



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO**  
Fundação Instituída nos termos da Lei nº 5.152, de 21/10/1966 – São Luís - Maranhão.  
Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas  
Curso de Engenharia Civil

---

**IANNA KAROLINE MARTINS GUIMARÃES FARIAS**

**INFLUÊNCIA DE FUROS E ABERTURAS EM ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO - ANÁLISE DE FUROS HORIZONTAIS PARA  
PASSAGEM DE TUBULAÇÕES EM VIGAS CONVENCIONAIS**

**SÃO LUÍS – MA**

**2019**



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO MARANHÃO**  
Fundação Instituída nos termos da Lei nº 5.152, de 21/10/1966 – São Luís - Maranhão.  
Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas  
Curso de Engenharia Civil

---

**IANNA KAROLINE MARTINS GUIMARÃES FARIAS**

**INFLUÊNCIA DE FUROS E ABERTURAS EM ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO - ANÁLISE DE FUROS HORIZONTAIS PARA  
PASSAGEM DE TUBULAÇÕES EM VIGAS CONVENCIONAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso II  
apresentado à Universidade Federal do  
Maranhão, como requisito para obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof<sup>o</sup> Msc. Mikhail Luczynski

**SÃO LUÍS – MA**

**2019**

Ficha gerada por meio do SIGAA/Biblioteca com dados fornecidos pelo(a) autor(a).  
Núcleo Integrado de Bibliotecas/UFMA

Martins Guimarães Farias, Ianna Karoline.

Influência de furos e aberturas em estruturas de concreto armado - Análise de furos horizontais para passagem de tubulações em vigas convencionais / Ianna Karoline Martins Guimarães Farias. - 2019.

66 f.

Orientador(a): Mikhail Luczynski.

Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, São Luis - MA, 2019.

1. Abaqus/CAE. 2. Compatibilização. 3. Furos Horizontais. 4. NBR 6118. 5. Tensão Normal. I. Luczynski, Mikhail. II. Título.

Aos meus pais, com muito amor e carinho,  
por todo esforço que fizeram para me manter  
mesmo distante e dar uma boa educação, e  
para que pudesse realizar o nosso sonho.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço em primeiro lugar a Deus, pelo dom da vida e tudo que sou, pela oportunidade de poder realizar o meu sonho e me conduzir até aqui, por todas as Graças concedidas e pessoas que entraram na minha vida e me fizeram crescer pessoalmente e profissionalmente.

Aos meus pais, Ivonete Martins e José Aldeone, por todo o esforço e sacrifício que fizeram e fazem para me proporcionar uma boa educação, por me apoiar nas minhas escolhas e fazerem de tudo para que isso fosse possível, pelo carinho, amor e incentivo que mesmo de longe são fundamentais para esta caminhada.

As minhas irmãs, Jakeline Martins e Kayllane Martins, por todo amor e cuidado, por estarem ao meu lado me ouvindo, aconselhando e apoiando em minhas decisões, sempre serão as melhores companhias.

Ao meu namorado, Leonardo Araujo, por ser meu apoio durante esses cinco anos, por ser meu maior auxiliador na realização deste trabalho, me incentivando e cuidando com muita paciência diariamente, ofertando todo seu amor, carinho e lutando ao meu lado pela realização dos nossos sonhos.

A minha tia Josemária Martins, que sempre foi um apoio, me ouvindo, me fazendo dar risadas e ver a vida de uma forma mais leve. E aos meus primos José Antônio e Gabryelle que são meus irmãos do coração, por todo amor e por estarem ao meu lado nos momentos mais felizes.

Aos professores da UFMA por todo conhecimento repassado, com muita paciência e dedicação, e principalmente ao meu orientador Mikhail Luczynski, e professor Wallace Maia por todo ensinamento na área de estruturas e disposição para ajudar neste e outros trabalhos.

## RESUMO

FARIAS, Ianna Karoline M. G. **Influência de furos e aberturas em estruturas de concreto armado - análise de furos horizontais para passagem de tubulações em vigas convencionais.** Trabalho de Conclusão de Curso. Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal do Maranhão. São Luís, 2019.

Atualmente, muito se tem discutido sobre a compatibilização de projetos, como forma de evitar erros que comprometam a durabilidade e utilização da edificação, otimizando o processo de execução. Entretanto, ainda se verifica muitas falhas ocorridas como consequência da ausência da mesma, no qual dentre os problemas encontrados o mais frequente se dá pela passagem de tubulações elétricas e hidrossanitárias em peças estruturais, conduzindo a execução de furos e aberturas em sua maioria não previstos em projeto, não atendendo portanto as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Assim, este trabalho tem como objetivo realizar uma análise não-linear através do Método dos Elementos Finitos utilizando o software Abaqus/CAE, furos horizontais em vigas de concreto armado, verificando quanto a posição e diâmetro do furo, a concordância com as especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Desta forma, foi escolhida a partir de observações de casos de edificações com estruturas que apresentam furos em vigas, uma peça que apresenta 4 furos ao longo de seu comprimento, localizada em um edifício residencial de 10 pavimentos na cidade de São Luís – MA. A partir de parâmetros adotados, foram realizadas simulações considerando cada furo separadamente para verificar a influência de cada um na alteração de tensão na peça, em comparação a peça com sua seção plena. A partir das análises realizadas observou-se um aumento das tensões de compressão para todas as vigas analisadas em comparação com a viga de seção plena, principalmente para as vigas com furos próximos à zona de compressão, quanto a deformação não foram notadas grandes variações.

**Palavras-chave:** Compatibilização. Furos horizontais. Tensão Normal. Abaqus/CAE. NBR 6118.

## **ABSTRACT**

FARIAS, Ianna Karoline M. G. **Influence of holes and openings in reinforced concrete structures - analysis of horizontal holes for passage of pipes in conventional beams. Completion of course work.** Center for Exact and Technological Sciences, Federal University of Maranhão. São Luís, 2019.

Currently, much has been discussed about the compatibility of projects, as a way to avoid errors that compromise the durability and use of the building, optimizing the execution process. However, there are still many faults occurring due to the absence of the same, in which among the problems encountered the most frequent occurs through the passage of electrical and hydrosanitary pipes in structural parts, leading to the execution of holes and openings mostly not provided for in project, not meeting the recommendations of NBR 6118 (ABNT, 2014). Thus, the objective of this work is to perform a nonlinear analysis using the Finite Element Method using the Abaqus / CAE software, horizontal holes in reinforced concrete beams, checking the position and diameter of the hole, the agreement with the specifications of the NBR 6118 (ABNT, 2014). In this way, it was chosen from observations of cases of structures with structures that have holes in beams, a piece that presents 4 holes along its length, located in a residential building of 10 floors in the city of. From the adopted parameters, simulations were performed considering each hole separately to verify the influence of each one on the change of tension in the part, comparing with the part in its full section. From the analyzes carried out, an increase of the compression stresses was observed for all the beams analyzed in comparison with the full section beam, especially for the beams with holes near the compression zone. As for the deformation, no large variations were noticed.

**Keywords:** Compatibility. Horizontal holes. Normal Tension. Abaqus / CAE. NBR 6118.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>11</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	12
1.2. OBJETIVOS.....	12
1.2.1. <i>Objetivo Geral</i> .....	12
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i> .....	13
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>14</b>
2.1. COMPATIBILIZAÇÃO DE PROJETOS.....	14
2.2. CONCRETO ARMADO.....	15
2.3. RECOMENDAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO.....	15
2.3.1. <i>Estados limites</i> .....	15
2.3.2. <i>Estádios de comportamento a flexão</i> .....	16
2.3.2.1. Estádio I (estado elástico).....	17
2.3.2.2. Estádio II (estado de fissuração).....	17
2.3.2.3. Estádio III.....	18
2.3.3. <i>Domínios de deformação</i> .....	19
2.3.4. <i>Flexão</i> .....	21
2.3.5. <i>Tensão Normal</i> .....	22
2.3.6. <i>Diagrama tensão-deformação</i> .....	23
2.3.7. <i>Ações</i> .....	24
2.3.7.1. <i>Ações permanentes</i> .....	24
2.3.7.2. <i>Ações variáveis</i> .....	25
2.3.7.3. <i>Ações excepcionais</i> .....	25
2.3.8. <i>Cobrimento das armaduras</i> .....	25
2.4. FUROS E ABERTURAS EM VIGAS.....	26
2.4.1. <i>Furos que atravessam as vigas na direção da largura:</i> .....	27
2.4.2. <i>Furos que atravessam as vigas na direção da altura:</i> .....	28
2.5. MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS.....	29
<b>3. METODOLOGIA</b> .....	<b>31</b>
3.1. CARACTERÍSTICAS DA VIGA.....	31



3.2.	DIMENSIONAMENTO DA VIGA .....	32
3.2.1.	<i>Cargas</i> .....	33
3.2.2.	<i>Diagrama de esforços</i> .....	35
3.2.3.	<i>Cálculo das armaduras</i> .....	36
3.3.	DEFINIÇÕES PARA ANÁLISE.....	38
3.4.	MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	39
3.4.1.	<i>Modelos constitutivos</i> .....	41
3.4.1.1.	Modelo constitutivo do aço .....	42
3.4.1.2.	Modelo constitutivo do concreto .....	42
3.4.1.2.1.	Modelo Elástico.....	42
3.4.1.2.2.	Modelo Plástico.....	43
3.4.2.	<i>Malha e modelo de interação de contato</i> .....	45
3.4.3.	<i>Análise não-linear física e geométrica</i> .....	46
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>47</b>
4.1.	VIGA 1.....	48
4.2.	VIGA 2.....	50
4.3.	VIGA 3.....	51
4.4.	VIGA 4.....	53
4.5.	COMPARAÇÃO ENTRE AS VIGAS.....	54
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>56</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>57</b>
	<b>ANEXO I</b> .....	<b>60</b>
	<b>ANEXO II</b> .....	<b>61</b>
	<b>APÊNDICE I</b> .....	<b>62</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Cobrimento nominal das armaduras de concreto armado.....	26
Tabela 2. Valores das reações das lajes na viga. ....	34
Tabela 3. Valores para cálculo da armadura longitudinal.....	37
Tabela 4. Nomenclatura das vigas analisadas.....	39
Tabela 5. Parâmetros usados no CDP.....	43
Tabela 6. Comparação de tensão V1 x VR. ....	49
Tabela 7. Comparação de tensão V2 x VR. ....	50
Tabela 8. Comparação de tensão V3 x VR. ....	52
Tabela 9. Comparação de tensão V4 x VR. ....	54
Tabela 10. Comparação geral das vigas com furo e VR. ....	55

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I).....	17
Figura 2 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II).....	18
Figura 3 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III).....	18
Figura 4 - Domínios de deformação no estado limite último em uma seção transversal de todas as classes.....	19
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação para concretos.....	23
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação na tração.....	24
Figura 7 - Viga com aberturas sob flexão pura.....	27
Figura 8 - Viga com furos que atravessam na direção da sua altura.....	28
Figura 9 - Formas de elementos finitos.....	30
Figura 10 - Discretização por elementos finitos.....	30
Figura 11 - Viga de concreto armado com furos no sentido na largura.....	31
Figura 12 - Croqui da estrutura.....	32
Figura 13 - Viga em estudo.....	35
Figura 14 - Diagrama de esforço cortante.....	35
Figura 15 - Diagrama de momento fletor.....	35
Figura 16 - Arranjo das armaduras.....	37
Figura 17 - Viga com furos.....	38
Figura 18 - Viga modelada com as barras de aço.....	40
Figura 19 - Viga com restrição de translação.....	40
Figura 20 - Aplicação do carregamento sobre a viga.....	41
Figura 21 - Modelo elasto-plástico adotado para o aço.....	42
Figura 22 - Comportamento do concreto a compressão.....	44
Figura 23 - Diagrama do concreto tracionado.....	45
Figura 24 - Malha da viga em estudo.....	46
Figura 25 - Tensão na Viga de Referência.....	47
Figura 26 - Deformação na Viga de Referência.....	47

## 1. INTRODUÇÃO

O conceito BIM (Building Information Modeling) tem sido difundido mundialmente no mercado da Construção Civil visto que ele visa a integração dos projetos para que o planejamento e a compatibilização dos diferentes sistemas fiquem integralizados. Desta forma, pode-se economizar em materiais e tempo uma vez que o BIM traz a ideia de que todos os projetos devem ser feitos de maneira conjunta e sem individualização ou desmembramento de etapas que constituem uma obra (Agustinho, 2009).

O modelo BIM ainda é pouco difundido no Brasil, sendo usado pela minoria dos profissionais da área de projetos, por este motivo, são verificadas diversas falhas de incompatibilidade entre projetos arquitetônico e estrutural, e os projetos complementares (hidrossanitário, elétrico e outros). Deste modo, muitos dos problemas de compatibilização entre projetos só são verificados durante a fase de execução, o que acarreta em custos não previstos, alteração de prazos, e comprometimento da qualidade do projeto final.

Segundo Nascimento (2014) a compatibilização de todos os projetos de um empreendimento é de suma importância, pois com esta ferramenta é possível detectar e eliminar problemas ainda na fase de concepção, reduzindo retrabalhos, custos de construção e prazos de execução, qualificando o empreendimento e aumentando sua competitividade frente ao mercado.

Segundo Agustinho (2009), a falta de planejamento das obras no Brasil é uma situação que ocorre de maneira acentuada e isso pode comprometer a qualidade dos projetos e da execução das obras. Por exemplo, a necessidade de continuidade de tubulações elétricas e hidrossanitárias muitas vezes requer furos e/ou aberturas em elementos estruturais, como as vigas, que se não previsto em projeto e detalhados conforme recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), podem comprometer a resistência e durabilidade do elemento.

## 1.1. JUSTIFICATIVA

Com o crescimento do setor da construção civil surgiram dentre vários fatores de desenvolvimento da economia e técnicas de edificação, diversos problemas tanto em relação à má execução, quanto em relação à elaboração dos projetos, que são consequências da busca por maior lucratividade e celeridade no processo da construção. Dentre os problemas desenvolvidos ainda em projeto, tem-se a falta de compatibilização entre os mesmos (arquitetônico, estrutural e complementares), visto que, na maioria dos casos, os projetos são elaborados por diversos projetistas isoladamente, aumentando, assim, a probabilidade de interferências durante a fase executiva, como por exemplo, aberturas não previstas em vigas de concreto armado.

Analisando edificações construídas, é comum observar furos e aberturas horizontais e verticais realizados em elementos estruturais sem a devida verificação em projeto e que não atendem às especificações da NBR 6118 (ABNT, 2014), o que interfere diretamente na resistência e durabilidade do elemento.

A partir dos argumentos citados acima, tendo em vista a facilidade de encontrar casos, será realizado neste trabalho uma análise mais específica da influência de furos horizontais realizados em vigas de concreto armado, para passagem de tubulações hidrossanitárias, através do software Abaqus/CAE, verificando a resistência e o comportamento das vigas escolhidas para o estudo de caso, e a influência do diâmetro das aberturas e a posição no comprimento da viga.

## 1.2. OBJETIVOS

Os objetivos geral e específicos que se pretende alcançar com este trabalho serão apresentados abaixo.

### **1.2.1. Objetivo Geral**

Analisar a influência de furos horizontais em vigas de concreto armado, através de modelagens realizadas no software Abaqus/CAE, verificando a interferência da posição do furo na viga e a dimensão do mesmo.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Realizar levantamento bibliográfico para identificar as recomendações acerca de furos e aberturas em estruturas de concreto armado, através de trabalhos já realizados e da NBR 6118 (ABNT, 2014);
- Verificar a influência da dimensão e posição do furo na viga nos esforços gerados, e verificar quanto tais parâmetros interferem na resistência e durabilidade da estrutura;
- Analisar a variação de tensão com a presença dos furos nas vigas de concreto armado;
- Realizar estudo de caso, analisando, com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), uma construção em que furos e/ou aberturas foram executados sem a previsão em projeto;
- Comparar os resultados obtidos a partir de modelagens realizadas no software Abaqus/CAE, analisando os fatores citados acima.

## **2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **2.1. COMPATIBILIZAÇÃO DE PROJETOS**

A compatibilização de projetos pode ser definida segundo SEBRAE (1995) como sendo, “a atividade de gerenciar e integrar projetos correlatos, visando o perfeito ajuste entre os mesmos e conduzindo à obtenção dos padrões de controle de qualidade total de determinada obra”. O principal objetivo da compatibilização é eliminar as inconformidades entre os diferentes projetos, de forma a minimizar os problemas durante a execução, otimizando o processo de construção e diminuindo problemas com manutenção e patologias.

Durante a fase de projeto vários projetistas são mobilizados para desenvolver, cada um com sua especialidade, planejamentos, traçados e formulações projetuais, de forma a contribuir e facilitar o processo de execução. Em vista disso são geradas diversas interferências entre os projetos, que só são identificadas durante a fase de execução, levando a uma grande quantidade de erros e desperdícios, com reflexos na qualidade do produto final entregue.

Dentre as várias incompatibilidades observadas na fase de execução, a mais comum se dá pela passagem de tubulação de instalações hidrossanitárias e elétricas em elementos estruturais, sendo esses furos, em sua maioria, não previstos em projetos, ocasionando esforços e patologias que podem comprometer a estabilidade e durabilidade da estrutura.

Segundo Gehbauer (2002), grande parte dos empreendimentos realizam a atividade de compatibilização apenas na fase da elaboração dos projetos executivos, o que gera alterações onerosas, em sua maioria mais complexas de serem resolvidas. Contudo, para otimizar o processo de execução e evitar maiores custos e retrabalho, é necessário iniciar a coordenação dos projetos já na fase de estudo preliminar com a inclusão de fatores como custos, fornecedores e construtores.

## 2.2. CONCRETO ARMADO

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) concreto armado é aquele cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência. O concreto armado é o material mais utilizado na construção civil, derivado da mistura entre concreto simples e barras de aço, que apresentam perfeita aderência, resistindo solidariamente aos esforços solicitantes a que são submetidos.

O concreto é um material que possui elevada resistência aos esforços de compressão, porém apresenta baixa capacidade de resistir aos esforços de tração. Para suprir essa necessidade utilizam-se armaduras, geralmente de aço, material este, que possui alta resistência à tração, formando assim o elemento composto concreto armado (BASTOS, 2006).

O dimensionamento de uma estrutura consiste em determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço, garantindo a segurança, e mantendo as características que possibilitem a utilização satisfatória durante a vida útil da construção. A NBR 6118 (ABNT, 2014) traz uma série de procedimentos para o dimensionamento do concreto, tanto para solicitações normais como para solicitações tangenciais, e define os critérios gerais e requisitos básicos que regem o projeto das estruturas de concreto simples, armado e protendido. A seguir, serão apresentados alguns conceitos necessários para o desenvolvimento do trabalho.

## 2.3. RECOMENDAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

### **2.3.1. Estados limites**

Durante a fase de projeto é necessário analisar a estrutura garantindo um adequado grau de segurança, verificando quanto a sua funcionalidade e durabilidade, de maneira que atenda todas as necessidades para as quais foi projetada. Quando a estrutura deixa de atender qualquer um desses requisitos, tornando-se inutilizável ou não satisfazendo as condições previstas para sua utilização, ela atinge o estado limite,



de ordem estrutural ou de ordem funcional, sendo assim classificado em: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

Segundo Camacho (2005), o ELU está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura no todo ou em parte. A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Perda de equilíbrio do corpo rígido;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Escoamento excessivo da armadura;
- Efeitos de segunda ordem;
- Flambagem;
- Fadiga – cargas repetitivas.

O ELS de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) corresponde à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma. Podem se originar de uma das seguintes causas:

- Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras.
- Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos limites máximos especificados por normas.
- Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): estado em que as deformações ultrapassam os limites estabelecidos para utilização normal da estrutura.
- Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

### **2.3.2. Estádios de comportamento a flexão**

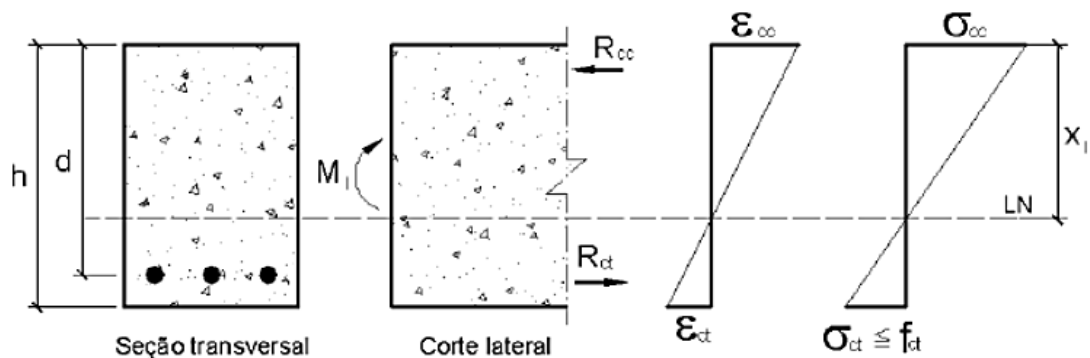
O desempenho de uma seção de concreto é caracterizado através da aplicação de um carregamento, que se inicia do zero e vai até ruptura. Durante o carregamento,

a seção transversal central da viga, submetida a um momento fletor crescente, passa por três níveis de deformação, denominados estádios, os quais determinam o comportamento da peça até sua ruína, como mostra a figura abaixo.

### 2.3.2.1. *Estádio I (estado elástico)*

Esta fase corresponde ao início do carregamento, no qual as tensões atuantes são menores que a resistência à tração do concreto. Como mostra a Figura 1, o diagrama de tensões é linear ao longo da seção transversal, há atuação da lei de Hooke, e não há fissuras visíveis. Não é viável o dimensionamento neste estádio, pois o concreto possui baixa resistência à tração em relação a sua resistência à compressão. É no estádio I que é realizado o cálculo do momento de fissuração, no qual obtém-se a armadura mínima necessária para que o concreto não fissure.

**Figura 1 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)**



Fonte: Souza (2017).

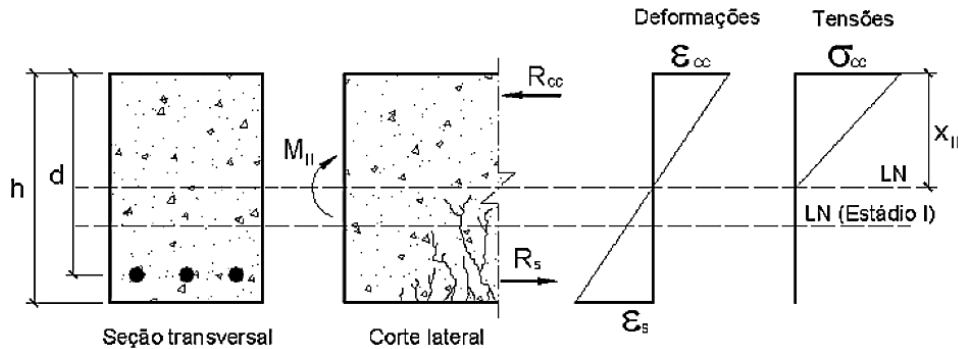
### 2.3.2.2. *Estádio II (estado de fissuração)*

Nesse estádio o concreto não mais contribui para a resistência à tração, apenas o aço resiste aos esforços, começando a formação de fissuras visíveis. Na região comprimida o diagrama de tensão ainda é linear, ou seja, atua lei de Hooke. Este estádio serve para a verificação da peça em serviço e termina com o início da plastificação do concreto comprimido.

De acordo com Pinheiro (2003) o estádio II é considerado para a verificação do ELS, como o estado limite de abertura de fissuras e o estado limite de deformações excessivas. Com a evolução do carregamento, as fissuras caminham no sentido da

borda comprimida, como é apresentado na Figura 2, bem como a linha neutra, e a tensão na armadura cresce, podendo atingir o escoamento.

**Figura 2 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II).**

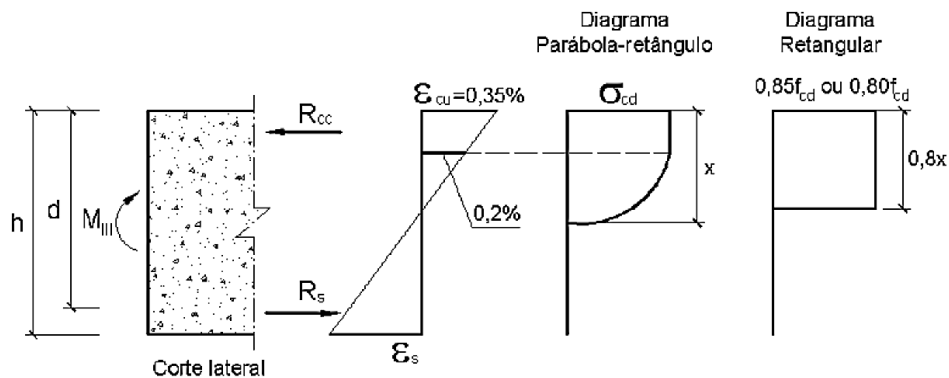


Fonte: Souza (2017).

### 2.3.2.3. Estádio III

No estágio III, aumenta-se o momento até um valor próximo ao de ruína, levando a peça a apresentar bastante fissuras. A zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto desta região está na iminência da ruptura. O diagrama de tensões não é mais linear, supondo-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra na forma de um diagrama parábola-retângulo, como mostra a Figura 3. A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que se use um diagrama retangular equivalente ao parabólico.

**Figura 3 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III).**



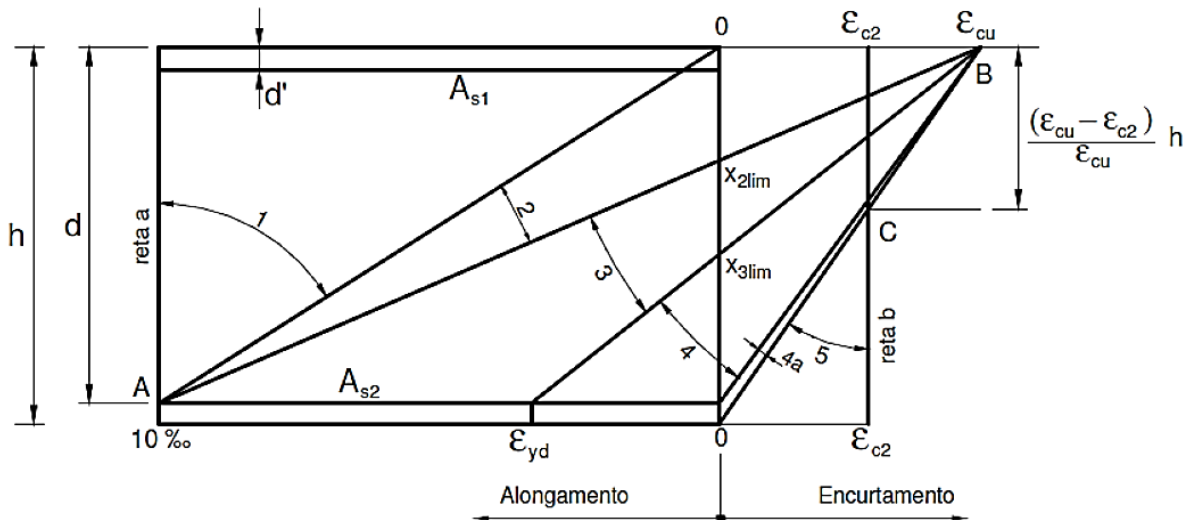
Fonte: Souza (2017).

### 2.3.3. Domínios de deformação

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2016) a ruína da seção transversal para qualquer tipo de flexão no estado limite último é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, que atingem os valores últimos das deformações específicas desses materiais.

Assim sendo, tem-se que os conjuntos das deformações específicas levam a formação de domínios de deformação, no qual cada intervalo compreende um modo de ruptura das seções de concreto armado. Tais intervalos estão relacionados com as dimensões da seção, taxa de armadura, solicitações impostas à peça e a altura da linha neutra (LN). Saber em qual domínio a peça está é de extrema importância para o projeto estrutural (FARIAS e MARTINS, 2017). A Figura 4 ilustra os domínios de deformação.

**Figura 4 - Domínios de deformação no estado limite último em uma seção transversal de todas as classes.**



Fonte: ABNT 6118/14 adaptada por Carvalho e Figueiredo Filho (2016).

- a) Reta a: a seção sofre deformação por uma força de tração uniforme. Neste limite a posição da linha neutra pode ser dada por  $X = -\infty$ . Sendo assim, a linha neutra encontra-se na parte superior da seção, entretanto, fora da mesma. A seção que se encontra sobre a reta "a" rompe por deformação plástica excessiva do aço, possuindo assim deformação de 10‰;

- b) Domínio 1: caracterizado pela aplicação de forças de tração não uniforme. A linha neutra ainda está fora da seção, entretanto o  $x$  (posição da linha neutra) varia no intervalo:  $-\infty < x < 0$ . Este limite encontra-se entre a reta “a” e a reta “c”, ou seja, inicia em  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$  e  $\varepsilon_c = 10\text{‰}$  e termina em  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$  e  $\varepsilon_c = 0$ . Novamente o estado limite último é caracterizado pela deformação plástica excessiva do aço de  $10\text{‰}$ . Nesta seção há apenas a presença da armadura, já que o concreto não resiste a tração e encontra-se fissurado;
- c) Domínio 2: inicia-se na reta “c” e se estende até a reta “d” e a linha neutra já está dentro da seção localizando-se entre 0 e  $x_{2,\text{lim}}$ . Neste caso a ruína no ELU se dá por deformação plástica do aço que possui deformação em máxima de  $10\text{‰}$  e ainda não há esmagamento do concreto, pois  $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ , entretanto a tensão máxima de cálculo do aço é igual a tensão de escoamento do aço ( $\sigma_{sd} = f_{yd}$ ), caracterizando a ductibilidade presente neste domínio. Este domínio caracteriza os casos de flexão simples ou composta.
- d) Domínio 3: limitado pelas retas “d” e “e” e a posição da LN varia de  $x_{2,\text{lim}}$  até  $x_{3,\text{lim}}$ , continuando dentro da seção. Esta seção está exposta a flexão simples ou composta e a ruptura desta seção se dá por escoamento do aço, concomitantemente, com o esmagamento do concreto. É imprescindível verificar que dentro desses limites a peça possui característica dúctil, já que a deformação máxima do aço irá variar entre  $10\text{‰}$  e  $\varepsilon_{yd}$ , conduzindo assim a tensão máxima de cálculo do aço a ser igual a tensão de escoamento de cálculo do aço  $\sigma_{sd} = f_{yd}$ . Esta é a situação ideal de projeto, pois tanto o aço como o concreto são completamente aproveitados, entretanto, a norma permite que apenas parte deste domínio seja utilizado, levando em conta fatores normativos de segurança.
- e) Domínio 4: o concreto apresenta ruptura por deformação excessiva, ou esmagamento, pois  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ , entretanto para este domínio o aço já não apresenta mais característica plástica, pois a deformação específica deste encontra-se abaixo de  $\varepsilon_{yd}$  e a tensão normal de cálculo já não será mais  $f_{yd}$ , levando a um mal aproveitamento do aço. A NBR 6118 (ABNR, 2014) não recomenda a execução de estruturas à flexão dentro deste domínio, pois a

peça apresenta ruptura frágil, sem aviso, já que o concreto rompe sem que o aço entre em deformação de escoamento.

- f) Domínio 4a: a seção transversal neste domínio está sujeita à flexão composta. A ruptura se dá por compressão excêntrica, estando toda a seção e as armaduras comprimidas, com exceção de uma pequena região tracionada, nas fibras abaixo da armadura tracionada. A linha neutra está posicionada entre  $d$  e  $h$  (altura da viga), este domínio está limitado pelas retas “f” e “g”.
- g) Domínio 5: caracterizado por sofrer apenas compressão não uniforme, ou seja, toda a seção é comprimida e a linha neutra é posicionada externamente a seção e está entre  $h$  e  $+\infty$ . O ELU é atingido quando ocorre a ruptura por deformação excessiva do concreto, ou esmagamento, caracterizado pela deformação de encurtamento entre  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu}$ .
- h) Reta “b”: nesta reta a peça está submetida a compressão uniforme em toda a seção. O ELU é alcançado quando a viga rompe por esmagamento do concreto e possui deformação de 2‰. Nesta seção tanto a armadura quanto o concreto trabalham igualmente, entretanto ambos são solicitados à compressão. A posição da LN encontra-se no  $+\infty$ .

#### **2.3.4. Flexão**

Um dos pontos mais importantes no detalhamento das peças de concreto armado é o cálculo da armadura necessária para resistir ao momento fletor. O dimensionamento é feito no estado limite último de ruína, impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações específicas limites dos materiais, ou seja, o estado limite último pode ocorrer tanto pela ruptura do concreto comprimido quanto pela deformação excessiva da armadura tracionada. (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2016)

A flexão nos elementos estruturais é causada pelo momento fletor, fazendo com que nas seções transversais desses elementos surjam tensões normais, que são

perpendiculares à seção. A existência de outros esforços subdivide o estudo da flexão em vários tipos, sendo necessário a identificação de cada um para que seja possível calcular esses elementos estruturais. A seguir serão apresentados os conceitos de cada tipo segundo Carvalho e Figueiredo (2016):

- Flexão normal (simples ou composta): ocorre quando o plano do carregamento ou da sua resultante é perpendicular à linha neutra, nesse caso, em seções simétricas, o momento fletor atua no plano de simetria.
- Flexão oblíqua (simples ou composta): ocorre quando o plano de carregamento não é normal a linha neutra; ou se o momento fletor tiver uma componente normal ao plano de simetria; ou ainda, quando a seção não é simétrica, pela forma ou por suas armaduras.
- Flexão simples: ocorre quando não há esforço normal atuando na seção, a flexão simples pode ser normal ou oblíqua.
- Flexão composta: ocorre quando há esforço normal (de tração ou de compressão) atuando na seção, com ou sem esforço cortante.
- Flexão pura: caso particular da flexão (simples ou composta) em que não há esforço cortante atuante.
- Flexão não pura: quando há esforço cortante atuando na seção.

### **2.3.5. Tensão Normal**

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2016) para efeito de cálculo pode-se considerar que o concreto seja um material homogêneo, desprezando a armadura presente nele. Desta forma é possível calcular as tensões atuantes na viga utilizando os conceitos de resistência dos materiais.

Silva (2015) afirma que para vigas de concreto armado sujeitas aos esforços de flexão, a tensão a ser verificada é a tensão normal, que é a força por unidade de área que atua no sentido perpendicular a peça. A relação que determina a distribuição de tensão nas regiões de uma peça em que a área da seção transversal seja constante ou ligeiramente cônica, com o momento fletor atuante nela é definida pela equação 2.1.

$$\sigma = -\frac{M}{I} \cdot y \quad (2.1)$$

Onde:

$\sigma$  - Tensão normal na viga;

$M$  - Máximo momento fletor;

$I$  - Momento de inércia;

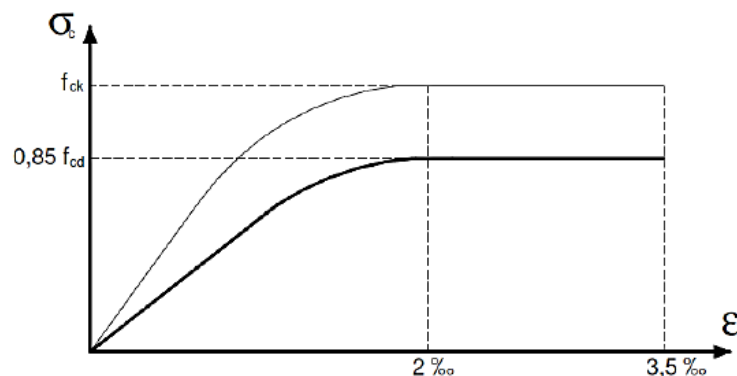
$y$  - Distância entre a linha neutra e a extremidade da viga.

Hibbeler (2004) explica que essa equação demonstra a tensão normal de um elemento reto, com simetria em relação a um eixo, sendo aplicado um momento fletor perpendicular a um eixo. A convenção de sinal estabelece que valores negativos referem-se as tensões de compressão, e os valores positivos as tensões de tração.

### 2.3.6. Diagrama tensão-deformação

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2016) os diagramas tensão-deformação mostram as relações entre tensões ( $\sigma$ ) e deformação ( $\varepsilon$ ) do concreto, e pode ser utilizado para análise no estado limite último. Na compressão centrada e apresentam uma parte curva e outra sensivelmente retilínea, como mostra a Figura 5.

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação para concretos.

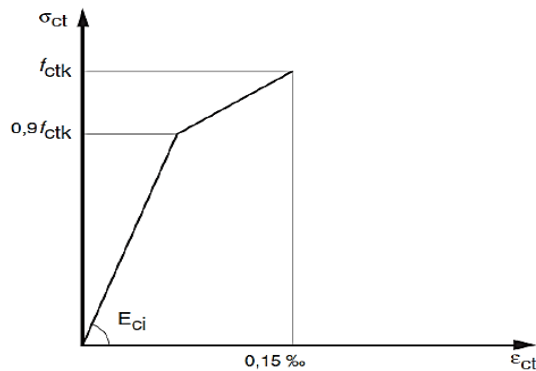


Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Na tração são empregados diagramas bilineares, como representado pela Figura 6.



**Figura 6 - Diagrama tensão-deformação na tração.**



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 2.3.7. Ações

Carvalho e Figueiredo Filho (2016) denominam ação como qualquer influência, ou conjunto de influências capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura. Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e de utilização. A NBR 8681 (ABNT 2003) classifica as ações em: permanentes, variáveis e excepcionais, descritas abaixo.

#### 2.3.7.1. Ações permanentes

A NBR 6118 (ABNT 2014) define as ações permanentes como sendo as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

São classificadas em diretas e indiretas, sendo as ações permanentes diretas derivadas do peso próprio da estrutura, peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes, além de empuxos permanentes. As ações permanentes indiretas são constituídas pela retração e fluência do concreto, deslocamento de apoio, imperfeições geométricas, globais e locais.

### 2.3.7.2. *Ações variáveis*

As ações variáveis são definidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por normas específicas.

São classificadas em diretas e indiretas, sendo as ações variáveis diretas derivadas de cargas acidentais previstas para o uso da construção, ação do vento e da água. As ações variáveis indiretas, são provenientes de variações da temperatura e ações dinâmicas (choques ou vibrações).

### 2.3.7.3. *Ações excepcionais*

Segunda a NBR 8681 (ABNT, 2003) as ações excepcionais podem ser consideradas as de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

## **2.3.8. Cobrimento das armaduras**

Carvalho e Figueiredo Filho (2016), afirmam que entre os fatores dos quais dependem a durabilidade das estruturas de concreto armado, são fundamentais a qualidade e a espessura do concreto de cobrimento das armaduras, sendo que este deve ser a menor distância livre entre uma face da peça e a camada de barras mais próxima dessa face (inclusive estribos). O cobrimento deve ser considerado ao longo de todo o elemento, tendo como finalidade proteger as barras tanto da corrosão como da ação do fogo.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{min}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $\Delta c$ ). Nas obras correntes o valor de  $\Delta c$  deve ser maior ou igual a 10 mm.

A norma estabelece valores de cobrimento nominal que estão associados à classe de agressividade ambiental em que será construído a estrutura, e o tipo de elemento estrutural, como está apresentado na Tabela 1.

**Tabela 1. Cobrimento nominal das armaduras de concreto armado.**

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1 da NBR 6118 (2014))			
	I	II	III	IV
	Cobrimento nominal (mm)			
Laje	20	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2016).

#### 2.4. FUROS E ABERTURAS EM VIGAS

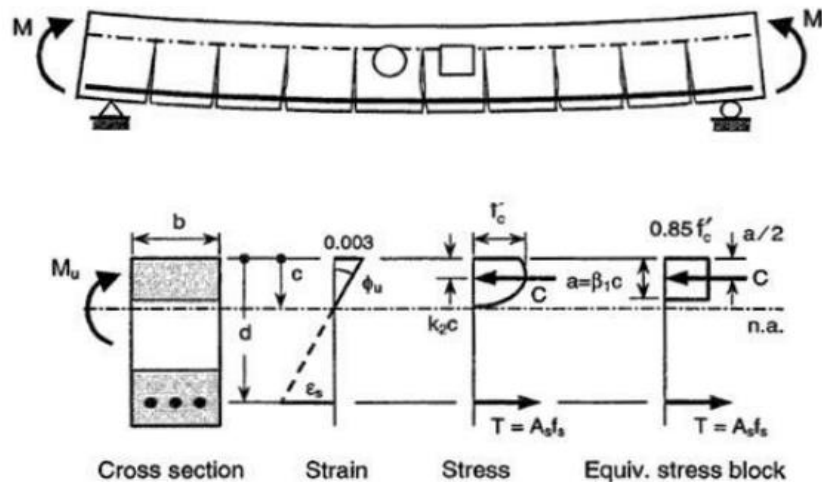
De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), de maneira geral os furos têm dimensões pequenas em relação ao elemento estrutural enquanto as aberturas não; um conjunto de furos muito próximos deve ser tratado como uma abertura.

Furos e aberturas em vigas são normalmente realizados pela falta de compatibilização dos projetos, realizados durante a fase de execução sem respeitar as especificações da norma. Entretanto, quando se houver necessidade e forem detectados em projeto, é fundamental que o elemento estrutural seja projetado e detalhado, de forma a absorverem as alterações do fluxo de tensões que ocorrem no entorno destes locais, prevendo-se além das armaduras para resistir as forças de tração, armaduras complementares no contorno e nos cantos das aberturas, conforme as exigências da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo Mansur (2006), a inclusão de aberturas nas vigas de concreto causa efeitos no comportamento da mesma. Os cantos das aberturas estão sujeitos à uma concentração de tensões que pode ocasionar fissuras e assim, afetar a durabilidade da peça. Porém esses efeitos podem minimizar-se quando há previsão dessas aberturas, dimensionado os reforços de armadura adequadamente.

Mansur e Tan (1999) afirmam que caso a abertura permaneça dentro da zona de tração do concreto a disposição da abertura não irá modificar o transporte de carga. Se a mesma estiver na zona de compressão, e assim, reduzir a área de concreto resistente à compressão, essa abertura deve ser considerada no dimensionamento da peça, conforme mostrado na Figura 7.

Figura 7 - Viga com aberturas sob flexão pura.



Mansur e Tan (1999) afirmam que o esforço cortante de uma viga está sempre associado ao momento fletor, exceto no ponto de inflexão. Em uma viga homogênea elástica, assim como uma viga de concreto antes da fissuração, o cisalhamento altera o sentido da tensão de tração principal a partir de uma direção horizontal para uma direção inclinada em relação ao eixo longitudinal da viga. Como o concreto é fraco à tração, a tensão de tração diagonal conduz ao que é conhecida como falha de tensão diagonal de uma viga.

A seguir são apresentadas recomendações da norma para dois casos de furos e aberturas em vigas de concreto armado: na direção da largura e na direção da altura.

#### 2.4.1. Furos que atravessam as vigas na direção da largura:

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que, em qualquer caso, a distância mínima de um furo à face mais próxima da viga deve ser no mínimo igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto para essa face. A seção remanescente nessa região, tendo sido descontada a área ocupada pelo furo, deve ser capaz de resistir aos esforços previstos no cálculo, além de permitir uma boa concretagem.

Devem ser respeitadas, simultaneamente, para dispensa da verificação, as seguintes condições:

- furos em zona de tração e a uma distância da face do apoio de no mínimo  $2h$ , onde  $h$  é a altura da viga;
- dimensão do furo de no máximo 12 cm e  $h/3$ ;

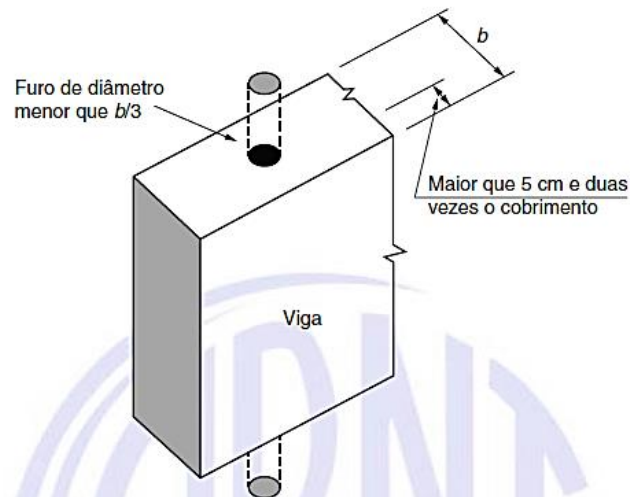
- c) distância entre faces de furos, em um mesmo tramo, de no mínimo  $2 h$ ;
- d) cobrimentos suficientes e não seccionamento das armaduras.

#### 2.4.2. Furos que atravessam as vigas na direção da altura:

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece para situações em que os furos atravessam a viga na direção da sua altura as seguintes diretrizes:

- a) as aberturas em vigas, contidas no seu plano principal, como furos para passagem de tubulação vertical nas edificações (ver Figura 8), não podem ter diâmetros superiores a  $1/3$  da largura dessas vigas nas regiões desses furos;

**Figura 8 - Viga com furos que atravessam na direção da sua altura.**



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

- b) deve ser verificada a redução da capacidade portante ao cisalhamento e à flexão na região da abertura;
- c) a distância mínima de um furo à face mais próxima da viga deve ser no mínimo igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto nessa face. A seção remanescente nessa região, tendo sido descontada a área ocupada pelo furo, deve ser capaz de resistir aos esforços previstos no cálculo, além de permitir uma boa concretagem.
- d) no caso de ser necessário um conjunto de furos, estes devem ser alinhados e a distância entre suas faces deve ser de no mínimo 5 cm, ou o diâmetro do furo e cada intervalo deve conter pelo menos um estribo;

- e) no caso de elementos estruturais submetidos à torção, esses limites devem ser ajustados de forma a permitir um funcionamento adequado.

## 2.5. MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS

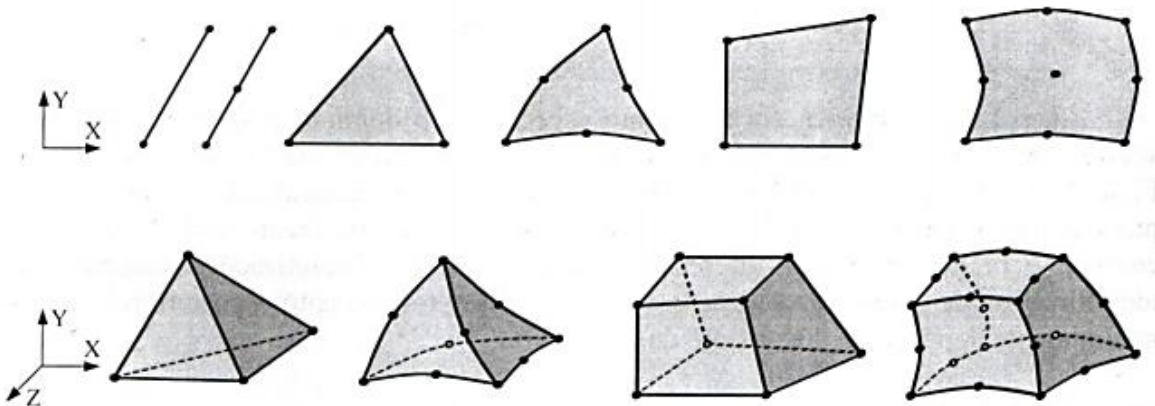
A modelagem computacional é a criação do modelo estrutural em um software que irá fornecer os deslocamentos, deformações, esforços internos e externos através de métodos como o Método dos Elementos finitos.

Segundo Kunzler (2013), o método dos elementos finitos consiste em dividir uma estrutura em partes não superpostas, de dimensões e quantidade finitas, chamados de elementos finitos. Através do método dos elementos finitos um sólido contínuo é transformado em “uma associação de elementos discretos. Equações de compatibilidade e equilíbrio são descritas entre os nós que os une”. As interpolações dos resultados obtidos para cada um dos nós determinam as deformações e os esforços internos do elemento analisado.

Segundo Simão (2014) “na linguagem matemática o Método dos Elementos Finitos consiste na subdivisão do domínio de integração (equações que descrevem o fenômeno físico) em um número finito de pequenas regiões, onde o comportamento do campo possa ser aproximado por um polinômio de grau reduzido (funções simples, chamadas de funções de interpolação, que são definidas em termos dos valores dos campos variáveis dos nós), assim o meio contínuo pode ser discreto. A essa divisão do domínio se dá o nome de malha. Os elementos finitos são interconectados através dos nós, que são pontos onde uma solução aproximada pode ser adotada e onde as equações de equilíbrio podem ser estabelecidas”.

Para a estrutura contínua, a discretização provém da subdivisão do domínio da estrutura, que podem ser unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, que normalmente é discretizada em triângulos ou quadrados como mostra a Figura 9, para elementos planos ou sólidos representado pela Figura 10

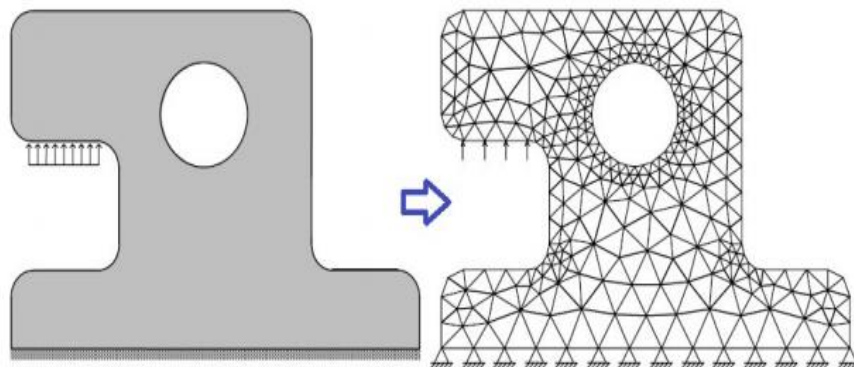
**Figura 9 - Formas de elementos finitos.**



Fonte: Soriano (2009)

Ao dividir o domínio em malha, são definidas funções em cada elemento, após a definição e resolução das equações de equilíbrio, os valores nos nós dos campos variáveis passam a ser conhecidos. De posse desses valores são utilizadas as funções de interpolação, que descrevem o comportamento de todos os nós da estrutura, chegando a um valor aproximado para o meio contínuo.

**Figura 10 - Discretização por elementos finitos.**



Fonte: Adaptado de Martha (2007)

De acordo com Simão (2014), a precisão do Método dos Elementos Finitos depende não só da formulação dos elementos, mas também da malha gerada para analisar um determinado problema. Portanto, na discretização da estrutura, deve-se decidir o número, o tipo e o arranjo de cada um dos elementos de acordo com o que se deseja analisar.

### 3. METODOLOGIA

A partir dos conceitos exibidos no capítulo anterior, através do levantamento bibliográfico, será apresentada nesta seção, a viga em estudo, detalhando suas características geométricas e dimensionamento. Além disso, serão descritos os parâmetros adotados para a modelagem da peça estrutural no software Abaqus/CAE, como propriedades do concreto, malha de elementos finitos, condições de apoio e de aplicação de carga.

#### 3.1. CARACTERÍSTICAS DA VIGA

Após várias observações de vigas de concreto armado com furos e aberturas em edifícios de pequeno e grande porte, foi realizada uma busca por uma peça que melhor representasse execuções que não atendem ao prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que o objetivo é analisar como esses furos podem interferir na resistência e durabilidade da peça estrutural.

A viga escolhida para análise fica localizada no primeiro pavimento de um edifício residencial de 10 pavimentos, no qual cada um possui 8 apartamentos de 75 m<sup>2</sup>. A peça estrutural divide a laje do banheiro da laje do quarto principal, possuindo 4,00 m de comprimento com seção retangular de 50 x 15 cm, dispondo de 4 furos passantes no sentido da largura que se distribuem ao longo de todo o comprimento, como mostra a Figura 11.

**Figura 11 - Viga de concreto armado com furos no sentido na largura.**



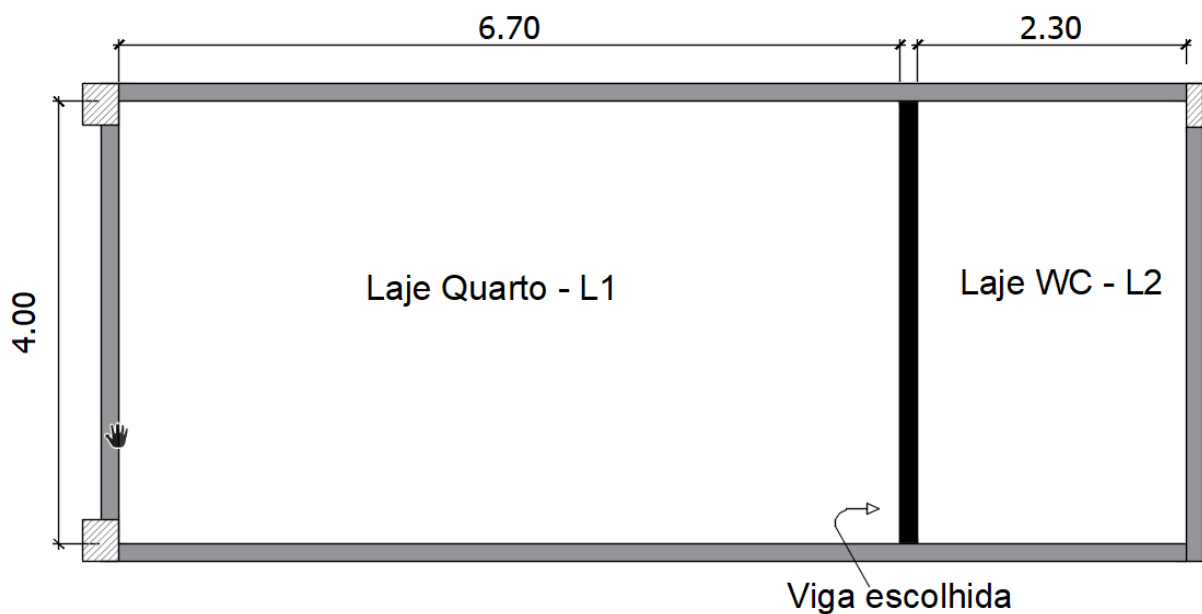
Fonte: Autora (2019)



Os furos dispostos na viga foram realizados para passagem de tubulação de esgoto (tubo de cor preta) e tubulação de águas pluviais (tubo de cor marrom), possuindo dimensão de 100 e 50 mm. As lajes são maciças, apresentando dimensões de 6,70 x 4,00 m (laje do quarto), e 4,00 x 2,30 m (laje do banheiro).

A Figura 12 mostra um croqui da disposição e tamanhos das lajes e vigas diretamente ligadas à viga em estudo, uma vez que não foi possível ter acesso ao projeto estrutural do prédio. Por este motivo foi necessário adotar alguns parâmetros, com base em estudos e características das edificações que são construídas na região, sendo estes parâmetros exibidos no item 3.2, em que será realizado o dimensionamento da peça estrutural.

Figura 12 - Croqui da estrutura.



Fonte: Autora (2019)

### 3.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA

Como citado no item anterior, não foi possível ter acesso ao projeto estrutural da edificação, portanto são desconhecidas as considerações adotadas pelo engenheiro calculista. Em virtude disto, as cargas serão estimadas com base na NBR 6120 (ABNT, 1980), utilizando as cargas mais usuais para edifícios residenciais, considerando a presença de alvenaria sobre a viga, e a sobrecarga de utilização.

### 3.2.1. Cargas

Uma vez que as lajes apresentadas na figura 8 descarregam na viga em estudo, deve ser considerada o peso próprio das mesmas, sendo estas lajes maciças com 12 cm de espessura. Além do peso próprio da laje, foram considerados o contrapiso com 5 cm de espessura, o reboco na parte inferior da laje de 3 cm e o revestimento cerâmico com 1 cm.

Os valores de peso específico dos materiais foram obtidos através da NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo o peso específico do concreto igual a 25kN/m<sup>3</sup>, contrapiso e reboco (argamassa) igua a 21kN/m<sup>3</sup>, e revestimento cerâmico igual a 18kN/m<sup>3</sup>. A equação abaixo fornece o valor correspondente a carga permanente referente a laje.

$$g_1 = (\gamma_{\text{conc}} \cdot h_{\text{laje}}) + (\gamma_{\text{arg}} \cdot h_{\text{cont}}) + (\gamma_{\text{arg}} \cdot h_{\text{reb}}) + (\gamma_{\text{rev}} \cdot h_{\text{rev}}) = 4,86 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

Além da carga permanente da laje, deve-se considerar a sobrecarga de utilização, definido no item 2.3.5, como carga acidental, proveniente dos móveis e pessoas. De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980), o valor mínimo das cargas verticais atuantes em edifício residenciais equivale a 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

Para determinar a reação das lajes apoiadas na viga em estudo, foi utilizada o modelo apresentado por Carvalho e Figueiredo Filho (2016) segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando a laje dividida por regiões, no qual cada região carregará a viga correspondente, com carregamento uniforme, de acordo com a área de influência. Tal reações são determinadas pela equação 3.2 e 3.3, através do fator “k”, que é obtido a partir do coeficiente de geometria da laje  $\lambda$  (equação 3.4).

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{\ell_x}{10} \quad (3.2)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{\ell_x}{10} \quad (3.3)$$

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} \quad (3.4)$$

A partir da equação 3.4, obteve-se para a laje do quarto (L1), que tem dimensões de 6,70 x 4,00 m, o valor de  $\lambda$  aproximadamente 1,70. Para a laje do banheiro (L2), com dimensões de 4,00 x 2,30 m, o valor de  $\lambda$  é igual a 1,75.

Considerando as lajes engastadas em duas bordas, definido de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2016) como sendo caso 4 de situação de vinculação, tem-se para L1 valor de  $k'x$  igual a 4,48, e para L2 o valor de  $k'x$  igual a 4,53, ambas possuem valores de  $k'y$  correspondente a 3,17. Tais valores foram obtidos através da tabela do coeficiente k (Anexo I).

De posse dos valores do coeficiente k, das cargas permanentes e acidental, calculou-se as reações nas vigas de apoio das lajes através da equação 3.2 e 3.4, obtendo os valores apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2. Valores das reações das lajes na viga.**

<b>Laje</b>	<b>Carga Permanente</b>	<b>Carga Acidental</b>
L1 – Quarto	$g_y = 6,16\text{kN/m}$	$q_y = 1,90\text{kN/m}$
L2 – Banheiro	$g_x = 5,06\text{kN/m}$	$q_x = 1,56\text{kN/m}$

Fonte: Autora (2019)

Após a obtenção dos valores das cargas referentes as lajes e a sobrecarga de utilização, pôde-se calcular as cargas derivadas do peso próprio da viga de concreto armado, que possui altura igual a 50 cm e base igual a 15 cm. A alvenaria e reboco presente sobre a mesma, apresentaram espessuras de 9 cm e 3 cm respectivamente, sendo a parede com altura de 3 m.

Os valores de peso específico dos materiais foram utilizados com base na NBR 6120 (ABNT, 1980), sendo  $\gamma_{\text{conc}} = 25\text{kN/m}^3$  e  $\gamma_{\text{tijolo}} = 13\text{kN/m}^3$ . Através da equação 3.5 obtém-se o valor da carga permanente referente a viga.

$$g_2 = (\gamma_{\text{conc}} \cdot h_{\text{viga}} \cdot b_w) + (\gamma_{\text{tij}} \cdot h_{\text{par}} \cdot e_{\text{tij}}) + (\gamma_{\text{arg}} \cdot h_{\text{par}} \cdot 2 \cdot e_{\text{reb}}) = 9,2\text{kN/m} \quad (3.5)$$

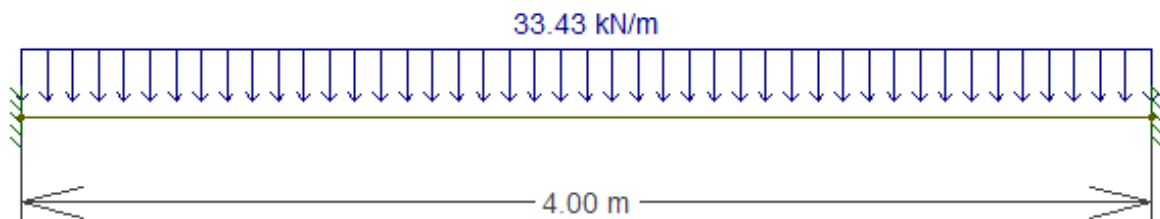
A partir dos valores de todas as ações estimadas atuantes na viga em estudo, obteve-se o valor da carga total majorada através da combinação última (equação 3.6), apresentada abaixo.

$$F_d = \gamma_g \cdot \sum F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{qk} = 33,43 \text{ kN/m} \quad (3.6)$$

### 3.2.2. Diagrama de esforços

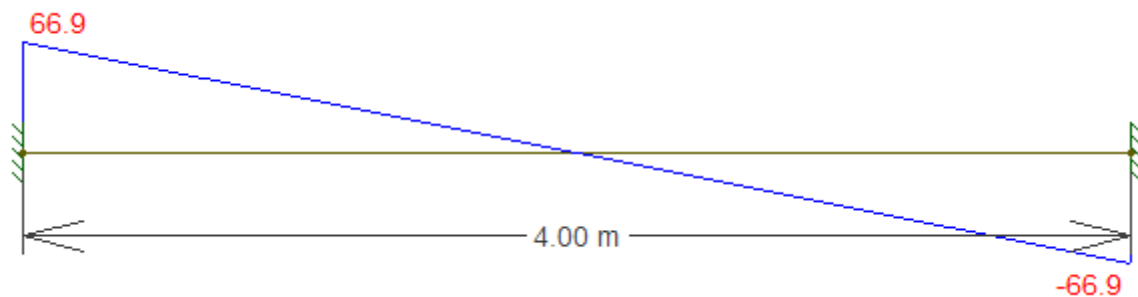
Utilizando o software Ftool obteve-se o esquema estrutural da viga de concreto armado, no qual os apoios foram considerados bi-engastados. As Figuras 13, 14 e 15 abaixo apresentam o diagrama de momento fletor e esforço cortante.

**Figura 13 - Viga em estudo.**



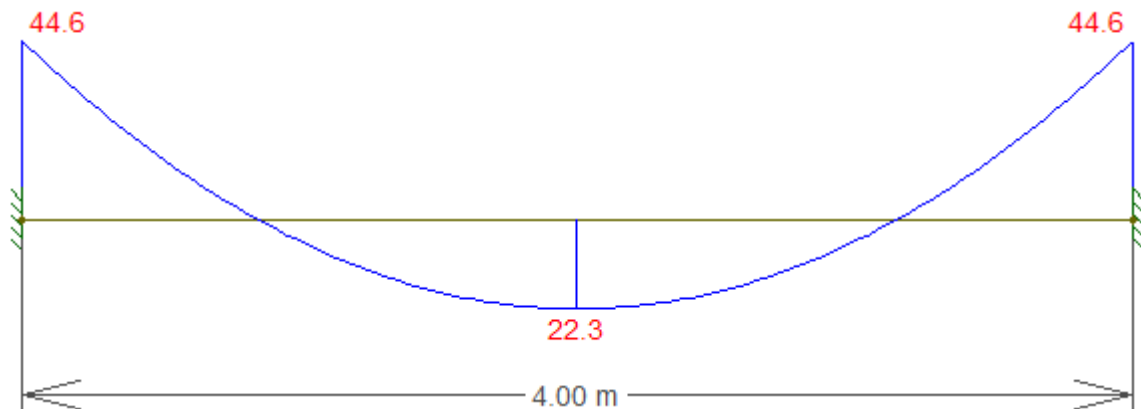
Fonte: Autora (2019)

**Figura 14 - Diagrama de esforço cortante.**



Fonte: Autora (2019)

**Figura 15 - Diagrama de momento fletor.**



Fonte: Autora (2019)

### 3.2.3. Cálculo das armaduras

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2016), sempre que possível é conveniente trabalhar com formulas adimensionais, pois facilitam o emprego de diversos sistemas de unidades e permitem a utilização de quadros e gráficos. Desta forma, foram utilizadas para cálculo da área de aço, formulas adimensionais válidas para concretos de até 50 MPa, sendo a área de aço definida pela equação 3.7.

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (3.7)$$

O valor de KZ é tabelado, e diretamente relacionado ao valor de KMD que é determinado pela equação 3.8.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.8)$$

Utilizando a equação 3.9 encontrou-se o valor da altura útil (d), considerando a classe de agressividade II, visto que o edifício está localizado em um ambiente urbano, portanto o cobrimento é igual a 30 mm. As armaduras adotadas foram de 5 mm para estribo, e 10 mm para armadura longitudinal.

$$d = h - \text{cob} - \phi_{\text{est}} - \frac{\phi_{\text{long}}}{2} = 46\text{cm} \quad (3.9)$$

Considerando a resistência a compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) igual a 30 MPa, pode-se obter através da equação 3.10, o valor da resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21,4\text{MPa} \quad (3.10)$$

Após obter todos os valores necessários para determinação do KMD, calculou-se utilizando a equação 3.8, encontrando para o momento negativo valor aproximadamente 0,070, e para o momento positivo valor aproximadamente 0,030.

Utilizando a tabela do KMD (Anexo II), foi possível a determinação de KX e KZ, apresentados na Tabela 3 abaixo.

**Tabela 3. Valores para cálculo da armadura longitudinal.**

KMD	KX	KZ
<b>0,070</b>	0,1076	0,9570
<b>0,030</b>	0,0449	0,9820

Fonte: Autora (2019)

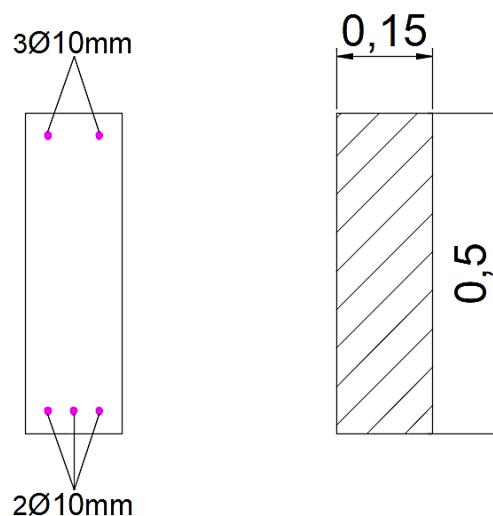
De posse dos valores de KZ, calculou-se a armadura longitudinal para os momentos negativo e positivo, tendo que o valor da resistência característica do aço a tração ( $f_{yk}$ ) para CA50 é igual a 500 MPa, e portanto a tensão de escoamento de cálculo do aço ( $f_{yd}$ ) igual a 435 MPa. Desta forma os valores de  $A_s$  aplicando a equação 3.7 são: 2,35 cm<sup>2</sup> para área comprimida, e 1,13 cm<sup>2</sup> para área tracionada.

Utilizando KX, é possível determinar a altura da linha neutra (LN) aplicando a equação 3.11, de forma a identificar a área comprimida e tracionada.

$$x = KX \cdot d = 4,95cm \quad (3.11)$$

Tendo em vista que a área da barra de 10 mm é igual a 0,80 cm<sup>2</sup>, obtém-se aproximadamente 3 barras na zona comprimida, e 2 barras na zona tracionada, como mostra a Figura 16.

**Figura 16 - Arranjo das armaduras.**



Fonte: Autora (2019)

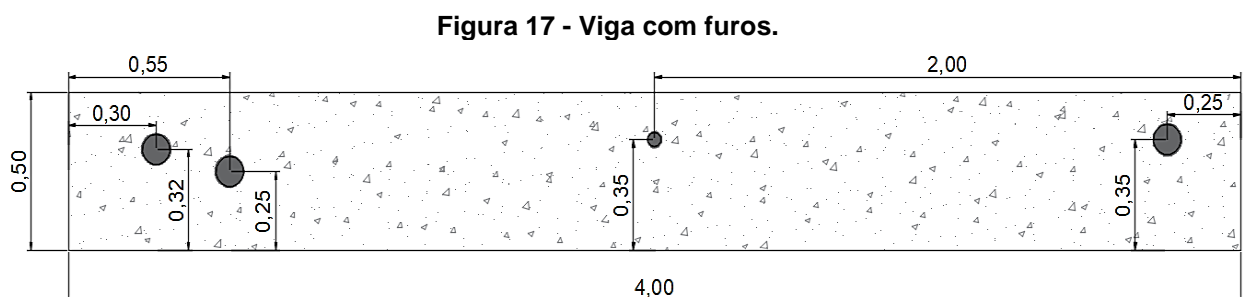
Para este trabalho não foram consideradas as armaduras de cisalhamento, visto que será analisado apenas os esforços de flexão na viga, portanto não serão calculadas.

### 3.3. DEFINIÇÕES PARA ANÁLISE

A análise foi realizada considerando apenas os furos no sentido na largura da viga de concreto armado, uma vez que a viga em estudo apresenta tubulações apenas na horizontal. Levando em consideração que a viga apresenta 4 furos, foram simulados cada furo separadamente, para que pudesse verificar a influência de cada um na peça. Portanto foram modeladas no software cinco vigas, sendo variações da mesma peça em estudo, que serão descritas abaixo:

- A primeira modelagem foi executada com a viga em sua plena, sem nenhum furo, para que fosse utilizada como parâmetro de comparação entre os resultados.
- A segunda simulação foi executada com o furo de 100mm na viga, a uma distância de 30cm do apoio, e altura da base de 32cm.
- A terceira modelagem foi realizada com o furo de 100mm na viga, a uma distância de 55cm do apoio, e a uma altura de 25cm da base.
- A quarta modelagem da viga foi executada com o furo de 50mm, localizado no meio do vão da viga, a uma distância de 200cm do apoio, e altura de 35cm.
- E por fim, a quinta viga foi modelada com o primeiro furo com diâmetro de 100mm, localizado a uma distância de 25cm do apoio e a 35cm de altura da base.

A Figura 17 abaixo apresenta a viga com os respectivos furos que foram descritos anteriormente, para melhor visualização da posição de cada um.



Fonte: Autora (2019)

Para uma melhor descrição das modelagens e dos resultados obtidos, optou-se por nomear as vigas de acordo com o furo analisado, como mostra a Tabela 4 abaixo.

**Tabela 4. Nomenclatura das vigas analisadas.**

<b>Diâmetro do furo</b>	<b>Altura da base</b>	<b>Distância do apoio</b>	<b>Nomenclatura</b>
Sem furo	-	-	VR
100mm	32cm	30cm	Viga 1
100mm	25cm	55cm	Viga 2
50mm	35cm	200cm	Viga 3
100mm	35cm	25cm	Viga 4

Fonte: Autora (2019).

### 3.4. MODELAGEM COMPUTACIONAL

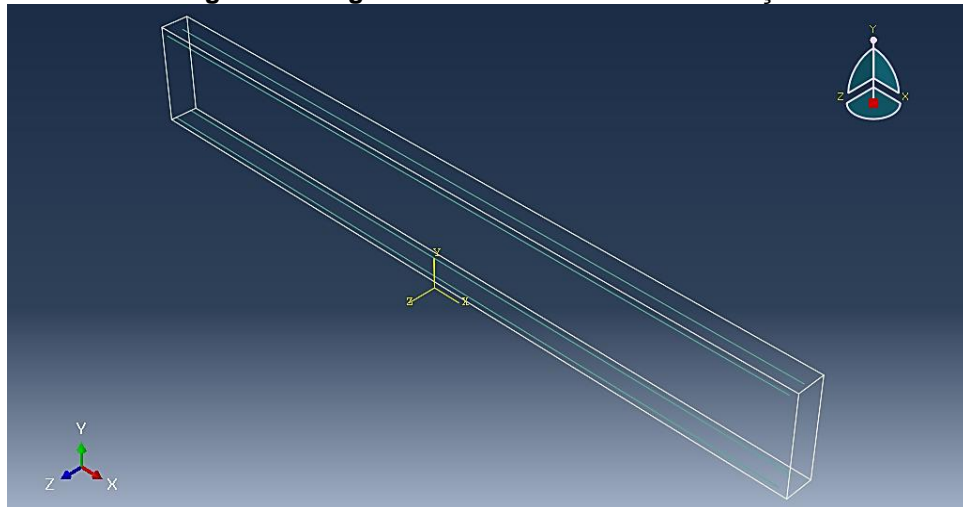
Como descrito nos itens anteriores, foram analisadas cinco modelos da viga em estudo, verificando a influência de cada furo com a utilização da ferramenta computacional que aplica o Método dos Elementos Finitos, o software Abaqus/CAE versão 2017.

Para simular computacionalmente a viga de concreto armado, foram utilizadas dois tipos de elementos finitos disponíveis no software: elementos sólidos (*solid elements*) e elementos tridimensionais de treliça (*truss elements*). O elemento sólido foi utilizado para modelagem da viga, com a dimensão de 4,00 x 0,5 m, sendo este modelo definido como C3D8, que se refere a um elemento 3D, com 8 nós e 3 graus de liberdade.

Para modelagem das barras de aço, foi utilizada o elemento tridimensional de treliça T3D2, que se refere a uma elemento 3D com 2 nós e 3 graus de liberdade. Segundo Simulia (2012), são utilizados para modelos de duas e três dimensões, são esbeltos e podem transmitir apenas esforços axiais (não transmitem momento). As barras de aço foram simuladas com diâmetro de 10mm, e comprimento de 3,20m (comprimento da viga descontando o cobrimento da armadura), como visto na Figura 18 abaixo.



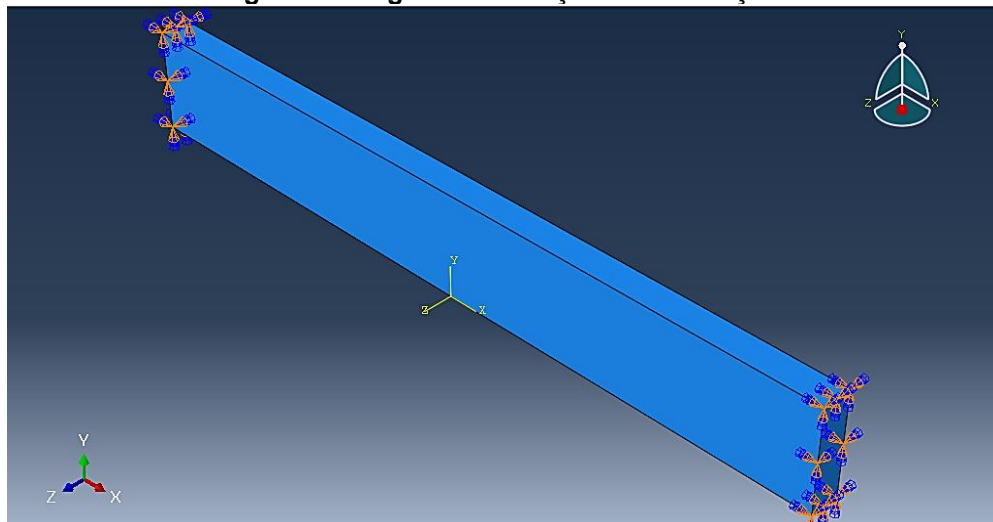
**Figura 18 - Viga modelada com as barras de aço.**



Fonte: Autora (2019)

Após a modelagem da viga e das barras de aço foi imposta na peça a restrição das translações e das rotações nos três eixos (x, y e z), através das condições de contorno, sendo esta aplicada nas duas faces laterais da viga, para simular o engaste, impedindo o movimento da peça durante a aplicação do carregamento. A Figura 19 a seguir representa a descrição realizada.

**Figura 19 - Viga com restrição de translação.**

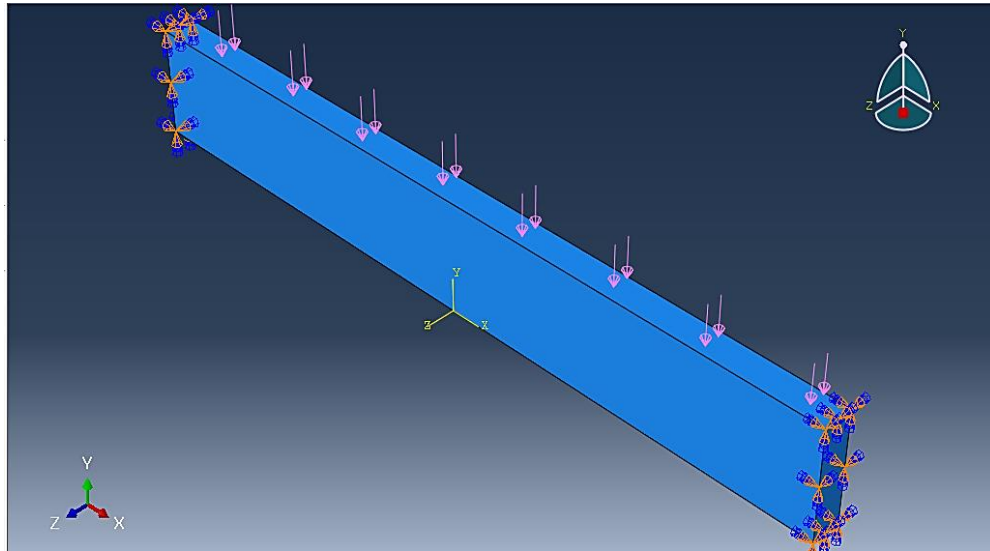


Fonte: Autora (2019)

Com as condições de contorno definidas, foi aplicado sobre a face superior da viga o carregamento linearmente distribuído (Figura 20), no qual foi convertido para pressão equivalente, uma vez que a peça está sendo modelada em três dimensões. Portanto dividiu-se o valor da carga de 33,43 kN/m pela largura da viga ( $b_w$ ) igual a

0,15 m, obtendo um valor igual a 222,87 kN/m<sup>2</sup> que equivale aproximadamente 0,223 MPa.

**Figura 209 - Aplicação do carregamento sobre a viga.**



Fonte: Autora (2019)

### **3.4.1. Modelos constitutivos**

De acordo com Pinto (2015), o software apresenta vários modelos constitutivos que descrevem uma diversidade de materiais, sendo consideradas pelo programa respostas elásticas e inelásticas. As respostas inelásticas apresentam modelos plásticos baseado na teoria da plasticidade, além de modelos com conceito da mecânica do dano. Os modelos se diferenciam em relação a teoria da plasticidade, visto que a elasticidade não é afetada pela deformação inelástica, já para o modelo de dano a aplicação do carregamento inclui a degradação da elasticidade, como por exemplo a perda de rigidez elástica.

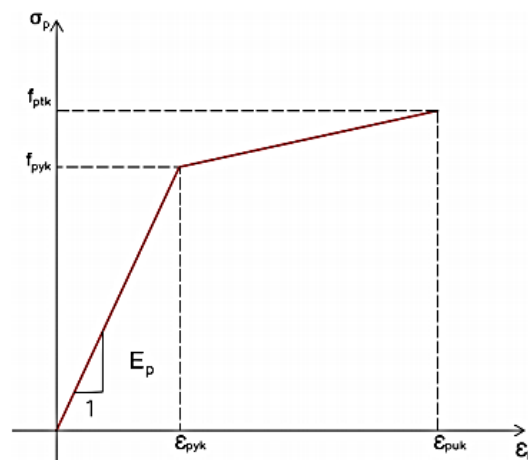
Os modelos constitutivos utilizados neste trabalho foram:

- Modelo elástico para o concreto e o aço.
- Modelo inelástico com dano para o concreto.
- Modelo elasto-plástico para o aço.

### 3.4.1.1. Modelo constitutivo do aço

O comportamento do aço no regime elástico foi definido através do modelo *Elastic*, no qual foram definidos o módulo de elasticidade admitido igual 210.000 MPa, e o coeficiente de Poisson igual a 0,3. Para o regime elasto-plástico foram definidas propriedade perfeitas, sem encruamento como mostra o diagrama tensão-deformação na Figura 21 abaixo. Sendo definidas apenas as variáveis de tensão de escoamento do aço com o valor de 500 MPa, e a energia de fratura de 5 MPa.

Figura 21 - Modelo elasto-plástico adotado para o aço.



Fonte: Reis (2018)

### 3.4.1.2. Modelo constitutivo do concreto

#### 3.4.1.2.1. Modelo Elástico

Assim como para o aço, foi utilizado o modelo *Elastic* para determinação do comportamento do concreto no regime elástico, em que é definido os parâmetros módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Uma vez que não foi possível a determinação do módulo de elasticidade experimentalmente, foi utilizada a equação 3.12 conforme orienta a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$E_{CS} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.12)$$

Considerando o agregado como sendo granito o valor de  $\alpha_E$  é igual a 1,0, e tendo o  $f_{ck}$  igual a 30 MPa, obtém-se o valor de  $E_{ci}$  e  $\alpha_i$  a partir da equação 3.13 e 3.14, respectivamente.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 30672,46 \text{ MPa} \quad (3.13)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} = 0,875 \quad (3.14)$$

Aplicando portanto os valores obtidos acima na equação 3.11, obtém-se para o modulo de elasticidade valor igual a 26.838,4 MPa. Além do modulo de elasticidade, foi adicionado no programa o coeficiente de Poisson, que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para tensões de compressão menores que  $0,5f_c$  e tensões de tração menores que  $f_{ct}$ , pode ser considerado igual a 0,2.

#### 3.4.1.2.2. Modelo Plástico

Para determinação do comportamento do concreto da viga no regime plástico foi utilizado o modelo do dano plástico *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*, com objetivo de definir numericamente um diagrama aproximado do diagrama tensão-deformação não-linear.

Segundo Pinto (2015) o CDP permite caracterizar a relação tensão x deformação no concreto, especialmente a rigidez a partir do ponto de resistência máxima. O modelo assume que a resposta uniaxial de tração e a compressão é caracterizada pelo dano plástico.

No modelo CDP são utilizados parâmetros referentes a compressão e tração na zona plástica do concreto, sendo tais parâmetros: o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), a excentricidade ( $m$ ), a razão entre as resistências a compressão no estado biaxial e uniaxial ( $f_{b0}/f_{c0}$ ), a razão entre o segundo invariante do tensor desviador no plano meridiano de tração pelo de compressão ( $K$ ) e o parâmetro de viscosidade. Tais valores foram obtidos a partir da pesquisa de Pinto (2015) e são apresentados na Tabela 5 abaixo.

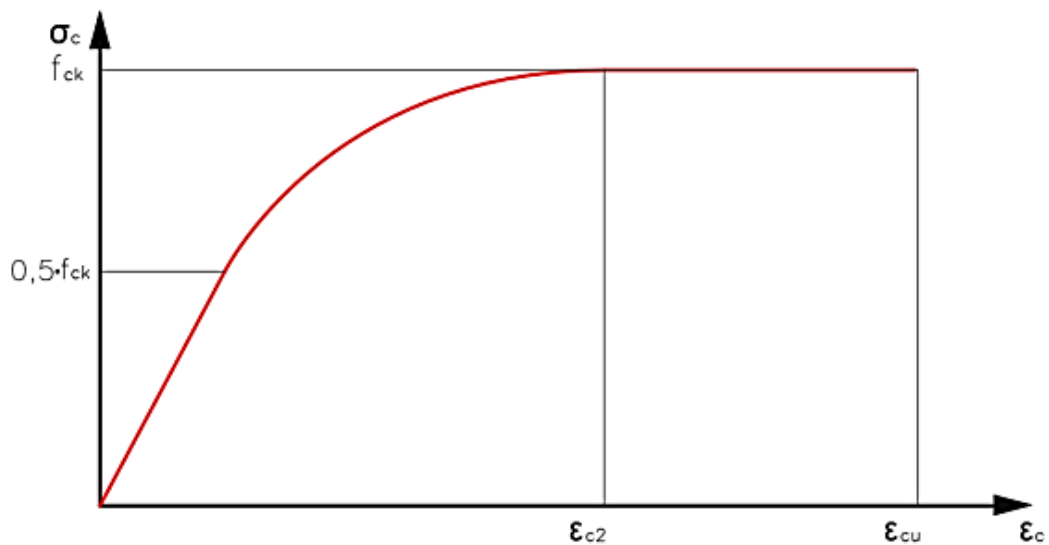
$\psi$	$m$	$f_{b0}/f_{c0}$	$K$
38°	0,1	1,16	2/3

Fonte: Autora (2015)

- Comportamento do concreto a compressão

A NBR 6118 (ABNT, 2014), considera o comportamento do concreto a compressão semi-linear, no qual apresenta uma fase linear, em que o concreto possui comportamento elástico, e a fase em que se inicia a fissuração do concreto sendo considerado comportamento plástico, como mostra a Figura 22.

**Figura 22 - Comportamento do concreto a compressão.**



Fonte: Reis (2018)

A norma ainda traz um diagrama tensão-deformação idealizado para concretos com resistência a compressão de até 50 MPa, no qual a deformação específica no início do patamar plástico ( $\epsilon_{c2}$ ) é equivalente a 0,002 e a deformação específica de ruptura ( $\epsilon_{cu}$ ) é definida com 0,0035. Os valores de tensão para cada passo de deformação específica  $\epsilon_c$  é dada pela equação 3.15.

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad (3.15)$$

- Comportamento do concreto a tração

Segundo Pinto (2015) “a não linearidade do concreto submetido à tração, pode ser representada pelo diagrama uniaxial de tensão x deformação, conforme mostra a Figura 23. O comportamento do concreto é dividido em duas partes, a primeira

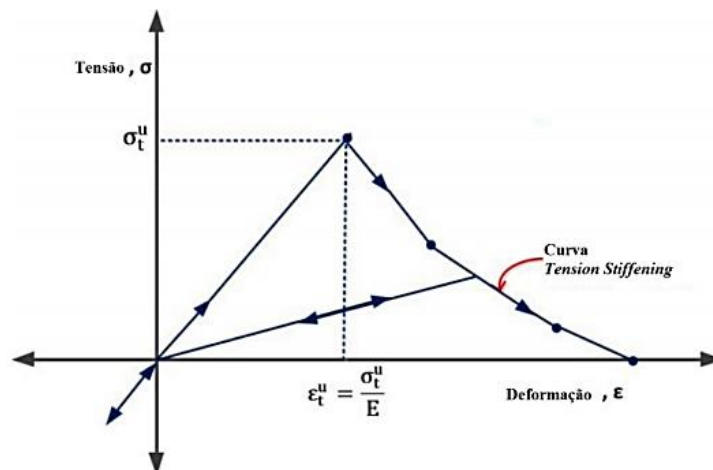
assume que o comportamento é linear elástico até a tensão atingir o valor máximo de resistência a tração do concreto. A segunda parte representa o comportamento do concreto após a fissuração e pode ser representado por relações de tensão em função da deformação ou do deslocamento.”

As equações 3.16 e 3.17 foram obtidas a partir de estudos realizado por Wang e Hsu (2001), que descrevem ambas as etapas descritas.

$$\sigma_t = E_c \cdot \varepsilon_t \rightarrow \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \quad (3.16)$$

$$\sigma_t = f_{cr} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0,4} \rightarrow \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \quad (3.17)$$

Figura 23 - Diagrama do concreto tracionado.



Fonte: Chaudhari e Chakrabarti apud Pinto (2015)

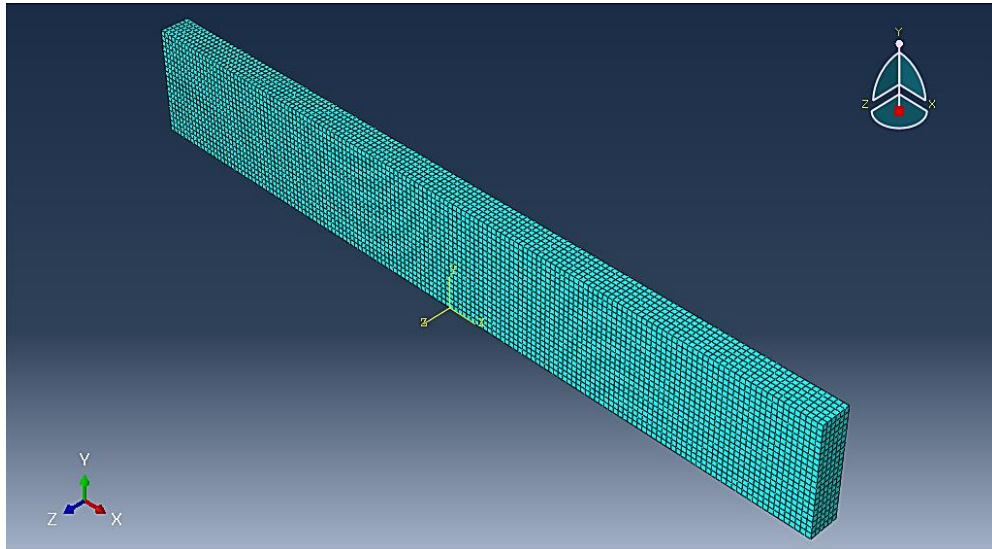
### 3.4.2. Malha e modelo de interação de contato

As malhas foram definidas com dimensão igual a 25 mm, sendo estas utilizadas para representar tanto o concreto quanto o aço, como mostra a Figura 24. Tal valor foi determinado baseado em pesquisas anteriores, como Soares (2016) e Reis (2018), que apresentaram resultados satisfatórios com a malhas para esse espaçamento.

Para a interação de contato entre o aço e o concreto foi utilizada a modelagem do tipo *Embedded element*, encontrado na função *Constraints*, no qual este modelo permite que haja compatibilidade entre os deslocamentos das barras de aço com o

concreto, simulando assim a aderência perfeita entre ambos, que é garantida na prática através do uso de ganchos nas extremidades das barras.

**Figura 24 - Malha da viga em estudo.**



Fonte: Autora (2019)

### **3.4.3. Análise não-linear física e geométrica**

Segundo Pinto (2015) a análise não-linear física e geométrica, permite simular o comportamento do modelo durante todas as fases do carregamento, considerando o comportamento dos materiais por meio de seus respectivos modelos constitutivos e a influência dos deslocamentos sobre as solicitações, à medida que o carregamento é introduzido.

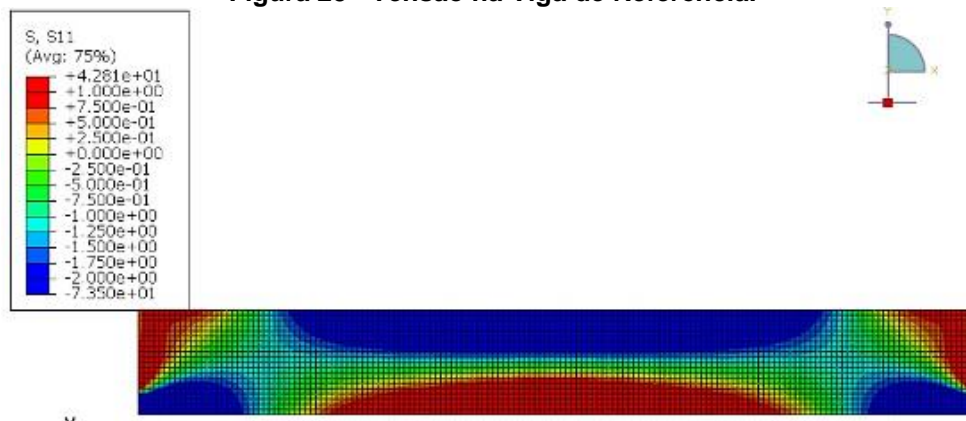
De acordo com Soares (2016) o Abaqus possui duas opções para resolver problemas não lineares através da análise implícita, não havendo condições dinâmicas, sendo o método Riks e o Static General. Para este trabalho foi utilizado o método Static General, com os seguintes parâmetros definidos: inicial igual a 0,1, mínimo igual a 1E-15, máximo igual a 1, e um total de 1000 incrementos.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

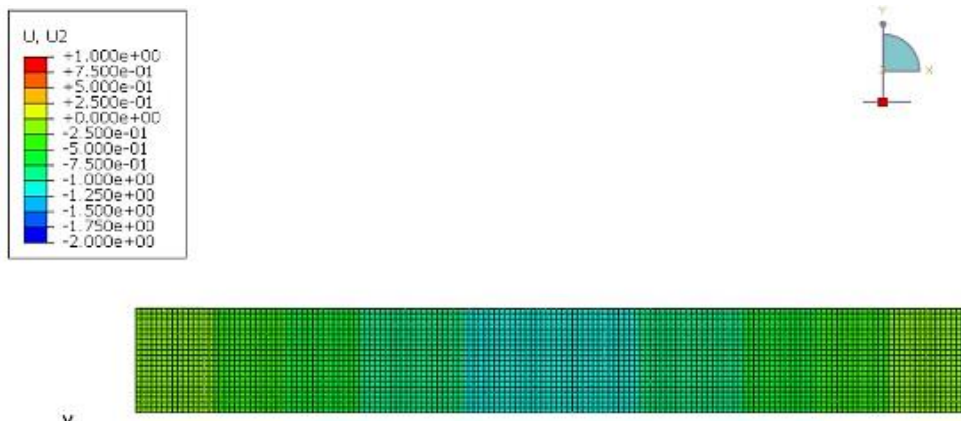
A partir das modelagens apresentadas no capítulo anterior foram obtidos resultados quanto a tensão e deformação da peça estrutural, que serão apresentadas a seguir em comparação com a viga em sua seção plena (sem furo). Para realizar a comparação das tensões das vigas com furo e a viga de seção plena, foi adotado uma linha passando pela região inferior de cada furo, através da malha de elementos finitos, ao longo do comprimento da peça, possibilitando a análise na mesma altura do furo na viga de referência.

Ao realizar a modelagem foram apresentados diagramas de tensões e deformações para as vigas descritas no item 3.3, no qual apresentaram modelos muito próximos da viga de referência (VR), mostrado nas Figuras 25 e 26. Os diagramas das demais vigas são apresentados no Apêndice I.

**Figura 25 - Tensão na Viga de Referência.**



**Figura 26 - Deformação da Viga de Referência.**

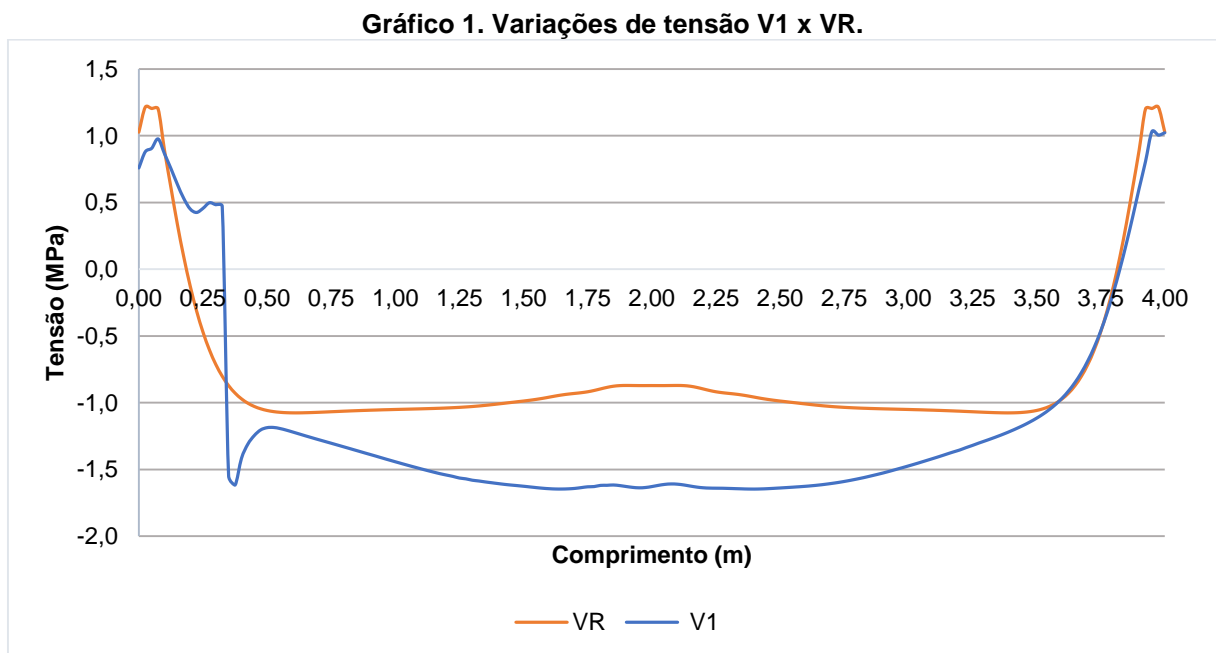




A viga de referência apresentou valor de tensão máxima de compressão no concreto igual a -19,16 MPa, na região do engaste, local em que apresenta maior momento fletor, e tensão de tração máxima igual a 2,94 MPa localizado no meio do vão da viga. Quanto a deformação os valores apresentados são pouco relevantes, visto que foram de pequena magnitude, no qual obteve-se valor máximo igual a 1,073 mm. A seguir são apresentados os resultados das comparações de cada viga com furo em relação a viga de seção plena (VR).

#### 4.1. VIGA 1

O Gráfico 1 apresenta o comportamento da tensão no concreto para V1 e VR na altura do furo com diâmetro de 100 mm, que corresponde a 31,95 cm, em relação ao comprimento da viga. Os dados selecionados variam em 25 mm, sendo este valor referente ao tamanho da malha de elementos finitos no qual foi definido a modelagem.



A Tabela 6 apresenta um resumo comparativo dos valores de tensão obtidos para V1 e VR, que foram utilizados para elaborar o gráfico acima, visto que os dados gerados são para cada ponto da malha.

Tabela 6. Comparação de tensão V1 x VR.

Comprimento (m)	Tensão (MPa)	
	V1	VR
0,00	0,75959	1,02751
0,25	0,45696	-0,47066
0,50	-1,18636	-1,05782
0,75	-1,30311	-1,06732
1,00	-1,44191	-1,05037
1,25	-1,56370	-1,03444
1,50	-1,62526	-0,98706
1,75	-1,62947	-0,91770
2,00	-1,62775	-0,87124
2,25	-1,63996	-0,91770
2,50	-1,63819	-0,98706
2,75	-1,58959	-1,03444
3,00	-1,47346	-1,05037
3,25	-1,31936	-1,06732
3,50	-1,11565	-1,05782
3,75	-0,46378	-0,47066
4,00	1,02329	1,02751

Fonte: Autora (2019)

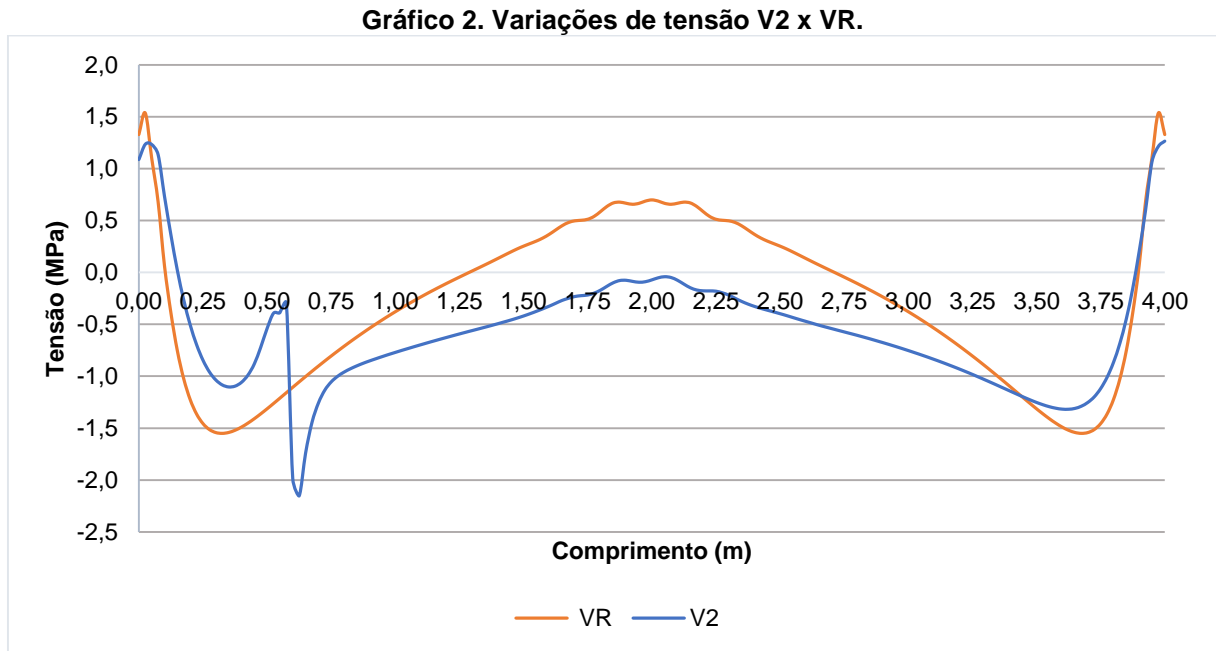
A partir dos resultados pode-se observar que as tensões de compressão do concreto para V1 apresentam um aumento significativo de até 86,83% em relação a VR, no qual a maior diferença se dá no meio do vão da viga. Isso pode ser explicado pelo fato de o furo está localizado acima da linha neutra, estando da zona comprimida da peça, portanto fora das recomendações estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para peças em que não há dimensionamento considerando o furo, no qual deveria ser executado na região de tração.

Enquanto as tensões em VR vão aumentando gradativamente ao longo do comprimento, saindo na região de tração para a de compressão, V1 apresenta na região do furo um salto na tensão de 0,4728 MPa para -1,5482 MPa, devido à ausência de concreto na região, causando uma perturbação nas tensões a partir da localização em que o furo se encontra até o meio do vão, apresentando a partir daí diferenças menos significativas que as obtidas até a metade do comprimento da viga.

Quanto a deformação obteve-se um valor máximo de 1,1213 mm, indicando um aumento menos significativo de 4,5%, em relação a viga de referência.

## 4.2. VIGA 2

O Gráfico 2 apresenta o comportamento das tensões referentes a V2 e VR, analisando a uma altura de 24,95 cm da face inferior da viga, estando o furo de V2 localizado a uma distância de 55 cm do apoio, e possuindo diâmetro igual a 100 mm.



A comparação entre os valores das tensões obtidas para V2 e VR, estão apresentados na Tabela 7, vale ressaltar que o gráfico apresenta intervalo de 25 mm para os valores da tensão, portanto contém todos os valores gerados pelo software, enquanto a tabela mostra um resumo dos valores para fim comparativo da variação entre as duas vigas.

**Tabela 7. Comparação de tensão V2 x VR.**

Comprimento (m)	Tensão (MPa)	
	V2	VR
<b>0,00</b>	1,08683	1,32729
<b>0,25</b>	-0,84578	-1,45774
<b>0,50</b>	-0,53957	-1,31472
<b>0,75</b>	-1,05444	-0,80597
<b>1,00</b>	-0,77009	-0,37938
<b>1,25</b>	-0,59231	-0,04571
<b>1,50</b>	-0,41942	0,25237
<b>1,75</b>	-0,21741	0,51119

<b>2,00</b>	-0,07197	0,69785
<b>2,25</b>	-0,18081	0,51119
<b>2,50</b>	-0,39728	0,25237
<b>2,75</b>	-0,57286	-0,04571
<b>3,00</b>	-0,75246	-0,37938
<b>3,25</b>	-0,98214	-0,80597
<b>3,50</b>	-1,25213	-1,31472
<b>3,75</b>	-1,11889	-1,45774
<b>4,00</b>	1,26474	1,32729

Fonte: Autora (2019)

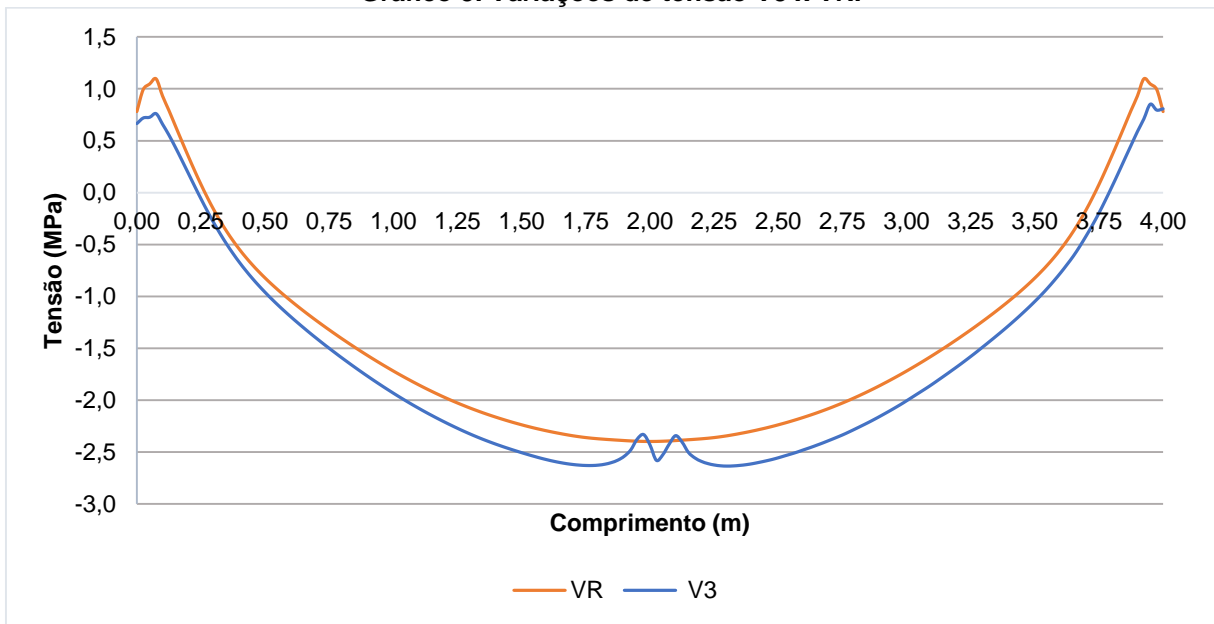
A partir do gráfico e dos valores mostrados na tabela pode-se observar que V2, assim como V1, apresenta valores de tensão de compressão do concreto maiores que os valores de VR, porém por estar localizada a uma distância maior do apoio e mais próxima da região de tração da peça, a divergência é menos significativa que V1. Pode-se observar que pelo fato de a linha de tensão analisada estar mais próxima da zona tracionada, no meio do vão VR apresenta valores positivos (tensão de tração), contudo os resultados de V2 apesar de menores, continuam influenciando na compressão da peça.

O valor da deformação máxima apresentado por V2 corresponde a 1,1217 mm, ou seja 4,54% maior que VR, notando-se que V2 apresenta maior influência quanto a deformação que a viga anterior.

#### 4.3. VIGA 3

O Gráfico 3 mostra o comportamento das tensões de V3 e VR para os valores obtidos a uma altura de 34,975 cm, analisando o furo no meio do vão. A Tabela 8 apresenta uma comparação dos valores obtidos para V3 em relação a viga de seção plena, VR. Vale ressaltar que o furo da viga em comparação apresenta o menor diâmetro em relação aos demais, possuindo 50 mm.

Gráfico 3. Variações de tensão V3 x VR.



Fonte: Autora (2019)

Tabela 8. Comparação de tensão V3 x VR.

Comprimento (m)	Tensão (MPa)	
	V3	VR
0,00	0,66592	0,78056
0,25	-0,05922	0,07755
0,50	-0,95991	-0,82378
0,75	-1,49920	-1,32364
1,00	-1,93092	-1,71991
1,25	-2,26937	-2,02799
1,50	-2,50384	-2,23800
1,75	-2,62707	-2,36086
2,00	-2,42870	-2,39838
2,25	-2,62214	-2,36086
2,50	-2,55291	-2,23800
2,75	-2,33307	-2,02799
3,00	-2,00431	-1,71991
3,25	-1,57758	-1,32364
3,50	-1,04747	-0,82378
3,75	-0,19569	0,07755
4,00	0,80809	0,78056

Fonte: Autora (2019)

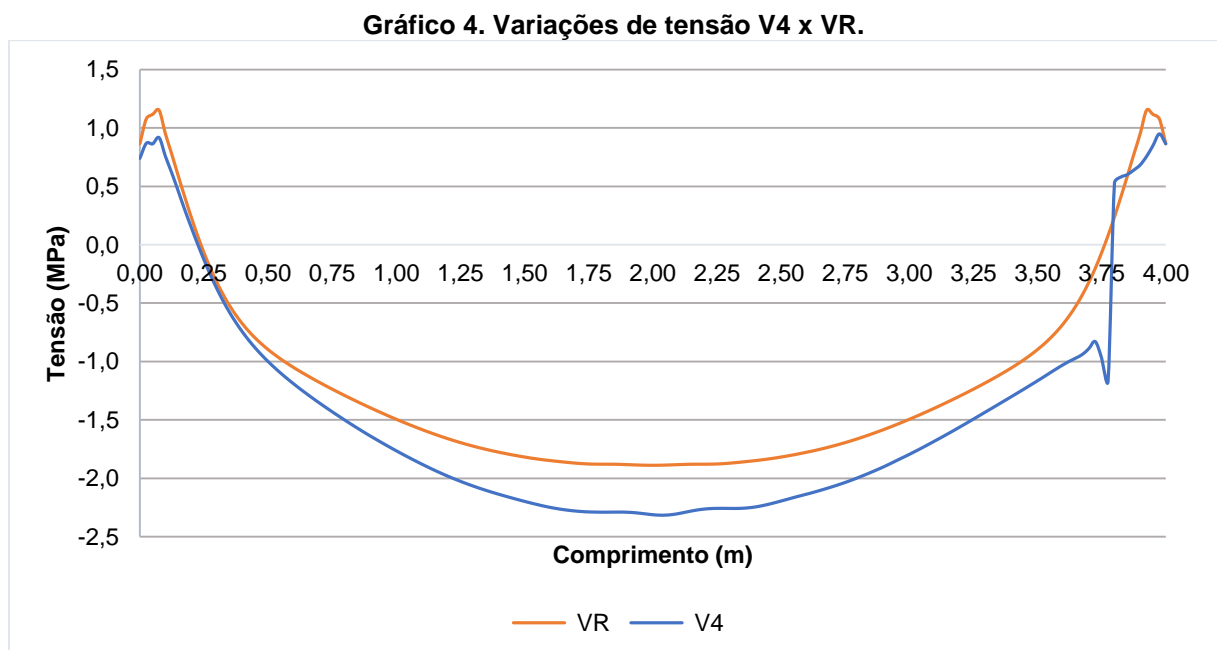
Analisando os resultados observa-se que V3 apresentou menores divergências de tensão que as demais vigas, apresentando um aumento de apenas 11,27% em relação a VR, e um comportamento similar ao da viga sem o furo. Nota-se também

que na região do furo, a uma variação da tensão de V3 com valor de -2,3984 MPa, que acaba tornando-se menor que a tensão de VR de 2,4287 MPa. Isso pode ser explicado pelo fato de o furo estar localizado a maior distância do apoio e localizado no meio do vão, que apresenta maior momento fletor positivo, causando menores perturbações nas tensões.

Vale ressaltar que devido à altura da linha de tensão analisada ser maior que as demais, estando portanto mais próxima da borda comprimida da peça, os valores da tensão de compressão são conseqüentemente maiores. Quanto a deformação máxima, V3 apresentou valor igual a 1,1311 mm, sendo 5,41% maior que VR; em comparação com as demais vigas pode se observar que V3 deforma mais, devido ao fato do furo estar localizado mais próximo da zona de compressão, confirmando assim a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014), assim como os resultados obtidos em outros trabalhos, que a zona de compressão deve ser evitada.

#### 4.4. VIGA 4

O Gráfico 4 apresenta o comportamento das tensões de V4 e VR, analisando as mesmas a uma altura de 34,95 cm da face inferior da viga, considerando para V4 o furo de diâmetro igual a 100 mm, a uma distância de 25 cm do apoio.



Fonte: Autora (2019)

A Tabela 9 mostra os valores de tensão obtidos a cada 25 cm do comprimento, para comparar os valores de tensão de V4 em relação a VR.

**Tabela 9. Comparação de tensão V4 x VR.**

<b>Comprimento (m)</b>	<b>Tensão (MPa)</b>	
	<b>V4</b>	<b>VR</b>
<b>0,00</b>	0,74034	0,86387
<b>0,25</b>	-0,12843	-0,06902
<b>0,50</b>	-0,99948	-0,89856
<b>0,75</b>	-1,42985	-1,23774
<b>1,00</b>	-1,76421	-1,49588
<b>1,25</b>	-2,02554	-1,69544
<b>1,50</b>	-2,19704	-1,81916
<b>1,75</b>	-2,28721	-1,87841
<b>2,00</b>	-2,31122	-1,88969
<b>2,25</b>	-2,25686	-1,87841
<b>2,50</b>	-2,19416	-1,81916
<b>2,75</b>	-2,03478	-1,69544
<b>3,00</b>	-1,79444	-1,49588
<b>3,25</b>	-1,49254	-1,23774
<b>3,50</b>	-1,16421	-0,89856
<b>3,75</b>	-0,97023	-0,06902
<b>4,00</b>	0,86511	0,86387

Fonte: Autora (2019).

Assim como a viga anterior, V4 apresenta comportamento similar ao VR, porém com maiores diferenças entre os valores de tensão, principalmente na região em que se aproxima do furo. Isso se explica devido à proximidade do apoio, estando localizado na região de maior momento fletor. Nota-se que os valores das tensões obtidos apresentaram valores mais altos, assim como V3, comparado as demais vigas, devido a presença do furo na zona comprimida da peça. Quanto a deformação máxima a viga apresentou um valor correspondente a 1,1262 mm, 4,96% maior que VR.

#### 4.5. COMPARAÇÃO ENTRE AS VIGAS

A Tabela 10 apresentada a seguir reúne todos os resultados discutidos anteriormente, para realizar uma comparação entre as vigas com variação dos furos.

Tabela 10. Comparação geral das vigas com furo e VR.

<b>Variação da viga em estudo</b>	<b>Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)</b>	<b>Deformação máxima (mm)</b>
<b>VR</b>	-19,1619	1,0730
<b>V1</b>	-20,0030	1,1213
<b>V2</b>	-19,9850	1,1217
<b>V3</b>	-20,2950	1,1311
<b>V4</b>	-20,3427	1,1262

Fonte: Autora (2019)

A partir dos resultados acima listados, pode-se observar que todas as vigas com furo ultrapassaram o valor da tensão máxima de compressão da viga de referência, visto que todos foram executados na zona comprimida da peça, sendo que V3 e V4 apesar de apresentar comportamento semelhante a VR, obtiveram maiores valores de tensão e deformação, visto que ambas constam furos na mesma altura na viga, a 35 cm da face inferior, portanto mais próximos da região comprimida da peça. As vigas V1 e V2 apresentaram melhores resultados, com valores de tensão e deformação menores, sendo ainda menor a relação de tensão para V2, visto que as vigas possuíam furos mais próximos da linha neutra da peça.



## 5. CONCLUSÃO

Após todas as análises realizadas pode-se concluir que a realização de furos em vigas de concreto armado sem a devida verificação pode ocasionar problemas quanto a geração de esforços não previstos, uma vez que para todas as vigas com furos que foram analisadas, as tensões de compressão no concreto se apresentaram maiores que para a viga sem furo. Além das tensões também houve um divergências na deformação máxima da peça, no qual em todos os casos, apesar de pequena a variação, foram maiores que a deformação da viga de referência.

Quanto aos furos presentes na viga em estudo, pôde-se observar que a melhor situação apresentou-se para V2, pois apresentou menor diferença em relação a tensão máxima de compressão no concreto para VR, com um aumento de apenas 4,29%. Observando as tabelas apresentadas para cada viga, pode-se notar que os valores obtidos para V2, na linha de tensão ao longo do comprimento da viga foram em geral os menores comparados aos valores obtidos para as demais vigas.

Constatou-se que quando mais próximo da zona de compressão mais desfavorável é a presença de furos e aberturas, o que confirma a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014) e os estudos citados no decorrer deste trabalho. Além disso apresentou também a menor deformação máxima.

Com base no resultados apresentados fica evidente a importância da compatibilização dos projetos, para que se possa evitar a passagem de tubulações em peças estruturais. Porém quando se fizer necessário, deve ser realizada a verificação atendendo-se as prescrições da NBR 6118(ABNT, 2014), de forma a diminuir os esforços causados pela presença do furo.

## REFERÊNCIAS

AGUSTINHO, Sérgio Ricardo. **Análise da Influência de Furos Horizontais em Vigas de Concreto Armado**. Universidade Do Extremo Sul Catarinense – Unesc - Curso De Engenharia Civil. Criciúma, SC, Novembro de 2009.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

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

BASTOS, Paulo S. Dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula. Bauru: Unesp, 2006.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **Concreto armado: Estados limites de utilização**. Apostila do curso de engenharia civil da UNESP, Ilha Solteira, 2005.

CAMPOS, Lucas; VARGAS, Alexandre. **Análise experimental de vigas em concreto armado com furo na alma próximo ao apoio utilizando armadura de reforço**. Artigo. Curso de Engenharia Civil da UNESC. 2013.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Concreto armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: edUFSCar, 2016.

CHAGAS, Daniel Pereira. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba – PR. 2012.

FARIAS I K M G; MARTINS, L A. **Otimização estrutural de vigas de concreto armado de alta resistência de seção T utilizando o Solver**. 2017, 80f. Trabalho de Contextualização e Integração Curricular, Graduação em Ciência e Tecnologia – Universidade Federal do Maranhão, São Luís, 2017.

FILHO, George Everson Nunes da Silva. **Análise da influência de furos horizontais e transversais na zona de compressão em vigas de concreto armado Convencional e em vigas de concreto armado Com a adição de 25% de pó de brita.** Trabalho de Conclusão de Curso, Sociedade Piauiense de Ensino Superior - Instituto Camillo Filho. Teresina – PI. 2017.

GEHBAUER, F. et al. **Planejamento e gestão de obras: um resultado prático da cooperação técnica Brasil - Alemanha.** Curitiba: Editora CEFET-PR, 2002.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais.** 5.ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2004.

KUNZLER, Paulo Schmeling. **Análise paramétrica por elementos finitos de vigas de concreto armado e protendido pré-tracionadas com abertura na alma.** 2013. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

MANSUR, M. A. **Design of reinforced concrete beams with Web openings.** Proceedings of the 6th Asia-Pacific Structural Engineering and Construction Conference (APSEC), Kuala Lumpur, Malaysia, 2006.

MANSUR, M. A.; TAN, Kiang H. **Beams Concrete with openings: Analysis and Design.** Estados Unidos: CRC Press LLC, 1999.

NASCIMENTO, J. M. do. **A importância da compatibilização de projetos como fator de redução de custos na construção civil.** Revista On-Line IPOG - Especialize, Goiânia, v. 01, n. 007, Julho 2014. ISSN 2179-5568.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Apostila do curso de engenharia de estruturas,** USP, São Paulo, 2003.

PINTO, V. C., **Punção em lajes lisas bidirecionais de concreto armado com furos e pilares com seção transversal em L.** Dissertação de Mestrado. Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará. Belém, Pará. 2015.

REIS, Luciano Carneiro. **Análise não-linear de lajes em concreto armado com furos submetidas ao punçionamento.** Dissertação, Instituto de Tecnologia – Universidade Federal do Pará, Belém, 2018.

SEBRAE/SINDUSCON – PR (Serviço Brasileiro de apoio às pequenas e micro empresas do Paraná), **Diretrizes gerais para compatibilização de projetos.** Curitiba: 1995.

SILVA, Andressa C; ROSA, Jéssica S. **Modelagem de vigas em concreto armado avaliando a presença de furos e aberturas através do método dos elementos finitos.** 2015. 129f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2015.

SIMÃO, David Willians da Glória. **Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Pernambuco, Caruaru, 2014.

SIMULIA. Abaqus 6.12 **Analysis User`s Manual Volume IV: Elements.** Dassault Systèmes, 2012.

SOARES, Leide Manuel dos Santos. **Análise numérica não linear de ligações pilares laje fungiforme.** Dissertação, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, 2016.

SORIANO, H. L. **Elementos Finitos - Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas.** Rio de Janeiro: Ciência Moderna Ltda, 2009.

## ANEXO I

Coeficiente  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k'_x$ ,  $k'_y$  para cálculo das reações nas vigas de apoio das lajes retangulares uniformemente carregadas (caso 4, 5 e 6).

$\lambda$	Caso 4				Caso 5		Caso 6	
	$k_x$	$k'_x$	$k_y$	$k'_y$	$k_x$	$k'_y$	$k'_x$	$k_y$
1,65	2,55	4,42	1,83	3,17	2,38	4,32	4,13	1,44
1,70	2,58	4,48	1,83	3,17	2,45	4,33	4,15	1,44
1,75	2,61	4,53	1,83	3,17	2,53	4,33	4,17	1,44
1,80	2,64	4,58	1,83	3,17	2,59	4,33	4,20	1,44
1,85	2,67	4,63	1,83	3,17	2,66	4,33	4,22	1,44
1,90	2,70	4,67	1,83	3,17	2,72	4,33	4,24	1,44
1,95	2,72	4,71	1,83	3,17	2,78	4,33	4,26	1,44
2,00	2,75	4,75	1,83	3,17	2,84	4,33	4,28	1,44
$\infty$	3,66	6,33	1,83	3,17	5,00	4,33	5,00	1,44

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2016).

## ANEXO II

Valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50.

KMD	KX	KZ	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	KMD	KX	KZ	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000	0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000	0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000	0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000	0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000	0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000	0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000	0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,000	0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000	0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000	0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,000	0,2509	0,4500	0,8200	3,5000	4,2778
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000					
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,000					
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,000					
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,000					
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,000					
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,000					
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,000					
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000					
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,000					
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000					
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,000					
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,000					
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,000					
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,000					
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,000					
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104					
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531					
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222					
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154					
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106					
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662					
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204					
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919					
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793					

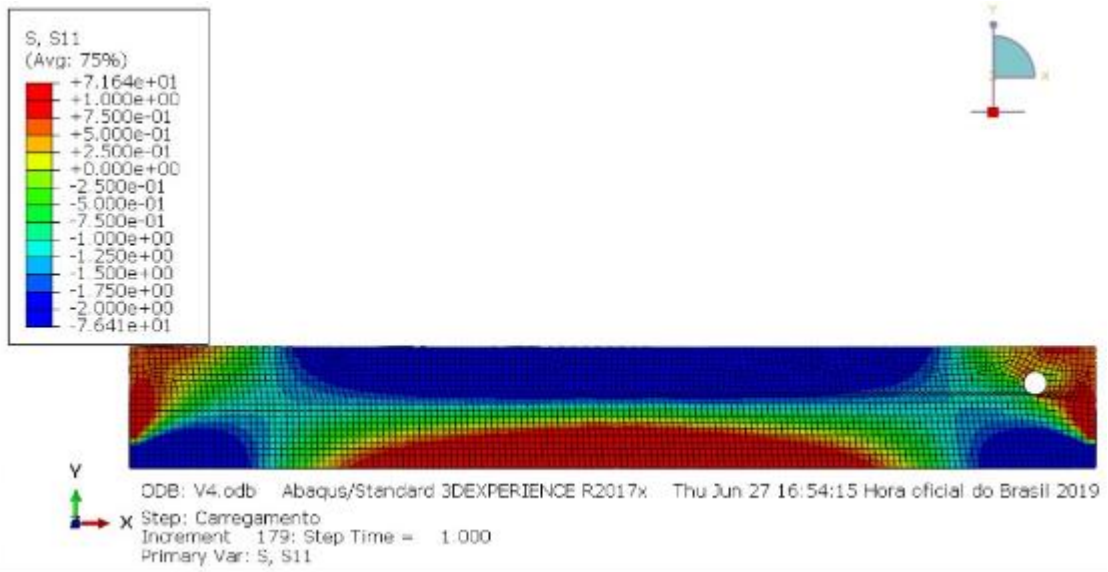
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2016).

## APÊNDICE I

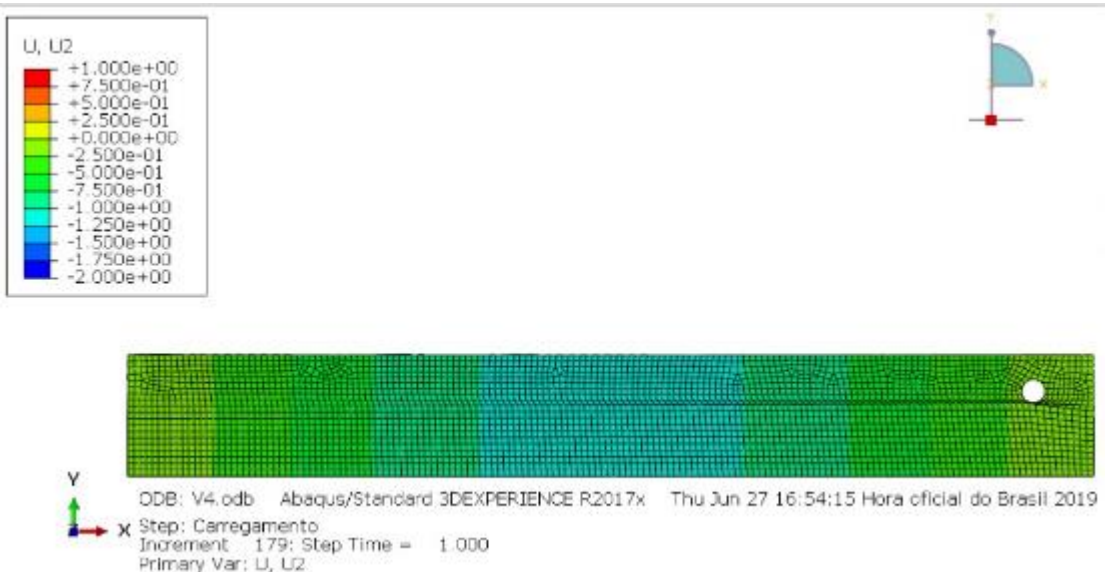
Diagramas de tensão de compressão no concreto e deformação para cada variação da viga analisada.

- Viga 1

- Tensão V1



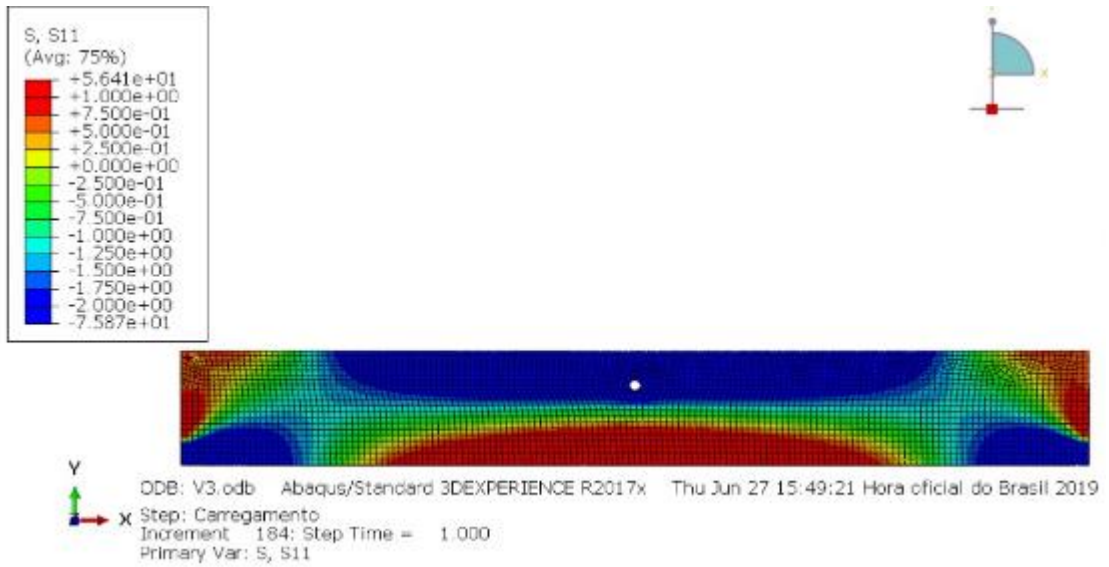
## Deformação V1



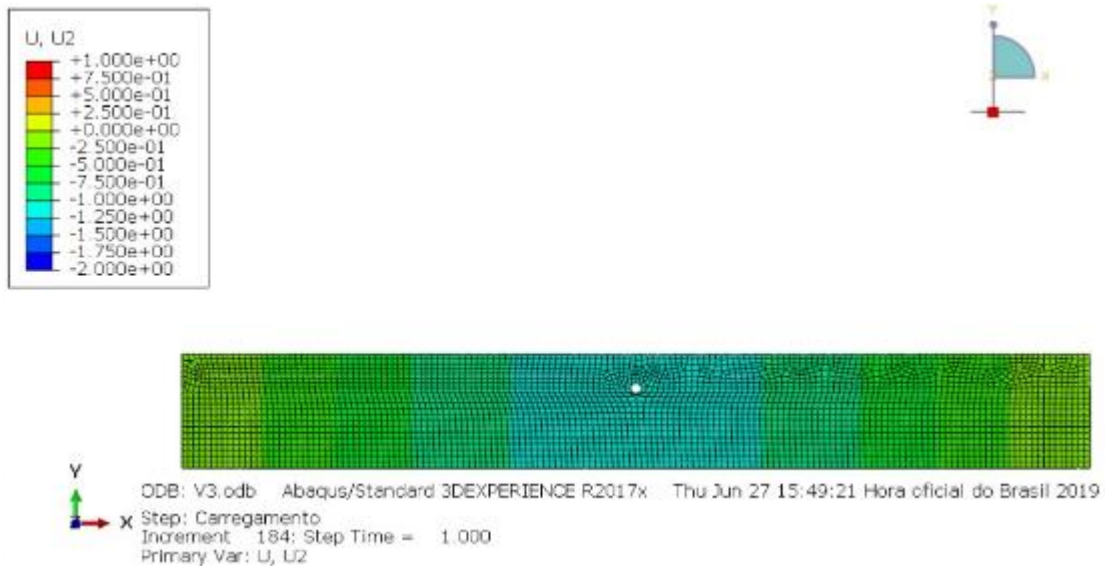


- Viga 2

## Tensão V2



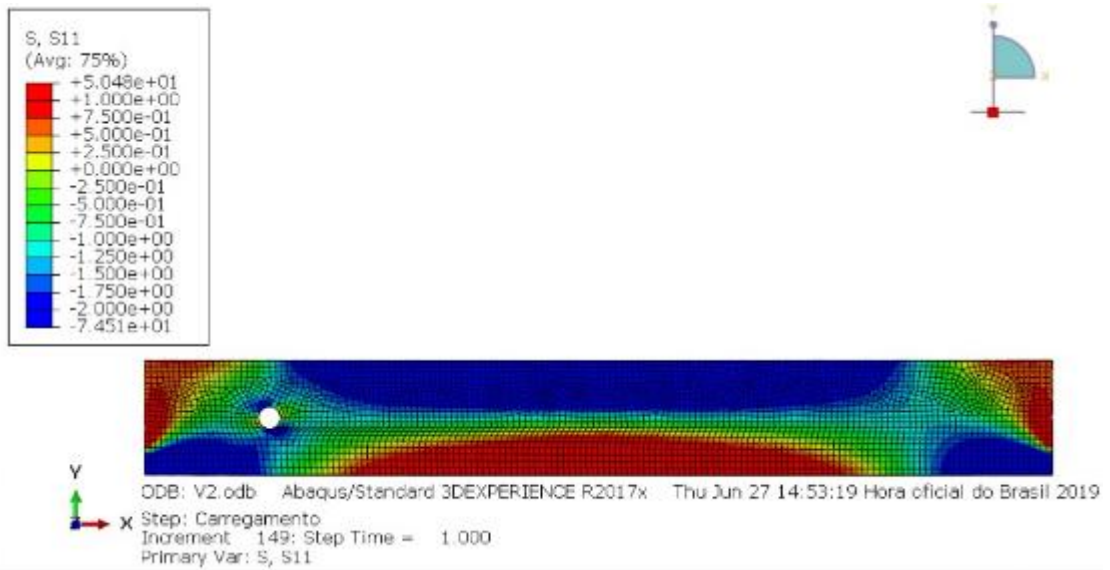
## Deformação V2



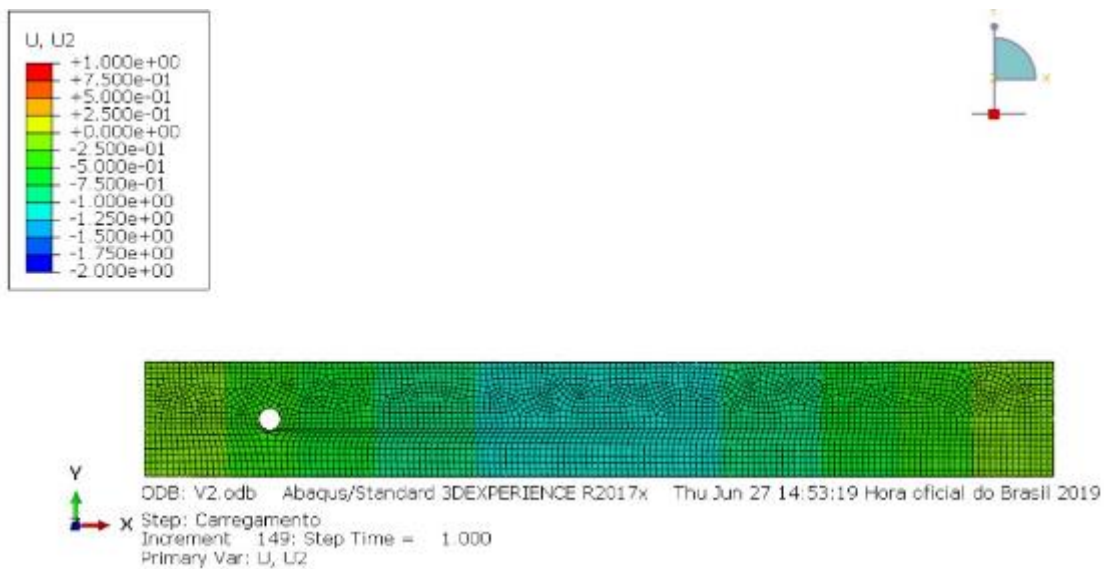
- Viga 3



## Tensão V3

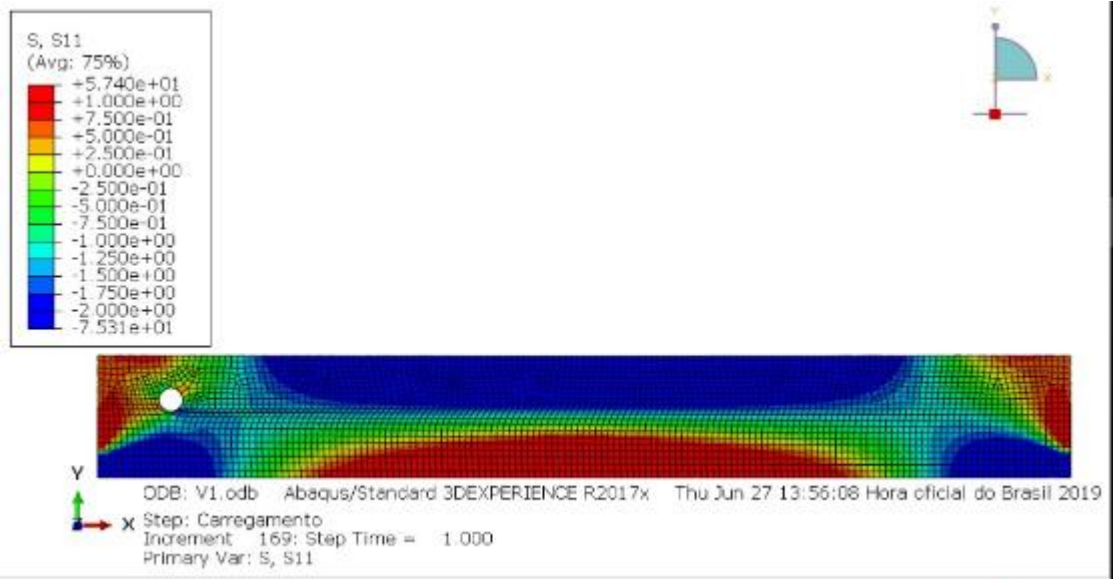


## Deformação V3



- Viga 4

## Tensão V4



## Deformação V4

