no pilar-parede 71
Figura 35- Deformação do aço por *S mises* 72
Figura 36- Curva força x deslocamento. 73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Coeficiente de redução. 29
Tabela 2- Dimensões viga superior 42
Tabela 3- Dimensões viga inferior 43
Tabela 4- Parâmetros plásticos. 45
Tabela 5- Parâmetros plásticos e elásticos do aço. 48
Tabela 6- Propriedades plásticas de tensão e deformação do aço 48
Tabela 7- Interações utilizadas no modelo *Abaqus* 50
Tabela 8- Tipos e quantidades de elementos finitos adotados na modelagem 54
Tabela 9- Geometria do pilar parede 55
Tabela 10- Comparação entre NBR 6118, ACI 318 e Eurocode 2 56
Tabela 11- Esbeltez λ_1 da lâmina. 57
Tabela 12- Índices de esbeltez e força normal 58
Tabela 13- Geometria das faixas do pilar-parede H0.1f 58
Tabela 14- Distribuição da força normal nas faixas. 59
Tabela 15- Esforços obtidos para cada faixa. 59
Tabela 16- Coeficientes da equação do método da rigidez k aproximada 60
Tabela 17- Parâmetros adimensionais na faixa 1 60
Tabela 18- Armadura longitudinal por faixa. 61
Tabela 19- Verificação ao cisalhamento do pilar-parede H0.1f 61
Tabela 20- Parâmetro para determinação de φ 62
Tabela 21- Verificação a flexão ACI 318-25. 63
Tabela 22- Verificação ao cisalhamento - ACI 318-25. 63
Tabela 23- Esbeltez e dispensa dos efeitos de 2° ordem. 64
Tabela 24- Cálculos dos efeitos de 2° ordem. 65
Tabela 25- Dimensionamento da armadura longitudinal. 65
Tabela 26- Verificação ao cisalhamento. 66
Tabela 27- Resultados obtidos do dimensionamento de cada norma 74
Tabela 28- Síntese comparativa do comportamento normativo 77

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 14
2. OBJETIVOS 16
2.1 OBJETIVO GERAL 16
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 16
3. REFERENCIAL TEÓRICO 17
3.1 CONCEITO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS PILARES-PAREDE 17
3.1.1 Definição de pilar-parede (ou parede estrutural / wall column) 17
3.1.2 Diferenças em relação a pilares convencionais e paredes de concreto armado. 18
3.1.3 Modos de ruptura e comportamento sob carga axial e flexão 18
3.2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS DO DIMENSIONAMENTO 19
3.2.1 Hipóteses básicas da teoria de flexo-compressão 19
3.3 ABORDAGENS DE DIMENSIONAMENTO DO PILAR-PAREDE DE ACORDO COM ABNT NBR6118:2023 20
3.3.1 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem 21
3.3.2 Efeitos localizados de segunda ordem e processo aproximado 22
3.3.3 Dispensa da análise dos efeitos localizados de segunda ordem 24
3.3.4 Cálculo dos efeitos de 2ª ordem 25
3.3.5 Cálculo das armaduras transversais 25
3.3.6 Cálculo da armadura longitudinal 26
3.4 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA ACI 318-25 26
3.4.1 Armadura mínima segundo o ACI 318-25 27
3.4.2 Verificação da segurança segundo o ACI 318:25 28
3.4.3 Detalhamento das armaduras 30
3.5 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A EUROCODE 2 31
3.5.1 Dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem 31
3.5.2 Critério de esbeltez 32
3.5.3 Esbeltez e altura efetiva dos elementos 33
3.5.4 Detalhamento das armaduras 33
3.6 SOFTWARE ABAQUS 34
3.7 MODELO DE COMPRESSÃO CARREIRA E CHU (1985) 36
3.8 MODELO DE TRAÇÃO HORDIJK (1991) 37
4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS 39
4.1 REVISÃO NORMATIVA 39
4.2 DEFINIÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL PILAR-PAREDE 40
4.3 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO CONFORME CADA NORMA 40
4.4 MODELAGEM E SIMULAÇÃO NUMÉRICA 41

4.4.1 Confecção do modelo numérico do pilar-parede 41
4.4.2 Propriedades dos materiais 44
4.4.3 Interações entre as partes 48
4.4.4 Condições de contorno e carregamento 51
4.4.5 Definição das Malhas 53
5.1 AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS NORMATIVOS 55
5.2 RESULTADOS ANALÍTICOS 57
5.3 RESULTADOS SEGUNDO A BNT NBR 6118:2023 57
5.3.1 Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem 57
5.3.2 Índice de esbeltez, força normal adimensional e análise local 58
5.3.3 Processo aproximado - decomposição em faixas 58
5.3.4 Cálculo dos efeitos de 2ª ordem nas faixas 59
5.3.5 Dimensionamento da armadura longitudinal 60
5.3.6 Dimensionamento da armadura transversal 61
5.3.7 Verificação ao cisalhamento 61
5.4.1 Dados de entrada 62
5.4.2 Determinação do fator de redução de resistência ϕ 62
5.4.3 Verificação à flexão 62
5.4.4 Verificação ao cisalhamento 63
5.4.5 Armadura longitudinal 63
5.5 EUROCODE 2:2023 64
5.5.1 Dados de entrada 64
5.5.2 Verificação da dispensa dos efeitos de 2ª ordem 64
5.5.3 Método da curvatura nominal 64
5.5.4 Determinação da armadura longitudinal 65
5.5.5 Verificação ao cisalhamento 66
5.5.6 Armadura transversal 66
6. CONCLUSÃO 79
REFERÊNCIAS 81

1. INTRODUÇÃO

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, os pilares-parede são elementos predominantemente submetidos à compressão e podem ser formados por superfícies planas ou cascas cilíndricas. Para que sejam assim classificados, em sua seção transversal, a menor dimensão deve ser inferior a um quinto da maior (ABNT, 2023).

Segundo Moncayo (2011), esses elementos são comumente empregados na formação de núcleos de rigidez, localizados próximos a escadas e poços de elevadores, contribuindo significativamente para a estabilidade global da estrutura. Em regiões sujeitas à atividade sísmica, desempenham papel essencial na resistência às ações horizontais decorrentes de terremotos, sendo denominados, nas normas técnicas em língua inglesa, como *shear walls*. Além disso, o autor destaca que os pilares-parede apresentam elevada rigidez à flexão, característica que os torna fundamentais para o comportamento estrutural e a estabilidade dos edifícios.

Medeiros (2016) complementa que os pilares-parede podem apresentar seção aberta ou fechada. Os de seção aberta são comuns em edifícios altos de concreto armado, geralmente configurando caixas de elevadores ou escadas e sendo utilizados como sistemas de contraventamento. Já os de seção fechada são frequentemente aplicados em obras de arte, como pontes, sendo considerados uma alternativa mais econômica em relação aos pilares maciços equivalentes.

Nesse contexto, o estudo desses elementos estruturais torna-se altamente relevante na engenharia estrutural moderna, sobretudo diante das crescentes exigências de desempenho, segurança e economia nas edificações de concreto armado. Sua elevada rigidez e capacidade de resistir a esforços horizontais fazem com que desempenhem papel fundamental na estabilidade global das estruturas (ABNT, 2023).

Entretanto, o dimensionamento dos pilares-parede depende diretamente dos critérios estabelecidos pelas normas técnicas vigentes, as quais apresentam diferenças significativas quanto aos modelos de cálculo, limites de esbeltez, consideração dos efeitos de segunda ordem, detalhamento das armaduras e parâmetros de segurança. Com as atualizações recentes da ABNT NBR 6118:2023, do ACI 318-25 e do Eurocode 2:2023, surgem novas abordagens e revisões conceituais que podem impactar o comportamento estrutural desses elementos, especialmente no que se refere à consideração dos efeitos não lineares e à interação entre flexão e compressão.

Apesar da relevância do tema, ainda há uma escassez de estudos que analisem, de forma comparativa e sistemática, as diferenças entre essas normas e seus impactos práticos no

dimensionamento dos pilares-parede, principalmente quando associados à modelagem computacional. Essas divergências podem resultar em variações significativas nos resultados obtidos, influenciando diretamente aspectos como resistência, rigidez e segurança estrutural.

Dessa forma, justifica-se a realização deste estudo, que integra a comparação entre as normas NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023 com a modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) no *software Abaqus*. A pesquisa busca identificar como as diferentes abordagens de cálculo influenciam os resultados de dimensionamento e verificar, por meio da simulação computacional validada experimentalmente, a capacidade de cada norma em representar o comportamento estrutural dos pilares-parede. Assim, o trabalho contribui para o aprimoramento das práticas de projeto, destacando a importância da análise numérica como ferramenta complementar na avaliação do desempenho e da segurança desses elementos.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar as normas ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023 aplicadas ao dimensionamento de pilares-parede de concreto armado verificando as diferenças de comportamento estrutural e de exigências normativas, bem como investigar a eficiência do uso de modelo numérico para previsão do comportamento experimental de pilar-parede, avaliando as vantagens e limitações.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Examinar criticamente as abordagens de dimensionamento de pilares-parede previstas em cada norma, destacando diferenças conceituais quanto aos modelos de cálculo;
- Validar um modelo computacional de pilar-parede em MEF, utilizando o *software Abaqus* juntamente com a correlação de dados experimentais;
- Investigar a eficiência do uso de modelo numérico para previsão do comportamento experimental de pilar-parede, avaliando as vantagens e limitações;
- Comparar o desempenho estrutural do pilar-parede de referência considerando-se as diferentes normativas, demonstrando a capacidade de previsão para garantia da segurança estrutural.

3. REFERENCIAL TEÓRICO

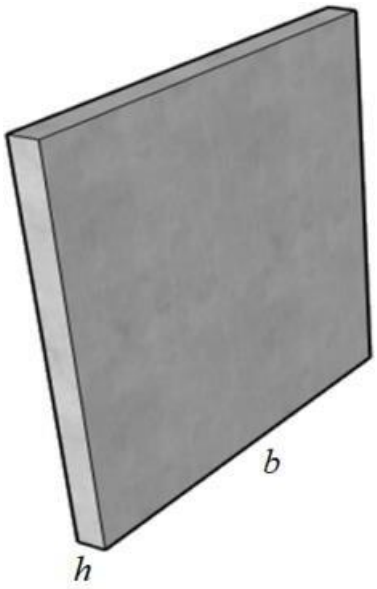
3.1 CONCEITO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS PILARES-PAREDE

Os Pilares-parede são componentes estruturais que apresentam uma superfície plana onde a maior dimensão da seção transversal é pelo menos cinco vezes maior do que a menor dimensão, servindo como elementos essenciais no sistema de estabilização de construções de vários andares. A dificuldade em seu cálculo se deve aos efeitos de segunda ordem que se manifestam devido à deformação não uniforme na direção da maior dimensão da seção, o que pode resultar em danos em partes da seção antes que o elemento fracasse completamente (Garcia; Real; Lazzari, 2024).

3.1.1 Definição de pilar-parede (ou parede estrutural / wall column)

Os pilares-parede (Figura 1), também conhecidos como paredes estruturais ou *wall columns*, são elementos de concreto armado que possuem formato predominantemente plano e têm a função de resistir a esforços verticais e horizontais que atuam nas edificações. Em razão dessa geometria, eles colaboram significativamente para a estabilidade global do edifício, principalmente em estruturas de maior altura.

Figura 1- Pilar-parede.



Fonte: Silva (2022).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, esses elementos são considerados pilares-parede quando a menor dimensão da seção transversal é inferior a um quinto da maior dimensão (ABNT, 2023). Essa relação faz com que a maneira como o elemento se comporta estruturalmente se assemelhe mais a uma parede do que a um pilar tradicional. Esses componentes são comumente utilizados como núcleo de rigidez em construções de vários

andares, desempenhando um papel importante na estabilidade geral da edificação, principalmente na proteção contra forças horizontais, como aquelas geradas pelo vento.

3.1.2 Diferenças em relação a pilares convencionais e paredes de concreto armado.

De acordo com o que foi determinado pela ABNT NBR 6118:2023, a separação entre os componentes estruturais verticais feitos de concreto armado se fundamenta, essencialmente, em aspectos geométricos e no desempenho estrutural.

A norma estabelece que os pilares que atuam como paredes necessitam de análises específicas em relação aos efeitos localizados de segunda ordem, o que os distingue dos métodos aplicáveis a pilares tradicionais. Em relação às paredes de concreto armado, a norma classifica-as de diferentes maneiras, dependendo da função estrutural principal, como placas quando estão sujeitas a forças em seu plano, ou vigas-parede quando têm uma proporção entre vão e altura específica.

De acordo com as diretrizes da ABNT NBR 6118:2023, a avaliação de pilares-parede deve levar em conta a complexa interação de forças, abarcando compressão axial, flexão e, primordialmente, os efeitos localizados de segunda ordem apresentados na seção 15.9.

Correia (2019) acrescenta que, para gerenciar essa complexidade, podem ser utilizados métodos analíticos como a divisão da seção em faixas para oferecer uma representação aproximada do desempenho. É importante notar, no entanto, que este método, apesar de ser funcional, não é especificado de forma explícita pela norma brasileira, que em seu item 15.9.3 apresenta um procedimento aproximado alternativo, considerando o elemento em sua totalidade.

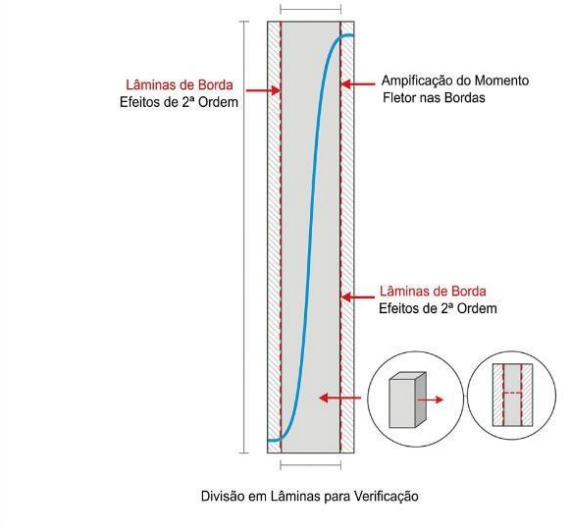
3.1.3 Modos de ruptura e comportamento sob carga axial e flexão

Conforme Correia (2019), a maneira como um pilar-parede se rompe está essencialmente relacionada às suas dimensões geométricas. De acordo com o autor, estruturas que são baixas e robustas costumam falhar devido a cisalhamento, ao passo que aquelas mais finas ou altas tendem a sofrer flexão, sendo que esse comportamento se altera conforme a relação entre altura, espessura e as cargas aplicadas. Embora a ABNT NBR 6118:2023 não mencione de forma clara esses tipos de ruptura, as diretrizes para a verificação da estabilidade (item 15.9) têm como finalidade garantir a proteção contra esses eventos.

Em construções elevadas, os pilares que também funcionam como paredes servem como suportes verticais bastante rígidos. Assim, as solicitações de flexão combinada se tornam mais

relevantes devido à influência do vento e às irregularidades na geometria. A ABNT NBR 6118:2023 determina que, nesses casos, seja considerada a influência dos efeitos de segunda ordem localizados, que surgem principalmente nas extremidades, onde o aumento de momento fletor gera concentrações de tensões, em tal situação, a falha acontece por causa de momentos de flexão exagerados, resultando em degradação do concreto na superfície submetida a compressão e/ou deformação da armadura na face sob tensão. Na Figura 2, demonstra o pilar-parede decomposto em faixas (lâminas) e à amplificação do momento fletor (ou excentricidade) nas extremidades (bordas).

Figura 2- Efeitos de segunda ordem localizados.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2023).

3.2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS DO DIMENSIONAMENTO

3.2.1 Hipóteses básicas da teoria de flexo-compressão

Segundo Amorim (2018), os pilares-parede são elementos submetidos predominantemente à compressão, mas que também sofrem a ação de momentos fletores e esforços cortantes. O autor destaca que, nesses casos, o comportamento estrutural deve ser analisado de acordo com a teoria da flexo-compressão, que envolve a consideração conjunta da força normal e dos momentos fletores atuantes. Além disso, ressalta que os efeitos de segunda ordem, tanto globais quanto localizados, devem ser avaliados, pois interferem diretamente na estabilidade e na distribuição das tensões internas ao longo da altura do elemento.

Já Silva (2018) enfatiza que a teoria de flexo-compressão utilizada no dimensionamento de pilares e pilares-parede baseia-se em hipóteses clássicas da resistência dos materiais, adaptadas ao comportamento não linear do concreto armado. A autora destaca que o diagrama tensão–deformação do concreto é considerado não linear, o concreto tracionado é

desconsiderado e o escoamento do aço define a capacidade resistente final da seção. Essa abordagem permite determinar, de maneira aproximada, a distribuição de tensões na seção e o ponto de escoamento sob esforços combinados.

A NBR 6118:2023, em sua Seção 15 (pilares), trata da flexo-compressão normal e oblíqua e define que o dimensionamento deve garantir o equilíbrio entre esforços internos e solicitações de cálculo. O Capítulo 17 complementa com as hipóteses de deformação e resistência, indicando que as seções permanecem planas, o concreto tracionado não contribui para a resistência e a relação tensão–deformação é não linear até o escoamento do aço. Essas condições representam as hipóteses básicas da teoria da flexo-compressão no concreto armado.

3.3 ABORDAGENS DE DIMENSIONAMENTO DO PILAR-PAREDE DE ACORDO COM ABNT NBR6118:2023

No Brasil, o dimensionamento e detalhamento de pilares-parede ainda carece de um maior aprofundamento teórico, assim sendo um campo com grande potencial para pesquisa acadêmica. Nesse cenário, a realização de estudos comparativos normativos justifica-se pela chance de reunir descobertas parciais de estudos anteriores, permitindo não apenas uma nova interpretação dos dados com base em novas abordagens, mas também ampliar as análises sobre como esses elementos se comportam estruturalmente.

De acordo com Lima (2016):

> O dimensionamento de pilares-parede ganhou maior destaque a partir da NBR 6118:2003, já que na NBR 6118:1978 os efeitos de segunda ordem localizados não eram considerados. Apesar deste avanço a nova norma em vigor a NBR 6118:2014 não trouxe muita mudança, apenas uma pequena observação feita no item 15.9.3, em relação ao processo simplificado da norma dizendo que o efeito localizado de segunda ordem em cada faixa é assimilado ao efeito local de segunda ordem do pilar isolado equivalente "...não sendo necessário adotar valores de αb superiores a 0,6 nesta análise, quando Myid < M1d,mín", onde Myid é o momento na faixa e M1d,mín o momento mínimo de cálculo de primeira ordem. (LIMA, 2016, p.12).

Para o referido autor, os pilares-parede começaram a receber mais atenção a partir da ABNT NBR 6118:2023, já que na norma de 1978, não se consideravam os efeitos de segunda ordem localizados. Com a norma ABNT NBR 6118:2014, foram poucas coisas que mudaram, deixando mais claro no item 15.9.3, que no método simplificado, dá para tratar os efeitos de segunda ordem de cada pilar, sem precisar usar valores de αb maiores que 0,6, desde que o momento na faixa seja menor que o momento mínimo de cálculo de primeira ordem.

Araújo (2006) desenvolveu uma abordagem teórica voltada ao estudo da flambagem local em pilares-parede, sugerindo uma expressão simplificada capaz de estimar a necessidade

de reforço nas lâminas suscetíveis a esse fenômeno. A validade de sua proposta foi confirmada por meio de análises experimentais, que demonstraram a aplicabilidade prática da fórmula apresentada.

A ABNT NBR 6118:2023, no item 15.9.3, estabelece que os efeitos localizados de segunda ordem em pilares-parede devem ser avaliados individualmente em cada faixa, considerando-se as possíveis instabilidades locais. A norma ainda ressalta que a análise deve contemplar imperfeições geométricas e momentos mínimos de cálculo, justamente para evitar o risco de flambagem em lâminas excessivamente delgadas.

3.3.1 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

A ABNT NBR 6118:2023 em seu item 15.8.2 estabelece que, para a exclusão dos efeitos locais de segunda ordem em elementos isolados, o índice de esbeltez deve ser inferior ao limite de esbeltez (λ_1). O índice de esbeltez é calculado como a relação do comprimento de flambagem com o raio de giração, nas direções que necessitam ser analisadas. O índice de esbeltez é determinado pelas fórmulas (1) e (2):

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i} \tag{1}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \tag{2}$$

Onde:

- ℓ_e = Comprimento de flambagem;
- i = Raio de giração;
- I = Momento de Inercia;
- A = Área de seção
- l_w = Maior dimensão da seção transversal.

Podendo ainda ser avaliado em relação a seção retangular em cada direção principal por meio das fórmulas (3) e (4):

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12 * l_e}}{b} \tag{3}$$

$$\lambda_x = \frac{\sqrt{12} * l_e}{l_w} \tag{4}$$

E o índice de esbeltez limite é dado pela seguinte relação:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12{,}5 * \frac{e1}{h}}{\alpha_b} \quad (5)$$

Onde:

• e1/h = Excentricidade de 1ª ordem;

• α_b = Coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar

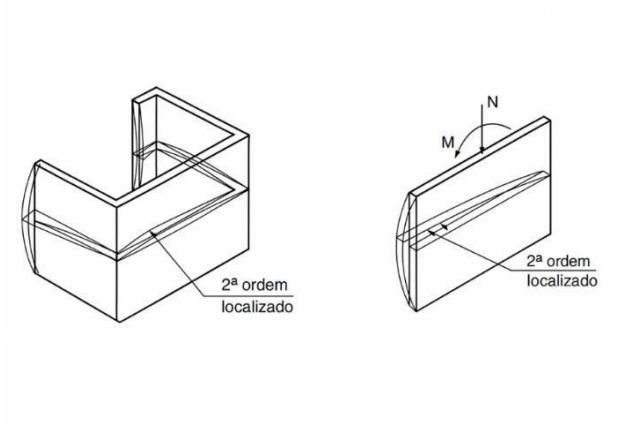
Sendo a força normal adimensional dada pela seguinte equação:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (6)$$

3.3.2 Efeitos localizados de segunda ordem e processo aproximado

Nos pilares-parede, sejam eles simples ou compostos, podem ocorrer regiões com maior irregularidade em relação ao eixo do elemento estrutural, o que ocasiona efeitos de segunda ordem mais intensos, conhecidos como efeitos localizados, como pode-se perceber na Figura 3 (ABNT, 2023).

Figura 3- Efeitos de segunda ordem localizados.



Fonte: Adaptado NBR 6118 (2023).

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, quando a estrutura é submetida a cargas verticais e horizontais, ocorre o deslocamento dos nós, gerando esforços globais de segunda ordem. Além disso, em elementos como pilares, os eixos deixam de ser retilíneos, surgindo os efeitos locais de segunda ordem, que influenciam diretamente os esforços solicitantes. No caso específico dos pilares-parede, podem ocorrer regiões com maior não retilineidade, o que intensifica os efeitos localizados de segunda ordem, resultando no acréscimo das solicitações de flexão tanto

no sentido longitudinal quanto transversal, exigindo, portanto, maior quantidade de armadura transversal nessas áreas.

A ABNT NBR 6118:2023, destaca, que o efeito localizado de segunda ordem em pilares-parede pode ser tratado através de um procedimento aproximado, aplicável quando a esbeltez das lâminas que compõem o elemento estrutural for inferior a 90.

Nesse método, o pilar-parede é decomposto em faixas verticais de largura limitada, que passam a ser avaliadas individualmente como se fossem pilares isolados, como podemos ver na Figura 6

- Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem de faixa

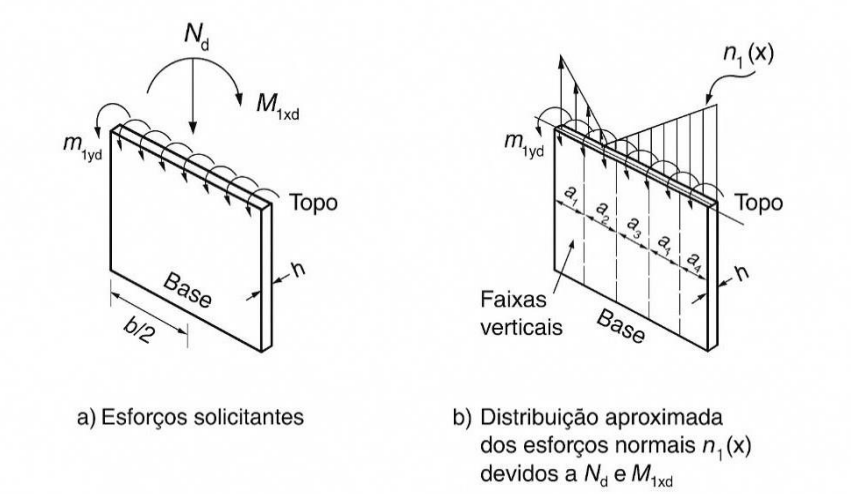
A largura de faixa pode ser determinada pela seguinte equação:

$$a_i = 3h \leq 100\ cm \tag{7}$$

Onde:

- h: menor dimensão da seção transversal.

Figura 4- Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem.



Fonte: Adaptada NBR 6118 (2023).

De acordo com a Figura 4, na primeira representação (a), observa-se o pilar-parede submetido aos esforços solicitantes, compostos pela força normal de cálculo N_d e pelo momento de primeira ordem M_{1xd}, além do momento unitário m_{1yd}, que atua distribuído ao longo do topo da peça. Já na segunda representação (b), é demonstrada a forma de decomposição do pilar em faixas verticais de largura a_i, cada uma delas tratada como um pilar isolado.

Onde:

a_i é a largura da faixa i;

N_i é a força normal na faixa i, calculada a partir de nd (x)

M_{1d}, min é o momento mínimo para pilares

M_{yid} é o momento fletor na faixa i;

m_{1yd} é o momento distribuído.

3.3.3 Dispensa da análise dos efeitos localizados de segunda ordem

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, item 15.9.2, a verificação dos efeitos localizados de segunda ordem em pilares-parede pode não ser necessária, desde que cada uma das lâminas que compõem o elemento atenda aos requisitos especificados:

a) É necessário que a base e o topo das lâminas dos pilares-parede estejam devidamente conectados às lajes do edifício.

b) Estabelece-se que o λ1 de cada lâmina deve ser inferior a 35. Esse limite tem por finalidade restringir o risco de instabilidade e reduzir os efeitos de segunda ordem, assegurando o desempenho adequado do elemento estrutural.

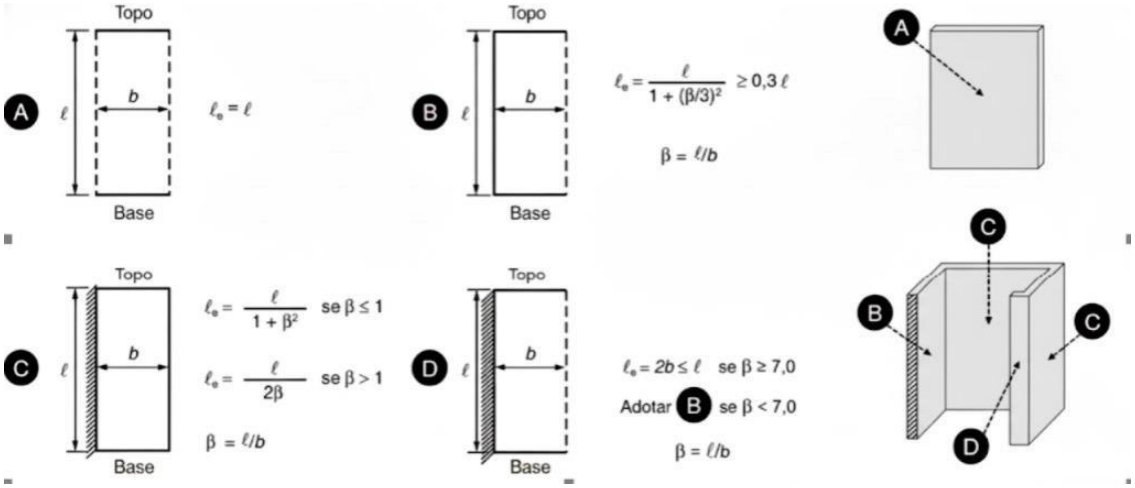
$$\lambda_1 = 3{,}46 \frac{\ell_{ei}}{h_i} \tag{8}$$

Onde, para cada lâmina:

ℓ_{ei} é o comprimento;

h_i é a espessura.

Figura 5- Comprimento equivalente le.



Fonte: Adaptada ABNT NBR 6118 (2023).

Quando o pilar possui engaste em ambas as extremidades e a relação de rigidez não ultrapassa a unidade, a norma permite considerar uma redução no valor da esbeltez. Nessa situação, o parâmetro deve ser corrigido pela aplicação do fator 0,85 (ABNT, 2023).

3.3.4 Cálculo dos efeitos de 2ª ordem

Para cada seção de um pilar-parede, analisada separadamente, é necessário calcular a influência dos efeitos locais de segunda ordem. O cálculo será realizado através do método do pilar-padrão, utilizando uma rigidez κ aproximada. Este método leva em conta uma simplificação para as não linearidades físicas e geométricas, sendo aplicável apenas a pilares cujas seções sejam constantes, com armadura simétrica e estável, e com esbeltez λ inferior a 90 (ABNT, 2023).

O processo aproximado, recai em um caso de dimensionamento na formulação direta dada abaixo:

$$a * M_{sd}^{2},_{tot} + b * M_{sd,tot} + c = 0 \quad (9)$$

Já o momento mínimo de 1ª ordem para a faixa se dar pela seguinte expressão:

$$M_{1d,min,fai} = N_{d,fai} * (0{,}015 + 0{,}03 * b) \quad (10)$$

Onde os coeficientes são:

$$a = 5 * h \quad (11)$$

$$b = h^2 * N_d - \frac{N_d * le^2}{320} - 5 * h * \alpha b * M_{1d,A} \quad (12)$$

$$c = -N_d * h^2 * \alpha_b * M_{1d,A} \quad (13)$$

3.3.5 Cálculo das armaduras transversais

A norma determina que a armadura transversal nos pilares-parede deve atender à armadura mínima de flexão das placas, desde que estas sejam corretamente projetadas. Se essa condição não for atendida, a armadura transversal precisa ser, pelo menos, 25% da armadura longitudinal da face correspondente (ABNT, 2023).

Ainda segundo a norma citada anteriormente, os estribos em pilares não devem ser menores que 5 mm e nem abaixo de 1/4 do tamanho da armadura longitudinal isolada. A distância máxima recomendada entre os estribos, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm:

- Menor dimensão da seção:

- 24 ϕ para CA-25, 12 ϕ para CA-50.

Assim, a área de armadura transversal mínima por metro de altura é:

$$A_{s\,transv,min}' = 0{,}25 * \frac{A_{s,long}}{1{,}0m} \tag{14}$$

3.3.6 Cálculo da armadura longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, utilizaram-se os ábacos de flexão composta de Venturini (1987).

$$\upsilon = \frac{N_{d,fai1}}{b * h * f_{cd}} \tag{15}$$

$$\mu = \frac{M_{sd,tot}}{b * h^2 * f_{cd}} \tag{16}$$

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, as barras longitudinais devem ser distribuídas na seção transversal de modo a assegurar a resistência necessária do elemento estrutural. O espaçamento livre entre essas barras, desconsiderando-se as regiões de emenda, deve obedecer a um valor mínimo igual ou superior ao maior dentre os critérios estabelecidos pela norma, com valores de:

- 20 mm

- Diâmetro da barra, do feixe ou da luva

- 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo

Já o seu espaçamento máximo entre os eixos da barra ou dos feixes de barras, deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, não ultrapassando 400 mm.

3.4 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NORMA ACI 318-25

O ACI 318M-25 é uma das normas mais amplamente utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto armado. Seu conteúdo foi desenvolvido com base em estudos experimentais e observações práticas, resultando em procedimentos de cálculo predominantemente empíricos e prescritivos, que buscam aliar segurança estrutural à simplicidade de aplicação.

A mesma citada antes, tem uma metodologia que prioriza a eficiência e a consistência no cálculo de construções de concreto, oferecendo fórmulas normativas e equações simplificadas, ajustadas com base em dados experimentais. Essa abordagem possibilita a

implementação direta em projetos de engenharia, eliminando, na maior parte das situações, a exigência de análises numéricas complexas, o que facilita sua utilização em cenários de projeto comuns.

3.4.1 Armadura mínima segundo o ACI 318-25

Antes de definir a armadura do elemento, é necessário garantir que ela satisfaça as exigências mínimas estabelecidas pela norma quanto à quantidade de aço e ao espaçamento máximo das barras, tanto nas direções longitudinal quanto transversal. A taxa mínima de armadura em ambas as direções depende diretamente do diâmetro das barras utilizadas e da resistência ao escoamento do aço empregado, devendo ser dimensionada conforme os limites prescritos pela norma vigente, onde:

$$0{,}0012 \leq \rho l \leq 0{,}0015$$

$$0{,}0020 \geq \rho t \geq 0{,}0025$$

O cálculo se dá pela equação:

$$\rho_1 = \frac{\mathrm{Av,_{vert}}}{h_{s1}} \tag{17}$$

$$\rho_t = \frac{\mathrm{Av,_{horiz}}}{h_{s2}} \tag{18}$$

Onde:

$Av,_{vert}$: área de aço dentro de um espaçamento entre barras.

$Av,_{horiz}$: área de armadura transversal;

h: largura da seção transversal do pilar-parede;

s_1: espaçamento entre as barras longitudinais;

s_2: espaçamento entre as barras transversais.

Deve-se considerar Av,vert em situações que a armadura esteja disposta em duas camadas, nas duas faces extremas do pilar-parede, a área da seção transversal da barra de aço deve ser multiplicada por 2.

Os limites de espaçamento segundo o ACI 318-25, encontram-se a seguir:

- Para armaduras longitudinais:

A distância s entre as barras longitudinais em paredes construídas in loco não pode ultrapassar o menor valor entre 3h e 18 polegadas. Se for necessário o uso de armadura de cisalhamento para a resistência no plano, a distância entre as barras longitudinais não deve ser maior que $\ell_w/3$.

- Para armaduras transversais:

A distância s da armadura transversal em paredes construídas in loco não pode ultrapassar o menor entre 3h e 18 polegadas. Se houver necessidade de armadura de cisalhamento para suporte no plano, s não deve ser maior do que $\ell_w/5$.

Onde:

h: largura da seção transversal do pilar-parede;

l_w: maior dimensão da seção transversal do pilar-parede.

3.4.2 Verificação da segurança segundo o ACI 318:25

Após o atendimento aos requisitos mínimos de armadura e aos limites de espaçamento entre barras, a Seção 11.5.1.1 da norma ACI 318-25 estabelece que, para cada combinação de ações majoradas aplicável, a resistência de projeto em todas as seções deve atender à condição geral:

> Para cada combinação de carga de projeto aplicável, a resistência de cálculo em todas as seções deve satisfazer a relação $\phi S_n \geq U$, incluindo os casos (a) a (c). Deve-se considerar a interação entre o esforço axial e o momento fletor. (ACI 318:25, p.182).

De forma equivalente, essa condição pode ser detalhada para cada tipo de solicitação, resultando nas verificações:

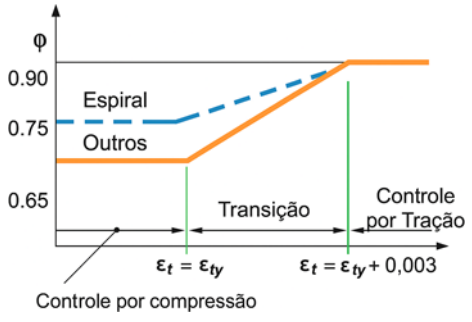
$$\phi Pn \geq Pu$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

Onde Pn, Mn, Vn representam as resistências nominais aos esforços de flexão, compressão e cisalhamento, respectivamente, e Pu, Mu e Vu são as solicitações de cálculo obtidas das combinações de ações. O coeficiente ϕ corresponde ao fator de redução da resistência, definido na Seção 21.2 da norma, cujo valor depende do comportamento estrutural e do alongamento da armadura tracionada, conforme Figura 6 e Tabela 1.

Figura 6- Determinação do coeficiente de redução.



Fonte: Adaptado de ACI 318:25.

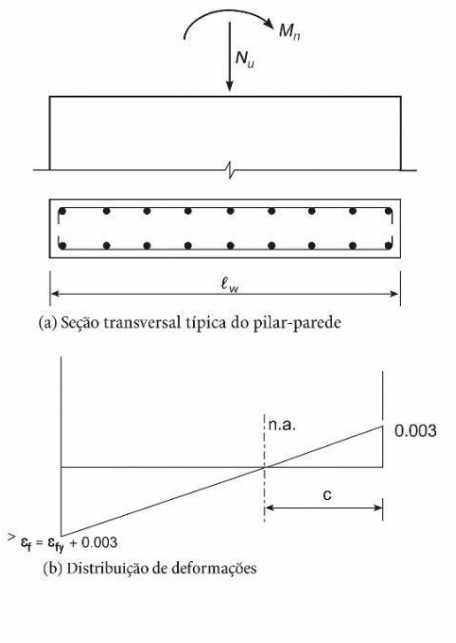
Segundo a ACI 318M-25, o estado limite controlado por tração ocorre quando a deformação do aço na camada tracionada extrema atinge pelo menos $\varepsilon t = \varepsilon ty + 0{,}003$, enquanto a deformação máxima de compressão no concreto na fibra mais comprimida é igual a 0,003. Esse critério define a transição entre as regiões controladas por compressão e tração, sendo utilizado para o cálculo do fator de redução de resistência (ϕ) em elementos de concreto armado.

Tabela 1- Coeficiente de redução.

Ação ou elemento estrutural		ϕ	Exceções
(a)	Momento, força axial, ou momento combinado e força axial	0.65 até 0.90 de acordo com 21.2.2	Próximo as extremidades de elementos protendidos onde os fios não estejam totalmente tracionados, ϕ deve estar de acordo com 21.2.3.
(b)	Cisalhamento	0.75	Recomendações adicionais são dadas em 21.2.4 para estruturas dimensionadas ao sismo.

Fonte: Adaptado de ACI 318:25.

Figura 7- Distribuição de deformação em uma seção retangular.



Fonte: Sallaberry (2021, p. 40), apud Wight e Macgregor (2012).

A posição da linha neutra em pilares-parede pode ser obtida por meio da semelhança de triângulos, estando localizada a aproximadamente 0,375 dt da face comprimida.

$$c = \left(\frac{\alpha + \omega}{0{,}85\beta_1 + 2_w}\right) * l_w \quad (19)$$

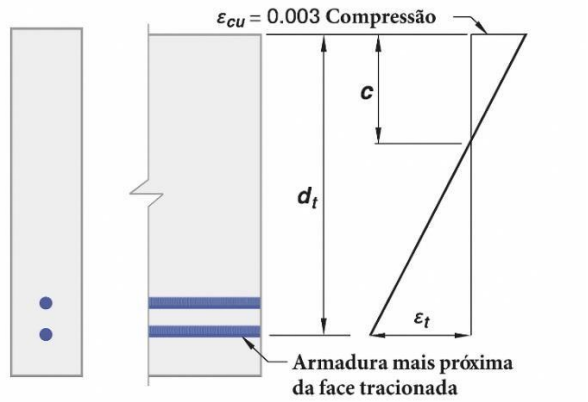
Onde:

- c = Posição da linha neutra;
- α = Parâmetro de tensão axial;
- ω = Taxa mecânica de armadura;
- β_1 = Coeficiente do bloco retangular de tensões;
- l_w = Comprimento da parede.

A autora explica que, quando c $\leq$ 0,375dt, o pilar-parede está submetido majoritariamente à tração, enquanto c $\geq$ 0,6dt indica predominância de compressão. A distância dt é definida como a separação entre a face mais comprimida e o centroide das armaduras de tração, podendo ser estimada pela expressão

$$d = 0{,}8 * l_w \quad (20)$$

Figura 8- Distância dt de tensões ao longo da seção transversal.



Fonte: Adaptado de ACI 318 – 25.

A Tabela 1 e a Figura 6, demostram que para elementos estruturais controlados pela tração, o fator de redução de resistência (ϕ) assume o valor de 0,90. Já para elementos controlados pela compressão, esse valor é reduzido para 0,65.

3.4.3 Detalhamento das armaduras

De acordo com a norma americana, a subseção 11.7.2.3 estabelece que, em pilares-parede cuja espessura ultrapasse 10” (aproximadamente 25 cm), a armadura longitudinal em

cada direção deve ser distribuída em pelo menos duas camadas, posicionadas próximas às duas faces do elemento.

Além disso, a subseção 25.7.2.3 do ACI 318-25 determina que os estribos sejam organizados de modo que cada barra localizada nos cantos esteja devidamente confinada por pelo menos um estribo. A norma também limita o espaçamento entre barras que não recebem essa amarração, permitindo no máximo 6” (cerca de 15 cm) entre elas. A área de aço longitudinal é obtida pela taxa de armadura adotada:

$$A_{s,long} = p_l * A_g \tag{21}$$

3.5 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A EUROCODE 2

Conforme estabelecido pelo Eurocode 2, o projeto de pilares-parede começa com a avaliação da possibilidade de não realizar a análise dos efeitos globais de segunda ordem, seguindo depois com o cálculo e a especificação das armaduras.

3.5.1 Dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem

Em sua subseção 7.4.1, a Eurocode 2, destaca que os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados se representarem, menos de 10% dos efeitos de primeira ordem associados.

Essa condição pode ser considerada pela seguinte fórmula:

$$\frac{F_{VB}}{F_{VEd}} \geq 10 \tag{22}$$

Onde:

- F_{VEd} = Carga vertical
- F_{VB} = Carga crítica de flambagem global da estrutura de contraventamento

Conforme a norma Eurocode 2, outra forma para dispensar os efeitos de 2° ordem em sua subseção 7.4.3.1, é a definição do fator de aumento do momento. Nessa parte, a norma indica que o momento total a ser calculado, que incorpora o momento de segunda ordem, deve ser representado pela ampliação dos momentos obtidos da análise de primeira ordem, seguindo a fórmula:

$$M_{ED} = M_{0ED}\left[1 + \frac{\beta_c}{(N_B/N_{Ed}) - 1}\right] \tag{23}$$

Onde:

M_{0ED}: momento de primeira ordem;

β: coeficiente que depende da distribuição dos momentos de 1° ordem e 2° ordem;

N_{ED}: força normal de cálculo;

N_B: carga de encravadura baseada na rigidez nominal

A norma ainda afirma, que para elementos isolados de seção transversal constante e submetidos a esforço normal constante, é geralmente aceitável considerar que o momento de segunda ordem apresenta uma distribuição senoidal. Conforme a equação a seguir:

$$\beta_c = \pi^2 / c_{0/r} \tag{24}$$

Onde:

c_0 é o um coeficiente que depende da distribuição do momento de primeira ordem, com os respectivos valores:

$c_0 = 8$ para momento de primeira ordem constante

$c_0 = 9{,}6$ para uma distribuição parabólica

$c_0 = 12$ para uma distribuição triangular simétrica

Uma proposta simplificada pela norma é adotar βc = 1 reduzindo a expressão para:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{ed}/N_B)} \tag{25}$$

E para que a dispensa dos efeitos de segunda ordem possa ser feita, deve-se verificar no final, se o coeficiente de amplificação do momento seja igual ou inferior a 1,1.

Então:

$$\frac{1}{1 - (N_{Ed}/N_B)} \leq 1{,}1 \tag{26}$$

O que corresponde a:

$$\frac{N_{ed}}{N_b} \leq 0{,}1 \tag{27}$$

3.5.2 Critério de esbeltez

A norma Eurocode 2, indica em seu (Anexo O) que para desconsideração dos efeitos de segunda ordem deve seguir:

$$\lambda_{lim} = 20 * \frac{A.B.C}{\sqrt{n}} \tag{28}$$

Sendo:

$A = 1/(1+0{,}2\varphi_{ef})$ (caso φ_{ef} não for conhecido, adotar A = 0,7);

B = √1 + 2ω (caso ω não for conhecido, adotar B = 1,1);

C = 1,7 – r_m (caso rm não for conhecido, adotar C = 0,7);

A norma citada também estabelece que o fator de fluência efetiva conforme 7.4.2 é dado por:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, \infty_t) * M_{0Eqp/} M_{0Ed} \quad (29)$$

Onde:

φ: coeficiente de fluência final;

M_{0Eqp}: momento de primeira ordem obtido a partir da combinação quase permanente de ações;

M_{0Ed}: momento de primeira ordem obtido a partir da combinação normal de ações.

3.5.3 Esbeltez e altura efetiva dos elementos

Segundo a norma Eurocode 2, o coeficiente de esbeltez é dado pela seguinte equação:

$$\lambda = l_0 / i \quad (30)$$

Onde:

$$i = \sqrt{\frac{b}{12}} \quad (31)$$

sendo:

l_0: é o comprimento efetivo;

i: o raio de giração da secção do concreto não fissurada.

3.5.4 Detalhamento das armaduras

Segundo a norma Eurocode 2, a recomendação das armaduras e espaçamentos totais são:

$$A_{s,vmín} = 0{,}002 A_c \quad (32)$$

$$A_{s,vmáx} = 0{,}04 A_c \quad (33)$$

$$s_{máx} \leq \{^{400mm}_{3h}\} \quad (34)$$

Sendo Ac a área da seção transversal de concreto e, h, a espessura do pilar-parede.

A norma citada determina que, o valor do limite mínimo de armadura transversal seja o menor valor entre:

$$A_{s,hmín} \geq \begin{cases} 25\%\ A_{s,v} \\ 0{,}001\ A_c \end{cases} \quad (35)$$

O espaçamento entre as barras transversais não deve ser superior a 400 mm segundo o mesmo item.

3.6 SOFTWARE ABAQUS

O *Abaqus* é um software de simulação numérica baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), amplamente utilizado em análises estruturais, mecânicas e não lineares. O Seu principal objetivo é prever o comportamento de estruturas e materiais submetidos a diferentes condições de carregamento, permitindo avaliar tensões, deformações, deslocamentos e modos de ruptura antes da execução experimental.

Figura 9- *Software abaqus.*



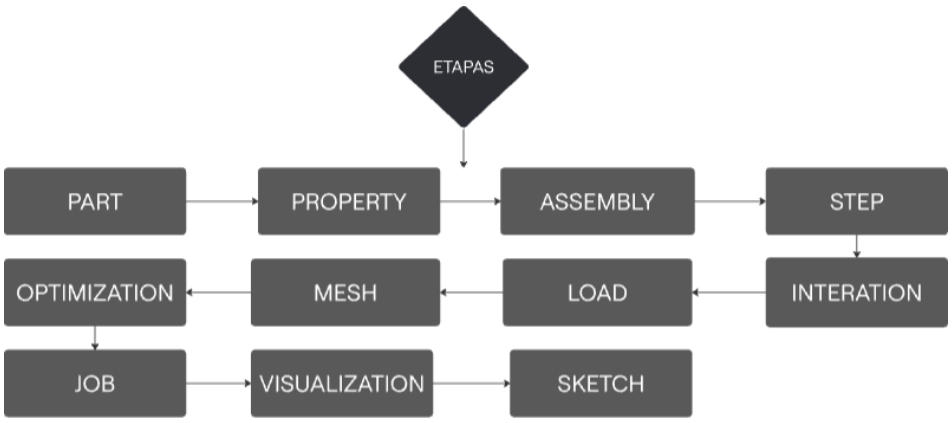
Fonte: Autoria própria (2026).

Segundo Morone (2021) por se tratar de um programa aberto para aplicações em diversos tipos de elementos estruturais, possui a necessidade de que todos os parâmetros para a modelagem de uma determinada estrutura sejam customizados, sendo assim, é de fundamental importância possuir um conhecimento dos métodos de resolução adotados, para que se possa garantir um controle dos parâmetros envolvidos gerando uma maior confiabilidade nos resultados obtidos.

Os resultados obtidos por meio dos modelos desenvolvidos no *Abaqus* estão diretamente relacionados às condições de contorno e às propriedades geométricas e mecânicas definidas na modelagem. Dessa forma, a alteração dos parâmetros de entrada possibilita a calibração do modelo numérico, permitindo a comparação dos resultados referentes às tensões, deformações e deslocamentos gerados na análise estrutural. Morone (2021) também destaca que, o *Abaqus*

possui um passo a passo bem definido, sendo composto por as seguintes etapas ilustradas na Figura 10.

Figura 10- Etapas do *abaqus.*



Fonte: Autoria própria (2026).

a) *Part*: responsável pela elaboração das formas que formam o modelo, possibilitando a definição de componentes em duas ou três dimensões, assim como a aplicação de extrusão e rotação;

b) *Property*: módulo referente às características mecânicas, físicas e estruturais dos materiais que compõem as seções de cada componente criado anteriormente;

c) *Assembly*: possibilita a junção e disposição de todos os elementos do modelo construído, configurando a estrutura final que será analisada, permitindo também a rotação e deslocamento das partes;

d) *Step*: estabelece a duração da simulação, definindo o tipo de método (linear, não linear, estático, dinâmico) e os parâmetros de incremento necessários para assegurar a estabilidade numérica;

e) *Interaction*: determina os comportamentos relacionados aos contatos e interações que ocorrerão entre as partes do modelo, como atrito, acoplamentos, vínculos, restrições e outras relações físicas possíveis entre os elementos. Destacam-se entre as principais interações o acoplamento, corpo rígido, aderência e elemento embutido;

f) *Load*: é responsável por definir as movimentações que acontecerão no modelo, envolvendo a aplicação de forças externas (cargas concentradas, distribuídas, pressões) e as condições de contorno (apoios, deslocamentos prescritos, simetrias);

g) *Mesh*: módulo onde os tipos de malhas, o tamanho dos elementos e sua formulação (sólidos C, casca S, treliça T) são definidos, permitindo o refinamento necessário para garantir a precisão sem afetar o desempenho computacional;

h) *Optimization*: possibilita a aplicação de algoritmos e técnicas para otimização estrutural, voltadas para aprimorar a eficiência do modelo conforme critérios estabelecidos pela experiência do usuário;

i) *Job*: encarregado de realizar a análise numérica (ensaio numérico), sendo utilizado para definir a configuração e a maneira como a simulação será submetida, permitindo a definição da memória, processadores a serem utilizados e também o acompanhamento da análise, monitorando a convergência, os incrementos e o tempo de processamento;

j) *Visualization*: exibe os resultados do modelo numérico em relação a tensões, deformações, deslocamentos e outros resultados. Para isso, gráficos, tabelas e mapas de contorno serão utilizados, permitindo análises, validações e ajustes no modelo;

k) *Sketch*: utilizado para criar desenhos bidimensionais que servirão como fundamento para a extrusão, revolução ou varredura, resultando na criação de peças tridimensionais.

3.7 MODELO DE COMPRESSÃO CARREIRA E CHU (1985)

O modelo de compressão de Carreira e Chu (1985) serve para ilustrar como o concreto se comporta quando passa por compressão uniaxial, retratando de maneira contínua a associação entre tensão e deformação. Este modelo leva em conta tanto a parte crescente quanto a parte decrescente da curva de estresse-deformação, possibilitando uma representação mais fiel do comportamento não linear do concreto até o ponto de fratura.

A abordagem sugerida pelos autores é frequentemente utilizada em avaliações numéricas, principalmente em softwares como o *Abaqus*, por sua habilidade de demonstrar de forma precisa a diminuição lenta da resistência e da rigidez do material após atingir o limite de tensão. Ademais, o modelo se baseia em dados coletados experimentalmente, como a força de compressão do concreto e a deformação associada ao estresse máximo, permitindo que a curva seja ajustada conforme as características do material em estudo.

No modelo proposto por Carreira e Chu (1985), o comportamento do concreto sob compressão é definido a partir de três parâmetros principais: a tensão máxima de compressão (σmáx), a deformação correspondente ao ponto de tensão máxima (εmáx) e o parâmetro β, responsável por controlar o formato da curva tensão–deformação conforme as características mecânicas do material. A formulação matemática utilizada para descrever esse modelo é apresentada a seguir:

$$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_c')}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_c')^{\beta}} \tag{36}$$

Onde:

$f_c =$ tensão de compressão do concreto;

$f'_c =$ Resistência à compressão do concreto;

$\varepsilon'_c =$ Deformação de pico da curva;

$\varepsilon =$ Deformação correspondente ao ponto considerado da curva;

$\beta =$ Parâmetro adimensional dependente da forma da curva.

O parâmetro β, é calculado pela seguinte equação:

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c * E_0}} \tag{37}$$

sendo $\beta \geq 1{,}0$ e $\varepsilon \leq \varepsilon u$, εu considerado a deformação última e E_0 o módulo de elasticidade do concreto.

3.8 MODELO DE TRAÇÃO HORDIJK (1991)

O modelo de tração proposto por Hordijk (1991) é amplamente utilizado para representar o comportamento do concreto à tração após o surgimento das fissuras, especialmente em análises numéricas baseadas na mecânica da fratura. O modelo considera que, após atingir a resistência máxima à tração, o concreto não perde instantaneamente sua capacidade resistente, mas apresenta um comportamento de amolecimento (*softening*), no qual as tensões decrescem gradualmente com o aumento da abertura de fissura. Esse conceito é fundamental para simular de forma mais realista a propagação de fissuras em elementos de concreto.

Ainda segundo o autor, o comportamento do concreto sob tração pode ser descrito por uma relação tensão-abertura de fissura (*stress-crack opening relation*). Nesse modelo, a zona fissurada ainda é capaz de transmitir tensões devido às tensões de coesão existentes entre as faces da fissura.

O modelo de Hordijk (1991) tornou-se uma das principais referências para a definição das propriedades de tração do concreto em softwares de elementos finitos, como o *Abaqus*, devido à sua capacidade de representar adequadamente o comportamento de fissuração e dissipação de energia do concreto. A curva de amolecimento (*softening*) do concreto sob tração pode ser descrita pela seguinte expressão:

$$\sigma_t(w) = f_{tm}\{[1 + (c_1 \frac{w}{w_c})^3] * e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} * (1 + c_1^3) * e^{-c^2}\} \quad (38)$$

$$w_c = 5{,}14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad (39)$$

Onde:

$\sigma_t(w)$ = tensão de tração residual;

f_{tm}= resistência à tração do concreto;

w = abertura da fissura;

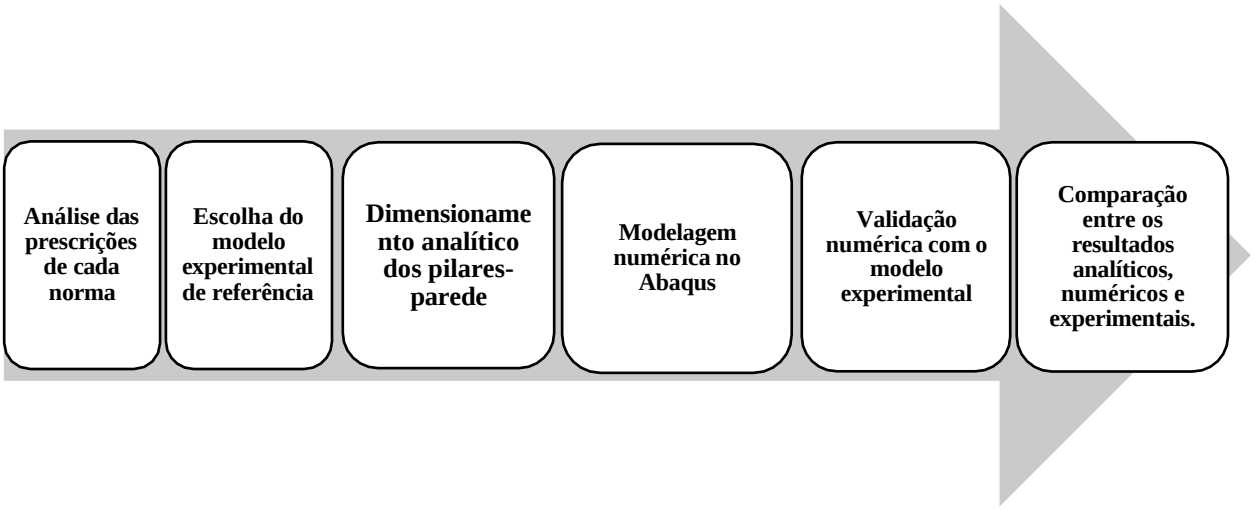
w_c= abertura crítica da fissura;

c_1 e c_2 = parâmetros empíricos do modelo.

4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A presente pesquisa caracteriza-se como aplicada, de abordagem quantitativa e qualitativa, natureza descritiva e comparativa, sendo desenvolvida a partir de análise normativa, dimensionamento analítico e modelagem numérica computacional. O estudo teve como objetivo comparar os critérios de dimensionamento de pilares-parede previstos pela ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023, avaliando o comportamento estrutural dos modelos por meio de análises teóricas e numéricas com a utilização do *software Abaqus*. A metodologia adotada foi dividida conforme as etapas apresentadas na Figura 11.

Figura 11- Etapas metodológicas.



Fonte: Autoria própria (2026).

4.1 REVISÃO NORMATIVA

Inicialmente, foi realizada revisão bibliográfica e normativa sobre o comportamento estrutural de pilares-parede em concreto armado, contemplando estabilidade global, efeitos de segunda ordem, flexo-compressão, mecanismos de ruptura, fissuração, comportamento constitutivo não linear do concreto armado e modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF). Para isso, foram analisadas normas técnicas nacionais e internacionais, além de artigos científicos, dissertações, teses e referências bibliográficas especializadas em estruturas de concreto e análise numérica computacional.

Posteriormente, desenvolveu-se uma análise comparativa das prescrições normativas da ABNT NBR 6118:2023, do ACI 318-25 e do Eurocode 2:2023, considerando os principais critérios envolvidos no dimensionamento de pilares-parede, tais como limites de esbeltez, efeitos globais e localizados de segunda ordem, critérios de estabilidade, coeficientes de segurança, armaduras mínimas, detalhamento estrutural e resistência à flexo-compressão. Essa etapa teve como finalidade identificar as principais diferenças conceituais, analíticas e

metodológicas entre os procedimentos de dimensionamento adotados por cada código estrutural.

4.2 DEFINIÇÃO DO MODELO EXPERIMENTAL PILAR-PAREDE

Para definição do modelo experimental utilizado na validação numérica, realizou-se inicialmente uma pesquisa bibliográfica direcionada a estudos experimentais envolvendo paredes estruturais de concreto armado submetidas a carregamentos laterais e mecanismos de flexo-compressão. Nessa etapa, foram selecionados quatro trabalhos experimentais considerados relevantes para a presente pesquisa, sendo eles:

- Quiroz *et al*. (2013);
- Zhang *et al*. (2014);
- Ni e Zhao (2022);
- Fadallah *et al*. (2022);
- Ni *et al*. (2019)

Após análise comparativa dos estudos selecionados, adotou-se como referência experimental principal o trabalho desenvolvido por Ni *et al.* (2019), no qual foram analisadas paredes estruturais de concreto armado. Embora o modelo experimental apresentado pelos autores seja classificado como *shear wall*, observou-se compatibilidade geométrica e mecânica com o comportamento estrutural dos pilares-parede analisados nesta pesquisa, principalmente em relação aos mecanismos resistentes associados à flexo-compressão, propagação das fissuras, degradação da rigidez estrutural e efeitos de instabilidade.

Dessa forma, os resultados experimentais disponíveis no estudo de referência foram utilizados como base para validação da modelagem numérica desenvolvida no *software Abaqus*.

4.3 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO CONFORME CADA NORMA

Após a definição do modelo experimental de referência, realizou-se o dimensionamento analítico dos pilares-parede conforme os critérios estabelecidos pelas normas ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023. Nessa etapa, foram determinados os esforços solicitantes, índices de esbeltez, efeitos de segunda ordem, áreas de armaduras longitudinais e transversais, além das verificações relacionadas à estabilidade estrutural e resistência à flexo-compressão. O dimensionamento foi desenvolvido buscando manter compatibilidade geométrica entre os modelos, permitindo que as diferenças observadas nos resultados fossem predominantemente decorrentes das prescrições normativas adotadas.

4.4 MODELAGEM E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Com base nas informações coletadas dos experimentos registrados na literatura (Ni *et al*, 2019), foi realizada a modelagem numérica, visando criar um modelo que represente o pilar-parede H0.1F de maneira eficaz. Para esse propósito, foram levadas em consideração as características geométricas, as propriedades dos materiais envolvidos e as condições de contorno utilizadas na avaliação do comportamento estrutural do pilar-parede, com o objetivo de entender o desempenho mecânico do componente, conforme as normas ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023.

A análise numérica foi conduzida utilizando o software *Abaqus*/CAE, conhecido por sua extensa aplicação em estudos sobre a modelagem de estruturas de concreto armado, principalmente por possibilitar a incorporação de não linearidades físicas e geométricas utilizando o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

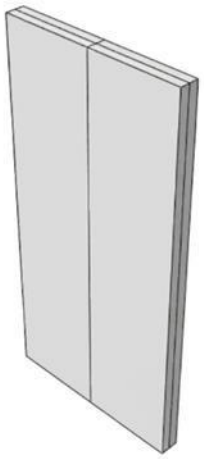
Nesse contexto, a modelagem numérica foi dividida em duas etapas principais: a primeira consistiu na elaboração do modelo numérico do pilar-parede, enquanto a segunda envolveu tanto a calibração quanto o aprimoramento do modelo, a fim de adequá-lo ao modelo experimental real. Durante a calibração, o objetivo foi mostrar que a representação numérica criada no *Abaqus* gera resultados próximos aos que foram obtidos nos testes realizados por Ni *et al*. (2019). Sendo nos próximos subtópicos, será apresentada uma descrição detalhada das etapas necessárias para a criação do modelo numérico do pilar-parede H0.1F.

4.4.1 Confecção do modelo numérico do pilar-parede

Com base nessas informações, foi considerado um pilar-parede com dimensões de 2000 mm de altura, 1000 mm de largura e 100 mm de profundidade e cobrimento de 20 mm. A definição dessas características geométricas permitiu a representação do elemento estrutural no modelo numérico, servindo como base para as análises do seu comportamento mecânico.

A simulação numérica foi criada no *software Abaqus*, e o processo de análise foi repetido para cada simulação realizada, variando apenas os parâmetros relevantes estabelecidos no estudo. Com base na geometria selecionada, o modelo incluiu um pilar-parede ligado a uma viga superior e a uma viga inferior, representando de maneira mais precisa o sistema estrutural em análise. Para melhorar a discretização, foi utilizado o módulo *Part* do s*oftware*, responsável pela criação e definição da geometria dos elementos estruturais, permitindo a modelagem detalhada e a subdivisão das partes em regiões menores. A Figura 12 ilustra a configuração do modelo estrutural criado.

Figura 12- Pilar-parede particionado.



Fonte: Autoria própria (2026).

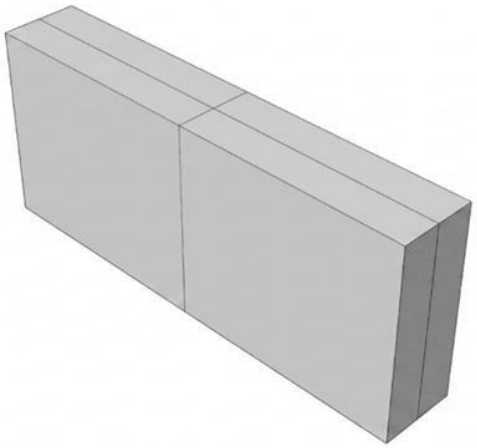
Na figura 13, é mostrada a configuração da viga superior, que faz parte do sistema estrutural examinado. Pode-se observar na Tabela 2 suas dimensões, onde esse componente foi ilustrado de forma a assegurar a eficiente transferência de forças entre os elementos da estrutura, ajudando na precisa simulação das condições de carga e contorno utilizadas no modelo numérico.

Tabela 2- Dimensões viga superior.

Dimensões viga superior	
Largura	1200 mm
Altura	500 mm
Profundidade	200 mm

Fonte: Autoria própria (2026).

Figura 13- Viga superior particionada.



Fonte: Autoria própria (2026).

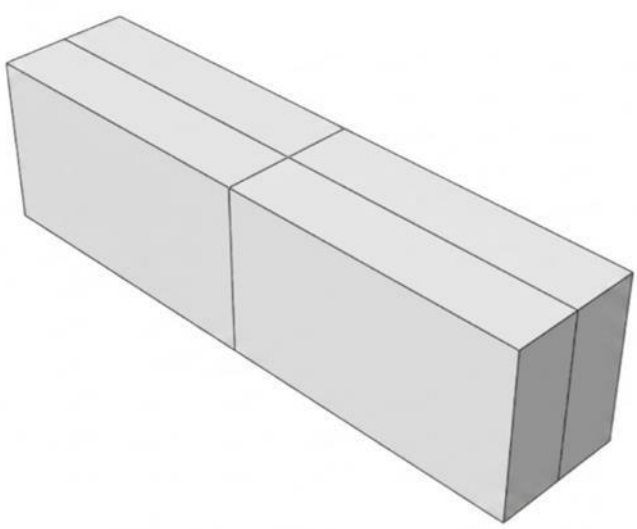
Já a Figura 14, apresenta a construção da viga inferior, onde pode-se observar suas dimensões na Tabela 3, que tem a função de sustentar o pilar-parede dentro do modelo computacional. Sua representação foi estabelecida de maneira a garantir a harmonização entre os componentes estruturais, possibilitando uma correta distribuição das tensões e ajudando na estabilidade da análise.

Tabela 3- Dimensões viga inferior.

Dimensões viga inferior	
Largura	1.800 mm
Altura	500 mm
Profundidade	400 mm

Fonte: Autoria própria (2026).

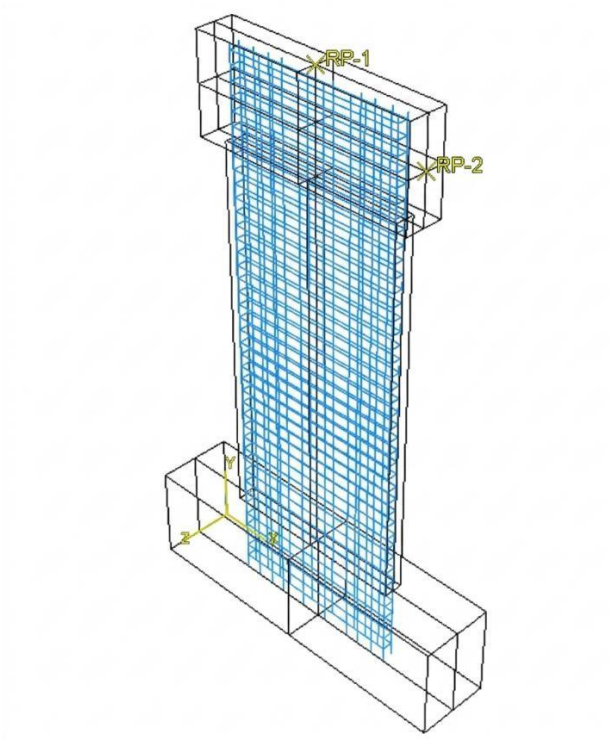
Figura 14- Viga inferior particionada.



Fonte: Autoria própria (2026).

Já na Figura 15 pode-se observar a representação das armaduras que compõem o pilar-parede.

Figura 15- Armaduras do pilar-parede no abaqus.



Fonte: Autoria própria (2026).

Essa abordagem teve como objetivo aprimorar a representação geométrica e proporcionar maior exatidão na análise do comportamento mecânico do sistema estrutural. Adicionalmente, a divisão ajudou na criação de uma malha de elementos finitos mais adequada, beneficiando a qualidade dos resultados numéricos. Esse procedimento também possibilitou a aplicação mais eficaz das condições de contorno e das cargas, reforçando a estabilidade e a confiabilidade das simulações realizadas.

4.4.2 Propriedades dos materiais

Na próxima fase, as características do concreto foram integradas ao modelo, o que exigiu a utilização do modelo constitutivo presente no *Abaqus*, chamado *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). A caracterização do desempenho sob compressão foi feita utilizando o método numérico desenvolvido por Carreira e Chu (1985), enquanto a abordagem para o comportamento de tração foi baseada na proposta de Hordijk (1991).

As propriedades mecânicas do concreto foram definidas com base nos ensaios experimentais realizados por Ni *et al*. (2019), que forneceram a resistência característica à compressão f_{ck} = 34,9 MPa e as demais características do concreto utilizado no espécime H0.1F.

Para encontrar os dados de entrada, foi estabelecido os parâmetros necessários para o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), identificando antes as propriedades elásticas do

material, especialmente o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Esses parâmetros, foram obtidos com base em relações empíricas e recomendações apresentadas na literatura especializada, conforme discutido por Araújo, Costa e Oliveira (2020).

O material empregado nesta pesquisa será tratado como isotrópico, com um f_{ck} = 34,9 MPa e um coeficiente de Poisson = 0,2. O módulo de elasticidade (E_{ci}) do concreto foi determinado, conforme a ABNT NBR 6118:2023 pelas seguintes fórmulas:

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \tag{40}$$

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \tag{41}$$

$$\alpha_i = 0{,}8 + 0{,}2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1{,}0 \tag{42}$$

Considerou-se como agregado graúdo o granito, cujo valor de α_E = 1,0. Além dos parâmetros elásticos, a modelagem requer a definição de propriedades plásticas fundamentais para representar o comportamento quase-frágil do concreto. Dentre elas, destacam-se o ângulo de dilatação = 36(ψ), a excentricidade = 0,1(ϵ), a razão entre as tensões nos estados biaxial e uniaxial = 1,6(f_{b0}/f_{c0}), o parâmetro K_c = 0,667 e o coeficiente de viscosidade = 0,0001(μ).

Os valores adotados para essas variáveis foram definidos com base em recomendações presentes na literatura técnica (Pavlovic *et al*. 2013; Birtel; Mark, 2006; Dawood; Elgawady; Hewes, 2012; Dong *et al*., 2018), estando os respectivos valores apresentados na Tabela 4.

Tabela 4- Parâmetros plásticos.

ψ	ϵ	(f_{b0}/f_{c0})	K_c	μ
36	0,1	1,16	0,6667	0,0001

Fonte: Autoria própria (2026).

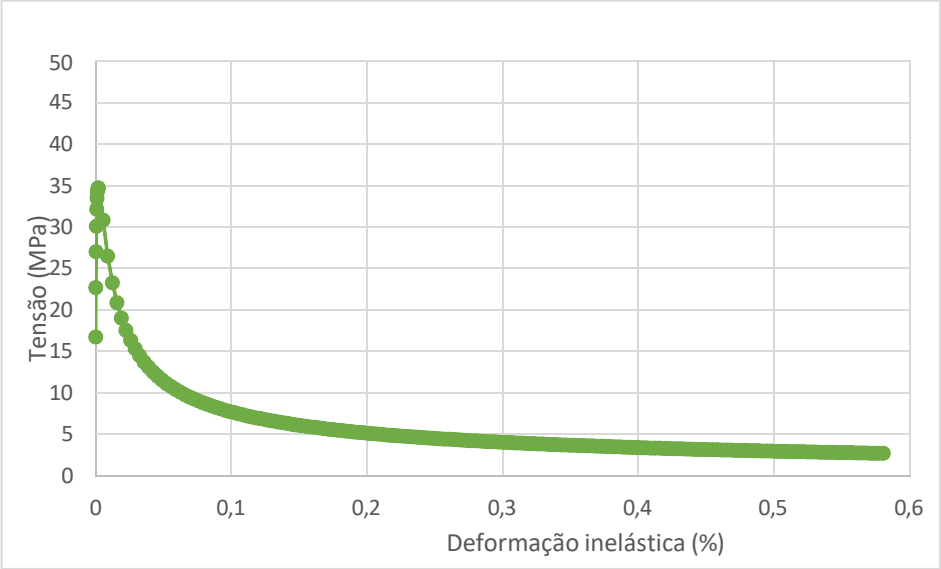
Baseando-se nos critérios obtidos através das equações da Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT NBR 6118:2023, juntamente com o modelo numérico sugerido por Carreira e Chu (1985), assim como nas Equações (43) e (44) vinculadas ao dano do material, foram elaboradas as curvas que mostram a tensão em relação às deformações inelásticas e as curvas de dano à compressão associadas a essas deformações.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \tag{43}$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \tag{44}$$

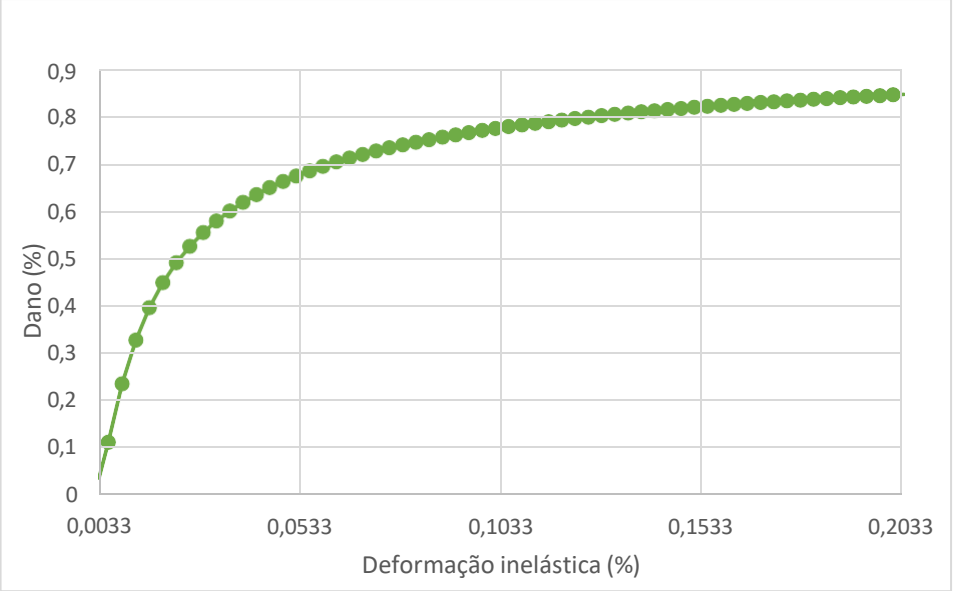
Essas curvas foram obtidas com a intenção de ilustrar o comportamento não linear do concreto utilizado no modelo analisado nesta investigação. Para ilustrar, as Figuras 16 e 17 mostram as curvas que foram geradas para o modelo com uma excentricidade de 0,1.

Figura 16- Curva de tensão em função da deformação inelástica.



Fonte: Autoria própria (2026).

Figura 17- Curva de dano em relação a deformação inelástica.

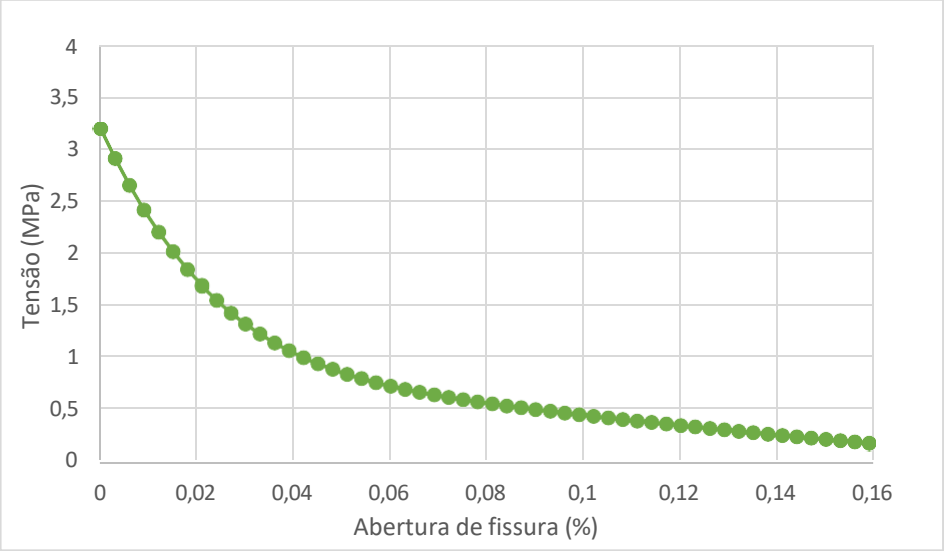


Fonte: Autoria própria (2026).

De maneira paralela, foi empregada a abordagem sugerida por Hordijk (1991) para estabelecer o modelo constitutivo à tração aplicado no modelo de Plasticidade Danificada do

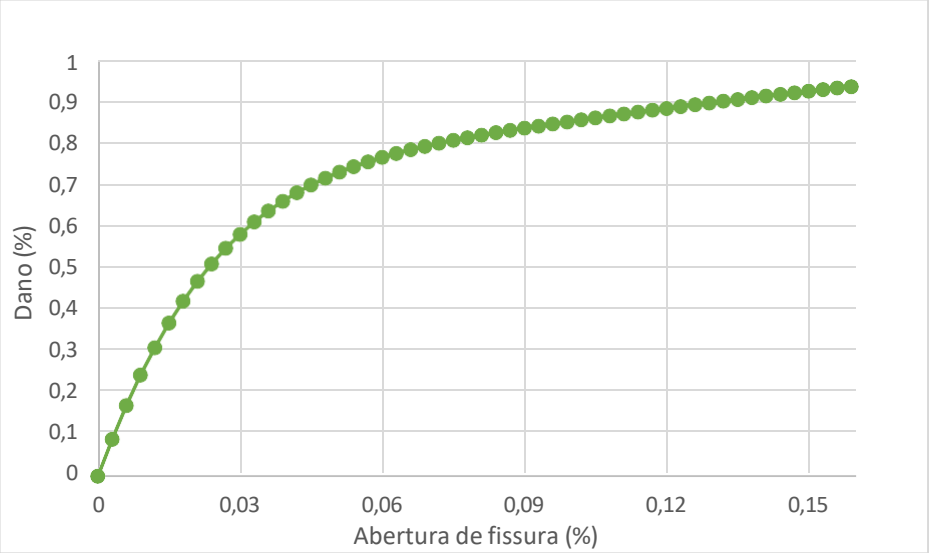
Concreto (CDP). Através desse processo, foram geradas as curvas de tensão que variam conforme a abertura das fissuras, além das curvas de dano à tração associadas a essa abertura. As ilustrações dessas curvas estão visíveis, respectivamente, nas Figuras 18 e 19.

Figura 18- Curva de tensão em função da abertura de fissura.



Fonte: Autoria própria (2026).

Figura 19- Curva de dano a tração em relação a abertura de fissura.



Fonte: Autoria própria (2026).

Para a representação das armaduras no modelo numérico, foram adotados dois tipos de aço, conforme utilizado no modelo experimental. Para os estribos, empregou-se o aço HRB 400, enquanto para as armaduras longitudinais verticais foi utilizado o aço HRB 600.

Na determinação das características mecânicas dos materiais, foram levados em conta os comportamentos elástico e plástico do aço, possibilitando uma representação precisa da

reação das armaduras ao longo da análise numérica. As propriedades que foram incluídas no modelo abrangem o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e outros parâmetros ligados ao escoamento plástico dos materiais, de acordo com as informações utilizadas para cada categoria de aço aplicada no estudo.

Tabela 5- Parâmetros plásticos e elásticos do aço.

Tipo	**Módulo de elasticidade**	**coeficiente de Poisson**
Aço HRB 400	210000 MPa	0,3
Aço HRB 600	210000 MPa	0,3

Fonte: Autoria própria (2026).

Para as propriedades plásticas do material, foram definidos os parâmetros de tensão e deformação do aço, buscando representar adequadamente o comportamento mecânico das armaduras durante a análise numérica, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6- Propriedades plásticas de tensão e deformação do aço.

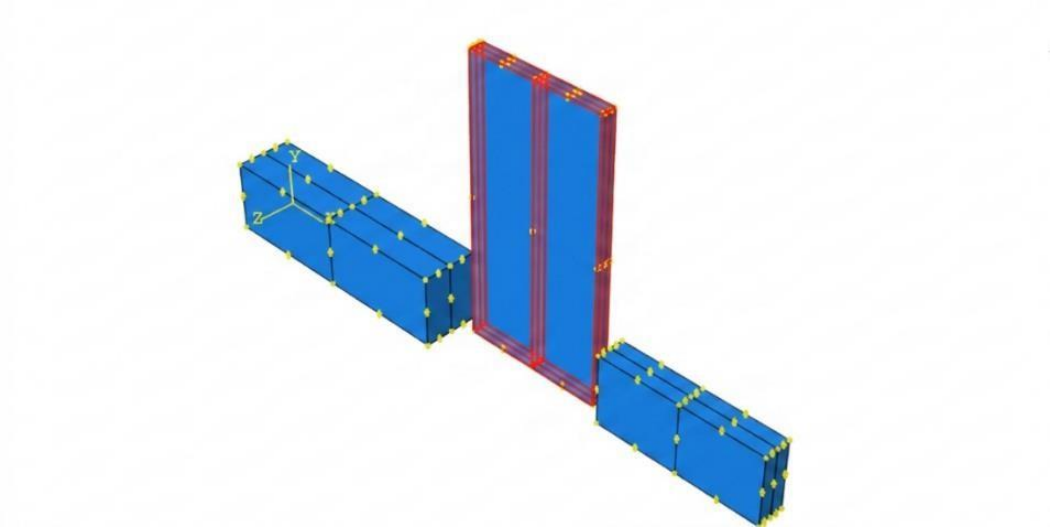
Tipo	**Tensão (MPa)**	**Deformação plástica**
Aço HRB 400	476	0
Aço HRB 600	641	0

Fonte: Autoria própria (2026).

4.4.3 Interações entre as partes

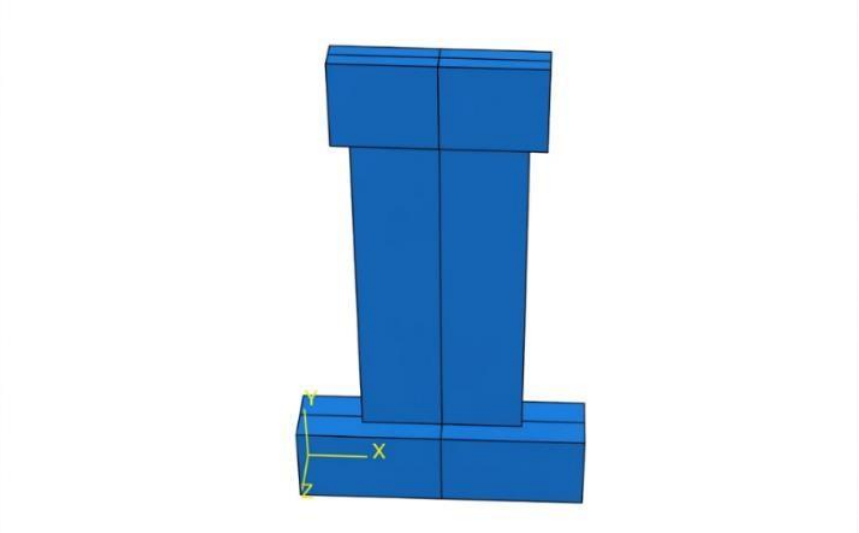
Depois que as características dos materiais foram determinadas, foi feita a montagem do modelo numérico do pilar-parede, utilizando o módulo *Assembly* do *Abaqus.* Esse processo incluiu a união da viga superior e inferior ao pilar-parede, com o objetivo de representar adequadamente as condições estruturais do modelo experimental. Nessa etapa, os componentes foram posicionados e alinhados no sistema global de coordenadas, conforme mostra a Figura 20.

Figura 20- União da viga-superior e viga-inferior ao pilar-parede.



Fonte: Autoria própria (2026).

Figura 21- Elementos posicionados no pilar-parede.



Fonte: Autoria própria (2026).

Na próxima fase, foram definidas as interações da estrutura utilizando o módulo de interação do *Abaqus.* Este processo foi essencial para assegurar a convergência do modelo sugerido, especialmente na forma como o comportamento mecânico da interface do pilar-parede foi retratado, assim como a maneira como a carga interage no ponto onde é aplicada. A Tabela 7 mostra os diferentes tipos de interações utilizadas no modelo para garantir sua representatividade

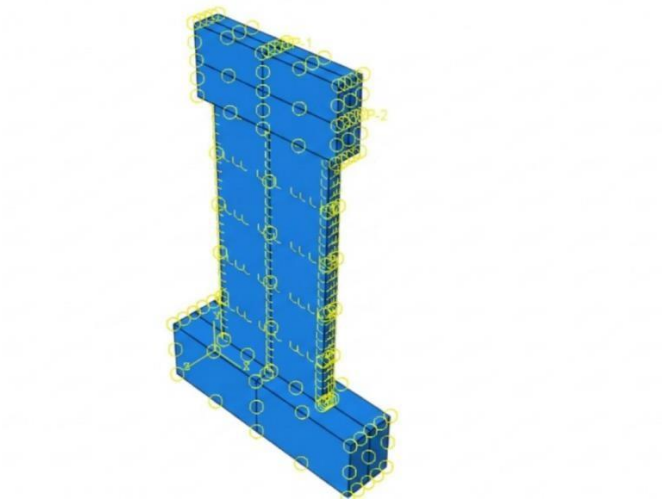
Tabela 7- Interações utilizadas no modelo *Abaqus.*

Elementos	**Tipos**
RP1 (carga vertical)	*Coupling*
RP2 (carga horizontal).	*Coupling*
Pilar-parede	*Embedded Region*

Fonte: Autoria própria (2026).

A primeira interação executada, ilustrada na Figura 22, teve como objetivo simular a interação entre as barras de aço e o concreto do pilar-parede, utilizando a função *Constraint* do tipo *Embedded Region* no *Abaqus.* Essa interação possibilita que os nós das barras de aço sigam o movimento dos nós do concreto, refletindo de maneira adequada o comportamento colaborativo entre o aço e o concreto ao longo da análise numérica.

Figura 22- Interação do tipo *Embedded region*.

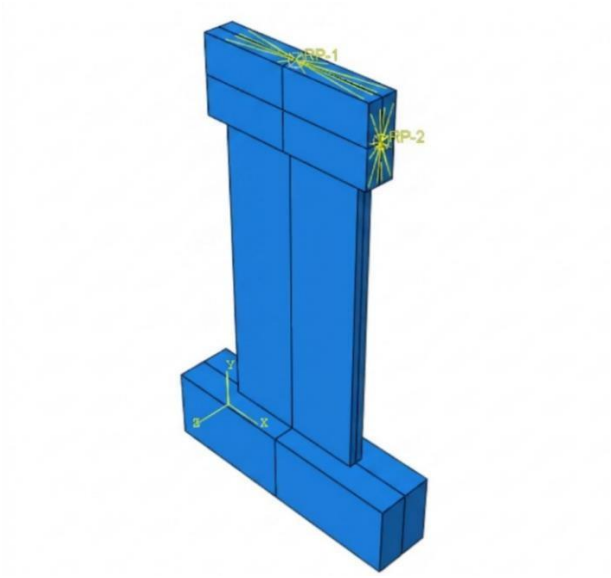


Fonte: Autoria própria (2026).

Ainda assim, para estabelecer as demais interações, foram incorporados pontos de referência (*Referencial Points*– RP), com o objetivo de facilitar a implementação das cargas e das condições de contorno de maneira representativa para o modelo de teste. Assim, o ponto RP1 foi determinado na parte superior da viga superior, enquanto o ponto RP2 foi definido lateralmente à viga superior do pilar-parede.

Em seguida, foi implementada uma interação do tipo *Coupling* entre a viga superior e os pontos de referência RP1 e RP2, conforme mostrado na Figura 23. A adoção da interação *Coupling* possibilitou a distribuição uniforme das forças aplicadas ao modelo estrutural, assegurando a compatibilidade dos deslocamentos entre os pontos de referência e a superfície acoplada. Com isso, foi viável representar de forma adequada a aplicação da carga axial excêntrica e das restrições utilizadas na análise numérica do pilar-parede, minimizando as concentrações pontuais de tensões na área onde as cargas são aplicadas.

Figura 23- Interação do tipo *coupling.*

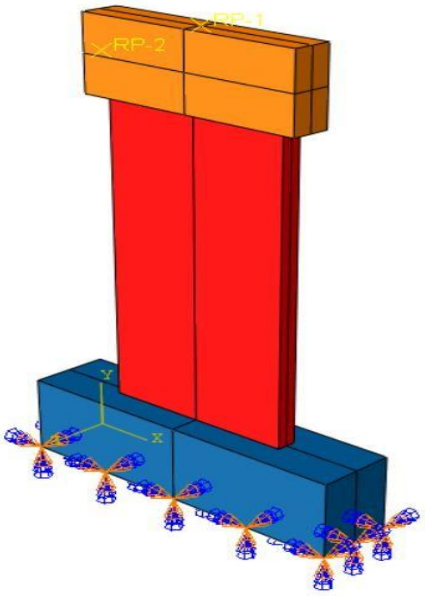


Fonte: Autoria própria (2026).

4.4.4 Condições de contorno e carregamento

Para garantir que as condições de contorno do modelo computacional fossem adequadamente representadas, decidiu-se aplicar a condição de engaste na parte inferior da viga de base, bloqueando completamente os deslocamentos translacionais (U1, U2 e U3) e as rotações (UR1, UR2 e UR3) do modelo estrutural nas direções dos eixos x, y e z. Essa abordagem foi utilizada para evitar movimentos de translação ou rotação durante a aplicação da carga, simulando de maneira precisa as condições de suporte do elemento estrutural que foi analisado.

Figura 24- Condições de contorno na parte inferior da viga inferior.

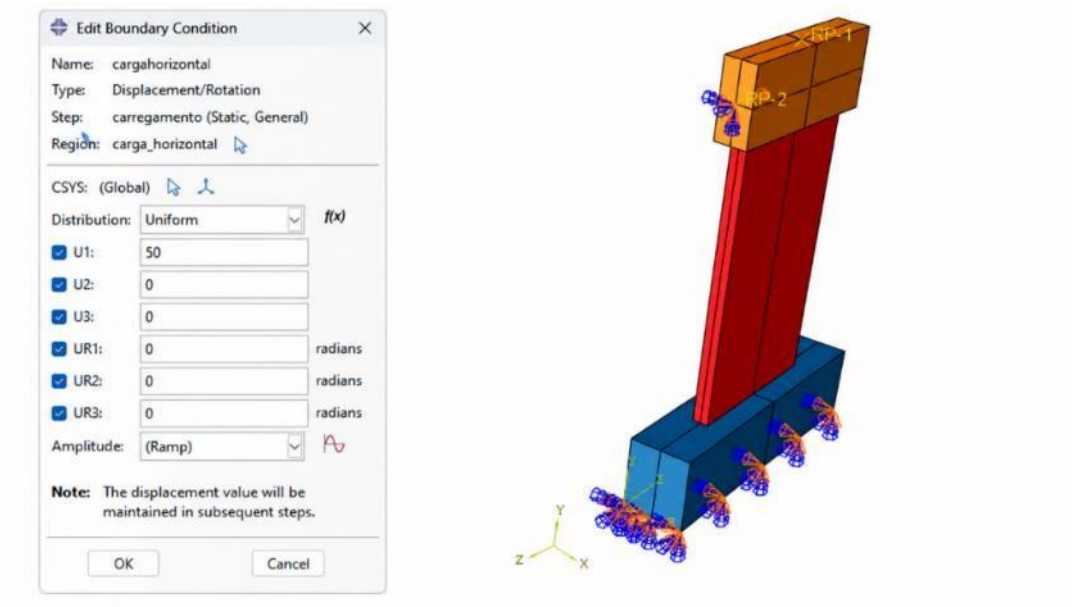


Fonte: Autoria própria (2026).

Além disso, para implementar o carregamento no modelo computacional, foi escolhida a abordagem de controle da forma de deslocamento imposto, uma técnica comumente utilizada em simulações não lineares devido à sua maior estabilidade e facilidade de computação durante as análises no software. Com isso, o carregamento foi introduzido de maneira gradual através de deslocamentos especificados, possibilitando a análise da resposta estrutural ao longo do processo.

Para a avaliação do carregamento horizontal, foi inicialmente estabelecido um valor aproximado de deslocamento, que serviu como parâmetro para calibrar o modelo computacional até que se obtivesse uma curva de força/deslocamento que estivesse em conformidade com o comportamento esperado do elemento, principalmente na representação da área elástico-plástica. A partir das análises efetuadas, constatou-se que o deslocamento de 50 mm, centrado no eixo x, proporcionou uma melhor convergência numérica e um comportamento mais condizente com os resultados observados.

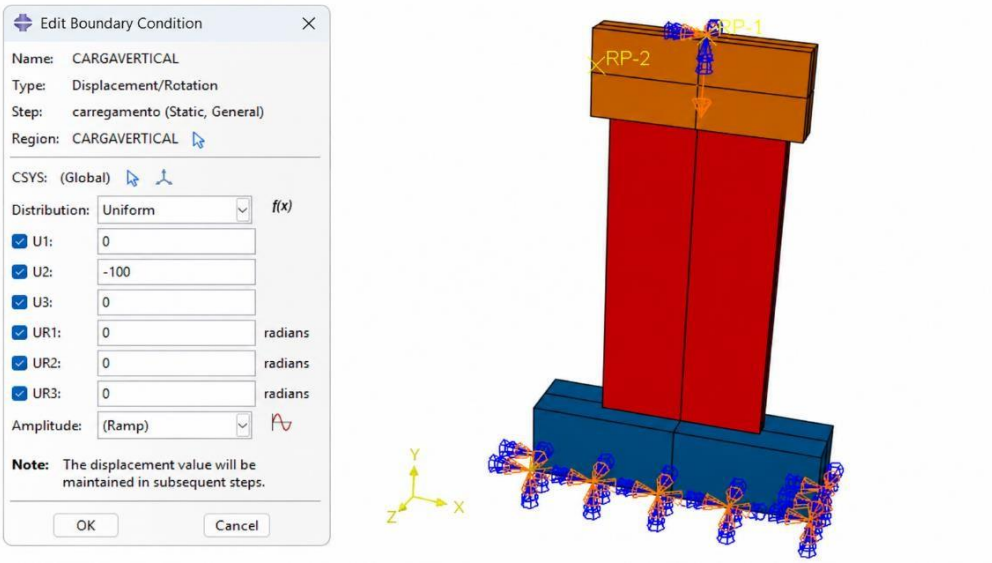
Figura 25- Condições de contorno carregamento horizontal.



Fonte: Autoria própria (2026).

Já para o carregamento vertical, foi aplicado um deslocamento prescrito de −100 mm centrado no eixo y, permitindo a avaliação do comportamento resistente do modelo sob solicitação vertical.

Figura 26- Condições de contorno carregamento vertical.

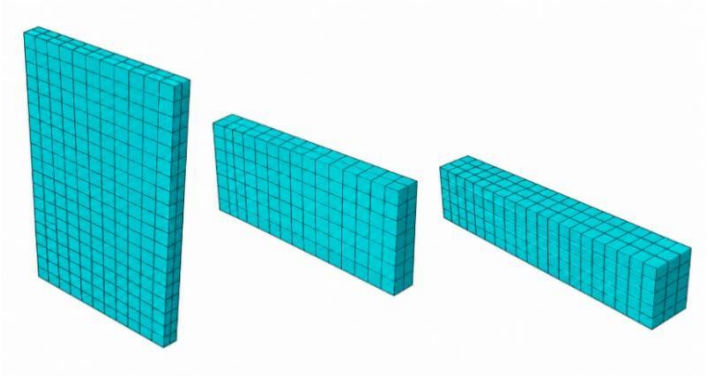


Fonte: Autoria própria (2026).

4.4.5 Definição das Malhas

Para realizar a modelagem numérica da estrutura, foi imprescindível estabelecer os tipos de elementos finitos utilizados tanto para o concreto quanto para as armaduras de aço. Para os elementos de concreto, como as vigas e o pilar-parede, foi selecionado o elemento C3D8R, uma vez que é um sólido tridimensional amplamente empregado em análises estruturais no *Abaqus*. Este elemento possui oito nós e utiliza integração reduzida, o que ajuda a minimizar a carga computacional e a otimizar o desempenho em análises não lineares. Ademais, esse tipo de elemento consegue representar de forma eficaz o comportamento mecânico do concreto quando sujeito a diversas condições de tensão e deformação.

Figura 27- Malhas geradas: Pilar-parede, Viga superior, e viga inferior.



Fonte: Autoria própria (2026).

Para as armaduras longitudinais e os estribos, foi utilizado o elemento T3D2 (*truss*), que é indicado para simular barras sujeitas principalmente a forças axiais. Este elemento compreende dois nós e opera somente com deslocamentos lineares nas direções x, y e z, sendo comumente utilizado na representação de armaduras em simulações numéricas de concreto

armado. O uso desse elemento também facilita a conexão das barras com o concreto através da técnica de região embutida, permitindo que as armaduras sigam os movimentos do elemento de concreto sem a necessidade de aumentar de forma significativa a complexidade do modelo.

Figura 28- Malhas geradas: Estribo, armadura vertical.



Fonte: Autoria própria (2026).

Para todos os elementos de estrutura, foi estabelecido um tamanho de malha uniforme de 90 mm. A opção por esse número visou equilibrar a qualidade dos resultados com o tempo de processamento, já que o uso de malhas excessivamente finas eleva consideravelmente o custo computacional da análise. Assim, discretização das malhas se mostrou apropriada para refletir o comportamento geral da estrutura nas simulações numéricas. O número de elementos finitos empregados em cada parte do modelo é exibido na Tabela 8.

Tabela 8- Tipos e quantidades de elementos finitos adotados na modelagem.

Elemento estrutural	**Tipo de elemento**	**Quantidade de elementos**
Pilar-parede	C3D8R	528
Viga superior	C3D8R	168
Viga inferior	C3D8R	480
Estribo	T3D2	24 elementos por unidade
Armadura longitudinal	T3D2	32 elementos por unidade

Fonte: Autoria própria (2026).

Essas modificações possibilitaram uma distribuição mais eficaz dos pontos ao longo das curvas de tensão-deformação, resultando em respostas numéricas que estão mais alinhadas com o comportamento esperado do concreto. Depois que os parâmetros de cada modelo foram definidos e validados, as simulações foram realizadas no módulo *Job* do *Abaqus*, que é responsável pela execução das análises numéricas elaboradas neste estudo.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

No tópico 5.1 teremos uma avaliação entre os principais critérios utilizados pela ABNT NBR 6118:2023, o ACI 318-25 e EUROCODE 2:2023, retratando as diferenças e compatibilidades existentes entre as normas. Posteriormente, no tópico 5.2, será apresentado os resultados obtidos de maneira analítica para cada norma, onde os critérios geométricos adotados partiram de uma pesquisa experimental realizada por Ni *et al*. (2019) e podem ser observados na Tabela 9.

Tabela 9- Geometria do pilar parede.

Geometria do pilar-parede

Parâmetros	**Dimensão (m)**
h (altura)	1,0 m
b (largura)	0,10 m
l_e (Comprimento equivalente)	2,00 m
A_c (área de concreto)	0,10 m²

Fonte: Autoria própria (2026).

Para que esse estudo fosse aprimorado, realizou-se uma modelagem numérica utilizando o *software Abaqus/CAE* versão estudantil de 2024 com os dados experimentais da pesquisa já citada. Foram adotados os mesmos critérios geométricos e as mesmas cargas encontradas neste estudo. Essa análise pode ser observada no tópico 5.3. Por fim, realizou-se uma análise comparativa entre os dados experimentais obtidos na pesquisa de Ni *et al*. (2019) e os dados coletados na modelagem numérica do *Abaqus*, bem como, a análise comparativa envolvendo o estudo analítico apresentado no tópico 5.4.

5.1 AVALIAÇÃO DOS CRITÉRIOS NORMATIVOS

Com o objetivo de evidenciar as diferenças conceituais e metodológicas entre os códigos normativos analisados, a Tabela 8 sintetiza os principais critérios de dimensionamento adotados pela ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023 para pilares-parede, incluindo aspectos relacionados à modelagem estrutural, consideração dos efeitos de segunda ordem, formulações resistentes e verificações de estabilidade e cisalhamento. O pilar-parede H0.1F possui uma seção transversal de 10 cm de espessura por 100 cm de comprimento, com uma relação entre a menor dimensão e a maior inferior a 1/5.

Tabela 10- Comparação entre NBR 6118, ACI 318 e Eurocode 2

Critério	**ABNT NBR 6118:2023**	**ACI 318-25**	**Eurocode 2:2023**
Classificação geométrica do pilar-parede	$b < \frac{1}{5} l_w$	$b < \frac{1}{3} l_w$	$b < \frac{1}{4} l_w$
Modelo estrutural adotado	Elemento de superfície subdividido em faixas	Parede estrutural (“*structural wall*”)	Parede estrutural submetida à flexão composta
Consideração dos efeitos de 2ª ordem	Processo aproximado em faixas independentes	Consideração indireta no equilíbrio global	Método da curvatura nominal
Critério para dispensa dos efeitos de 2ª ordem	Limites de esbeltez das lâminas	Limites simplificados de estabilidade	Comparação entre λ e λ_{lim}
Tratamento das não linearidades	Simplificado	Implícito no dimensionamento resistente	Consideração explícita da não linearidade geométrica
Método para cálculo dos esforços adicionais	Amplificação local em cada faixa	Equilíbrio resistente da seção	Curvatura nominal + excentricidade adicional
Resistência do concreto à compressão	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	f_c' com coeficiente $\emptyset$	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
Coeficientes de segurança	γ_c e γ_S	Fatores de redução ϕ	γ_c e γ_S
Verificação ao cisalhamento	$V_{Rd} = V_c + V_{sw}$	$\emptyset(V_c + V_s) \geq V_u$	$V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,s}$
Armadura transversal mínima	Percentual da armadura longitudinal ou área mínima	Taxa mínima distribuída horizontalmente	Percentual mínimo em relação à área de concreto
Armadura longitudinal mínima	Taxa mínima da seção transversal	Taxa mínima da parede estrutural	Taxa mínima da seção resistente
Método de detalhamento	Faixas independentes	Distribuição uniforme ou concentrada	Distribuição baseada na região resistente
Natureza do método	Semiempírico e simplificado	Mecânico-resistente	Mecânico e baseado em estabilidade

Fonte: Autoria própria (2026).

A ABNT NBR 6118:2023 adota um procedimento simplificado baseado na decomposição do pilar-parede em faixas independentes, tratando os efeitos localizados de 2ª ordem de forma aproximada. O método possui formulação mais prática e voltada ao dimensionamento usual de edifícios, porém simplifica a interação estrutural entre as regiões da parede.

O ACI 318-25 trata os pilares-parede como paredes estruturais resistentes principalmente à flexão e ao cisalhamento. A norma possui forte abordagem baseada em resistência última e utiliza fatores de redução de resistência (ϕ).

O Eurocode 2:2023 apresenta a formulação mais refinada entre as normas analisadas, incorporando explicitamente os efeitos de estabilidade global e local através do método da curvatura nominal. Sua abordagem é mais analítica, considerando de maneira mais rigorosa os efeitos de não linearidade geométrica e os fenômenos de instabilidade associados à esbeltez do elemento.

5.2 RESULTADOS ANALÍTICOS

5.3 RESULTADOS SEGUNDO A BNT NBR 6118:2023

O pilar-parede H0.1F possui uma seção transversal de 10 cm de espessura por 100 cm de comprimento, com uma relação entre a menor dimensão e a maior inferior a 1/5. Os dados utilizados foram baseados no experimental para fins comparativos.

$$\frac{b}{l_w} = \frac{10}{100} \cong 0{,}10 = \frac{1}{10} < \frac{1}{5} \tag{45}$$

Assim, segundo a NBR 6118:2023, o pilar é classificado como pilar-parede segundo os critérios geométricos da norma.

5.3.1 Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem

A esbeltez λ_1 da lâmina resultante foi calculada através da equação (8) e encontra-se apresentada na Tabela 11.

Tabela 11- Esbeltez λ_1 da lâmina.

Esbeltez λ_1

Parâmetro	Valor
λ_1	69,2

Fonte: Autoria própria (2026).

Conforme apresentado no item 3.3.1 deste trabalho, a norma exige que, para que haja a dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem, a esbeltez λ_1 de cada lâmina deve ser inferior a 35. No presente caso, λ_1 = 69,2 é superior a esse limite. Dessa forma, a norma não permite a dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem para o pilar-parede H0.1F.

5.3.2 Índice de esbeltez, força normal adimensional e análise local

Conforme item 3.3.1 deste trabalho, os índices de esbeltez para o pilar-parede H0.1F segundo as duas direções e a força normal adimensional foram calculadas de acordo com as equações (3), (4) e (6), apresentando os seguintes valores na tabela 12.

Tabela 12- Índices de esbeltez e força normal

Parâmetro	Valor
λy	69,2
λx	6,92
ν	0,14

Fonte: Autoria própria (2026).

Na direção x, os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados, pois $\lambda_x = 6{,}92 < \lambda_1,x = 40{,}75$. Na direção y, aplicou-se o processo aproximado de decomposição em faixas, como mostra o subitem 3.3.2 desse trabalho.

5.3.3 Processo aproximado - decomposição em faixas

Para o cálculo dos efeitos localizados de 2ª ordem, aplicou-se o processo aproximado descrito no item 3.3.2 da ABNT NBR 6118:2023, que consiste na decomposição do pilar-parede em faixas verticais analisadas como pilares isolados.

Tabela 13- Geometria das faixas do pilar-parede H0.1f.

Faixa	Largura(cm)	Espessura(cm)	Área (cm²)
Faixa 1 (Extremidade)	30	10	300
Faixa 2 (central)	40	10	400
Faixa 3 (extremidade)	30	10	300

Fonte: Autoria própria (2026).

Distribuição dos esforços nas faixas:

A distribuição de tensões ao longo da seção transversal foi considerada linear, conforme os preceitos da teoria da elasticidade. O momento de inércia da seção total foi calculado pela seguinte equação:

$$Ix = \frac{b * lw^3}{12} = \frac{0{,}10 * 1{,}00^3}{12} = 8{,}333\ x10^{-3}\ m^4 = 8{,}333\ x10^9 mm^4 \quad (46)$$

A tensão máxima devido ao momento fletor atuante é:

$$\sigma flex = \frac{Md * (\frac{tw}{2})}{Ix} = \frac{439{,}6x10^{3} * 0{,}50}{8{,}333x10^{-3}} = 26{,}38\ MPa \quad (47)$$

Sendo a tensão média de compressão devido à força normal:

$$\sigma comp = \frac{N_d}{A_c} = \frac{349{,}0}{0{,}10} = 3{,}490\ \frac{KN}{m^2} = 3{,}49\ MPa \quad (48)$$

Com base na distribuição linear de tensões, determinaram-se as forças normais atuantes em cada faixa, conforme mostrado na Tabela 14.

Tabela 14- Distribuição da força normal nas faixas.

Distribuição da força normal nas faixas

Faixa	Posição(y)	Tensão (Mpa)	Nd (kN)
Faixa 1	150 mm	- 14,98	-449,4
Faixa 2	500 mm	3,49	139,6
Faixa 3	850 mm	21,96	658,8

Fonte: Autoria própria (2026).

O momento fletor atuante em cada faixa foi calculado considerando a distribuição proporcional do momento total, resultando nos esforços apresentados na Tabela 15.

Tabela 15- Esforços obtidos para cada faixa.

Esforços obtidos

Faixa	Nd(Kn)	Md (kN.m)
Faixa 1	- 449,4	157,3
Faixa 2	139,6	≈ 0
Faixa 3	658,8	230,6

Fonte: Autoria própria (2026).

5.3.4 Cálculo dos efeitos de 2ª ordem nas faixas

Para a determinação dos efeitos de 2ª ordem na faixa mais solicitada (Faixa 3), aplicou-se o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, conforme o subitem 3.3.4. O momento mínimo de 1ª ordem para a faixa foi calculado conforme a equação (10), o momento total de cálculo, foi obtido por meio equação (9) do método da rigidez κ aproximada, resultando em $M_{1d,min}$ = 11,86 kN.m.

Os coeficientes a, b e c foram calculados conforme as expressões (11), (12) e (13).

Tabela 16- Coeficientes da equação do método da rigidez k aproximada

Coeficiente	Valor
a	1,500
b	$-8{,}7395x10^{10}$
c	$-5{,}474x10^{21}$

Fonte: Autoria própria (2026).

Substituindo os coeficientes na equação geral (9), obteve-se o momento total de cálculo para a Faixa 3 de 235 kN.m.

5.3.5 Dimensionamento da armadura longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, utilizaram-se os ábacos de flexão composta de Venturini (1987), específicos para seções retangulares de concreto armado. A Faixa 1 apresentou força normal de compressão N_d = -449,4 kN. Determinou-se a armadura longitudinal utilizando os ábacos de flexão composta de Venturini (1987).

Tabela 17- Parâmetros adimensionais na faixa 1.

Parâmetro	Valor
υ	0,60
μ	0,10

Fonte: Autoria própria (2026).

Para $v = 0{,}60$ e $\mu \approx 0{,}10$, com $d'/h \approx 0{,}15$, obteve-se $\omega \approx 0{,}25$, resultando em:

$$A_{s,f1} = \omega * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}25 * 100 * 300 \frac{24{,}93}{434{,}78} \approx 4{,}30 cm^2 \quad (49)$$

Para a Faixa 2, com N_d = 139,6 kN e momento praticamente nulo, a resistência do concreto sozinha já é suficiente, sendo necessária apenas a armadura mínima conforme item 17.3.5.3.1 da ABNT NBR 6118:2023:

$$A_{s,f2} = 0{,}15\% * A_c = 0{,}0015 * 400 = 0{,}60c\ m^2 \quad (50)$$

A Faixa 3 está submetida à força de tração de 658,8 kN, decorrente da flexão. A armadura necessária para resistir a esse esforço foi calculada considerando o escoamento do aço:

$$A_{s,f3} = \frac{N_{d,f3}}{f_{yd}} = \frac{658{,}8}{434{,}78} \approx 15{,}18\ cm^2 \quad (51)$$

Tabela 18- Armadura longitudinal por faixa.

Faixa	$A_{S\ (}cm^2)$
Faixa 1	4,30
Faixa 2	0,60
Faixa 3	15,18
Total	20,08

Fonte: Autoria própria (2026).

A armadura longitudinal total necessária para o pilar-parede H0.1F é de 20,08 cm². Para atender a esta área, adotaram-se 12 barras de φ 16 mm distribuídas ao longo da seção transversal, resultando em uma área de aço efetiva de 24,13 cm², superior à área calculada.

5.3.6 Dimensionamento da armadura transversal

Conforme item 18.5 da ABNT NBR 6118:2023, a armadura transversal de pilares-parede deve respeitar o mínimo de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina considerada. Assim, a área de armadura transversal mínima por metro foi calculada pela equação (14), onde se obteve o valor de 6,03 cm²/m. Adotaram-se estribos de φ 8 mm c/ 15 cm (dois ramos), resultando em área efetiva de 6,67 cm²/m. O espaçamento atende aos limites da ABNT NBR 6118:2023, sendo adotado valor mais econômico por tratar-se de uma parede.

5.3.7 Verificação ao cisalhamento

A verificação da segurança ao cisalhamento foi realizada conforme item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118:2023, considerando a contribuição do concreto (V_c) e da armadura transversal (V_{sw}). Adotou-se altura útil d = 0,95 m e estribos φ 8 mm a cada 15 cm. A Tabela 19 apresenta o resumo da verificação ao cisalhamento.

Tabela 19- Verificação ao cisalhamento do pilar-parede H0.1f.

Parâmetro	Valor
V_c (contribuição do concreto)	121,4 kN
V_{sw} (contribuição da armadura)	179,7 kN
V_{Rd} (resistência total)	301,1 kN
V_d (solicitação)	219,8 kN
$V_{Rd} \geq v_d$	OK

Fonte: Autoria própria (2026).

5.4 ACI 318-25

O método de cálculo utilizado para o dimensionamento do pilar-parede segundo o ACI 318-25 foi realizado conforme exposto no item 3.4 deste trabalho. Inicialmente, são

apresentados os dados de entrada e as solicitações requeridas para o dimensionamento e, posteriormente, o cálculo é exibido em formato de tabelas.

5.4.1 Dados de entrada

O pilar-parede H0.1F utilizado neste estudo possui seção transversal de 10 cm de espessura por 100 cm de comprimento, altura de 200 cm, área bruta de 100.000 mm², concreto com resistência f_c' = 34,9 MPa e aço com tensão de escoamento f_y = 550 MPa (conforme limite da norma para flexão em paredes). A força axial aplicada foi de N_u = 349 kN, o momento fletor de M_u = 439,6 kN.m e a força cortante de V_u = 219,8 kN.

5.4.2 Determinação do fator de redução de resistência ϕ

Para determinação do fator de redução de resistência ϕ, calculou-se a profundidade da linha neutra c, conforme procedimento estabelecido pelo ACI 318-25 e apresentado na Equação (19).

Tabela 20- Parâmetro para determinação de φ.

Parâmetros	Valores
α	0,10
ω	0,38
β_1	0,797
$c =$	334 mm

Fonte: Autoria própria (2026).

Com $c = 334\ mm$ e $dt = 0{,}8 * l_w = 800\ mm$, verificou-se que c está na região de transição, resultando em $\varphi = 0{,}85$.

5.4.3 Verificação à flexão

Para a verificação à flexão, determinou-se o momento resistente de cálculo φM_n a partir do equilíbrio de forças na seção transversal. A Tabela 21 resume os parâmetros obtidos e a respectiva verificação de segurança.

Tabela 21- Verificação a flexão ACI 318-25.

Parâmetros	**Valor**
$A_{st} = \rho_l * b_w * l_w$	24,13 cm²
$T = A_{st} * f_y * (\frac{l_w - c}{l_w})$	883,8 kN
$M_n = T * \frac{l_w}{2} + Nu * (\frac{l_w - c}{2})$	1116,5 kN.m
$\emptyset M_n = 0{,}85 * M_n$	949,0 kN.m
M_u	439,6 kN.m
Verificação	(949,9 ≥ 439,6) OK)

Fonte: Autoria própria (2026).

5.4.4 Verificação ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto foi calculada conforme item 22.5 do ACI 318-25, considerando a parede com relação H_W/l_W = 2,0 (parede esbelta).

Tabela 22- Verificação ao cisalhamento - ACI 318-25.

Parâmetros	**Valor**
$d = 0{,}8 * l_w$	800 mm
$V_c = 3{,}3\lambda\sqrt{f_c'} b_w d + \frac{N_u d}{4 l_w}$	199 kN
$\phi V_C = 0{,}75 * Vc$	149 kN
Solicitação	219,8 kN
Verificação	$\varphi(V_c + V_S) \geq V_u$ OK (Com armadura)

Fonte: Autoria própria (2026).

A resistência ao cisalhamento fornecida apenas pelo concreto resultou em φV_c= 149 kN, valor inferior à solicitação atuante (V_u=219,8 kN). Entretanto, segundo os critérios do ACI 318-25, a resistência total ao cisalhamento deve considerar também a contribuição da armadura transversal resistente. Assim, tornou-se necessária uma parcela complementar de resistência ao cisalhamento igual a aproximadamente 94,1 kN, correspondente a uma taxa mínima de armadura transversal de cerca de 2,14 cm²/m. Para atender a essa demanda, adotaram-se estribos de φ 8 mm c/ 20 cm (dois ramos), resultando em uma área efetiva de 5,03 cm²/m e uma contribuição da armadura de 221,3 kN. A resistência total ao cisalhamento resultou em 315,2 kN.

5.4.5 Armadura longitudinal

Para atender à taxa de armadura adotada (ρ_1= 0,0241), a área de aço necessária foi calculada por meio da equação (21), onde verificou-se que a taxa de armadura necessária é 24,1

cm². Dessa forma adotaram-se 12 barras de φ 16 mm, totalizando área de aço longitudinal de 24,13 cm², mesma armadura utilizada no dimensionamento pela ABNT NBR 6118:2023, permitindo maior uniformidade na comparação entre os modelos normativos analisados.

5.5 EUROCODE 2:2023

5.5.1 Dados de entrada

O pilar-parede H0.1F apresenta seção transversal de 10 cm × 100 cm, altura de 200 cm, concreto com f_{ck} = 34,9 MPa e aço com f_{yk} adotado igual a 600 MPa (respeitando o limite da norma para estribos). A força axial aplicada foi de N_{Ed} = 349 kN e o momento fletor de M_{Ed}= 439,6 kN.m.

5.5.2 Verificação da dispensa dos efeitos de 2ª ordem

A esbeltez do pilar foi calculada e comparada com a esbeltez limite, conforme as equações (28), (30) e (31) do subitem 3.5.2 deste trabalho, conforme mostra na Tabela 23.

Tabela 23- Esbeltez e dispensa dos efeitos de 2° ordem.

Parâmetros	**Valor**
i	28,87 mm
λ	69,28
n	0,15
λ_{lim}	27,86
$\lambda > \lambda_{lim}$	Não dispensa

Fonte: Autoria própria (2026).

Como $\lambda = 69{,}28 > \lambda_{\text{lim}} = 27{,}86$, não foi possível dispensar a análise dos efeitos de 2ª ordem.

5.5.3 Método da curvatura nominal

Os efeitos de 2ª ordem foram calculados pelo método da curvatura nominal, conforme apresentado na Tabela 24.

Tabela 24- Cálculos dos efeitos de 2° ordem.

Parâmetros	Valor
$d = l_w - cnom - \phi est - \frac{\phi long}{2}$	959 mm
$\varepsilon yd = \frac{f_{yd}}{E_s}$	0,002609
$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0{,}45 * d}$	0,006045, m^{-1}
$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$	1,0
$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef}$	1,0
$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * \frac{1}{r_0}$	0,006045 m^{-1}
$e_2 = \frac{1}{r} * \frac{l_0^2}{c}$	2,418 mm =0,002418 m
$M_2 = N_{ED} * e2$	0,84 kN.m
$M_{Ed} = M_{0ed} + M_2$	440,44 kN.m

Fonte: Autoria própria (2026).

O momento de 2ª ordem (M_2 = 0,84 kN.m) mostrou-se significativamente inferior ao momento de 1ª ordem (M_{0e} = 439,6 kN.m), resultando em um momento total M_{Ed} = 440,44 kN.m, demonstrando que os efeitos de segunda ordem apresentaram baixa influência no comportamento global do elemento analisado.

5.5.4 Determinação da armadura longitudinal

A armadura longitudinal foi determinada por meio de ábacos de flexão composta normal, adotando-se d_2/h = 0,2.

Tabela 25- Dimensionamento da armadura longitudinal.

Parâmetros	Valor
$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b * l_w * f_{cd}}$	0,15
$\mu_{ED} = \frac{M_{ED}}{b * l_w^2 * f_{cd}}$	0,19
$\omega_{tot} = f(v, \mu)$	0,42
$A_{stot} = \omega_{tot} * b * l_w * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	18,7 cm^2

Fonte: Autoria própria (2026).

A área de aço longitudinal necessária resultou em aproximadamente 18,7 cm², valor obtido e mais compatível com os resultados apresentados pela ABNT NBR 6118 e pelo ACI 318-25.

5.5.5 Verificação ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento foi calculada conforme item 6.2 do Eurocode 2:2023.

Tabela 26- Verificação ao cisalhamento.

Parâmetros	Valor
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} =\leq 2,0$	1,471
$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$	0,369 Mpa
$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$	3,49 Mpa
$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$ (contribuição do concreto)	85,4 kN
$V_{Rd,s} = \frac{Asw}{s} * 0,9 * d * f_{ywd} * cot\theta$ (contribuição da armadura)	283,5 kN
$V_{Rd,total} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$	368,9 kN
V_{Ed} (Solicitação)	219,8 kN
Verificação: $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$	OK (368,9 ≥ 219,8)

Fonte: Autoria própria (2026).

Com a adição da armadura transversal de φ8 mm c/15 cm, obteve-se uma contribuição $V_{Rd,s}$ = 283,5 kN, resultando em uma resistência total $V_{Rd,total}$= 368,9 kN. Este valor é superior à solicitação atuante (219,8 kN), garantindo assim a segurança da peça ao cisalhamento segundo o Eurocode 2:2023.

5.5.6 Armadura transversal

Conforme item 9.6.3 do Eurocode 2:2023, a armadura transversal mínima é pelas equações:

$$A_{s,trans,min} = \max (25\% * A_{s,long,} 0,001 * A_c \quad (52)$$

$$A_{s,trans,min} = \max (25\% * 18,7 = 4,68\ cm^2, 0,001 * 100.000 = 1,0 cm^2 \quad (53)$$

Para atender a essa exigência, adotaram-se estribos de φ8 mm c/15 cm (dois ramos), resultando em uma área efetiva de: 4,68 cm².

5.7 ANÁLISE DO ABAQUS

A análise numérica dos pilares-parede foi realizada no *software Abaqus* com o objetivo de reproduzir computacionalmente o comportamento estrutural observado no estudo experimental desenvolvido por Ni *et al.* (2019), utilizado como base para validação da modelagem adotada nesta pesquisa.

O modelo experimental de referência consistiu em paredes estruturais de concreto armado submetidas a carregamentos cíclicos, com razão de aspecto igual a 2, avaliando principalmente os efeitos da utilização de armaduras de alta resistência (HRB 600 MPa), da relação entre demanda de cisalhamento e capacidade resistente e da variação da carga axial aplicada.

O modelo experimental de referência foi submetido a carregamentos laterais cíclicos, possibilitando a avaliação do comportamento das paredes estruturais em relação à fissuração, resistência lateral, rigidez e propagação dos danos estruturais. Entretanto, devido ao elevado custo computacional associado à reprodução integral do carregamento cíclico no modelo numérico tridimensional, foi necessária a adoção de uma simplificação numérica do carregamento experimental.

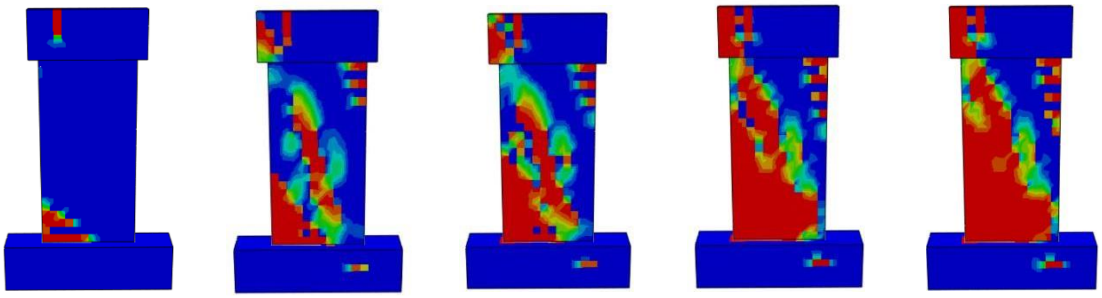
Essa simplificação consistiu na substituição do carregamento cíclico por um carregamento monotônico incremental controlado por deslocamento horizontal, aplicado no topo do modelo estrutural. Para isso, foi utilizado deslocamento máximo de 50 mm na direção U1, aplicado progressivamente por meio de *steps* incrementais do tipo *Static General*. Tal estratégia permitiu reduzir significativamente o tempo de processamento computacional e garantir melhor convergência da análise não linear.

A escolha do deslocamento adotado ocorreu de forma iterativa, buscando reproduzir adequadamente a curva força versus deslocamento observada experimentalmente. Com isso, foi verificado que os deslocamentos excessivamente elevados provocavam prolongamento desnecessário da região pós-pico da curva, sem contribuição significativa para interpretação estrutural do modelo. Assim, o valor de 50 mm mostrou-se suficiente para representar:

- Comportamento elástico inicial;
- Início da fissuração;
- Plastificação progressiva;
- Degradação da rigidez;
- Perda gradual de resistência da estrutura.

Apesar da simplificação adotada na calibração do modelo numérico, pode-se notar que houve uma boa convergência entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação aos mecanismos de ruptura, propagação das fissuras e comportamento global da estrutura

Figura 29- Evolução da propagação do dano à tração no modelo numérico.



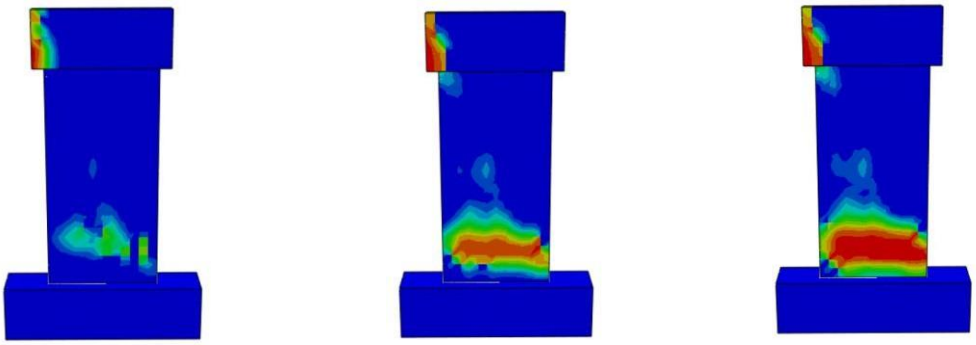
Fonte: Autoria própria (2026).

A Figura 29 apresenta a propagação do dano à tração obtida numericamente no modelo estrutural para a carga horizontal aplicada. Os danos à tração iniciaram predominantemente na região inferior do pilar-parede, propagando-se diagonalmente em direção à região central da estrutura, comportamento semelhante ao identificado experimentalmente por Ni *et al*. (2019). Esse comportamento evidencia a influência combinada dos esforços de flexão e cisalhamento sobre o modelo estrutural, corroborando o padrão de fissuração diagonal observado experimentalmente. As regiões mais críticas coincidiram com as zonas de maior solicitação lateral e concentração de tensões internas.

Na Figura 30 é representado a propagação dos danos à compressão obtidos numericamente para a carga horizontal aplicada.

Os resultados numéricos demonstraram que os maiores danos à compressão se concentraram próximos à base do modelo estrutural, principalmente nas regiões submetidas à maior compressão decorrente da flexo-compressão lateral. Esse comportamento também foi observado no estudo experimental, no qual ocorreu esmagamento do concreto nas zonas comprimidas próximas à base da parede estrutural. Além disso, a análise das tensões equivalentes de Von Mises (*S-Mises*) evidenciou que as maiores deformações das armaduras ocorreram nas regiões inferiores da estrutura, coincidindo com os pontos de maior fissuração e concentração de esforços internos.

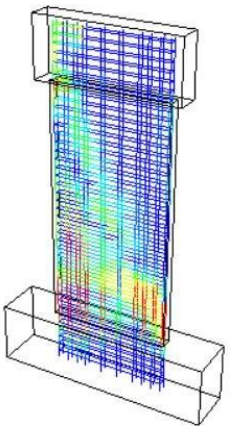
Figura 30- Propagação do dano à compressão no modelo numérico.



Fonte: Autoria própria (2026).

A Figura 31 apresenta qualitativamente o comportamento das armaduras no modelo numérico para a carga horizontal. A partir da análise das tensões nas armaduras, verificou-se coerência entre os resultados numéricos e o comportamento experimental observado no ensaio físico, principalmente em relação às regiões críticas de solicitação estrutural.

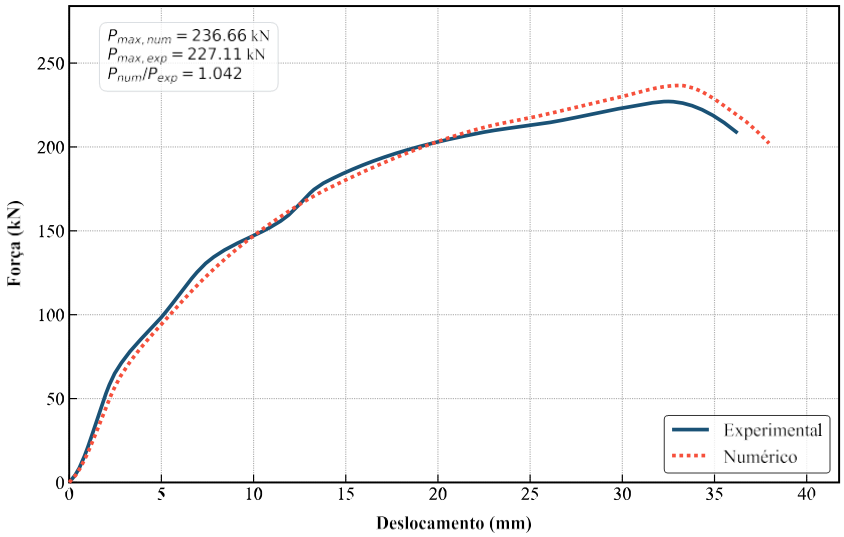
Figura 31- Tensões equivalentes nas armaduras (*S-Mises*).



Fonte: Autoria Própria (2026).

A principal validação do modelo numérico ocorreu por meio da comparação entre as curvas força versus deslocamento obtidas experimentalmente e numericamente. A Figura 32 apresenta a comparação entre os resultados experimental e numérico, nesta verifica-se que o modelo numérico apresentou comportamento bastante próximo ao experimental, principalmente na região elástica inicial e próximo ao pico de resistência da estrutura. Sendo experimentalmente a resistência máxima de 227,11 kN, enquanto o modelo numérico apresentou uma resistência máxima próxima de 236,66 kN.

Figura 32- Comparação entre as curvas força × deslocamento experimental e numérica.



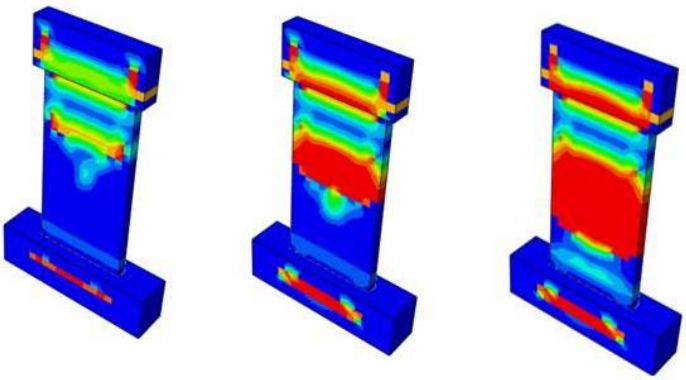
Fonte: Autoria Própria (2026).

A diferença relativamente pequena entre os resultados demonstra que a modelagem computacional adotada foi capaz de representar adequadamente o comportamento estrutural do modelo experimental. A relação entre os valores numérico e experimental apresentou valor próximo de 1,04, indicando elevada confiabilidade do modelo desenvolvido.

Embora o estudo experimental de tenha sido desenvolvido com foco na avaliação do comportamento do pilar-parede sob carregamento lateral cíclico, foi realizada adicionalmente uma análise numérica sob carregamento vertical monotônico, com o objetivo de investigar a capacidade resistente axial do elemento e compreender os mecanismos de degradação estrutural associados à compressão predominante.

A Figura 33 apresenta a evolução do dano à tração obtido no modelo numérico. Observa-se que os primeiros danos surgem nas regiões próximas às interfaces entre o pilar-parede e os blocos de aplicação de carga, concentrando-se inicialmente na porção superior do elemento. À medida que o carregamento é incrementado, ocorre uma expansão gradual dessas regiões danificadas para a área central da parede estrutural, evidenciando a redistribuição interna das tensões e o desenvolvimento progressivo de fissuração decorrente das incompatibilidades de deformação existentes ao longo da altura do elemento.

Figura 33- Propagação do dano à tração no pilar-parede.

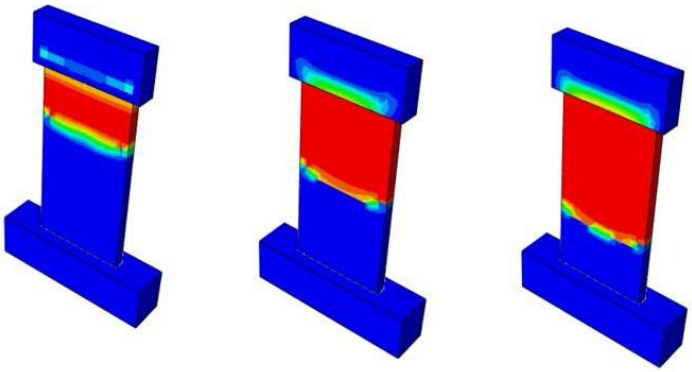


Fonte: Autoria própria, (2026).

Diferentemente do comportamento observado para a carga horizontal, em que os danos apresentaram propagação predominantemente diagonal devido à combinação entre flexão e cisalhamento, o carregamento vertical produziu um padrão de degradação mais uniforme ao longo da largura da seção transversal. Esse comportamento é compatível com a predominância dos esforços de compressão axial atuantes sobre o elemento estrutural.

A análise dos danos à compressão revelou um comportamento ainda mais representativo da resposta estrutural do pilar-parede. Conforme ilustrado na Figura 34, as regiões comprimidas inicialmente concentram-se próximas à zona de aplicação da carga superior, expandindo-se posteriormente para praticamente toda a região central do elemento. Com o aumento progressivo do deslocamento imposto, verifica-se a formação de extensas áreas de dano, caracterizando a degradação gradual da rigidez do concreto e indicando a aproximação do estado limite último.

Figura 34- Propagação do dano à compressão no pilar-parede.



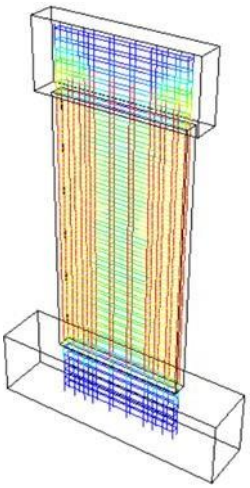
Fonte: Autoria própria (2026).

Esse comportamento está diretamente relacionado à elevada resistência dos pilares-parede aos esforços axiais. Em razão, da grande área de concreto disponível para absorção das

tensões de compressão, o elemento apresentou significativa capacidade resistente antes da ocorrência da perda de estabilidade estrutural. Os resultados obtidos corroboram o entendimento apresentado pelas normas ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023, que reconhecem a elevada eficiência desses elementos quando submetidos predominantemente à compressão.

A Figura 35 apresenta a distribuição das tensões equivalentes de Von Mises nas armaduras longitudinais e transversais. A partir disso, pode-se observar que as maiores tensões ocorreram principalmente nas regiões centrais das barras longitudinais, acompanhando as zonas de maior concentração de deformações do concreto. Entretanto, diferentemente do caso de carregamento horizontal, não foram identificadas concentrações localizadas excessivas de tensão, indicando que a armadura trabalhou de forma relativamente uniforme durante a aplicação da carga axial.

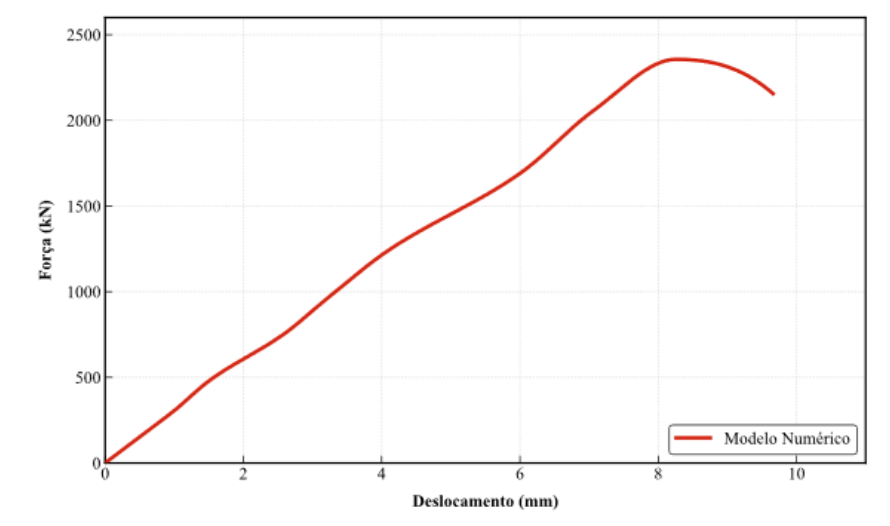
Figura 35- Deformação do aço por *S mises*.



Fonte: Autoria própria (2026).

A curva força versus deslocamento obtida numericamente é apresentada na Figura 36, observa-se inicialmente um trecho aproximadamente linear, característico do comportamento elástico do sistema estrutural. Com o aumento do carregamento ocorre uma redução gradual da rigidez, evidenciada pela diminuição da inclinação da curva, até a obtenção da força máxima suportada pelo modelo.

Figura 36- Curva força x deslocamento.



Fonte: Autoria própria (2026).

O valor máximo de resistência obtido numericamente foi de aproximadamente 2356,56 kN, correspondente ao pico da curva força-deslocamento. Após esse ponto, verifica-se o início do ramo descendente, caracterizado pela perda progressiva de resistência associada ao avanço dos danos no concreto e à redução da capacidade resistente global da estrutura.

Como o estudo experimental de referência não contemplou ensaios de compressão axial monotônica, não foi possível realizar uma validação direta entre os resultados experimentais e numéricos para essa condição de carregamento. Entretanto, os resultados obtidos fornecem informações relevantes acerca da capacidade resistente do pilar-parede sob compressão e constituem uma importante base para comparação com as resistências previstas pelos modelos analíticos das normas ABNT NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023, discussão que será apresentada na seção seguinte.

5.8. COMPARAÇÃO ENTRE OS DADOS OBTIDOS

A comparação entre os resultados obtidos tem como finalidade integrar as análises normativas, os dimensionamentos analíticos e os resultados numéricos desenvolvidos no Abaqus, permitindo avaliar o comportamento do pilar-parede H0.1F sob diferentes critérios de verificação. Essa etapa é essencial para compreender como as prescrições da ABNT NBR 6118:2023, do ACI 318-25 e do Eurocode 2:2023 influenciam o dimensionamento das armaduras, a verificação da segurança estrutural e a resposta resistente do elemento analisado. A Tabela 27 apresenta uma síntese dos principais resultados obtidos no dimensionamento analítico conforme cada norma.

Tabela 27- Resultados obtidos do dimensionamento de cada norma.

Critério analisado	**NBR 6118:2023**	**ACI 318-25**	**Eurocode 2:2023**
Armadura longitudinal calculada	20,08 cm²	24,10 cm²	18,70 cm²
Armadura longitudinal adotada	24,13 cm²	24,13 cm²	18,70 cm²
Armadura transversal	6,03 cm²/m	2,14 cm²/m	4,68 cm²/m
Solicitação cortante	219,80 kN	219,80 kN	219,80 kN
Resistência ao cisalhamento considerada	301,10 kN	315,2 kN	368,9 kN
Verificação à flexão	Atendida	Atendida	Atendida
Verificação ao cisalhamento	Atendida	Atendida com armadura transversal	Atendida com armadura transversal

Fonte: Autoria própria (2026).

A partir dos resultados apresentados na Tabela 25, observa-se que as três normas conduziram a soluções distintas, principalmente quanto à armadura longitudinal, à armadura transversal e à forma de avaliação da resistência ao cisalhamento. A ABNT NBR 6118:2023 apresentou área de aço longitudinal calculada de 20,08 cm², porém foi adotada uma armadura efetiva de 24,13 cm², composta por 12 barras de 16 mm, valor também utilizado no dimensionamento pelo ACI 318-25. Essa uniformização da armadura adotada permite uma comparação mais direta entre os dois procedimentos normativos.

O Eurocode 2:2023, por sua vez, apresentou a menor área de armadura longitudinal entre as normas analisadas, com 18,70 cm². Esse resultado indica que, para a flexão composta, a norma europeia apresentou uma solução mais econômica em termos de aço longitudinal. No entanto, isso não significa necessariamente menor rigor normativo, uma vez que o Eurocode 2:2023 incorporou de forma mais explícita os efeitos de segunda ordem por meio do método da curvatura nominal, o que influencia diretamente a avaliação da estabilidade e do momento total de cálculo.

Em relação à armadura transversal, a ABNT NBR 6118:2023 resultou no maior valor adotado, igual a 6,03 cm²/m. Esse comportamento está associado ao critério da norma brasileira, que exige a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem e impõe requisitos mínimos de armadura transversal relacionados à armadura longitudinal. O Eurocode 2:2023 apresentou

armadura transversal mínima de 4,68 cm²/m, enquanto o ACI 318-25 exigiu uma parcela complementar de aproximadamente 2,14 cm²/m para suprir a resistência ao cisalhamento não atendida apenas pelo concreto.

5.8.1. Comparação entre o comportamento analítico e numérico

A comparação entre os resultados analíticos e numéricos indica que os procedimentos normativos foram capazes de representar, de forma conservadora, os principais mecanismos resistentes do pilar-parede. No carregamento horizontal, o *Abaqus* reproduziu adequadamente a resposta do elemento ao carregamento lateral, com força máxima próxima ao valor experimental e com padrão de dano compatível com o comportamento esperado para elementos submetidos à flexo-compressão e cisalhamento.

Nos resultados numéricos, os danos à tração apresentaram propagação predominantemente diagonal, iniciando-se nas regiões inferiores e avançando em direção à região central do elemento. Esse comportamento é compatível com a atuação combinada de flexão e cisalhamento. Já os danos à compressão concentraram-se nas regiões comprimidas próximas à base e às zonas de aplicação do carregamento, indicando degradação progressiva da rigidez do concreto.

Quando comparados aos resultados analíticos, os dados numéricos reforçam a importância das verificações normativas ao cisalhamento. Isso ocorre porque as regiões de maior dano identificadas no *Abaqus* coincidem com as áreas em que os esforços cortantes e os efeitos de flexo-compressão são mais significativos. Assim, a necessidade de armadura transversal observada nos modelos normativos, especialmente no ACI 318-25 e no Eurocode 2:2023, é coerente com a resposta numérica obtida.

A ABNT NBR 6118:2023 apresentou comportamento mais conservador na verificação ao cisalhamento, uma vez que a resistência total considerada, composta pela contribuição do concreto e da armadura transversal, foi superior à solicitação atuante. Esse resultado mostra que o procedimento brasileiro, ao incorporar os efeitos localizados de segunda ordem e exigir detalhamento transversal mais robusto, tende a produzir uma solução mais segura para o elemento analisado.

O ACI 318-25 apresentou comportamento intermediário entre as normas analisadas. A verificação à flexão foi atendida com margem significativa (ϕM_n = 949,0 kN.m ≥ M_u = 439,6 kN.m), demonstrando que a seção possui reserva de resistência para esse esforço. Quanto ao cisalhamento, a resistência fornecida apenas pelo concreto (ϕV_c = 149 kN) foi insuficiente para resistir à solicitação atuante (V_u = 219,8 kN). No entanto, ao se considerar a contribuição da

armadura transversal, com a adoção de estribos φ 8 mm c/ 20 cm, obteve-se uma resistência total ϕV_n = 315,2 kN, valor superior à solicitação, garantindo assim a segurança da peça.

Essa característica demonstra que a norma americana apresenta metodologia mais simplificada em relação ao Eurocode 2:2023, mas ainda preserva a segurança estrutural ao permitir que a resistência total ao cisalhamento considere a contribuição do aço quando o concreto isoladamente não é suficiente. Dessa forma, o dimensionamento pelo ACI 318-25 mostrou-se eficiente e seguro para o pilar-parede analisado.

O Eurocode 2:2023 apresentou a menor armadura longitudinal entre as normas calculada (18,70 cm²), porém, quando considerada apenas a parcela do concreto, também apresentou a menor resistência ao cisalhamento ($V_{Rd,c}$= 85,4 kN), este valor foi insuficiente para resistir à solicitação atuante (V_{Ed} = 219,8 kN). No entanto, com a adição da armadura transversal dimensionada conforme os critérios da norma (estribos φ8 mm c/15 cm), a resistência total ao cisalhamento passou a ser $V_{Rd,tota}$ = 368,9 kN, valor superior à solicitação, garantindo assim a segurança da peça.

Esses resultados indicam que, embora a norma europeia possa resultar em uma solução mais econômica para a flexão composta (menor armadura longitudinal), sua verificação ao cisalhamento exige atenção especial, principalmente quanto ao dimensionamento da armadura transversal. Uma vez atendidos os critérios normativos para o cisalhamento, o Eurocode 2:2023 mostrou-se seguro e eficiente para o dimensionamento do pilar-parede analisado.

5.8.2. Avaliação do conservadorismo das normas

A avaliação do conservadorismo das normas pode ser observada a partir da comparação entre as áreas de aço exigidas, as verificações resistentes e a forma como cada procedimento trata os efeitos de segunda ordem e o cisalhamento. A Tabela 28 apresenta uma síntese qualitativa da comparação entre os critérios normativos.

Tabela 28- Síntese comparativa do comportamento normativo.

Aspecto avaliado	ABNT NBR 6118:2023	ACI 318-25	Eurocode 2:2023
Tratamento dos efeitos de 2ª ordem	Mais detalhado, com decomposição em faixas	Mais simplificado	Mais refinado, por curvatura nominal
Armadura longitudinal	Intermediária	Intermediária	Menor
Armadura transversal	Maior	Menor	Intermediária
Cisalhamento	Atende com armadura adotada	Atende com armadura adotada	Atende com armadura adotada
Tendência geral	Mais conservadora no detalhamento transversal	Mais prática e objetiva	Mais analítica e sensível à estabilidade

Fonte: Autoria própria (2026).

A ABNT NBR 6118:2023, por sua vez, apresentou o maior consumo de armadura longitudinal calculada e uma resistência ao cisalhamento intermediária com estribos φ 8 mm c/15 cm. A sua metodologia baseada na decomposição em faixas mostrou-se prática, porém mais conservadora para as faixas de extremidade.

O ACI 318-25 apresentou uma metodologia mais direta, baseada em verificações resistentes e fatores de redução. Embora tenha utilizado a mesma armadura longitudinal adotada na ABNT NBR 6118:2023, sua verificação ao cisalhamento demonstrou que o concreto isoladamente não seria suficiente para resistir à solicitação atuante. No entanto, com a adição da armadura transversal adequada, a resistência total passou a garantir a segurança. A norma, portanto, depende da adequada consideração da armadura transversal para atender às solicitações de cisalhamento.

O Eurocode 2:2023, por sua vez, apresentou comportamento mais econômico quanto à armadura longitudinal calculada, mas exigiu atenção especial quanto ao cisalhamento. A sua abordagem é mais analítica no tratamento dos efeitos de segunda ordem, sobretudo pelo emprego do método da curvatura nominal. A resistência ao cisalhamento apenas com a contribuição do concreto foi a mais baixa entre as normas, evidenciando a necessidade de detalhamento transversal adequado. Com a adoção de estribos φ 8 mm c/15 cm, a resistência total atingiu um valor superior às demais normas.

De modo geral, verifica-se que as três normas apresentaram soluções estruturalmente coerentes, porém com níveis distintos de conservadorismo e exigência de detalhamento. Dessa forma, a comparação entre os dados obtidos evidencia que a escolha da norma influencia

diretamente o dimensionamento final do pilar-parede, especialmente quanto ao consumo de aço, ao tratamento dos efeitos de segunda ordem e à verificação ao cisalhamento. Os resultados numéricos obtidos no *Abaqus* reforçaram a coerência das verificações normativas, principalmente ao evidenciar a concentração de danos nas regiões críticas do elemento e a elevada capacidade resistente do modelo quando submetido à compressão axial.

6. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo realizar uma análise numérica-comparativa de um modelo de pilar-parede, sendo considerado o dimensionamento em conformidade as normas NBR 6118:2023, ACI 318-25 e Eurocode 2:2023. Para atingir esse objetivo, foram feitos estudos teóricos, dimensionamentos analíticos e modelagens numéricas utilizando o s*oftware* Abaqus, tendo como base o modelo H0.1F proposto por Ni et al (2019). A avaliação focou nas disparidades normativas relacionadas à estabilidade estrutural, efeitos de segunda ordem e a especificação das armaduras.

Com a revisão das normas, foi possível perceber que as três abordagens tratam de forma diferente os pilares-parede, especialmente em relação à consideração dos efeitos de segunda ordem e aos critérios para verificar a estabilidade. A norma ABNT NBR 6118:2023 apresentou um cuidado maior na análise dos efeitos localizados de segunda ordem, requerendo a decomposição do elemento em seções para a avaliação individual das partes mais vulneráveis à instabilidade. O ACI 318-25, por sua vez, mostrou um procedimento mais simplificado e normativo, focando em critérios diretos de segurança e no detalhamento das armaduras. Já a Eurocode 2:2023, adotou critérios que ficam entre os dois, baseando-se na ampliação de momentos e no método da curvatura nominal.

Os resultados obtidos nas análises mostraram que as diferenças nas diretrizes normativas afetam diretamente o dimensionamento das armaduras, a estabilidade e o comportamento resistente dos pilares-parede. Além disso, notou-se que a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem tem um grande impacto no aumento das solicitações internas, principalmente nas extremidades do elemento, destacando a relevância dessa verificação para assegurar a segurança estrutural.

A modelagem numérica realizada no Abaqus, utilizando o modelo de Plasticidade Danificada do Concreto (CDP), associado aos modelos de Carreira e Chu (1985) para compressão e Hordijk (1991) para tração, apresentou resultados satisfatórios quando comparados ao modelo experimental de Ni et al. (2019). O modelo numérico desenvolvido atingiu uma força máxima resistente de 236,66 kN, enquanto o modelo experimental apresentou resistência de 227,11 kN, resultando em uma diferença aproximada de 4%, o que demonstra a capacidade da modelagem em reproduzir adequadamente o comportamento estrutural do pilar-parede. Além da proximidade dos valores de resistência, observou-se boa representação da distribuição de tensões, deformações, fissuração e evolução dos danos ao longo do carregamento.

Assim, almeja-se concluir que as variações encontradas entre a ABNT NBR 6118:2023, a ACI 318-25 e o Eurocode 2:2023 têm um impacto significativo no dimensionamento e na performance estrutural do pilar-parede estudado nessa pesquisa, influenciando aspectos relacionados à segurança, rigidez e uso de materiais. Além disso, observa-se que a modelagem numérica por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) se configura como uma ferramenta valiosa que complementa as análises normativas convencionais, permitindo avaliações mais precisas do desempenho estrutural desses elementos.

Por fim, acredita-se que esta investigação possa contribuir para o aprofundamento do conhecimento técnico sobre o dimensionamento de pilares-parede e estimular a realização de novos estudos que envolvam análises experimentais, numéricas e comparações entre normas internacionais aplicadas a estruturas de concreto armado.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-25: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.** Farmington Hills: ACI, 2025.

AMORIM, Yago Lino**. Estudo comparativo do dimensionamento de pilar-parede com uso de softwares. 2018**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) — Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas, TO, 2018.

ARAÚJO, J. M. **Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 9, p. 29–37, Rio Grande, 2006.

ARAÚJO, V. B.; COSTA, J. P. S.; OLIVEIRA JR., L. A. O. **Análise numérica de fachadas de concreto armado via MEF**. Goiânia: Pontifícia Universidade Católica de Goiás, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto** — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

BIRTEL, V.; MARK, P. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure**. ABAQUS Users' Conference, p. 14, 2006.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 1992-1-1:2023: Eurocode 2 — Design of concrete structures** — Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. London: BSI, 2023.

CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. **Stress-strain relationship for plain concrete in compression**. ACI Journal Proceedings, v. 82, n. 6, p. 797–804, 1985.

CORREIA, E. S. L. **Análise do dimensionamento de pilares-parede segundo as normas NBR 6118:2003, NBR 6118:2014 e ACI 318:2014. 2019**. 62 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2019.

DAWOOD, H.; ELGAWADY, M.; HEWES, J. **Behavior of Segmental Precast Posttensioned Bridge Piers under Lateral Loads**. Journal of Bridge Engineering, v. 17, n. 5, p. 735–746, set. 2012.

DONG, Y.-R. et al. **Seismic Behavior and Cross-Scale Refinement Model of Damage Evolution for RC Shear Walls**. Engineering Structures, v. 167, p. 13–25, jul. 2018.

FADALLAH, Reda; ELBAYOMY, Mohamed; GHITH, Hatem; SALEM, Hamed. **Experimental investigation of small-scale shear walls under lateral loads**. Journal of Engineering and Applied Science, v. 69, n. 85, p. 1-19, 2022.

GARCIA, G. O.; REAL, M. V.; LAZZARI, P. M. **Fatores de influência no dimensionamento de pilares-parede: análise do método das faixas da NBR 6118:2023**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2024.

HORDIJK, Dirk Arend. **Local approach to fatigue of concrete**. Delft, 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Technische Universiteit Delft, Delft, 1991.

LIMA, Aline da Silva. **Comparação entre o dimensionamento de pilares-parede segundo as normas NBR 6118:2014 e NBR 6118:2003 e o Eurocode 2. 2016**. 46 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2016.

MEDEIROS, M. F. **Dimensionamento e detalhamento de pilares-parede**. 2016. 77 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

MORONE, Micaela Francesca. **Análise numérica de vigas de concreto armado com bambu via método dos elementos finitos**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2021.

NI, Xiangyong et al. **High-strength bar reinforced concrete walls: Cyclic loading test and strength prediction**. Engineering Structures, [s. l.], v. 198, p. 109508, 2019. Disponível em: https://doi.org/10.101016/j.engstruct.2019.109508. Acesso em: 20 mar. 2026.

NI, Xiangyong; ZHAO, Bin. **Failure modes of reinforced concrete walls under cyclic loading: Experimental study and prediction method**. Structures, v. 37, p. 1-14, 2022.

PAVLOVIĆ, M. et al. **Bolted Shear Connectors vs. Headed Studs Behaviour in Push-out Tests**. Journal of Constructional Steel Research, v. 88, p. 134–149, set. 2013.

QUIROZ, Luis G.; MARUYAMA, Yoshihisa; ZAVALA, Carlos. **Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation**. Engineering Structures, v. 52, p. 153-167, 2013.

SALLABERRY, Andréia Nogueira. **Projeto de pilares-parede de concreto de acordo com as normas NBR 6118:2014, ACI 318-19, CSA A23.3-14 e EN 1992-1-1:2004. 2021**. 111 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2021.

SILVA, Jordlly Reydson de Barros. **Análise de pilares-parede de concreto armado via método dos elementos finitos. 2022.** 140 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2022.

SILVA, Mileni Cristina da. **Dimensionamento de pilar-parede considerando o aumento da resistência à compressão do concreto. 2018**. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Maringá, 2018.

VENTURINI, Wilson Sérgio. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1987.

WIGHT, K. James; MACGREGOR, G. James. **Reinforced concrete: mechanics and design**. New Jersey: Pearson Education, 2012.

ZHANG, H. M.; LU, X. L.; DUAN, Y. F.; ZHU, Y. **Experimental study on failure mechanism of RC walls with different boundary elements under vertical and lateral loads**. Advances in Structural Engineering, v. 17, n. 3, p. 361–379, 2014. DOI: 10.1260/1369-4332.17.3.361.

ZUMAETA MONCAYO, Winston Junior. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.