



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**



**RESISTÊNCIA DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE MODELAGEM NUMÉRICA NÃO-LINEAR E DO
MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES**

**Layse Rafele Furtado Lima
Rodrigo Fernandes Moraes**

**Belém - PA
Dezembro/2022**

**LAYSE RAFAELE FURTADO LIMA
RODRIGO FERNANDES MORAES**

**RESISTÊNCIA DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE MODELAGEM NUMÉRICA NÃO-LINEAR E DO
MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Maurício de Pina Ferreira

**Belém
Dezembro 2022**

**LAYSE RAFAELE FURTADO LIMA
RODRIGO FERNANDES MORAES**

**RESISTÊNCIA DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE MODELAGEM NUMÉRICA NÃO-LINEAR E DO
MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES**

Belém, 17 de dezembro de 2022

Prof. Maurício de Pina Ferreira
Dr. pela Universidade de Brasília
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Maurício de Pina Ferreira (UFPA)
Dr. pela Universidade de Brasília

Prof. Sandoval José Rodrigues Júnior (UFPA)
Dr. pela Pontifícia Universidade Católica

Prof. Ritermayer Monteiro Teixeira (UFPA)
Dr. pela Universidade de São Paulo

CONCEITO FINAL: _____

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus, pois foi ele que nos sustentou até aqui, em cada obstáculo era nele que encontrávamos força e coragem para seguir em frente. Em segundo lugar, agradecemos aos nossos pais, Suely Moraes e Raimundo Moraes, Luciane Furtado e Marcos Lima, e Socorro Furtado e Linevaldo Furtado, que nos guiaram ao longo de nossa trajetória, foram nossa fortaleza e refúgio, lutaram cada batalha e comemoraram cada vitória ao nosso lado. Agradecemos também a toda nossa família, em especial as irmãs Lívia Lima e Natália Fernandes, por todo o suporte, assim como tios e tias, sobretudo Larisse Furtado, Raimunda Pereira e Edna Fernandes, primos e primas, avós e cunhado Matheus Protásio. Toda nossa gratidão aos amigos de graduação que nos acompanharam ao longo desses cinco anos, Gabriel Maués, Patrick Campos, Jonathas Miranda, Rafaela Alves, Barbara Oliveira, Lívia Monise, Waléria Wanzeler, João Soares e Kassyn Figueiredo. Um agradecimento especial ao nosso orientador e amigo Maurício de Pina Ferreira, por todas as oportunidades e experiências vivenciadas durante toda nossa iniciação científica, tendo grande impacto em nosso crescimento profissional e pessoal. A todos os nossos amigos do grupo de pesquisa NUMEA, Iana Damasceno, Mayara Costa, Jedson Abrantes, Edir Amaral, Frederico Maués e Manoel Mangabeira, vocês foram essenciais em nossa vida, somos muito agradecidos em ter vocês ao nosso lado.

RESISTÊNCIA DE CONSOLOS CURTOS DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE MODELAGEM NUMÉRICA NÃO-LINEAR E DO MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

Layse Rafaela Furtado Lima(1); Rodrigo Fernandes Moraes(1)

(1) Universidade Federal do Pará

RESUMO

Consolos curtos de concreto armado são elementos utilizados amplamente em estruturas pré-moldadas, projetando-se de pilares ou paredes para servir de apoio a outras partes da estrutura, tendo como função a redistribuição de esforços entre o sistema. No entanto, devido suas condições de carregamento e geometria, há uma perturbação significativa na distribuição de tensões ao longo de sua seção transversal, de forma que o seu dimensionamento não pode ser realizado com base na teoria geral da flexão, sendo necessário o uso de métodos alternativos que produzam soluções satisfatórias e seguras. Com isso, este trabalho buscou analisar teórica e computacionalmente três consolos curtos de concreto ensaiados experimentalmente por KHOSRAVIKIA *et al.* (2018) através do Método de Bielas e Tirantes e pelo Método dos Elementos Finitos, sendo o primeiro realizado com base nas prescrições normativas da ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019) e o segundo método foi analisado através do software ATENA. Dessa forma, foram verificados o comportamento dos modelos quanto a estimativa de resistência e modos de ruptura em comparação ao observado no experimental, buscando verificar a segurança dos modelos quanto as recomendações normativas e do modelo computacional.

Palavras-chave: Concreto Armado; Modelagem Computacional; Bielas e Tirantes; Consolos;

RESISTANCE OF REINFORCED CONSOLE SHORT CORPES THROUGH NON-LINEAR NUMERICAL MODELING AND THE STRUT AND TIE METHOD

Layse Rafaela Furtado Lima(1); Rodrigo Fernandes Moraes(1)

(1) Universidade Federal do Pará

ABSTRACT

Short reinforced concrete corbels are elements widely used in precast structures, projecting from pillars or walls to support other parts of the structure, with the function of redistributing efforts between the system. However, due to its loading conditions and geometry, there is a significant disturbance in the stress distribution along its cross section, so that its design cannot be carried out based on the general theory of bending, requiring the use of methods alternatives that produce satisfactory and safe solutions. Thus, this work sought to analyze theoretically and computationally three short corbels of concrete experimentally tested by KHOSRAVIKIA et al. (2018) through the Struts and Ties Method and the Finite Element Method, the first being based on the normative prescriptions of ABNT NBR 6118 (2014) and ACI 318 (2019) and the second method was analyzed using the ATENA software. In this way, the behavior of the models was verified regarding the estimation of resistance and failure modes in comparison with what was observed in the experimental, seeking to verify the safety of the models regarding the normative recommendations and the computational model.

Keywords: Reinforced Concrete; Computational modeling; Strut-and-Tie; Corbels;

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| 1. INTRODUÇÃO | 8 |
| 2. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS | 16 |
| 2.1 ABNT NBR 6118 (2014) | 16 |
| 2.2 ACI 318 (2019) | 18 |
| 3. METODOLOGIA | 22 |
| 3.1 DESCRIÇÃO DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DE KHOSRAVIKIA <i>et al.</i> (2018).... | 22 |
| 3.2 MODELAGEM COMPUTACIONAL..... | 24 |
| 3.3 CONCEPÇÃO DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES | 35 |
| 4. RESULTADOS | 39 |
| 4.1 MODELAGEM COMPUTACIONAL..... | 39 |
| 4.2 MODELO DE BIELAS E TIRANTES | 44 |
| 4.3 TEÓRICO x EXPERIMENTAL | 48 |
| 5. CONCLUSÃO | 50 |
| 6. REFERÊNCIAS | 51 |

1. INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil apresenta um constante processo de aprimoramento de técnicas construtivas, avanços tecnológicos e progressos nas técnicas de análise e dimensionamento de estruturas. Nesse sentido, a utilização de elementos pré-moldados de concreto vem se destacando devido a sua praticidade, racionalidade, menor tempo de execução, maior padronização e organização no canteiro de obras (WAGNER *et al.*, 2020).

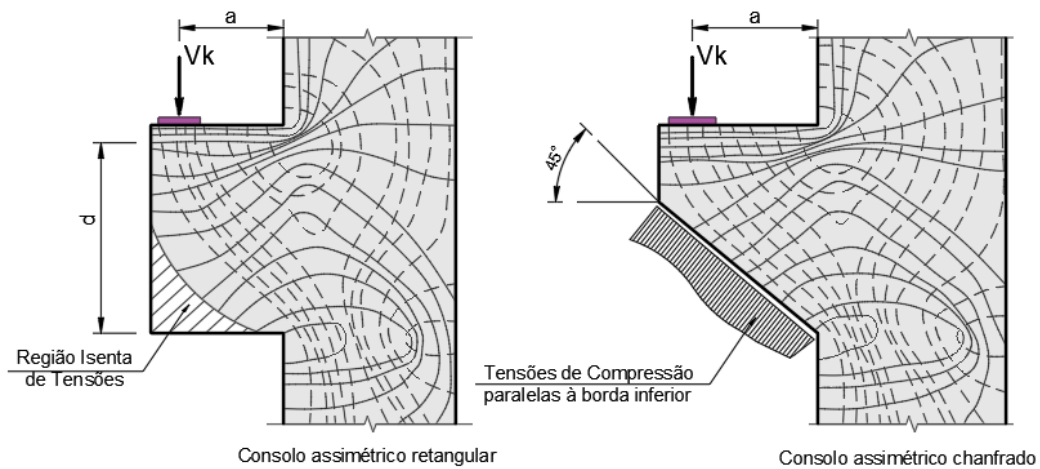
Além disso, por serem estruturas moldadas e curadas fora do local definitivo da obra são, geralmente, produzidos em larga escala e com uma maior velocidade de execução, havendo uma grande variação de elementos que podem ser desenvolvidos com esse sistema construtivo, entre eles os consolos curtos de concreto armado (OLIVEIRA, 2022).

Segundo BESHARA *et al.* (2020), consolos de concreto armado são estruturas que se projetam de um pilar, viga ou parede para suportar outra viga ou carga concentrada de grande intensidade, sendo caracterizados por apresentar uma relação vão-profundidade (a/d) menor que um.

Além disso, estes elementos devem atender aos requisitos de resistência aos esforços de cargas verticais e forças horizontais causadas por retração, dilatação térmica ou da fluência de vigas, podendo ser dispostos simetricamente ou assimetricamente (ARAUJO *et al.*, 2021). Por possuírem dimensões com ordem de grandeza semelhante, os consolos são classificados como elementos tridimensionais, não havendo comprimento suficiente para que as perturbações localizadas sejam dissipadas.

Assim, devido a essa geometria e as condições de carregamento, esses elementos são formados unicamente por regiões de descontinuidade (D), onde a teoria geral da flexão não é válida, de forma que, com a diminuição da relação a/d , as tensões diferem de uma distribuição linear, como demonstrado na Figura 1 (ARAUJO, *et al.* 2017).

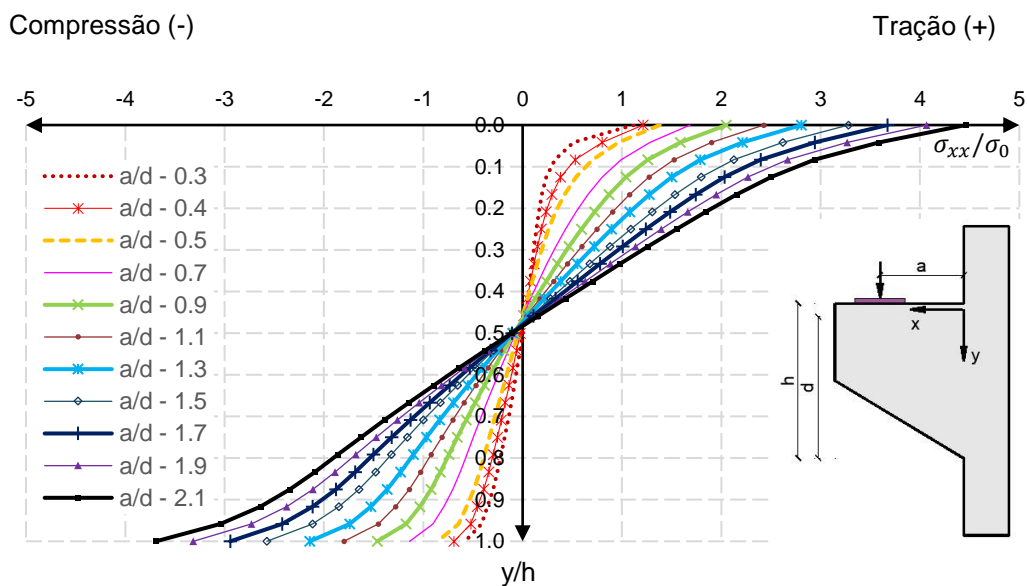
Figura 1: Trajetória de tensões em consolos.



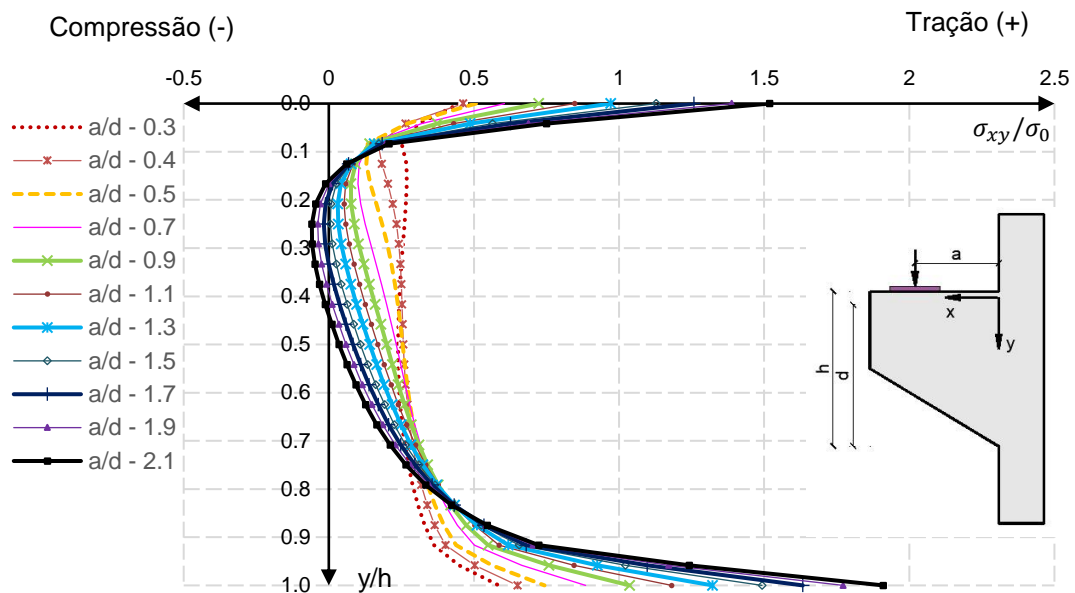
Fonte: Adaptado de ARAÚJO *et al.* (2017).

Corroborando com isto, foi realizada uma análise linear através do software ABAQUS onde foi possível verificar a influência da relação a/d na distribuição das tensões principais (σ_{xx}) e cisalhantes (σ_{xy}), em relação a tensão do concreto (σ_0); observando que, quanto menor esta relação, maior são as perturbações das tensões principais e maior as tensões cisalhantes na face de contato entre o consolo e o pilar. Enquanto que, quando o a/d se aproxima de 2,0 as tensões principais passam a se comportar de maneira mais linear, tal qual uma viga contínua, e as tensões cisalhantes se torna menos relevante nessa face, conforme apresentado na Figura 2.

Figura 2: Distribuição de tensões principais e cortante na face entre consolo e pilar.



a) Influência da relação a/d na distribuição das tensões principais.



b) Influência da relação a/d na distribuição das tensões cisalhantes.
 Fonte: Autores, 2022.

Além disso, conforme PFEITER (2017), outra consideração relevante diz respeito ao modo de ruptura dos consolos curtos, sendo observado oito tipos principais, sendo esses:

- a) Ruptura na flexão por tração, caracterizada pela abertura de uma fissura na parte superior do consolo junto ao pilar, com o escoamento da armadura principal e rotações significativas antes da ruptura por compressão do concreto;
- b) Ruptura na flexão por compressão, ocorrer com poucas aberturas de fissuras e rotações, sem haver o escoamento da armadura e com o esmagamento do concreto;
- c) Ruptura por fendilhamento diagonal, apresentando, inicialmente, uma fissura típica de flexão seguida pelo fendilhamento inclinado da biela de compressão;
- d) Ruptura de cisalhamento por tração diagonal, reconhecida por apresentar um quadro de fissuras inclinadas concentradas na região de ligação do consolo com o pilar, ocorrendo a ruptura nesse plano;
- e) Ruptura de cisalhamento por compressão diagonal, em geral, apresenta um deslocamento do concreto ocasionado pelo esmagamento do mesmo;

- f) Ruptura por falha de ancoragem, com um fendilhamento na região próxima ao apoio, devido a erros decorrentes do detalhamento;
- g) Ruptura por ação horizontal, podendo surgir através de efeitos dinâmicos, deformações ou variação térmica, provocando o surgimento de fissuras que não se prolongam até o pilar, mas atravessam o consolo, atingindo o bordo inferior;
- h) Ruptura por esmagamento do apoio com esmagamento do concreto localizado na região próxima ao apoio.

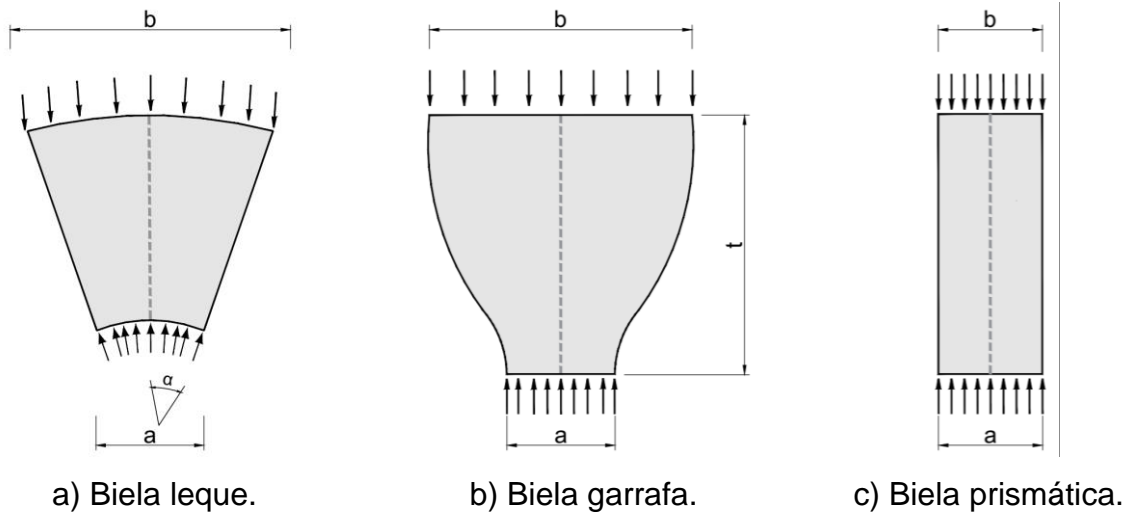
Dessa forma, levando em consideração suas descontinuidades geométricas e estáticas, faz-se necessário a verificação por metodologias alternativas, buscando uma análise mais segura e aproximada das deformações apresentadas, como a utilização do Método de Bielas e Tirantes (MBT) e o Método dos Elementos Finitos (MEF) (SHAKIR, 2021).

A primeira metodologia, MBT, é baseada no teorema do limite inferior da plasticidade, e consiste na utilização da distribuição de tensões para determinar as regiões mais solicitadas de um elemento, convertendo o consolo em uma estrutura treliçada com membros axiais de compressão e tração, denominados de bielas e tirantes.

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), esse método de dimensionamento é recomendado para regiões de descontinuidade, regiões D, contidas nos elementos estruturais, através de uma treliça idealizada isostática e nos nós devem ser concentradas as cargas aplicadas ao elemento e as reações de apoio, “formando um sistema autoequilibrado”.

Considerando os elementos do modelo, as bielas representam as tensões de compressão do modelo treliçado, constituídas sempre por diagonais. Esses campos de compressão podem variar de acordo com cargas concentradas e as reações do elemento, podendo apresentar três tipos de configurações: prismática; leque; ou garrafa, Figura 3. Os tipos prismáticos e em leque não apresentam campos de tensão com curvatura significativa, sendo as tensões ortogonais consideradas desprezíveis. Já para bielas do tipo em garrafa, essas tensões de tração são significativas devido as mudanças de direção nas tensões de compressão (SATO, 2015).

Figura 3: Tipos de bielas.



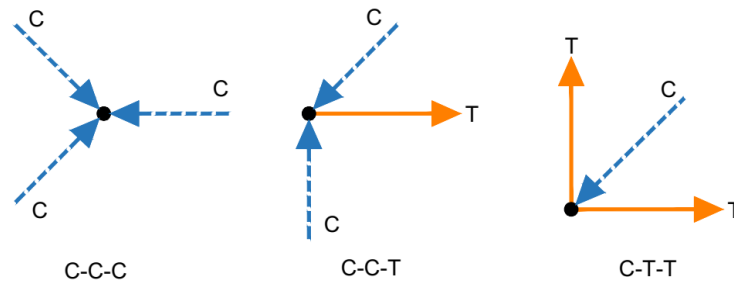
Fonte: Adaptado de SCHLAICH *et al.* (1987).

Já os tirantes representam as tensões de tração da estrutura, que são absorvidas por barras de aço, que podem ser passivas ou ativas. Em alguns casos específicos também representam um campo de tensão de tração no concreto ou “de alívio de compressão”. A tensão limite é representada pela tensão de escoamento do aço (f_y ou f_{yp}) e, em caso de esforços gerados por protensão, há necessidade de substituição por um grupo de esforços externos, que sejam equivalentes, devendo ser considerada a diferença entre a tensão resistente última e a pré-introduzida (CARDOSO, 2010).

Em complementação, os nós são regiões que conectam as bielas e tirantes, representando elementos onde ocorrem as transferências de cargas em direções anguladas e, apesar de calculado como um ponto, ele ocorre com uma determinada largura e comprimento do elemento analisado (ZHONG *et al.*, 2017). Os nós podem ser classificados conforme as forças exercidas sobre estes e divididos em: singulares, quando forças concentradas são aplicadas e desvios abruptos nos campos de tensões são verificados, sendo classificados como críticos; e nós contínuos, onde o desvio de forças ocorre em comprimentos razoáveis, onde armaduras podem ser ancoradas, geralmente não são críticos (CARVALHO, 2018).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os nós podem ser classificados em CCC, como aqueles que interligam somente as bielas de compressão, como CCT aqueles atravessados por apenas um tirante, enquanto os CTT ou TTT representando os nós atravessados por dois ou mais tirantes, como representado na Figura 4.

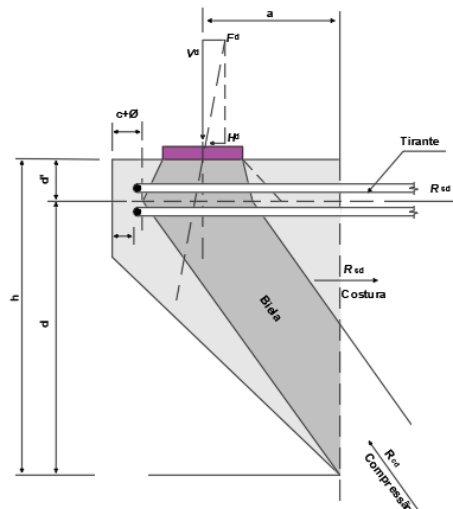
Figura 4: Tipos de zonas nodais.



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019).

No caso de consolos de concreto armado, existem diferentes modelos e considerações para o dimensionamento, sendo a sua idealização baseada em um tirante na face inferior, para resistir aos esforços de tração, e por biela inclinada, que parte do aparelho de apoio até a parte inferior na interface entre o consolo e o pilar, como apresentado na Figura 5.

Figura 5: Configuração de consolo curto de concreto armado.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062 (2017).

A segunda metodologia de análise corresponde ao Método de Elementos Finitos (MEF), sendo uma técnica de verificação numérica usada para obter resultados aproximados de uma grande variedade de problemas de engenharia, como aqueles que apresentem uma geometria ou alguma outra característica irregular ou aleatória que impossibilite o uso de soluções simplificadas, determinando para isso o estado de tensão e de deformação de um sólido submetido a ações externas, possibilitando uma

ampla análise de estruturas complexas, tais como edifícios, pontes e barragens (BEGNINI, 2017).

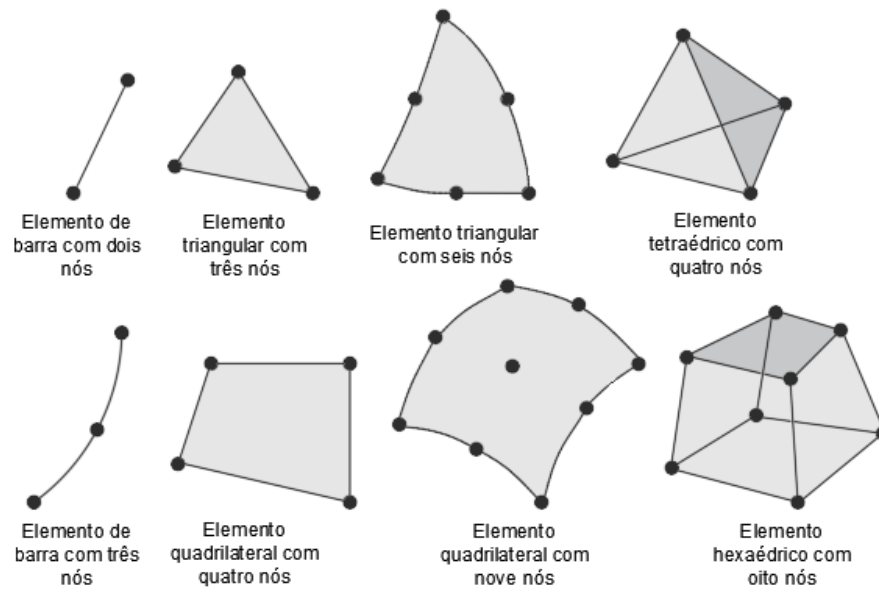
Ainda segundo o autor, a ideia básica do método consiste em subdividir o domínio do problema, meio contínuo, em subdomínios de dimensões finitas e elementos, preservando as propriedades do domínio original, para então sobre cada elemento, isoladamente, adota-se um comportamento aproximado, representado por equações diferenciais e solucionados por modelos matemáticos para a obtenção de resultados adequados.

Além disso, em conformidade com BITENCOURT *et al.* (2018), para uma modelagem precisa e eficiente do comportamento não linear das estruturas de concreto armado pelo MEF, há três componentes fundamentais a serem adequadamente representados, o concreto, a armadura de aço e a aderência/deslizamento entre o aço e o concreto. Isso ocorre, devido à grande influência do modelo de material adotado nas considerações quanto ao modo de ruptura e a curva carga x deslocamento do elemento de concreto armado representado (KATAOKA *et al.*, 2017). Nesse sentido, conforme MAHL (2019), a análise de uma estrutura por meio do MEF deve seguir três etapas, são essas:

- Pré-processamento: Consiste na etapa de especificação da geometria e das propriedades dos materiais do modelo. Além da discretização da malha de elementos finitos e da aplicação das condições de contorno.
- Processamento: Consiste nos cálculos matriciais para a determinação dos deslocamentos, reações de apoio e forças internas do modelo.
- Pós-processamento: Consiste na visualização e análise dos resultados obtidos numericamente, averiguando a coerência com o problema físico.

Segundo ALVES (2012), os elementos finitos possuem essa denominação devido ao fato de as sub-regiões apresentarem dimensões finitas, sendo que esses elementos utilizados na discretização do domínio do problema são conectados entre si através de nós ou pontos nodais, podendo possuir diversas formas geométricas, como elementos lineares, triangulares, quadrilaterais e cúbicos, Figura 6.

Figura 6: Tipos de elementos finitos.



Fonte: Adaptado de SOUZA (2003).

Já a malha representa a união das subdivisões dos elementos, unidas por meio dos nós, em que a eficiência do método depende da quantidade de nós e elementos, e do tamanho e tipo dos elementos que formam a malha, essa que deve ser feita para o corpo como um todo, porém para diminuição do custo operacional, seu refinamento pode ser realizado apenas para áreas específicas e complexas a serem analisadas, onde há maior concentração de tensões, como curvas, interseções e descontinuidades; possuindo um limite para o refinamento, o qual a precisão dos resultados não possa ser mais melhorada (OLIVEIRA, 2018).

Dessa forma, este trabalho tem por objetivo analisar o comportamento de consolos de concreto armado através do Método de Bielas e Tirantes (MBT) e do Método dos Elementos Finitos (MEF). Para o primeiro, foram utilizadas as prescrições normativas da ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019), já para o MEF foi utilizado o software ATENA, de forma que foram comparados os critérios de carga última e modo de ruptura para cada consolo. As análises foram feitas sobre três consolos que foram inicialmente testados experimentalmente por KHOSRAVIKIA *et al.* (2018).

2. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

2.1 ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) os consolos são classificados como elementos especiais de concreto armado em balanço, em que a distância do ponto de aplicação da carga à face do apoio, vão de cisalhamento (a), é menor ou igual à altura útil do consolo (d). Os consolos são divididos em curtos, quando apresentarem $0,5 \leq a/d \leq 1,0$, e muito curtos, quando $a/d < 0,5$.

Ainda segundo a norma, casos com a relação $a/d > 1,0$ devem ser tratados como vigas em balanço e não mais como consolos. Além disso, determina algumas verificações fundamentais para o bom comportamento da estrutura, como: ancoragem apropriada, área de aço do tirante suficiente para garantir o escoamento, verificação da tensão admissível das bielas e regiões nodais, assim como a consideração de esforços horizontais.

Para conhecer a força resistente nas bielas e regiões nodais, faz-se necessário o cálculo da tensão admissível em cada situação. Dessa forma, a tensão f_{cd1} corresponde a bielas prismáticas ou nós CCC, a f_{cd2} as bielas atravessadas por mais de um tirante ou nós CTT/TTT e a f_{cd3} as bielas atravessadas por um tirante único ou nós CCT, como demonstrado nas Equações 1, 2 e 3.

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 1}$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 2}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 3}$$

Sendo $\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck}/250)$, o f_{cd} a resistência de cálculo do concreto e o f_{ck} a resistência a compressão característica do concreto.

Para os tirantes, a área de aço necessária, A_s , pode ser obtida pela razão entre a força de tração obtida no tirante, F_{sd} , e a resistência a tração do aço, f_{yd} , detalhado na Equação 4.

$$A_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} \quad \text{Equação 4}$$

A verificação de ancoragem desse tirante precisa atender o comprimento necessário $l_{b,nec}$ para reduzir a possibilidade de ruptura na extremidade do consolo, determinado pela Equação 5.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{S,calc}}{A_{S,ef}} \geq l_{b,mín} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$A_{S,calc}$ área de aço calculada.

$A_{S,ef}$ área de aço efetiva.

$l_{b,mín}$ corresponde ao maior valor entre $0,3 \cdot l_b$, $10 \cdot \phi$ e 100 mm.

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho.

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho.

$\alpha = 0,7$ para barras transversais soldadas.

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1$ para barras lisas

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas

$\eta_2 = 1$ para situações de boa aderência

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência

$\eta_3 = 1$ para $\phi < 32$ mm

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32$ mm.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Em casos de barras transversais soldadas, é recomendado que o diâmetro da barra será de $\phi_t \geq 0,6 \cdot \phi$, que a distância da barra transversal ao início da ancoragem seja de $\geq 5 \cdot \phi$ e que a resistência ao cisalhamento da soldagem não seja maior que a força mínima de $0,3 \cdot A_s \cdot f_{yd}$.

2.2 ACI 318 (2019)

Assim como na norma brasileira, o ACI 318 (2019) divide os consolos em curtos e muito curtos, apenas a classificação como vigas em balanço aumenta para uma relação de $a/d \leq 2,0$. Algumas recomendações são descritas em relação ao comprimento de ancoragem do tirante, o correto posicionamento das armaduras de reforço horizontal, tensão em bielas e a maior análise na presença de nós singulares.

Dessa forma, a tensão admissível nas bielas, f_{ce} , é conhecida através da Equação 6, sendo f'_c a resistência a compressão do concreto, o fator de modificação de confinamento β_c é comentado na Tabela 1, onde o A_1 corresponde a área carregada e o A_2 é uma medida no plano, considerando o limite de espraiamento da carga.

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad \text{Equação 6}$$

Tabela 1: Fator de confinamento da biela.

| Localização | β_c | |
|--|----------------|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Extremidade de uma biela conectada à um nó que inclua uma superfície de contato; • Nó que inclui uma superfície de contato; | O menor entre: | $\sqrt{A_1/A_2}$, onde A_1 é definido pela face carregada do aparelho de apoio. |
| | | 2.0 |
| Outros casos | 1.0 | |

Fonte: ACI 318 (2019).

Já o coeficiente correspondente ao fator de eficiência da biela β_s é detalhado na Tabela 2.

Tabela 2: Fator de eficiência da biela.

| Local da Biela | Tipo da Biela | Critério | β_s | |
|---|-----------------|---|-----------|-----|
| Elementos tracionados ou zonas tracionadas de elementos | Qualquer biela | Todos os casos | 0,4 | (a) |
| | | | 1,0 | (b) |
| Todos os outros casos | Bielas Internas | Com armadura em acordo com (a) e (b) da Tabela 23.5.1 | 0,75 | (c) |
| | | Localizadas em regiões que satisfazem 23.4.4 | 0,75 | (d) |
| | | Ligação viga-pilar | 0,75 | (e) |
| | | Todos os demais casos | 0,4 | (f) |

Fonte: ACI 318 (2019).

Nas bielas internas, as verificações quanto ao item c da Tabela 2, taxa mínima de armadura, são detalhados na Tabela 3, enquanto o item d é calculado pela Equação 7.

Tabela 3: Taxa de armadura mínima das bielas.

| Contenção lateral da biela | Arranjo das armaduras | Taxa distribuída mínima | |
|----------------------------|--|--|-----|
| Sem contenção | Malha ortogonal | 0,0025 em cada direção | (a) |
| | Armadura Unidirecional cortando a biela a um ângulo α_1 | $\frac{0,0025}{\sin^2 \cdot \alpha_1}$ | (b) |
| Contida | Não necessariamente distribuída | | (c) |

Fonte: ACI 318 (2019).

$$V_u = 0,42 \cdot \phi \cdot \tan\theta \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 7}$$

Sendo:

Φ o fator de redução de força.

λ o fator de modificação das propriedades mecânicas em relação ao peso do concreto.

λ_s o efeito de modificação do efeito de tamanho, sendo considerado 1 quando atende aos requisitos da Tabela 3, caso contrário é calculado por $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0,004 \cdot d}} \leq 1$.

De maneira semelhante, a tensão resistente dos nós pode ser conhecida pela Equação 8, onde β_c corresponde ao fator de confinamento comentado na Tabela 1 e β_n depende da posição do elemento e a presença ou não de tirantes, conforme a Tabela 4.

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad \text{Equação 8}$$

Tabela 4: Configuração da região nodal.

| Configuração da região nodal | β_n | |
|---|-----------|-----|
| Nós cercados de bielas ou área de contato | 1,0 | (a) |
| Nós ancorando um tirante em uma direção | 0,8 | (b) |
| Nós ancorando tirantes em mais de uma direção | 0,6 | (c) |

Fonte: ACI 318 (2019).

Para os tirantes, a área de aço necessária, A_{ts} , depende da força de tração, F_{nt} , e a resistência ao escoamento do aço, f_y , detalhado na Equação 9.

$$A_{ts} = \frac{F_{nt}}{f_y} \quad \text{Equação 9}$$

Em relação a verificação de ancoragem, o comprimento de ancoragem necessário reto corresponde ao maior entre o obtido pela Tabela 5 ou 300 mm, sendo db o diâmetro da barra e ψ_t , ψ_e , ψ_g e λ os fatores de modificação detalhados na Tabela 6.

Tabela 5: Comprimento de ancoragem reto necessário.

| Espaçamento e Cobrimento | $\theta \leq 20.0$ mm | $\theta > 20.0$ mm |
|---|--|--|
| Distância livre entre as armaduras sendo ancoradas ou emendas não menores que db , cobrimento de no mínimo db , e estribos ou barras transversais ao longo de l_b em quantidade não menor que a mínima normativa Ou Espaçamento livre das barras sendo ancoradas ou emendas ao menos de $2db$ e cobrimento mínimo de db | $\left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{2,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot db$ | $\left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot db$ |
| Outros casos | $\left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{1,4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot db$ | $\left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot db$ |

Fonte: ACI 318 (2019).

Tabela 6: Fatores de modificação para ancoragem de barras.

| Fator de Modificação | Condição | Valor do Fator |
|------------------------------|---|-----------------------|
| Peso λ | Concreto leve | 0,75 |
| | Concreto de peso normal | 1,00 |
| Grau de Reforço ψ_g | Grau de 40 ou grau de 60 | 1,00 |
| | Grau de 80 | 1,15 |
| | Grau de 100 | 1,30 |
| Epoxi ψ_e | Reforço revestido com epóxi ou zinco-epóxi com revestimento duplo com tampa transparente menor que $3 db$ ou espaçamento claro menor que $6 db$ | 1,50 |
| | Revestimento com epóxi ou zinco-epóxi reforçado duplamente para todas as outras condições | 1,20 |
| | Não revestido ou revestido de zinco (galvanizado) reforçado | 1,00 |
| Tamanho ψ_s | Barras N° 7 ou maiores | 1,00 |
| | Barras N° 6 ou menores | 0,80 |
| Posição de Fundição ψ_t | Mais de 12 polegadas (30 mm) de concreto fresco abaixo do reforço horizontal | 1,30 |
| | Outros | 1,00 |

Fonte: ACI 318 (2019).

Para o caso de ancoragem por barra transversal soldada, o método de cálculo é o mesmo observado em ancoragem reta, sendo o maior valor entre o encontrado na Tabela 5 ou 200 mm, com necessidade de ser posicionado a 50 mm da zona crítica do tirante. Vale ressaltar que, neste estudo, foram estudados consolos com ancoragem reta, em casos de ancoragem com gancho devem ser verificados os itens 25.4.3.1 e 25.4.3.2 da referida norma.

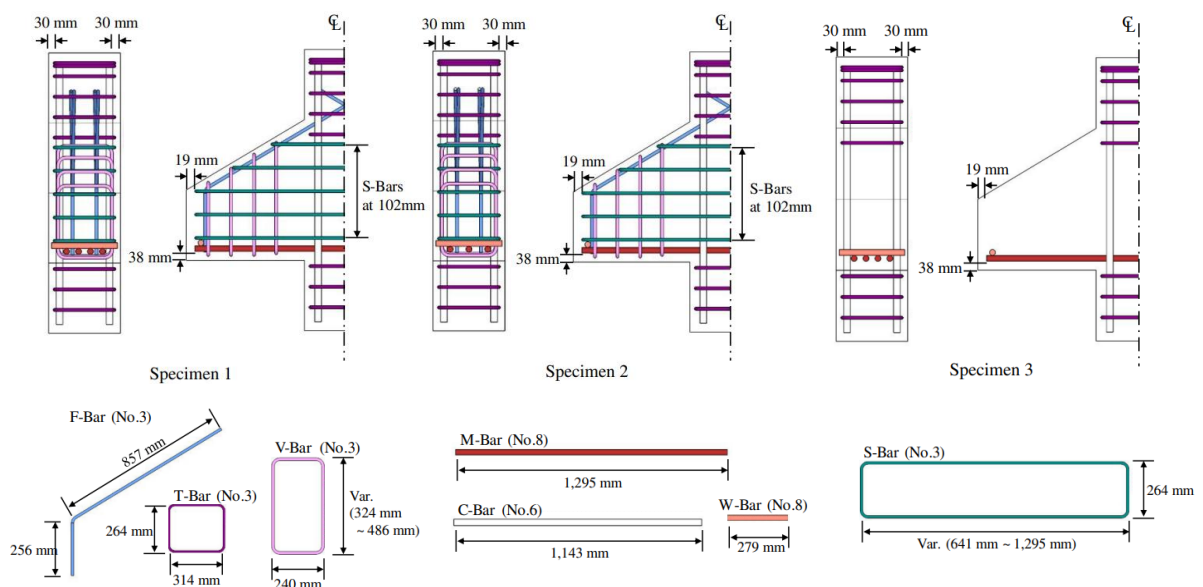
3. METODOLOGIA

A metodologia foi dividida em três partes principais, sendo a primeira composta pela análise do trabalho experimental de KHOSRAVIKIA *et al.* (2018), a segunda pela modelagem computacional pelo software ATENA (CERVENKA *et al.*, 2018) dos espécimes escolhidos e a última pela concepção de um modelo de bielas e tirantes considerando as características e dimensões dos consolos, assim como as recomendações normativas.

3.1 DESCRIÇÃO DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DE KHOSRAVIKIA *et al.* (2018)

Em seu estudo, KHOSRAVIKIA *et al.* (2018), buscou analisar o desempenho estrutural de três consolos de concreto armado, projetados em escala real e com base nas disposições presentes em normas técnicas internacionais. Para isso, foi utilizado um programa experimental em que todos os três espécimes (S1, S2 e S3) foram projetados com as mesmas dimensões, sendo os modelos S1 e S2 constituídos com armadura principal e armadura de costura, variando apenas a área de aço, já o modelo S3 sem qualquer tipo de reforço distribuído, conforme apresentado na Figura 7. As propriedades mecânicas dos materiais são detalhadas na Tabela 7.

Figura 7: Detalhamento das armaduras.



Fonte: KHOSRAVIKIA *et al.* (2018).

Tabela 7: Propriedades mecânicas dos materiais.

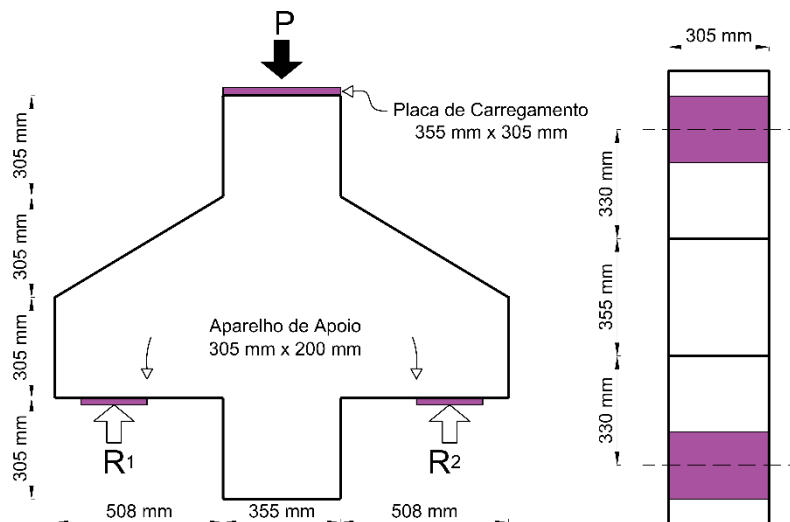
| Espécime | Concreto | | | Aço - Ø9,5 | | Aço - Ø25,4 | |
|----------|----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | f_{cm} (MPa) | f_t (MPa) | E_c (MPa) | f_y (MPa) | f_u (MPa) | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
| S1 | 27,1 | 3,36 | 27670 | 467 | 690 | 471 | 665 |
| S2 | 26,5 | 3,12 | 27000 | 467 | 690 | 570 | 772 |
| S3 | 27,3 | 3,16 | 27370 | - | - | 471 | 665 |

f_{cm} resistência a compressão do concreto no momento do teste nos consolos.
 f_t resistência a tração.
 E_c módulo de elasticidade.
 f_y tensão de escoamento do aço.
 f_u força máxima.

Fonte: KHOSRAVIKIA *et al.* (2018).

Os autores ensaiaram os três modelos de maneira invertida, sendo aplicado em cada amostra um carregamento de cima para baixo, Figura 8, através de um cilindro que distribuía a força aplicada em uma placa metálica de 355 x 305 mm sob o pilar, enquanto as placas de apoio ficavam localizadas na região do consolo, sendo impedido o deslocamento em todas as direções em um lado e do outro possibilitando o deslocamento apenas na direção horizontal.

Figura 8: Geometria dos Consolos



Fonte: Adaptado de KHOSRAVIKIA *et al.* (2018).

3.2 MODELAGEM COMPUTACIONAL

A modelagem numérica de estruturas, tem o objetivo de simular o comportamento de uma estrutura real, utilizando ferramentas computacionais, a fim de obter respostas precisas e confiáveis da estrutura submetida a um conjunto de solicitações e condições de contorno, devendo ser escolhidos para isso modelos constitutivos que representem adequadamente o material, as condições de contorno e o carregamento do elemento, simulando o comportamento físico real do sistema estrutural.

Nesse sentido, com o objetivo de comparar o comportamento de consolos de concreto armado, foi utilizado o software ATENA, “Advance Tool for Engineering Non-linear Analysis”. Esse que é um pacote de programas comerciais que emprega o MEF para a realização de análises não-lineares de estruturas, em principal para a modelagem computacional de elementos de concreto armado, possibilitando a verificação de tensões e rupturas, o transporte de calor e umidade, o tempo de problemas dependentes (fluência, dinâmica), e suas interações. Desse modo, foi feita a elaboração dos modelos de consolos, sendo ajustados os parâmetros de entrada do programa em relação aos materiais, as condições de contorno e o carregamento, fundamentados nos dados experimentais de KHOSRAVAKIA *et al.* (2018).

3.2.1. Modelos Constitutivos

3.2.1.1. Concreto

Devido à realização de uma análise não-linear verificada neste trabalho, foram utilizados modelos constitutivos que representem o dano nos materiais e, no caso do concreto, foi adotado o modelo “SBETA” disponível no software ATENA, como também adotados nos trabalhos de RADIN *et al.* (2018), PEREIRA *et al.* (2021) e SANTOS (2022); já que esse modelo considera o comportamento não linear do concreto na compressão, incluindo os efeitos de endurecimento e amolecimento do material; o fraturamento baseado na mecânica da fratura não linear; o critério de resistência biaxial; a redução da tensão de compressão e da rigidez de cisalhamento depois de fissurado; o efeito “tension stiffening”; além de dois modelos de fissura distribuída, direção fixada e direção rotativa.

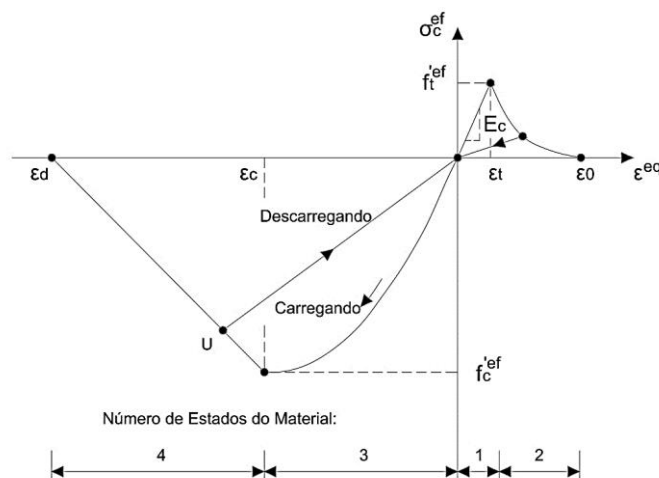
Esse modelo é baseado na lei uniaxial equivalente, em que a matriz do material resulta da aproximação elástica não linear, sendo que nessa abordagem as constantes elásticas são derivadas de uma função tensão-deformação (CERVENKA et al., 2018).

Nesse sentido, o comportamento não linear do concreto no estado de tensão biaxial é descrito por meio da tensão efetiva σ_c^{ef} e da deformação uniaxial equivalente ε^{eq} , Equação 10, sendo que a tensão efetiva geralmente é a tensão principal e a deformação uniaxial equivalente é introduzida a fim de eliminar o efeito de Poisson no estado plano de tensão.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad \text{Equação 10}$$

Com isso, supondo que a deformação uniaxial equivalente é igual a deformação que seria produzida pela tensão σ_{ci} em um teste uniaxial do concreto com módulo E_{ci} , associado a direção i , a não linearidade que representa o dano é causada apenas pela tensão governante σ_{ci} . Na Figura 9, é apresentado o diagrama tensão-deformação completo do modelo SBETA, sendo esse dividido em quatro regiões: a primeira representa o comportamento linear sob tração antes do início da fissuração, a segunda caracteriza o trecho exponencial descendente de amolecimento do material, e posteriormente, a terceira e a quarta região descrevem o comportamento do concreto na compressão antes e depois de alcançar a resistência a compressão efetiva do concreto.

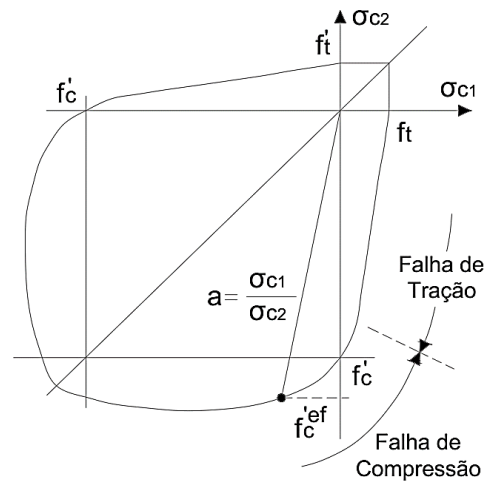
Figura 9: Lei tensão-deformação uniaxial para o concreto.



Fonte: CERVENKA et al. (2018)

Além disso, por meio do critério de falha de tensões no estado biaxial, considerando uma proporcionalidade entre as tensões principais no concreto e a força axial do ensaio de compressão, esse modelo obtém os valores máximos das tensões de compressão e de tração, conforme apresentado na Figura 10.

Figura 10: Função de falha biaxial para o concreto.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

Para a obtenção do diagrama de tração, foi aplicada as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), em que o valor da resistência a tração do concreto obtido por meio do ensaio de tração por compressão diametral deve ser reduzido de 10%, e com essa grandeza enfim é utilizada a Equação 11 para o trecho linear elástico, antes da fissuração.

$$\sigma_c^{ef} = E_c \cdot \varepsilon^{eq}, 0 \leq \sigma_c \leq f_t'^{ef} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

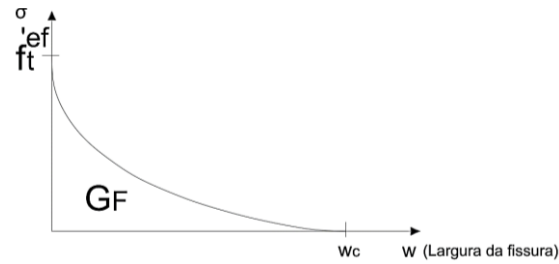
E_c = Módulo de elasticidade inicial do concreto;

$f_t'^{ef}$ = Resistência a tração efetiva derivada da falha biaxial.

ε^{eq} = Deformação uniaxial equivalente.

Enquanto que para o trecho exponencial descendente de amolecimento do material, Figura 11, é feito uso da Equação 12, advinda dos resultados experimentais de HODIJK (1991), a fim de obter a abertura crítica de uma fissura, e da Equação 13 prescrita pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1992) para obtenção da energia de fratura, além da Equação 14 que correlaciona a tensão de tração a esses outros parâmetros.

Figura 11: Lei de abertura de fissura exponencial.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_f}{f_t'} \quad \text{Equação 12}$$

Sendo:

w_c = Abertura da trinca na liberação completa da tensão;

G_f = Energia de fratura.

$$G_f = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

f_{cm} = Resistência média a compressão do concreto;

f_{cm0} = 10 Mpa;

G_{F0} = Valor base da energia de fratura que depende do diâmetro máximo do agregado, conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 8: Valores base da energia de fratura.

| d_{\max} (mm) | G_{F0} (Nmm/mm ²) |
|-----------------|---------------------------------|
| 8 | 0,025 |
| 16 | 0,030 |
| 32 | 0,058 |

Fonte: CEB-FIP Model Code 1990 (1992).

$$\frac{\sigma}{f_t'} = \left\{ 1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \cdot \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot \exp(-c_2) \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

w = Abertura da trinca;

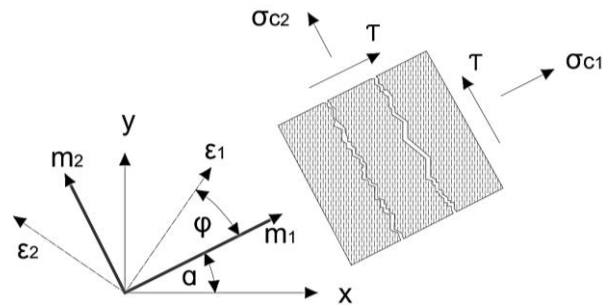
c_1 = 3 (constante);

c_2 = 6,93 (constante);

σ = Tensão normal na fissura.

Sendo que para a fissuração do concreto foi adotado o modelo de fissura fixa, Figura 12, em que a direção da trinca é dada de acordo com a direção da tensão principal no momento de formação da fissura, ficando essa fixa durante todo o carregamento.

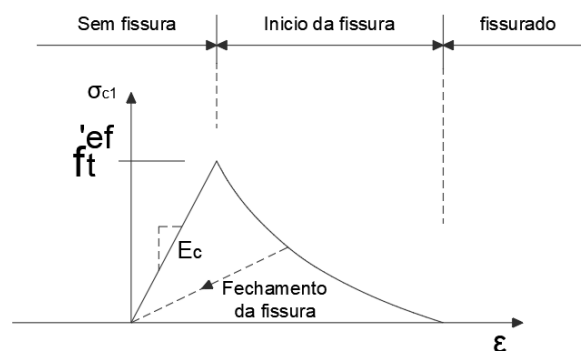
Figura 12: Modelo de fissura fixa.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

Em que seu processo de formação ocorre em três etapas, Figura 13; a primeira sem fissuração, antes de alcançar a tensão de tração efetiva; a segunda iniciando a fissuração, sendo uma zona de processo de uma fissura potencial com a diminuição da tensão de tração na face da fissura devido a um efeito de ponte; e a terceira em que a abertura de fissura prossegue sem a tensão, já que a mesma foi liberada completamente. Dessa forma, a largura da fissura (w) é calculada como um deslocamento total da abertura da fissura (ε_{cr}) dentro do tamanho da faixa de ruptura (L'_t), detalhado na Equação 15.

Figura 13: Etapas da abertura de fissura.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

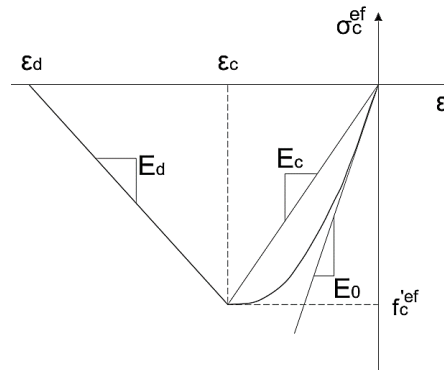
$$w = \varepsilon_{cr} \cdot L'_t$$

Equação 15

Já para a obtenção do diagrama de compressão do concreto, foi utilizada a Equação 16 para o trecho antes da carga de pico, Figura 14, equação essa recomendada pelo

CEB-FIP Model Code 1990 (1993), permitindo ampla variedade de formas de curvas, de linear a curva, e sendo apropriado para concretos normais e de alta resistência.

Figura 14: Diagrama tensão-deformação do concreto submetido a compressão.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

$$\sigma_c^{ef} = f_c'^{ef} \cdot \frac{kx - x^2}{1 + (k - 2) \cdot x} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

σ_c^{ef} = Tensão de compressão no concreto;

$f_c'^{ef}$ = Resistência a compressão efetiva do concreto;

x = Tensão normal, $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}$;

k = Parâmetro de forma, $k = \frac{E_0}{E_c}$;

ε = Tensão;

ε_c = Tensão no pico de tensão $f_c'^{ef}$;

E_0 = Modulo de elasticidade inicial;

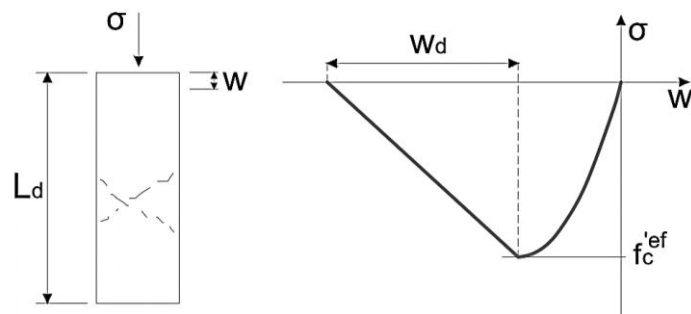
E_c = Modulo de elasticidade secante no pico de tensão, $E_c = \frac{f_c'^{ef}}{\varepsilon_c}$.

Já para a obtenção do trecho pós carga de pico, foi utilizado o modelo fictício de plano de compressão, esse que é fundamentado na suposição de que a falha de compressão é localizada em um plano normal à direção da tensão principal de compressão, sendo que todos os deslocamentos pós-picos de compressão e dissipação de energia estão localizados neste plano.

A lei de amolecimento é transformada de um plano de falha fictício para a tensão-deformação válida para o volume correspondente de material contínuo, conforme

apresentado na Figura 15. Desse modo, a inclinação da linha de amolecimento do diagrama tensão-deformação é definida por dois pontos, o primeiro no pico do diagrama e o outro no limite da deformação de compressão, na tensão zero. Assim, é feito o uso da Equação 17, reduzindo a dependência do tamanho da malha de elementos finitos, já que leva em consideração o tamanho da faixa de ruptura, essa que é definida como projeções das dimensões dos elementos no plano de ruptura, como exibido na Figura 16.

Figura 15: Curva tensão efetiva-deslocamento na compressão.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

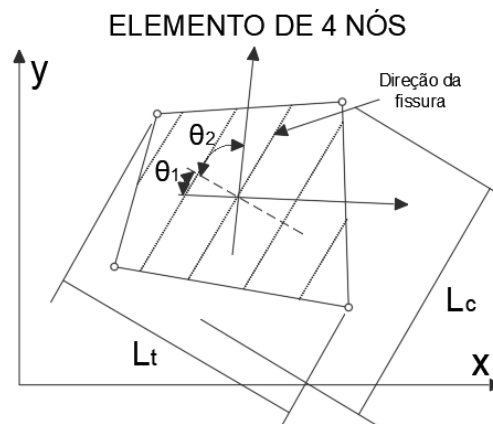
$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L_d} \quad \text{Equação 17}$$

Sendo:

w_d = Deslocamento plástico;

L_d = Tamanho de banda.

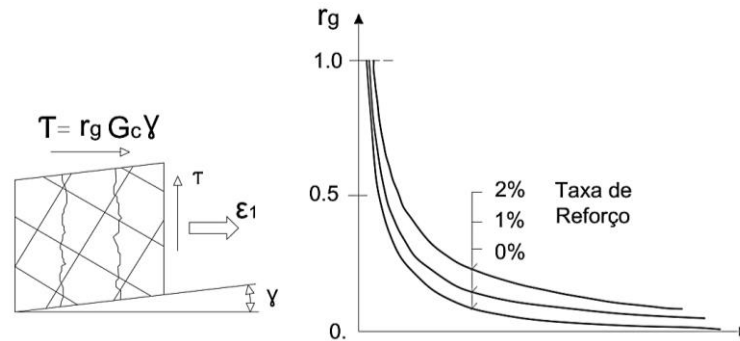
Figura 16: Definição da localização da faixa.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

Em relação ao critério para as tensões cisalhantes, no modelo de fissura fixa, o módulo de cisalhamento é reduzido conforme o aumento da deformação normal das fissuras, provocando a redução da rigidez de cisalhamento devido a fissuração, Figura 17.

Figura 17: Fator de retenção de cisalhamento.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

Nesse sentido, para os espécimes que possuíam estribos, S1 e S2, foi utilizado um valor fixo de 0,25 do fator de retenção de cisalhamento, enquanto que para o espécime sem estribos, S3, foi aplicado um fator variável, devido a essa diferença na armadura de controle de fissuração que afeta diretamente na tensão de cisalhamento e, conseqüentemente, na carga última dos consolos de concreto armado.

Assim, foram adotados na modelagem os seguintes parâmetros para representar o modelo constitutivo do concreto, apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Parâmetros adotados para o modelo constitutivo do concreto.

| Espécimes | S1 | S2 | S3 |
|----------------------------|---------------|---------------|--------------|
| Parâmetros | | | |
| E_c (MPa) | 27670 | 27000 | 27370 |
| ν | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| f_t (MPa) | 3,024 | 2,808 | 2,844 |
| f_c (MPa) | 27,1 | 26,5 | 27,3 |
| $\sigma_{t,mol}$ | Exponencial | Exponencial | Exponencial |
| G_f (MN/m) | 0,0000527482 | 0,000051928 | 0,0000530204 |
| Modelo de fissura | Fixo | Fixo | Fixo |
| ϵ_{cp} | -0,0008411 | -0,0008411 | -0,0008411 |
| ϕ_f | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| $\sigma_{c,mol}$ | Crush band | Crush band | Crush band |
| W_d (m) | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 |
| ϕ_c | Fixado – 0,25 | Fixado – 0,25 | Variável |
| t/c (MN/m ³) | Linear | Linear | Linear |
| ρ | 0,0023 | 0,0023 | 0,0023 |
| α (1/K) | 0,000012 | 0,000012 | 0,000012 |

Fonte: Autores, 2022.

Sendo:

E_c o módulo de elasticidade do concreto.

ν coeficiente de Poisson.

f_t resistência a tração do aço.

f_c resistência a compressão do concreto.

$\sigma_{t,amol}$ o tipo de amolecimento à tração.

G_f energia específica de fratura.

ε_{cp} é a deformação de compressão obtida no ensaio de compressão uniaxial.

ϕ_f fator de redução da resistência a compressão devido a fissuras.

$\sigma_{c,mol}$ é o tipo de amolecimento à compressão.

W_d é a deformação última de compressão.

ϕ_c fator de retenção de cisalhamento.

t/c corresponde a interação entre tração e compressão.

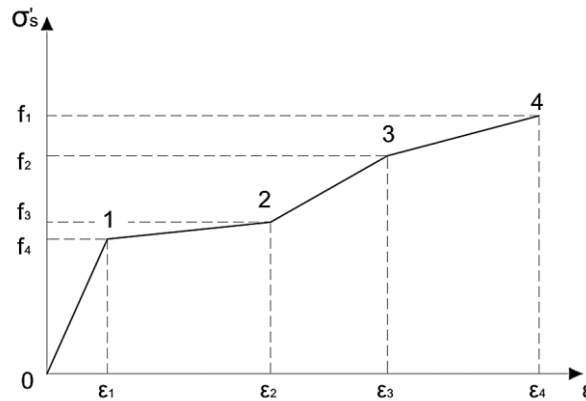
ρ o peso específico.

α o coeficiente de expansão térmica do concreto.

3.2.1.2. Aço

Para o modelo numérico do aço foi adotada uma lei multilinear disponível no software ATENA, em que é permitido representar o comportamento do material de maneira linear entre os trechos, considerando as fases elástica, de escoamento, de endurecimento e de ruptura do material, Figura 18.

Figura 18: Lei multilinear do aço.



Fonte: CERVENKA et al. (2018).

Para esse trabalho, foram consideradas apenas as duas primeiras fases, sendo alimentado no programa o módulo de elasticidade, a tensão de escoamento e a tensão de ruptura com suas respectivas deformações. Essas propriedades mecânicas foram fundamentadas nos dados experimentais dos autores, conforme exibido na Tabela 10.

Tabela 10: Parâmetros adotados para o modelo constitutivo do aço.

| Espécime | E_s (MPa) | Aço - $\varnothing 9,5$ | | | Aço - $\varnothing 25,4$ | | |
|----------|-------------|-------------------------|-------------|------------------|--------------------------|-------------|------------------|
| | | f_y (MPa) | f_u (MPa) | ϵ_{lim} | f_y (MPa) | f_u (MPa) | ϵ_{lim} |
| S1 | 200000 | 467 | 690 | 0,025 | 471 | 665 | 0,025 |
| S2 | 200000 | 467 | 690 | 0,025 | 570 | 772 | 0,025 |
| S3 | 200000 | - | - | 0,025 | 471 | 665 | 0,025 |

f_y tensão de escoamento do aço.
 f_u força máxima.
 ϵ_{lim} deformação limite.

Fonte: Autores, 2022.

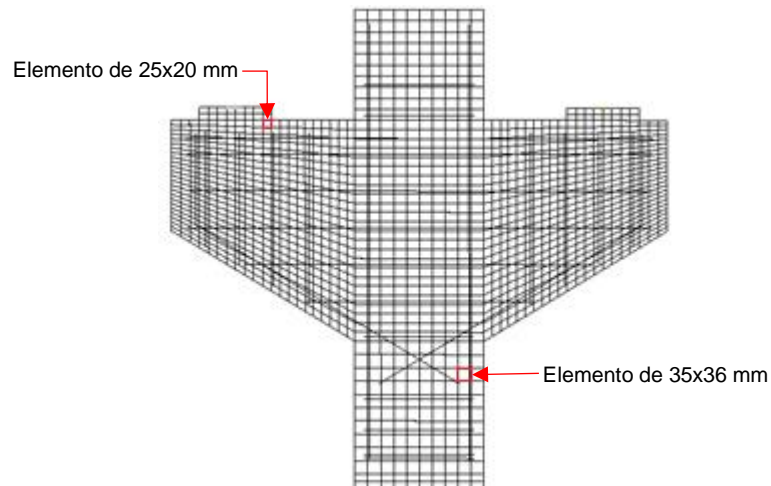
3.2.2. Malha de elementos finitos e condições de contorno

Foram utilizados para a região do concreto e das placas de apoio e carregamento os elementos quadriláteros planos do tipo CCIsoQuad com 4 nós, estando um nó em cada vértice do quadrilátero, sendo adequados para utilização em problemas 2D.

Como, a região de interesse era o consolo, foi realizado um maior refinamento da malha nessa zona, entorno de 25x20 mm, e, a fim de diminuir o custo operacional, foi utilizada uma malha menos refinada no pilar, por volta de 35x36 mm, apresentado na Figura 19. Enquanto que para modelar todas as armaduras presentes nos espécimes

foram utilizados elementos de treliça 2D com 2 nós do tipo CCIsoTruss, sendo usado um mesmo refinamento para todas as barras, aproximadamente 10 mm.

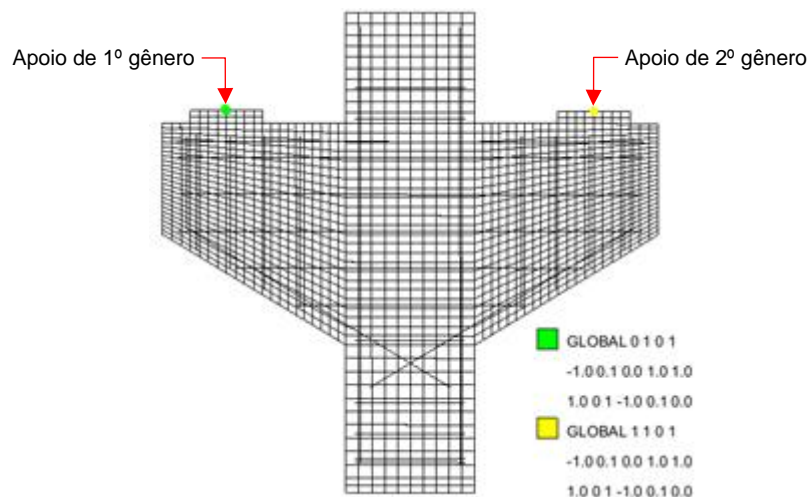
Figura 19: Malha de elementos finitos.



Fonte: Autores, 2022.

No que se refere as condições de contorno aplicadas nos consolos, essas ficaram de acordo com o trabalho experimental analisado, sendo restringidos os deslocamentos dos aparelhos de apoio apenas no nó central das placas, em que de um lado foi restringido o deslocamento na direção horizontal e vertical, enquanto que do outro lado ficou restringido apenas na direção vertical, conforme apresentado na Figura 20. Em relação ao contato entre o concreto e o aço das armaduras, foi considerada uma aderência perfeita entre os materiais, e para o contato das placas de apoio e carregamento com o concreto, essas foram fixadas ao longo do trecho de interação.

Figura 20: Pontos de aplicação das restrições de deslocamento.

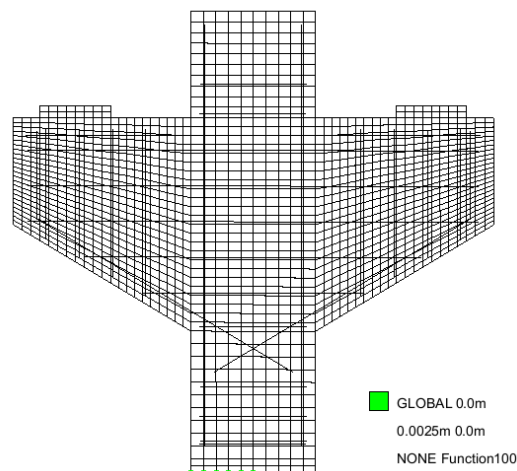


Fonte: Autores, 2022.

3.2.3. Carregamento

O carregamento empregado na simulação foi realizado por meio de um procedimento de análise estática, devido essa ser a mesma natureza dos testes experimentais avaliados, sendo aplicados incrementos de deslocamentos em cada nó da placa de carregamento posicionada no pilar, Figura 21, através de 100 passos de deslocamento. Nesse sentido, foram utilizado o método de interação de Newton-Raphson e mantido os critérios de convergência padrões do programa, 0,01 em deslocamento e 0,0001 em energia.

Figura 21: Aplicação de deslocamento de 2,5 mm na placa de carregamento.



Fonte: Autores, 2022.

O carregamento suportado foi medido através de um somatório das reações das placas de apoio, já o deslocamento foi mensurado por meio de um monitor centralizado ao pilar e na direção das placas de apoio, conforme ocorreu nos ensaios de KHOSRAVAKIA et al. (2018).

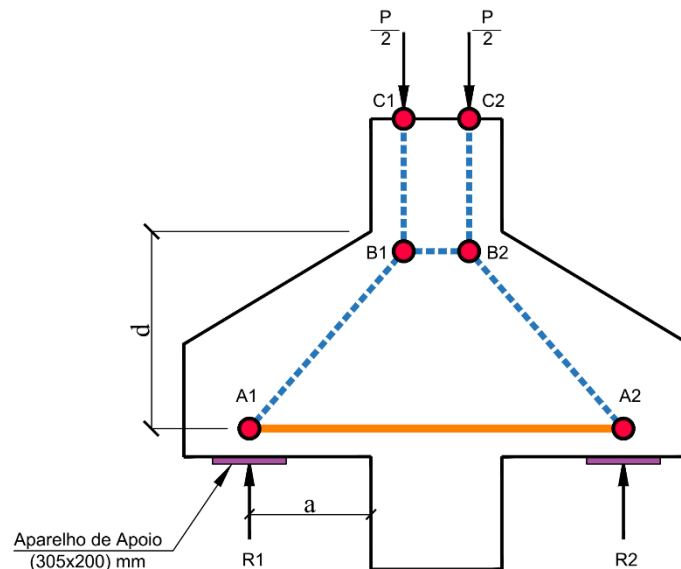
3.3 CONCEPÇÃO DO MODELO DE BIELAS E TIRANTES

Para definição do modelo de bielas e tirantes, foi considerado a geometria do banco de dados, que era igual para os três espécimes, assim como as armaduras constituintes e as prescrições normativas descritas no Item 2.

No tirante principal, foram utilizadas barras com diâmetro de 25,4 mm, sendo 4 barras no espécime 1 e 3, e 3 barras no consolo de modelo 2. Além disso, foram considerados

a posição dos aparelhos de apoio, ponto de aplicação de carga, cobertura de 38 mm na vertical e 19 mm na horizontal, e a resistência a compressão e tração tabelados previamente no trabalho de KHOSRAVIKIA *et al.* (2018). A distribuição nodal e os elementos constituintes são detalhados na Figura 22.

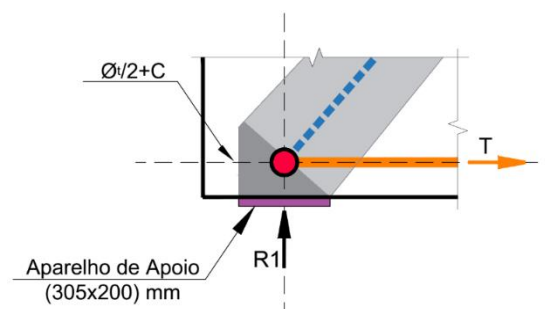
Figura 22: Definição do modelo principal de bielas e tirantes.



Fonte: Autores, 2022.

Para a posição dos nós A1 e A2, foram considerados o centroide do aparelho de apoio e o eixo das barras do tirante, levando em consideração sua disposição em uma única camada nos três espécimes, como mostrado na Figura 23.

Figura 23: Posição nodal dos nós A1 e A2.



Fonte: Autores, 2022.

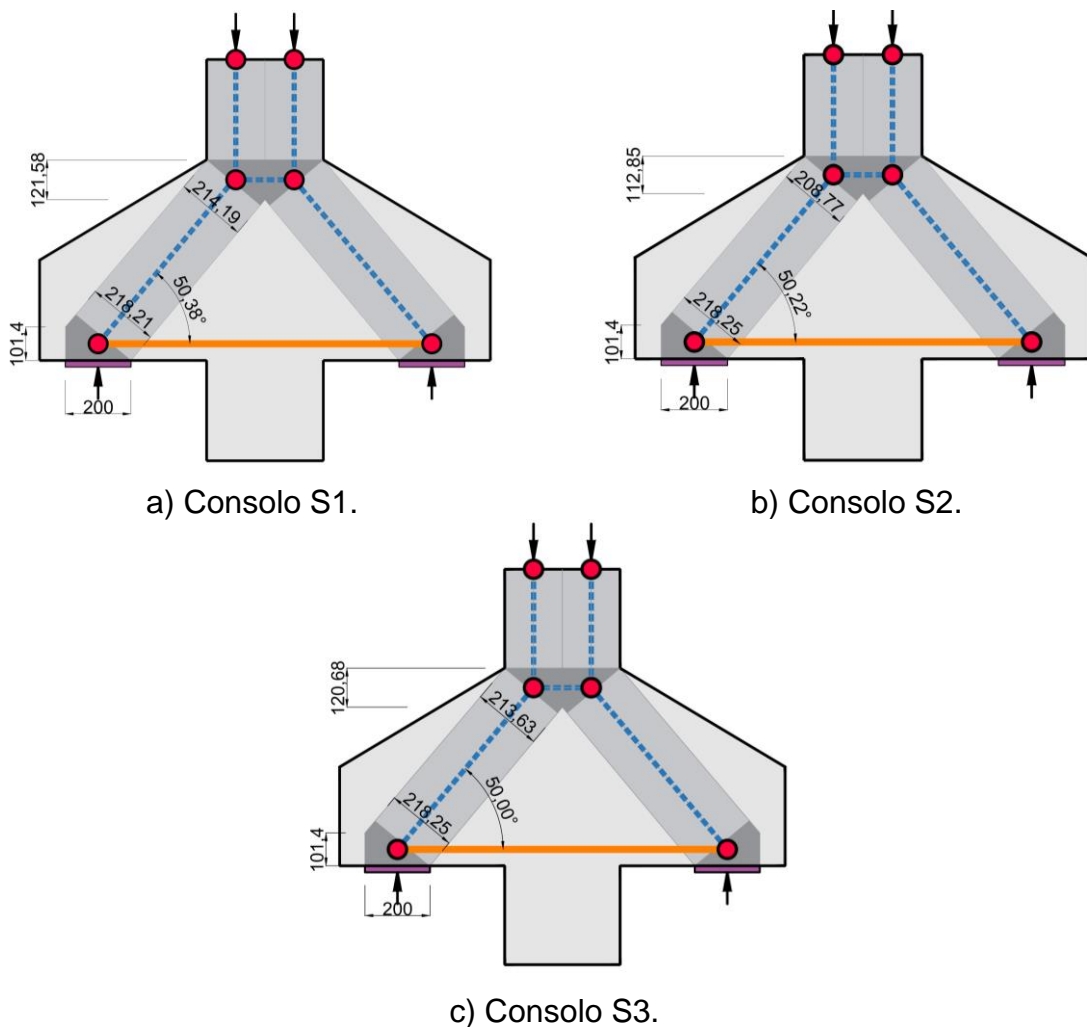
Os nós B1 e B2 foram posicionados de acordo com a altura do bloco de compressão necessário para resistir aos esforços do tirante, levando em consideração que a resultante de compressão deveria ser igual a de tração ($C = -T$). Dessa forma, a altura do bloco de compressão (a) pode ser obtida através da largura (b_w) dos consolos, com

valor de 305 mm, a resistência a compressão média fornecida pelo autor (f_c) do concreto, e a força F do tirante, sendo este obtido através da área de aço e da resistência a tração, descrita na Equação 18.

$$f_c = \frac{F_{\text{tirante}}}{b_w \cdot a \text{ (bloco de compressão)}} \therefore a = \frac{F_{\text{tirante}}}{b_w \cdot f_c} \quad \text{Equação 18}$$

Por fim, os nós C1 e C2 foram localizados em relação a carga P aplicada no centro do pilar. Com isso, o modelo para os espécimes S1, S2 e S3 são detalhados na Figura 24.

Figura 24: Modelo de bielas e tirantes.

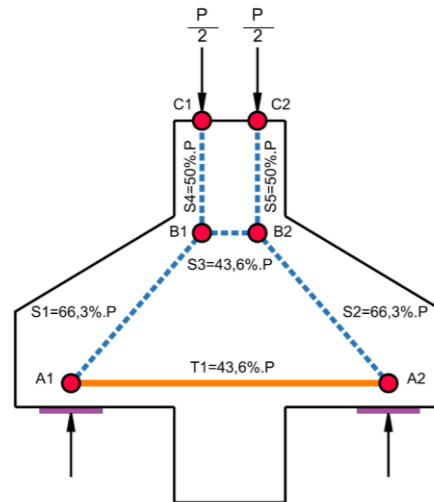


Fonte: Autores, 2022.

Dessa forma, para conhecer a força resistente máxima de cada elemento foi utilizado a distribuição de forças apresenta na Figura 25, assim como a Equação 19 para bielas e nós, considerando que a tensão resistente em cada elemento corresponde a razão

entre a força e área de bielas e cada face nodal, e a Equação 20 para os tirantes, tendo em conta a área de aço obtida no banco de dados e a resistência a tração do aço.

Figura 25: Distribuição de forças pelo modelo de treliça.



Fonte: Autores, 2022.

$$f_c = \frac{V_d}{w \cdot b_w} \therefore V_d = f_c \cdot w \cdot b_w \quad \text{Equação 19}$$

$$A_s = \frac{F}{f_y} \therefore F = A_s \cdot f_y \quad \text{Equação 20}$$

Vale ressaltar que, considerando as prescrições normativas, foram utilizados valores médios de cálculo, como no caso da resistência a compressão. Além disso, para a verificação de ancoragem por barra transversal soldada foi utilizada a Equação 5 para a ABNT NBR 6118 e as especificações do ACI 318 presentes na Tabela 5, considerando barras com bitolas maiores que 20 mm.

4. RESULTADOS

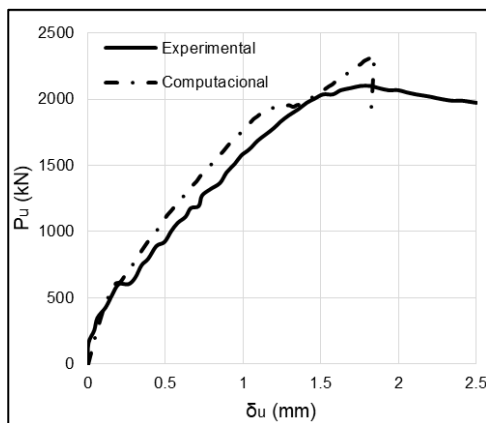
4.1 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Os resultados da análise computacional, realizada através do software ATENA, foram embasados com os resultados obtidos experimentalmente pelos autores KHOSRAVIKIA *et al.* (2018), sendo comparado as respostas de carga última, carga x deslocamento e modo de ruptura, para verificar o comportamento dos modelos propostos.

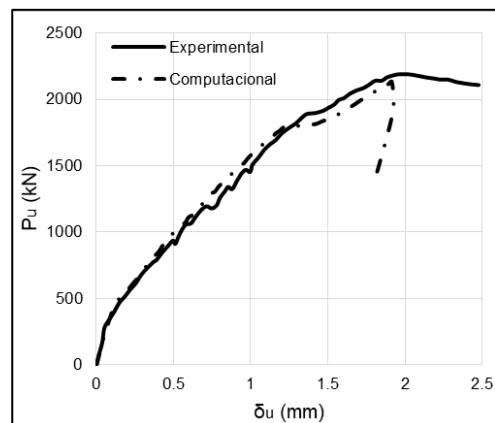
4.1.1. Carga x Deslocamento

A Figura 26 apresenta os gráficos do comportamento de carga versus deslocamento, comparando a análise experimental com a computacional, em que é possível observar boa aproximação na fase elástica e plástica em relação a esse comportamento dos consolos S1, S2 e S3.

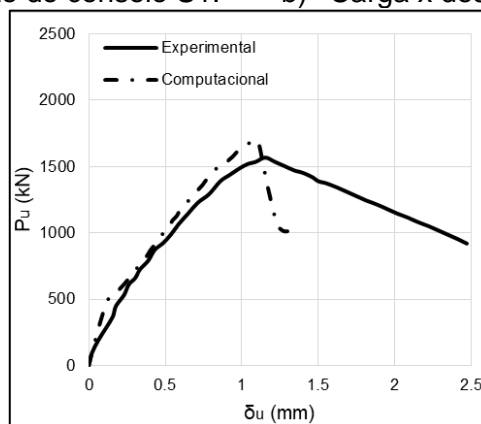
Figura 26: Gráficos carga x deslocamento dos espécimes S1, S2 e S3.



a) Carga x deslocamento do consolo S1.



b) Carga x deslocamento do consolo S2.



c) Carga x deslocamento do consolo S3.

Fonte: Autores, 2022.

Além disso, na Tabela 11, são apresentados os fatores de eficiência de deslocamento $\delta_{u,(exp/comp)}$ e o de carga $P_{u,(exp/comp)}$, sendo esses mensurados a partir da razão entre os resultados experimentais, $\delta_{u,exp}$ e $P_{u,exp}$, e os obtidos computacionalmente, $\delta_{u,comp}$ e $P_{u,comp}$. Assim, com base nesses fatores, também foram encontradas as respectivas médias e os desvios-padrão.

Tabela 11: Fatores de eficiência de deslocamento e de carga última.

| Espécime | Experimental | | Computacional | | Eficiência | |
|------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|----------------------|-------------------------|--------------------|
| | $\delta_{u,exp}$ (mm) | $P_{u,exp}$ (kN) | $\delta_{u,comp}$ (mm) | $P_{u,comp}$ (kN) | $\delta_{u,(exp/comp)}$ | $P_{u,(exp/comp)}$ |
| S1 | 1,78 | 2100,00 | 1,84 | 2327,46 | 0,97 | 0,90 |
| S2 | 1,99 | 2193,00 | 1,91 | 2132,55 | 1,04 | 1,03 |
| S3 | 1,15 | 1544,00 | 1,08 | 1693,91 | 1,06 | 0,91 |
| Média aritmética | | | | | 1,02 | 0,95 |
| Desvio-padrão | | | | | 0,041 | 0,057 |

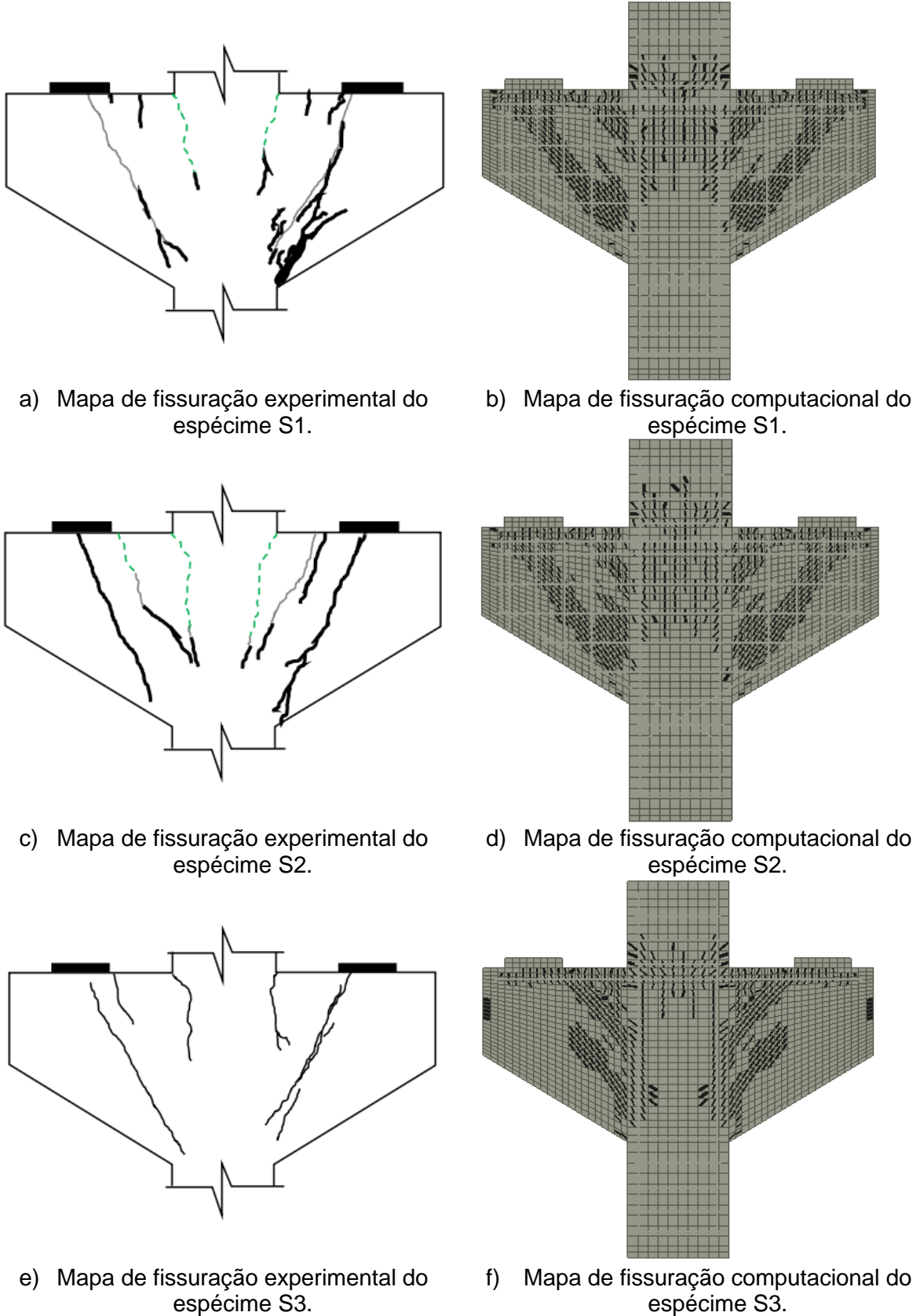
Fonte: Autores, 2022.

Os resultados obtidos, por meio dos modelos utilizados de análise não linear, apresentam uma previsão de carga última e deslocamento bem próxima para os três espécimes, S1, S2 e S3, sendo o melhor resultado obtido no caso do modelo S2, que ainda se manteve a favor da segurança. Já em relação aos parâmetros de eficiência, os valores médios se aproximaram de 1, e os desvios-padrão ficaram próximos de 5%, evidenciando que os modelos computacionais elaborados tiveram uma segurança adequada e demonstraram uma baixa dispersão.

4.1.2. Evolução do dano

A Figura 27 exibe a comparação dos mapas de fissuração experimentais, obtidos por KHOSRAVIKIA *et al.* (2018), com os computacionais, sendo possível observar que o modelo computacional desenvolvido no software ATENA prevê de forma satisfatória os modos de ruptura dos consolos S1, S2 e S3, os quais rompem por cisalhamento.

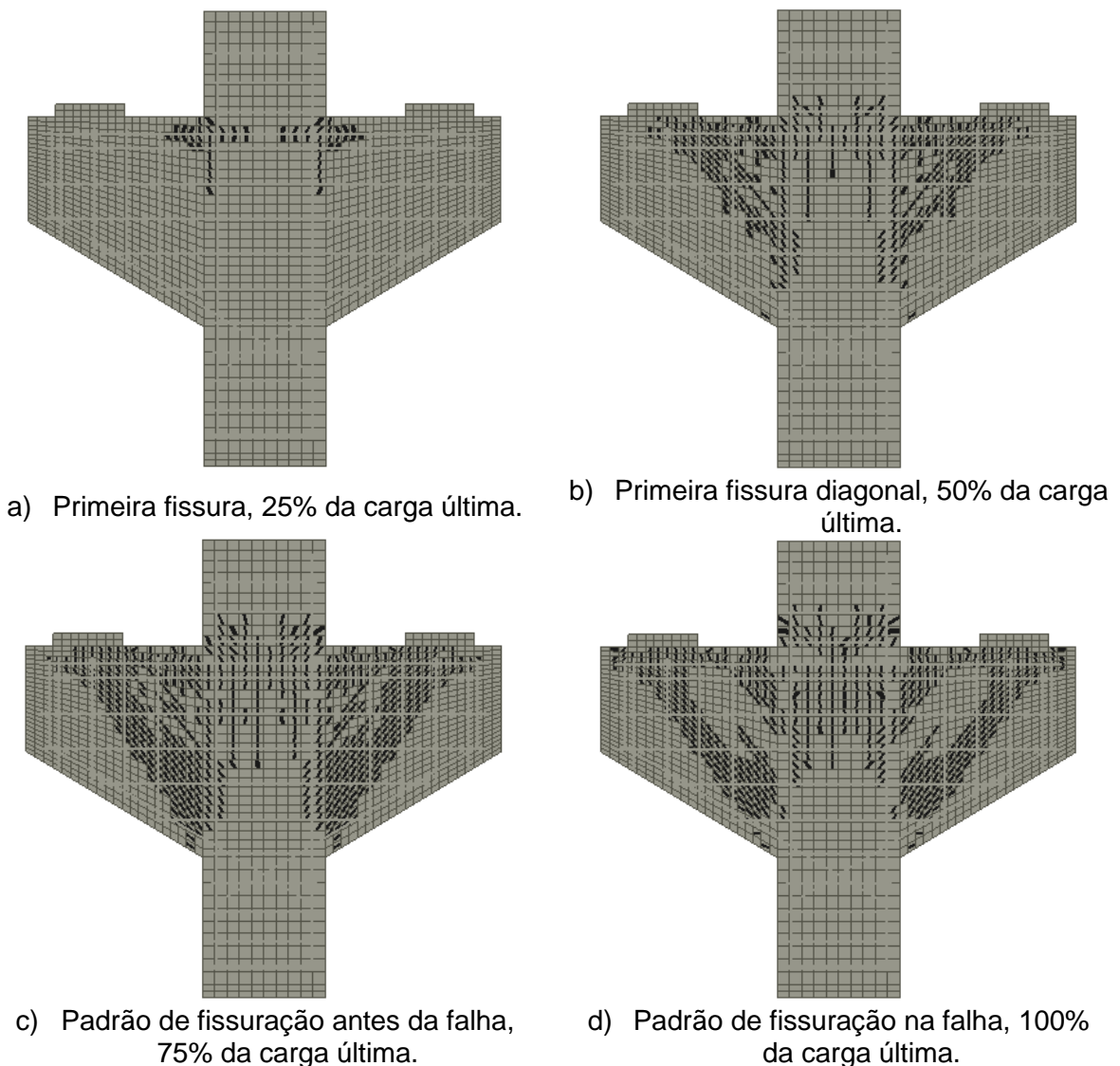
Figura 27: Comparação entre os modos de ruptura experimentais com os computacionais.



Fonte: Autores, 2022.

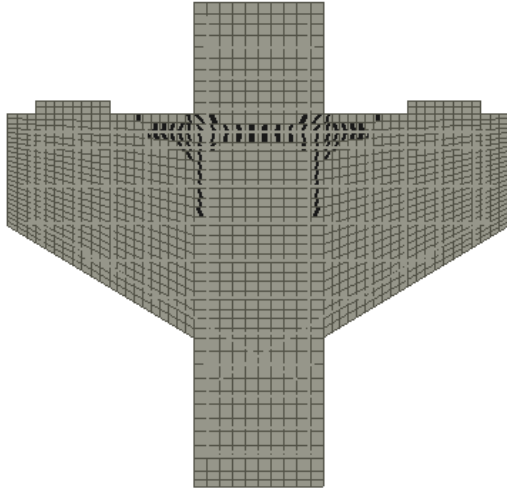
Nas Figuras 28, 29 e 30, são apresentadas as evoluções do dano conforme o aumento do carregamento aplicado no ensaio computacional, para os consolos S1, S2 e S3, respectivamente. Nestas são verificados os mesmos padrões de fissuração, sendo esses iniciados com fissuras horizontais que surgem na interseção dos pilares com das faces horizontais dos consolos, uma característica de flexão. Por outro lado, as fissuras características ao cisalhamento surgem diagonalmente em um certo nível de carregamento, passando a governar a ruptura dos espécimes, estabelecendo-se como modo de ruptura, estando os padrões de fissuração dos modelos computacionais em conformidade com o que observado pelos autores KHOSRAVIKIA *et al.* (2018).

Figura 28: Evoluções do dano conforme aumento do carregamento no espécime S1.

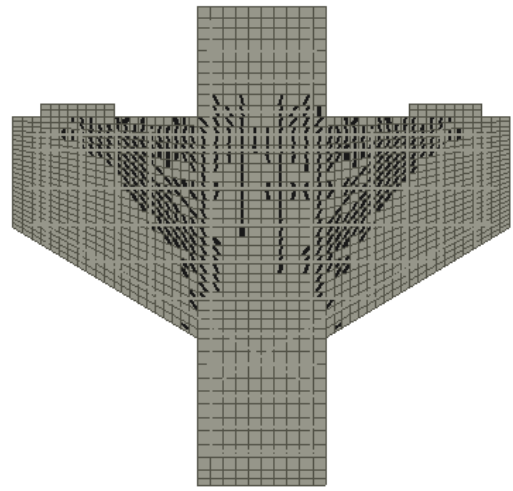


Fonte: Autores, 2022.

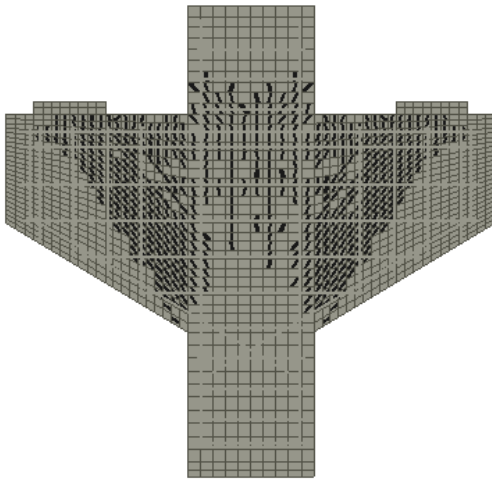
Figura 29: Evoluções do dano conforme aumento do carregamento no espécime S2.



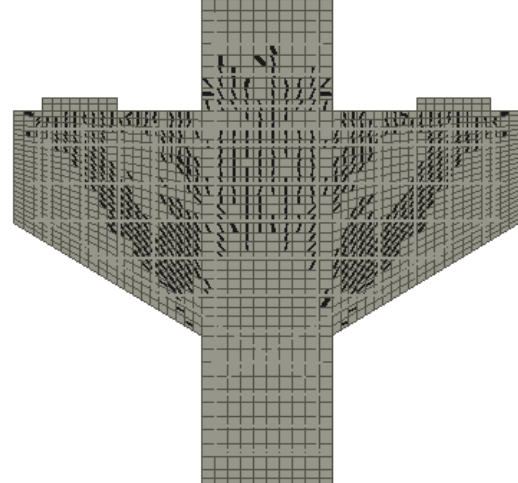
a) Primeira fissura, 25% da carga última.



b) Primeira fissura diagonal, 50% da carga última.



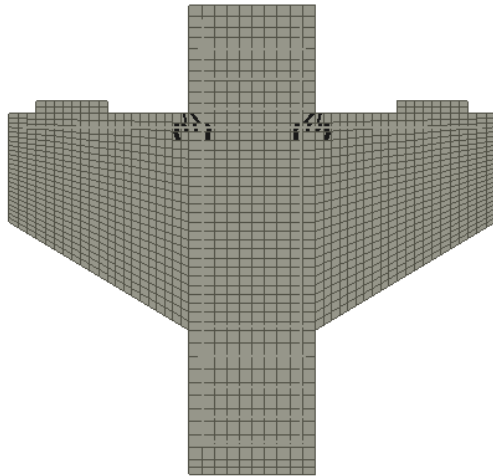
c) Padrão de fissuração antes da falha, 75% da carga última.



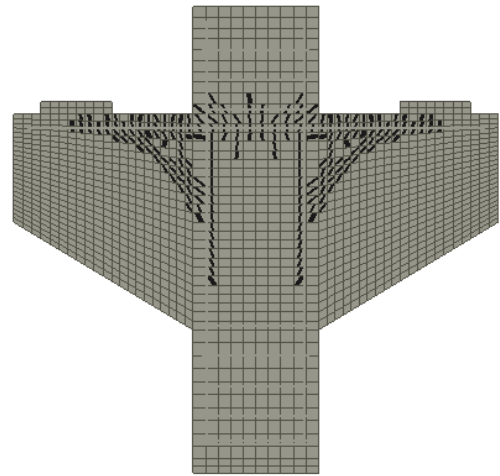
d) Padrão de fissuração na falha, 100% da carga última.

Fonte: Autores, 2022.

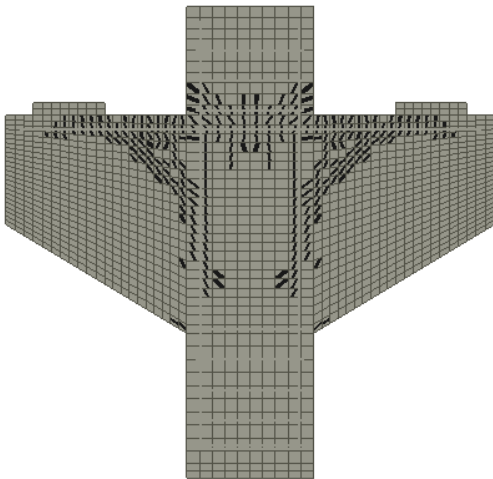
Figura 30: Evoluções do dano conforme aumento do carregamento no espécime S3.



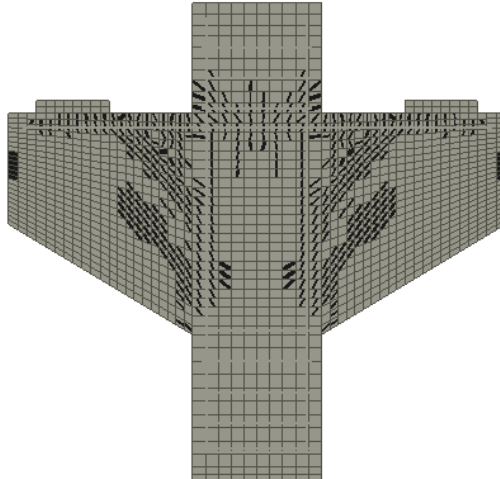
a) Primeira fissura, 25% da carga última.



b) Primeira fissura diagonal, 50% da carga última.



c) Padrão de fissuração antes da falha, 75% da carga última.



d) Padrão de fissuração na falha, 100% da carga última.

Fonte: Autores, 2022.

4.2 MODELO DE BIELAS E TIRANTES

Inicialmente, os dados fornecidos pelo autor foram tratados e filtrados, sendo os fatores mais importantes aqueles relacionados com a resistência a tração do aço, a resistência a compressão do concreto e a taxa de armadura dos tirantes, sendo detalhados na Tabela 12.

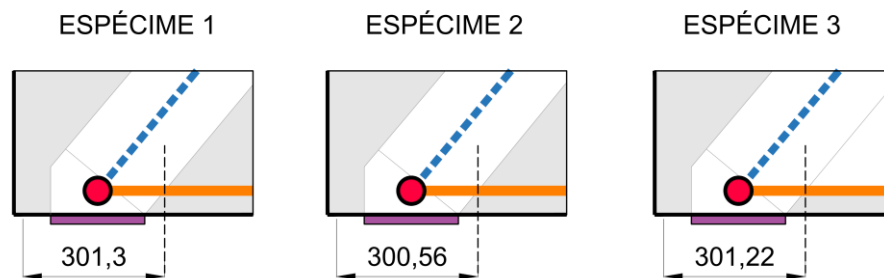
Tabela 12: Propriedades dos consolos de concreto armado.

| Espécime | Geometria | | | Concreto | Armadura | | | |
|----------|-----------|--------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------|--------|---------|
| | a/d | a (mm) | b _w (mm) | f _c (MPa) | A _s (mm ²) | f _y | d (mm) | db (mm) |
| S1 | 0,58 | 330 | 305 | 27,1 | 2027 | 471 | 572 | 25,4 |
| S2 | 0,58 | 330 | 305 | 26,5 | 1520 | 570 | 572 | 25,4 |
| S3 | 0,58 | 330 | 305 | 27,3 | 2027 | 471 | 572 | 25,4 |

Fonte: Autores, 2022.

A primeira análise do modelo de bielas e tirantes proposto no Item 3.3 foi do comprimento de ancoragem necessário, considerando uma ancoragem reta com barra transversal soldada, barras com diâmetro de 25,4 mm nos tirantes e cobertura horizontal de 19 mm. Já o comprimento de ancoragem disponível foi definido observando a interseção do centroide das barras e a extensão das bielas inclinadas, como mostrado na Figura 31, bem como os resultados detalhados na Tabela 13.

Figura 31: Comprimento disponível dos três consolos.



Fonte: Autores, 2022.

Tabela 13: Comprimento de ancoragem necessário.

| Espécime | ABNT NBR 6118 (2014) | | | | | | |
|----------|----------------------|----------------------|--------|--------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------|
| | l _b | 0,3 · l _b | 10 · φ | 100 mm | l _{b,min} | l _{b,disp} (mm) | l _{b,nec} (mm) |
| S1 | 491 | 147,33 | 254 | 100 | 254 | 301,30 | 343,78 |
| S2 | 603 | 180,98 | 254 | 100 | 254 | 300,56 | 422,29 |
| S3 | 489 | 146,61 | 254 | 100 | 254 | 301,22 | 342,10 |
| Espécime | ACI 318 (2019) | | | | | | |
| | ψ _e | ψ _t | λ | l _{b,min} | l _{b,disp} (mm) | l _{b,nec} (mm) | |
| S1 | 1 | 1 | 1 | 200 | 301,30 | 1351,83 | |
| S2 | 1 | 1 | 1 | 200 | 300,56 | 1654,39 | |
| S3 | 1 | 1 | 1 | 200 | 301,22 | 1346,87 | |

Fonte: Autores, 2022.

Como observado, em ambas as normas, o comprimento de ancoragem não atendeu as recomendações teóricas necessárias, sendo o ajuste da resistência a tração do aço uma solução para a adequação teórica do modelo de bielas e tirantes, de forma que $l_{b,nec} = l_{b,dip}$. No entanto, essa modificação alterou significativamente as dimensões nodais, principalmente os nós B1 e B2, reduzindo o bloco de compressão e, com isso, o valor da força resistente nos elementos se mostrou conservadora. Como nenhum dos espécimes, na fase experimental, apresentou perda de aderência nas armaduras, as análises progrediram com base nos modelos propostos no Item 3.3.

Em relação a previsão de resistência dos tirantes, bielas e nós, foi considerado que o menor valor entre os resultados analíticos corresponderia a carga máxima aplicada no pilar antes da ruptura. Assim, considerando a ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2019), os valores de força e resistência máxima dos tirantes são detalhados na Tabela 14, tal qual as bielas na Tabela 15, e na Tabela 16 os valores correspondentes as regiões nodais, tendo em conta o menor valor entre as três faces de cada nó.

Tabela 14: Previsão de resistência dos tirantes.

| Espécime | ACI 318 (2019) | | | | ABNT NBR 6118 (2014) | | | |
|----------|----------------|--------------------------|--------|---------|----------------------|--------------------------|--------|---------|
| | f_y (MPa) | A_s (mm ²) | F (kN) | P (kN) | f_y (MPa) | A_s (cm ²) | F (kN) | P (kN) |
| S1 | 471,0 | 2027 | 954,64 | 2189,53 | 471,00 | 2027 | 954,64 | 2189,53 |
| S2 | 570,0 | 1520 | 866,47 | 1987,32 | 570,00 | 1520 | 866,47 | 1987,32 |
| S3 | 471,0 | 2027 | 954,64 | 2189,53 | 471,00 | 2027 | 954,64 | 2189,53 |

Fonte: Autores, 2022.

Tabela 15: Previsão de resistência das bielas.

| Espécime | ABNT NBR 6118 (2014) | | | | | | | | |
|----------|----------------------|------------|---------|----------------|------------|---------|----------------|------------|---------|
| | Biela 1 e 2 | | | Biela 3 | | | Biela 4 e 5 | | |
| | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) |
| S1 | 17,40 | 1136,50 | 1714,18 | 20,54 | 761,59 | 1746,76 | 20,54 | 1111,88 | 2223,75 |
| S2 | 17,06 | 1086,14 | 1638,21 | 20,14 | 693,11 | 1589,71 | 20,14 | 1090,19 | 1644,32 |
| S3 | 17,51 | 1140,87 | 1720,77 | 20,67 | 761,98 | 1747,66 | 20,67 | 1119,08 | 1687,90 |
| Espécime | ACI 318 (2019) | | | | | | | | |
| | Biela 1 e 2 | | | Biela 3 | | | Biela 4 e 5 | | |
| | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) |
| S1 | 17,28 | 1128,62 | 1702,30 | 17,28 | 640,64 | 1469,35 | 17,28 | 935,29 | 1870,59 |
| S2 | 16,89 | 1075,71 | 1622,48 | 16,89 | 581,47 | 1333,65 | 16,89 | 914,59 | 1379,47 |
| S3 | 9,28 | 604,79 | 912,20 | 17,40 | 641,54 | 1471,43 | 17,40 | 942,20 | 1421,11 |

Fonte: Autores, 2022.

Tabela 16: Previsão de resistência das regiões nodais.

| Espécime | ABNT NBR 6118 (2014) | | | | | | | | |
|----------|----------------------|------------|---------|----------------|------------|---------|----------------|------------|---------|
| | Nó A1 e A2 | | | Nó B1 e B2 | | | Nó C1 e C2 | | |
| | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) |
| S1 | 17,40 | 1157,83 | 1746,36 | 20,54 | 794,20 | 1588,39 | 20,54 | 1111,88 | 2223,75 |
| S2 | 17,06 | 1135,46 | 1712,60 | 20,14 | 778,70 | 1557,41 | 20,14 | 1090,19 | 2180,37 |
| S2 | 17,51 | 1165,55 | 1757,99 | 20,67 | 799,34 | 1598,68 | 20,67 | 1119,08 | 2238,15 |
| Espécime | ACI 318 (2019) | | | | | | | | |
| | Nó A1 e A2 | | | Nó B1 e B2 | | | Nó C1 e C2 | | |
| | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) | f_{cd} (MPa) | V_d (kN) | P (kN) |
| S1 | 18,43 | 1226,46 | 1849,86 | 23,04 | 854,18 | 1959,13 | 23,04 | 0,00 | 2494,11 |
| S2 | 18,02 | 1199,52 | 1809,24 | 22,53 | 775,29 | 1778,20 | 22,53 | 0,00 | 2438,89 |
| S3 | 18,56 | 1235,74 | 1863,86 | 23,21 | 854,12 | 1958,98 | 23,21 | 0,00 | 2512,52 |

Fonte: Autores, 2022.

Diante do exposto, assim como na conclusão dos autores do estudo experimental, todos os modos de ruptura, nas respectivas normas, estiveram intimamente ligados ao nó B1/B2 em sua face nodal perpendicular a biela 3. Dessa forma, considerando todos os elementos do modelo, o modo de ruptura pela ABNT NBR 6118 (2014) do espécime S1, S2 e S3 foi esmagamento do nó B1/B2, com carga última, respectivamente, de 1588,39 kN, 1557,41 kN e 1598,68 kN. Em relação aos valores experimentais, houve uma variação na previsão de resistência em 25% para o S1; 27,19% para o S2; e 2% para o S3.

Já para o ACI 318 (2019), a ruptura dos modelos S1 e S2 foi através da biela 3, ligada a menor face nodal do nó B1/B2, e do S3 por cisalhamento da biela 1 e biela 2, com carga última de 1469,35 kN, 1333,65 kN e 912,20 kN. Assim, os resultados se mostraram conservadores, variando em até 40% em relação aos valores experimentais. Vale ressaltar que, por se tratar de um estudo teórico-experimental, foram usados valores característicos, isto é, sem utilizar ponderações e coeficientes para minoração de efeitos.

No entanto, considerando as recomendações do item C5.13.2.4.1 do AASHTO LRFD e do item 23.9.4 do ACI 318 (2019), para uma previsão de resistência mais próxima a realidade, as verificações quanto as tensões resistentes devem ser restritas ao nó singular crítico A1/A2. Se garantida a ancoragem através das barras soldadas, não é necessário que a face posterior vertical ao nó A1/A2 seja alvo de novas verificações,

de forma que são considerados as previsões de resistência através da carga máxima que o tirante necessita até escoar, tensão na face perpendicular a linha de ação da força inclinada da biela e na face paralela ao aparelho de apoio. Portanto, os valores de resistência final são mostrados na Tabela 17.

Tabela 17: Previsão de resistência máxima.

| Espécime | P_{exp} | P_{teo} (ACI) | P_{exp}/P_{teo} | P_{teo} (ABNT) | P_{exp}/P_{teo} |
|-----------------|------------------------|------------------------------|--|-------------------------------|--|
| S1 | 2100 | 1849,86 | 1,14 | 1746,36 | 1,20 |
| S2 | 2139 | 1809,24 | 1,18 | 1712,60 | 1,25 |
| S3 | 1544 | 931,93 | 1,66 | 1757,99 | 0,88 |

Fonte: Autores, 2022.

Nesse sentido, para as duas normas, foi caracterizado uma ruptura por cisalhamento na biela diagonal, apresentando resultado mais conservador apenas no espécime S3 pelo ACI 318 (2019), pois se caracteriza como um consolo sem armadura mínima de costura, sendo o menor fator β_s utilizado, 0,4. Já para a ABNT NBR 6118 (2014) a previsão apenas para o modelo S3 se mostrou contra a segurança, com valor acima do experimental, pois não considerou a influência da falta de armadura de costura nas equações de tensão resistente.

Por fim, pode ser analisado que, considerando apenas o nó singular crítico, os resultados de previsão de resistência se aproximaram mais dos valores obtidos no ensaio experimental do banco de dados, assim como o modo de ruptura por cisalhamento foi o predominante no S2 e S3.

4.3 TEÓRICO x EXPERIMENTAL

Dessa forma, comparando o critério de previsão de resistência obtidos pelos métodos MBT e MEF, temos os valores obtidos demonstrados na Tabela 18.

Tabela 18: Previsão de resistência entre os métodos.

| Espécime | P_{exp} | P_{teo} (ACI) | P_{teo} (ABNT) | P_{comp} (ATENA) |
|-----------------|------------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| S1 | 2100 | 1849,86 | 1746,36 | 2327,46 |
| S2 | 2139 | 1809,24 | 1712,60 | 2132,55 |
| S3 | 1544 | 931,93 | 1757,99 | 1693,91 |

Fonte: Autores, 2022.

Como observado, os valores da modelagem computacional obtiveram menor diferença em relação ao ensaio experimental, enquanto os valores pelo método de bielas e tirantes foram mais conservadores, pois consideraram os critérios normativos a favor da segurança. Em relação ao modo de ruptura, considerando apenas o nó singular para o MBT, todos os três espécimes de consolos, em ambas as metodologias, demonstraram ruptura por cisalhamento das bielas inclinadas principais.

5. CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos, podemos observar que as prescrições normativas se mostraram satisfatórias para as verificações pelo método de bielas e tirantes, sendo as designações do ACI 318 (2019) os que mais se aproximaram da previsão de resistência para os espécimes S1 e S2, porém para o espécime S3, essa norma se mostrou muito conservadora, pois leva em consideração um fator de minoração baixo para tratar situações sem armadura de costura, diferente da ABNT NBR 6118 (2014) que possui fórmulas mais gerais para a tensão admissível de bielas e regiões nodais, fazendo com que fosse superestimada a resistência desse consolo. Vale ressaltar que, mesmo possuindo as mesmas dimensões, os consolos com variações de resistência do concreto e do aço, influenciam nas posições e tamanhos nodais, logo, determinam diretamente a previsão de carga máxima anterior a ruptura.

Em relação ao modo de ruptura, considerando todos os elementos do modelo de treliça, os três consolos tiveram seu modo de ruptura ligado a dimensão do nó B1/B2, em relação à altura do bloco de compressão, podendo, no entanto, apresentar valores variáveis de acordo com as prescrições adotadas, logo, tendo apenas a verificação do nó singular A1/A2 o modo de ruptura principal foi por cisalhamento, o mesmo apresentado pelo autor do banco de dados.

Além disso, os resultados dos modelos computacionais de análise não linear, utilizando o software ATENA, indicam uma grande aproximação dos resultados experimentais em relação a carga última, possuindo um erro médio de apenas 5%, ao deslocamento, apresentando somente uma diferença média de 2%, e a previsão do modo de ruptura com evolução do dano, sendo todos rompidos por cisalhamento como ocorreu nos experimentos de KHOSRAVIKIA *et al.* (2018).

Assim, as análises apresentadas mostram que os modelos teóricos e computacionais elaborados para esses três espécimes de consolos de concreto armado se mostram seguros para a previsão de carga última e modo de ruptura, ainda assim, a fim de possibilitar uma verificação mais ampla em relação a dispersão e a segurança dos resultados, esses modelos podem ser utilizados como base para futuros estudos investigando de forma mais aprofunda a aplicação dessa metodologia em mais espécimes.

6. REFERÊNCIAS

ALVES, Phillipe Daniel. **Estratégia global-local aplicada ao método dos elementos finitos generalizados**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)- Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19)**. Detroit, 2019.

ARAUJO, D. L.; DE OLIVEIRA, E. M.; SILVA, E. M. O.; COELHO, S. A.; EL DEBS, M. K. Experimental analysis of a modified two-step corbel for precast concrete for precast concrete system. **Engineering Structures**, v. 242, 2021.

ARAÚJO, D.L.; AZEVEDO, S.A.; OLIVEIRA, E.M.; SILVA, E.M.O.; JÚNIOR, L.A.O.. Strength evaluation of concrete corbels cast in different stage of columns. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v.10, p.509-546, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. **Projetos de estruturas de concreto- Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

BEGNINI, Riccelli. **Análise e dimensionamento de vigas-parede de concreto armado utilizando o método biela-painel e o método dos elementos finitos**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil)- Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2017.

BESHARA, F. B. A.; MUSTAFA, T. S.; MAHMOUD, A. A.; KHALIL, M. M. A. Constitutive models for nonlinear analysis of SFRC corbels. **Journal of Building Engineering**, v. 28, 2020.

BITENCOURT, L. A. G.; MANZOLI, O. L.; TRINDADE, Y. T.; RODRIGUES, E. A.; COSTA, D. D. Modeling reinforced concrete structures using coupling finite elements for discrete representation of reinforcements. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 149, p.32-44, 2018.

CARDOSO, Tobias Bezzi. **Dimensionamento de elementos fletidos em concreto armado com abertura: método empírico versus método das bielas e tirantes**. 2010. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

CERVENKA, V.; CERVENKA, J; KADLEC, L. Model uncertainties in numerical simulations of reinforced concrete structures. **Structural Concrete**, Berlim, v. 19, n. 6, 2018.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1993). **CEB—FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford.

DE CARVALHO, Matheus Lopes. **Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

DE OLIVEIRA, R. R. Elementos pré-moldados: fabricação e aplicação de blocos de concreto pré-moldado em alvenaria estrutural. **Journal of Engineering, Technology, Innovation and Sustainability**, Goiás, v. 4, n. 1, 2022.

DE OLIVEIRA, Thayza Denize Feitoza. **Simulação e análise de sistema de amortecimento encapsulado**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Automotiva)- Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

fib MODEL CODE 2010 (2011). **fib Model Code 2010**, First Complete draft- v. 2, Bulletin 56, *fib*, Lausanne, Switzerland, 288 f.

HORDIJK, Dirk Arend. **Local approach to fatigue of concrete**. 1991. Tese (Doutorado)- Technische Universiteit Delft, The Netherlands, 1991.

KATAOKA, M. N.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Nonlinear FE analysis of slab-beam-column connection in precast concrete structures. **Engineering Structures**, v. 143, p.306-315, 2017.

KHOSRAVIKIA, F.; KIM, H. S.; YI, Y.; WILSON, H. Y.; HRYNYK, T.; BAYRAK, O. Experimental and numerical assessment of corbels designed based on strut-and-tie provisions. **Journal of Structural Engineering**, v. 144, n. 9, 2014.

MAHL, Rodrigo Kessler. **Análise estrutural de reservatório circular do tipo intze por meio do método dos elementos finitos**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil)- Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2019.

OZAFFARI, S.; AKBARZADEH, M.; VOGEL, T. Graphic statics in a continuum: Strut-and-tie models for reinforced concrete. **Computers and Structures**, v. 240, 2020.

PEREIRA, M. F.; CHRISTOFORO, A. L.; ALMEIDA, J. P. B. Influência de parâmetros na modelagem de vigas de concreto armado. **Holos**, v. 1, 2021.

PFEITER, Walter Klein. **Projeto de consolo de concreto armado de alta resistência com uso do método das bielas e tirantes**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

RANDI, R. P.; ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M.; MUNHOZ, F. S. Análise da Influência do comprimento de ancoragem da armadura do pilar no bloco sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 5, p.1122-1150, 2018.

SANTOS, Fábio Augusto Silva. **Análise numérica de dentes de concreto armado**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2022.

SATO, Henrique Towata. **Dimensionamento de regiões D através do método dos elementos finitos e do método de bielas e tirantes aliado à otimização topológica**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, 1987.

SHAKIR, Q. M.. Performance assessment of high strength concrete two-sided corbels with embedded stiffened web-rolled steel. **Structures**, v. 32, p.1469-1480, 2021.

THE AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY. **LRFD Bridge Design Specifications**. v. 9, n. 8, 2017.

WAGNER, L. L.; CORREA, A. L. S.; DE FREITAS, D. B. Review on the use of prefabricated elements. **Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v. 6, n. 10, p.75455-75465, 2020.

ZHONG, J. T.; WANG, L.; DENG, P.; ZHOU, M. A new evaluation procedure for the strut-and-tie models of the disturbed regions of reinforced concrete structures. **Engineering Structures**, v. 148, 2017.