



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS RUSSAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VINÍCIUS SANTIAGO PINHEIRO

**ANÁLISE NUMÉRICA DA CAPACIDADE RESISTENTE DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO TRELIÇADO RETO UTILIZANDO O MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS**

RUSSAS

2023

VINÍCIUS SANTIAGO PINHEIRO

ANÁLISE NUMÉRICA DA CAPACIDADE RESISTENTE DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO TRELIÇADO RETO UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao
Curso de Graduação em Engenharia Civil do
Campus de Russas na Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jerfson Moura Lima

RUSSAS

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- P722a Pinheiro, Vinicius Santiago.
Análise numérica da capacidade resistente de conectores de cisalhamento treliçado reto utilizando o método dos elementos finitos / Vinicius Santiago Pinheiro. – 2023.
124 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas, Curso de Engenharia Civil, Russas, 2023.
Orientação: Prof. Dr. Jerfson Moura Lima.

1. Vigas mistas de aço e concreto. 2. Conector de cisalhamento treliçado. 3. Análise numérica. 4. Estudo paramétrico. I. Título.

CDD 620

VINÍCIUS SANTIAGO PINHEIRO

ANÁLISE NUMÉRICA DA CAPACIDADE RESISTENTE DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO TRELIÇADO RETO UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao
Curso de Graduação em Engenharia Civil do
Campus de Russas na Universidade Federal do
Ceará, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 30 / 11 / 2023

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Jerfson Moura Lima (ORIENTADOR)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dra. Laís Cristina Barbosa Costa (AVALIADORA INTERNA)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. MSc. Eric Mateus Fernandes Bezerra (AVALIADOR EXTERNO)

Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)

Prof. DSc. Jorge Douglas Bonilla Rocha (AVALIADOR EXTERNO)

Universidade de Brasília (UnB)

AGRADECIMENTOS

A minha tia, Maria da Conceição Santiago, por todo o apoio e motivação durante essa caminhada.

Aos meus amigos, Josias Maia Ribeiro e Victor Manoel Freire Figueiredo, que em todos os momentos vividos durante a graduação, fossem eles bons ou ruins, se fizeram presentes com seu companheirismo.

Aos meus amigos e amigas que a faculdade me deu, pelos momentos de descontração e ensinamentos compartilhados durante essa jornada.

Ao meu professor orientador Jerfson Moura Lima por toda a paciência, empenho e ensinamentos repassados durante a execução deste trabalho e em toda a graduação.

A todos os meus professores e professoras, que desde o início dessa caminhada não só transmitiram conhecimentos técnicos, mas também integridade e respeito pela profissão de engenheiro(a) civil.

RESUMO

As estruturas mistas vêm se consolidando desde o início da sua utilização ao redor do mundo. No Brasil este tipo de estrutura é normatizado pela ABNT NBR 8800:2008 que prevê a utilização de apenas dois tipos de conectores, o Stud Bolt e o Perfil laminado tipo “U”. Foi pensando em oferecer uma alternativa mais viável para o contexto nacional que Barbosa (2016) apresentou em seu trabalho a concepção de um novo modelo de conector, o conector treliçado (CT). Porém, para que este conector seja definitivamente incorporado como alternativa, é preciso que mais estudos sejam realizados para determinar seu comportamento quando submetido as mais diversas situações. Dito isto, desenvolveu-se neste trabalho um estudo numérico com o objetivo de analisar o comportamento do conector de cisalhamento treliçado reto utilizado em vigas mistas aço-concreto. Para tal, utilizou-se o software ABAQUS para desenvolver um modelo numérico tridimensional e não-linear de um ensaio *push-out*. Após a validação da metodologia e do modelo numérico, um estudo paramétrico foi realizado para analisar a influência da variação do diâmetro do conector e da resistência do concreto no ganho de capacidade resistente da conexão. Os resultados obtidos mostraram que ambos os parâmetros avaliados afetam positivamente no ganho de resistência da conexão, porém o diâmetro apresentou uma influência maior no ganho da capacidade resistente da conexão do que a resistência do concreto.

Palavras-chave: vigas mistas de aço e concreto; conector de cisalhamento treliçado; análise numérica; estudo paramétrico.

ABSTRACT

Composite structures have been consolidated since the beginning of their use around the world. In Brazil, this type of structure is standardized by ABNT NBR 8800:2008, which provides for the use of only two types of connectors, the Stud Bolt and the “U” type laminated profile. It was thinking about offering a more viable alternative for the national context the Barbosa (2016) presented in his work the conception of a new connector model, the truss-type shear connector (TTC). However, in order for this connector to be definitively incorporated as an alternative, more studies need to be carried out to determine its behavior when subjected to the most diverse situations. That said, a numerical study was developed in this work with the objective of analyzing the behavior of the straight truss shear connector used in steel-concrete composite beams. To this end, the ABAQUS software was used to develop a three-dimensional and non-linear numerical model of a push-out test. After the validation of the methodology and the numerical model, a parametric study was carried out to analyze the influence of the variation of the diameter of the connector and the strength of the concrete on the gain of the resistant capacity of the connection. The results showed that both parameters positively affect the strength gain of the connection, but the diameter had a greater influence on the gain of the resistant capacity of the connection than the strength of the concrete.

Keywords: composite steel and concrete beams; truss shear connector; numerical analysis; parametric study.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ação dos conectores de cisalhamento na interface da viga mistas	16
Figura 1.2 - Fluxograma do desenvolvimento do modelo numérico.....	19
Figura 2.1 - <i>Home Insurance Building</i> , Chicago, EUA.....	22
Figura 2.2 - <i>Rocks Rapids Bridge</i> , Iowa, EUA.....	23
Figura 2.3 - Primeiro conector proposto.....	24
Figura 2.4 - Conector rígido	24
Figura 2.5 - Tipos de vigas mistas aço-concreto	25
Figura 2.6 - Deformada de uma viga mista simplesmente apoiada.....	26
Figura 2.7 - Relação força x deslizamento de conectores quanto à: (a) ductilidade; (b) rigidez	28
Figura 2.8 - Forças resultantes numa seção mista	29
Figura 2.9 - Gráficos da distribuição de tensões em uma viga mista, considerando o grau de conexão	30
Figura 2.10 - Distribuição das deformações para uma estrutura híbrida e mista	32
Figura 2.11 - Curva força-deslizamento	32
Figura 2.12 - Características de um ensaio <i>push-out</i> típico com conectores <i>stud</i> segundo a EN 1994-1-1:2004	33
Figura 2.13 - Determinação da capacidade de deslizamento (δu) em um ensaio <i>push-out</i>	35
Figura 2.14 - Detalhes do conector <i>stud</i>	35
Figura 2.15 - Variação do ensaio <i>push-out</i> utilizado por Topkaya, Yura e Willianson.....	38
Figura 2.16 - Conector de cisalhamento <i>Perfobond</i>	39
Figura 2.17 - Geometria do conector <i>T-Perfobond</i>	40
Figura 2.18 - Geometria do conector <i>Y-Perfobond</i>	42
Figura 2.19 - Geometria do conector <i>Crestbond</i>	43
Figura 2.20 - Nova geometria proposta para o <i>Crestbond</i>	43
Figura 2.21 - Geometrias do conector treliçado em aço CA-50.....	44
Figura 2.22 - Geometria do conector "V"	45
Figura 2.23 - Geometria do conector angular "V"	46
Figura 2.24 - Geometria do conector "U"	47
Figura 2.25 - Geometria do conecto X-HVB	48
Figura 3.1 - Perfil metálico W 250 x 73 adotado para os ensaios <i>push-out</i>	55
Figura 3.2 - Dimensões do conector treliçado reto utilizado por Barbosa (2016).....	55

Figura 3.3 - Modelo do ensaio <i>push-out</i> utilizado por Barbosa (2016).....	56
Figura 3.4 - Modelo da laje	58
Figura 3.5 - Modelo do perfil metálico	59
Figura 3.6 - Modelo do conector treliçado reto	60
Figura 3.7 – Modelo da armadura transversal	61
Figura 3.8 - Armadura longitudinal modelada.....	61
Figura 3.9 - Implementação das propriedades do perfil de aço.....	62
Figura 3.10 - Ângulo de dilatação	64
Figura 3.11 - Superfície de escoamento no plano desviador para os valores gerais de ‘ <i>Kc</i> ’ ...	65
Figura 3.12 - Implementação dos parâmetros plásticos constitutivos.....	66
Figura 3.13 - Comportamento uniaxial do concreto a compressão	67
Figura 3.14 - Gráfico tensão x deformação para o comportamento uniaxial do concreto à compressão	70
Figura 3.15 - Implementação do comportamento a compressão	70
Figura 3.16 - Implementação das propriedades elásticas e da densidade do concreto	72
Figura 3.17 – <i>Softening</i> na tração em relação a abertura de fissura	72
Figura 3.18 - Comportamento uniaxial do concreto a tração	74
Figura 3.19 - Gráfico tensão x deformação para o comportamento uniaxial do concreto à tração	76
Figura 3.20 - Implementação do comportamento a tração do concreto	77
Figura 3.21 - Implementação das propriedades do aço das armaduras	78
Figura 3.22 - Implementação das propriedades do aço do conector	79
Figura 3.23 - Modelo numérico montado.....	80
Figura 3.24 - Definição da propriedade de interação como <i>Contact</i>	81
Figura 3.25 - Definição das propriedades de Contato	82
Figura 3.26 - Propriedades da interação de contato entre laje e perfil	83
Figura 3.27 - Interação aplicada entre o perfil e laje.....	83
Figura 3.28 - Propriedades da interação entre laje e conector.....	84
Figura 3.29 - Interação aplicada entre a laje e o conector	84
Figura 3.30 - Propriedades da interação entre perfil e conector.....	85
Figura 3.31 - Interação aplicada entre o perfil e o conector	86
Figura 3.32 - Propriedades da interação entre laje e armaduras	86
Figura 3.33 - Interação aplicada entre as armaduras e a laje.....	87
Figura 3.34 - Restrição $U1=0$	87

Figura 3.35 - Restrição $U_2=0$	88
Figura 3.36 - Restrição $U_3=0$	89
Figura 3.37 - Valores utilizados no Smooth Step	90
Figura 3.38 - Propriedades da carga aplicada.....	90
Figura 3.39 - Aplicação da carga na seção transversal do perfil metálico.....	91
Figura 3.40 - Elemento C3D8R.....	91
Figura 3.41 - Elemento T3D2.....	92
Figura 3.42 - Elemento B31	92
Figura 3.43 - Malha aplicada ao elemento da Laje.....	93
Figura 3.44 - Malha aplicada ao elemento do Perfil.....	93
Figura 3.45 - Malha aplicada ao elemento do Conector.....	94
Figura 3.46 - Malha aplicada ao elemento da Armadura Transversal	94
Figura 3.47 - Malha aplicada ao elemento da Armadura Longitudinal	95
Figura 4.1 - Curva carga x deslocamento para o conector R8.....	97
Figura 4.2 - Curva carga x deslocamento para o conector R10.....	98
Figura 4.3 - Curva carga x deslocamento para o conector R12,5.....	98
Figura 4.4 - Determinação da carga última para modelo numérico do conector R8.....	101
Figura 4.5 - Determinação da carga última para o modelo numérico do conector R10	102
Figura 4.6 - Determinação da carga última para o modelo numérico do conector R12,5	102
Figura 4.7 - Comparação entre as cargas últimas por conector obtidas pelos modelos numéricos desenvolvidos e ensaios experimentais de Barbosa (2016).....	104
Figura 4.8 - Distribuição de Tensões no conector de cisalhamento treliçado reto R8.....	105
Figura 4.9 - Distribuição de Tensões no conector de cisalhamento treliçado reto R10.....	105
Figura 4.10 - Distribuição de Tensões no conector de cisalhamento treliçado reto R12,5.....	106
Figura 4.11 - Exemplo de ruptura por estrição no ensaio push-out para o conector reto R8	106
Figura 4.12 - Exemplo de ruptura por estrição no ensaio push-out para o conector reto R10	107
Figura 4.13 - Exemplo de ruptura por estrição no ensaio <i>push-out</i> para o conector reto R12,5	107
Figura 4.14 - Distribuição de tensão na base das hastes do conector treliçado R8.....	108
Figura 4.15 - Distribuição de tensão na base das hastes do conector treliçado R10.....	108
Figura 4.16 - Distribuição de tensão na base das hastes do conector treliçado R12,5	109
Figura 4.17 - Concentração de tensões na base das hastes do conector R8 no ensaio experimental	109

Figura 4.18 - Concentração de tensões na base das hastes do conector R10 no ensaio experimental	110
Figura 4.19 – Concentração de tensões na base das hastes do conector R12,5 no ensaio experimental	110
Figura 5.1 – Gráfico carga última x diâmetro do conector mostrando o ganho de capacidade resistente para cada resistência do concreto	112
Figura 5.2 – Gráfico carga última x resistência do concreto mostrando o ganho de capacidade resistente para cada diâmetro do conector	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Distribuição dos modelos do programa experimental de Barbosa (2016).....	54
Tabela 3.2 - Unidades usadas para o desenvolvimento do modelo numérico	57
Tabela 3.3 - Pontos usados como guia para a modelagem do perfil metálico	58
Tabela 3.4 - Pontos guia para a modelagem do conector	59
Tabela 3.5 - Pontos guia para a modelagem das armaduras transversais	60
Tabela 3.6 - Pontos guia para a modelagem das armaduras longitudinais	61
Tabela 3.7 - Propriedades do aço para o perfil metálico	62
Tabela 3.8 - Valores da curva tensão x deformação para o comportamento a compressão	68
Tabela 3.9 - Cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto	71
Tabela 3.10 - Valores do gráfico tensão x deformação do comportamento uniaxial do concreto a tração.....	75
Tabela 3.11 - Propriedade mecânica do aço das armaduras utilizado nos modelos numéricos	77
Tabela 3.12 - Propriedade mecânica do aço do conector utilizado nos modelos numéricos....	79
Tabela 4.1 - Nomenclatura e características dos conectores modelados	96
Tabela 4.2 - Carga última e seu deslocamento medido para o conector reto R8.....	99
Tabela 4.3 - Carga última e seu deslocamento medido para o conector reto R10.....	99
Tabela 4.4 - Carga última e seu deslocamento medido para o conector reto R12,5.....	100
Tabela 4.5 - Média dos valores de deslocamento obtidos experimentalmente para o conector R8	100
Tabela 4.6 - Média dos valores de deslocamento obtidos experimentalmente para o conector R10	100
Tabela 4.7 - Média dos valores de deslocamento obtidos experimentalmente para o conector R12,5	101
Tabela 4.8 - Comparação entre os valores de carga última obtida experimentalmente e numericamente para o conector R8	103
Tabela 4.9 - Comparação entre os valores de carga última obtida experimentalmente e numericamente para o conector R10	103
Tabela 4.10 - Comparação entre os valores de carga última obtida experimentalmente e numericamente para o conector R12,5	103
Tabela 5.1 - Nomenclatura utilizada para diferenciar os modelos numéricos desenvolvidos	111
Tabela 5.2 – Valores da carga última (P_{ult}) obtidas após o estudo paramétrico.....	112

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Justificativa	17
1.2	Objetivos	18
1.3	Metodologia	18
1.4	Escopo do trabalho	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	Contexto histórico	21
2.2	Vigas Mistas aço-concreto	24
2.3	Interface aço-concreto	26
2.4	Conectores de cisalhamento	26
2.4.1	Ductilidade	27
2.4.2	Capacidade resistente	28
2.4.3	Grau de conexão	29
2.4.4	Grau de interação	31
2.4.5	Metodologia de análise	32
2.4.6	Ensaio <i>push-out</i> segundo a EN 1994-1-1:2004	33
2.4.6.1	Procedimento de Ensaio	34
2.4.6.2	Avaliação do ensaio	34
2.5	Estado da Arte	35
2.5.1	Stud Bolt	35
2.5.2	Perfobond	39
2.5.3	Crestbond	42
2.5.4	Conector treliçado em aço CA-50	44
2.5.5	Conector V	45
2.5.6	Conector em perfil U	46
2.5.7	O conector X-HVB da HILTI	48
2.6	Estudos numéricos	49
3	MODELAGEM DO ENSAIO PUSH-OUT	54
3.1	Ensaio <i>push-out</i> desenvolvido por Barbosa (2016)	54
3.2	Modelo numérico	56

3.2.1	Sistema de unidades adotadas	57
3.2.2	Definição das partes constituintes do modelo	57
3.2.2.1	Faixa de laje de concreto	57
3.2.2.2	Mesa do perfil metálico	58
3.2.2.3	Conector de cisalhamento treliçado do tipo reto	59
3.2.2.4	Armaduras de reforço da laje	60
3.2.3	Definição dos materiais	62
3.2.3.1	Aço do perfil metálico	62
3.2.3.2	Concreto	63
3.2.3.2.1	Concrete Plastic Damage Model (CPDM)	63
3.2.3.3	Aço das armaduras da laje	77
3.2.3.4	Aço dos conectores de cisalhamento	78
3.2.4	Criação do conjunto do modelo	80
3.2.5	Método de análise	80
3.2.6	Definição das interações e restrições entre as partes	81
3.2.6.1	Interação entre a faixa de laje e o perfil	81
3.2.6.2	Interação entre a faixa de laje e os conectores de cisalhamento	84
3.2.6.3	Interação entre o perfil e os conectores de cisalhamento	85
3.2.6.4	Interação entre as armaduras e a faixa de laje	86
3.2.7	Definição das condições de contorno	87
3.2.7.1	Deslocamento nulo no eixo x (U1).....	87
3.2.7.2	Deslocamento nulo no eixo y (U2).....	88
3.2.7.3	Deslocamento nulo no eixo z (U3).....	88
3.2.7.4	Carregamento aplicado	89
3.2.8	Definição da malha	91
3.2.8.1	Laje de concreto	93
3.2.8.2	Perfil metálico	93
3.2.8.3	Conector de cisalhamento	93
3.2.8.4	Armaduras da laje.....	94

4	VALIDAÇÃO DO MODELO	96
4.1	Curva Carga x Deslizamento Longitudinal	97
4.2	Cargas Últimas	99
4.3	Tensões no Conector	104
4.4	Discursão final acerca da validação dos modelos	110
5	ESTUDO PARAMÉTRICO	111
5.1	Estudo da variação do diâmetro do conector e da resistência do concreto	111
6	CONCLUSÃO	115
6.1	Sugestões para trabalhos futuros	115
	REFERÊNCIAS	115

1 INTRODUÇÃO

A história da utilização do concreto e do aço na construção civil inicia por volta do século XVIII a partir da concepção e aperfeiçoamento dos processos utilizados para produzi-los. Porém, foi somente no século XIX impulsionado pelo desenvolvimento industrial e pela crescente demanda no setor da construção que ambos passaram a ser utilizados em conjunto. Surgia assim, aquilo que seria o primeiro esboço das estruturas mistas aço-concreto.

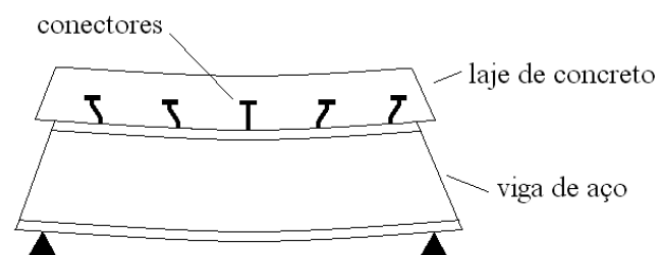
Já é conhecido que o concreto possui uma elevada resistência a compressão, enquanto sua resistência a tração corresponde apenas a uma pequena fração da resistência a compressão. Já o aço possui uma elevada resistência a tração, porém apresenta problemas de instabilidade para elementos esbeltos (VERÍSSIMO, 2007). Contudo, quando ambos são associados, é possível obter uma complementação de suas capacidades possibilitando o aproveitamento das características positivas de cada material (BARBOSA, 2016).

Foi somente a partir de 1960 que os estudos e a utilização das estruturas mistas foram intensificados por meio do desenvolvimento de métodos e disposições construtivas que descreveram o funcionamento conjunto dos dois materiais, fornecendo novas opções para concepção, projeto e execução desse tipo de estrutura (BARBOSA, 2016).

A utilização de elementos mistos promove uma série de vantagens econômicas e construtivas. No caso específico das vigas mistas, é possível reduzir a altura total da viga e diminuir o peso de aço demandado em comparação a um elemento projetado somente em aço. Veríssimo (2007) cita ainda que essa solução promove a redução da altura total da edificação assim como o consumo de aço da estrutura, refletindo diretamente na diminuição do custo final da construção.

No entanto, para que o comportamento misto seja desenvolvido, é necessário que haja um mecanismo de conexão entre os materiais. Para o caso das estruturas mistas, é utilizado um dispositivo chamado de conector de cisalhamento para esse fim. Como é exemplificado pela Figura 1.1, a função do conector é associar os materiais, aço e concreto, redistribuindo as solicitações sofridas pelo elemento misto para ambos os materiais.

Figura 1.1 - Ação dos conectores de cisalhamento na interface da viga mistas



Fonte: Oehlers e Bradford, 1995

Devido a sua importância, inúmeras pesquisas foram realizadas para estudar o comportamento desses elementos. Entretanto, o custo envolvido para a realização das pesquisas experimentais é o principal obstáculo enfrentado pelos pesquisadores.

Diante disto, o avanço computacional ocorrido surgiu como alternativa para a continuação do estudo dos conectores de cisalhamento. Dentre as ferramentas existentes para a análise numérica, destacam-se pacotes comerciais desenvolvidos com base no Método dos Elementos Finitos, os quais possibilitam reproduzir numericamente o comportamento de uma estrutura, evitando os custos inerentes à realização de ensaios (KOTINDA, 2006).

1.1 Justificativa

A utilização de sistemas mistos de aço e concreto tem sido crescente nas últimas décadas (DUTRA, 2014). No Brasil, as estruturas mistas também se desenvolveram e atualmente contam com a norma ABNT NBR 8800:2008 que apresenta as metodologias de dimensionamento, detalhes de projeto e de execução para estruturas de aço e mistas.

Historicamente, os dois tipos de conectores mais utilizados no Brasil possuem suas vantagens, porém, apresentam também características que afetam negativamente a competitividade das estruturas mistas frente as estruturas de aço e de concreto armado.

O conector do tipo *Stud Bolt* apresenta inúmeras vantagens, dentre elas, sua alta produtividade na execução, boa ancoragem no concreto e facilidade para disposição da armadura de flexão dos elementos estruturais. No entanto, este conector apresenta desvantagens como baixa resistência a fadiga e a necessidade da utilização de uma fonte elétrica própria para alimentar a pistola de solda com potência de 225 kVA para a execução da solda (BARBOSA, 2016). Essa fonte é patenteada e precisa ser importada, o que encarece a utilização das estruturas mistas.

Já o conector de cisalhamento do tipo U apresenta a vantagem de proporcionar menor fissuração no concreto das lajes, além de ser fácil de produzir. Entretanto, as desvantagens da sua utilização são a baixa produtividade na instalação, e a incompatibilidade com o sistema de lajes mistas com formas incorporadas (BARBOSA, 2016).

Foi com o intuito de oferecer mais alternativa ao mercado brasileiro que vários estudos foram desenvolvidos para propor novos tipos de conectores de cisalhamento. Dentre esses estudos, o trabalho desenvolvido por Barbosa (2016) no qual é apresentado a proposta do conector de cisalhamento treliçado em aço CA-50 destaca-se como uma das melhores opções custo-benefício para utilização em estruturas mistas em aço-concreto.

Uma de suas vantagens é a facilidade na moldagem do conector já que seu formato é simples além de ser feito de aço CA-50, material comum a qualquer canteiro de obra. Outra vantagem está no fato da sua fixação na mesa do perfil poder ser feita por uma solda convencional, o que gera uma economia considerável frente à utilização do conector Stud Bolt.

Dito isto, apesar dessas vantagens o conector de cisalhamento treliçado ainda é pouco utilizado em âmbito nacional. Isso se deve ao fato de seu comportamento ainda ser pouco estudado quando submetido a diferentes situações.

1.2 Objetivos

Esse trabalho tem por objetivo geral estudar a capacidade resistente do conector treliçado reto quando submetido a carregamento na conexão de vigas mistas aço-concreto em laje maciça.

Para tanto, os seguintes objetivos específicos devem ser atingidos:

- Desenvolver e validar um modelo tridimensional não linear em elementos finitos que simule o ensaio *push-out*;
- Realizar um estudo paramétrico a partir do modelo validado para avaliar a capacidade resistente do conector treliçado reto quando variado os parâmetros do diâmetro do conector e da resistência do concreto;
- Analisar a distribuição de tensões nos conectores;
- Avaliar os modos de ruptura das vigas mistas modeladas.

1.3 Metodologia

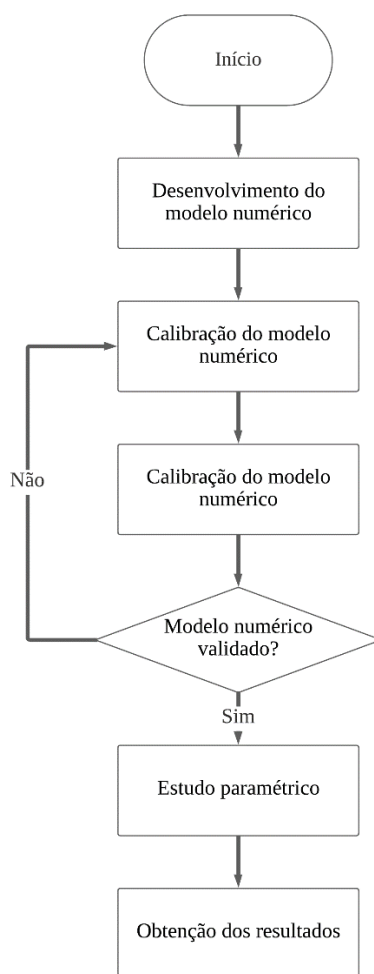
O início deste trabalho consistiu em desenvolver um modelo numérico tridimensional não-linear em elementos finitos, capaz de simular um ensaio *push-out* padronizado pela norma europeia EN 1994-1-1:2004, para investigar o comportamento do conector treliçado reto. Para tal, tomou-se como base o trabalho experimental de Barbosa (2016) onde este descreve detalhadamente todos os procedimentos desde a montagem dos corpos de prova *push-out* até os resultados obtidos ao fim do estudo.

A etapa seguinte compreendeu a calibração e validação do modelo numérico desenvolvido. Para isso os resultados obtidos numericamente como, curva carga-deslizamento, distribuição de tensões no conector, deformada do conector, e ponto de esmagamento do concreto, foram comparados com os resultados experimentais disponíveis no trabalho de

Barbosa (2016) com o intuito de validar a eficiência do modelo numérico. Caso os resultados numéricos não apresentassem boa correspondência com os resultados experimentais, o modelo numérico era então calibrado e seus novos resultados eram comparados novamente com os resultados de Barbosa (2016).

Por fim, após a validação do modelo numérico, foi feito o estudo paramétrico onde foram variados o diâmetro e a resistência do concreto com a intenção de analisar a influência desses parâmetros na capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado reto. Ao todo, 9 modelos numéricos foram desenvolvidos e analisados, sendo, 3 modelos para o diâmetro de 8 mm, outros 3 modelos para o diâmetro de 10 mm, e um último grupo com 3 modelos para o diâmetro de 12,5 mm, todos submetidos a variação da resistência do concreto entre 25, 30, e 34 MPa.

Figura 1.2 - Fluxograma do desenvolvimento do modelo numérico



Fonte: Autoria Própria

1.4 Escopo do trabalho

Este trabalho foi dividido em 6 capítulos. Os assuntos que serão abordados em cada um deles estão descritos a seguir.

O Tópico 1 introduz o tema de estruturas mistas, vigas mistas e conectores de cisalhamento. Apresenta a justificativa para realização deste trabalho bem como seus objetivos e a metodologia que será utilizado para o desenvolvimento da pesquisa

O Tópico 2 apresenta a contextualização histórica acerca do desenvolvimento das estruturas mistas. Além disso, define termos importantes que serão utilizados por todo o trabalho. Por último, aborda o estado da arte para os diferentes tipos de conectores existentes e os últimos estudo numéricos desenvolvidos.

O Tópico 3 apresenta todo o processo de desenvolvimento do modelo numérico, desde a geometria das partes passando pelos modelos constitutivos dos materiais, método de análise, condições de contorno, interações e restrições, carregamentos, e a descrição do tipo de malha utilizada.

O Tópico 4 descreve todo o processo de validação do modelo desenvolvido no capítulo anterior. Neste capítulo é feita a comparação dos resultados obtidos pelo modelo numérico com os resultados experimentais obtidos por Barbosa (2016).

O Tópico 5 descreve o procedimento para o estudo paramétrico e analisa os resultados obtidos.

O Tópico 6 apresenta as conclusões acerca do modelo numérico e do estudo paramétrico desenvolvidos neste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Contexto histórico

A consolidação da revolução industrial no século XVIII, primeiramente na Inglaterra e posteriormente ao redor do mundo, impulsionou o desenvolvimento econômico, técnico e científico (ASHTON, 1964). O ferro fundido e moldado era o principal material utilizado para a criação de construções, no entanto, não era uma opção muito confiável pois no caso de pontes e trilhos de trem a viga de ferro poderia colapsar e causar acidentes. O aço até então era pouco utilizado devido aos altos custos de produção e processos vagarosos.

Foi nesse período que Henry Bessemer aperfeiçoou a técnica no qual trabalhava conseguindo separar e eliminar os resíduos de silício, manganês e óxidos de carbono resultando em um aço de alta qualidade, barato e rápido, decorrendo cerca de 20 minutos para a conclusão do processo (UDIAÇO, 2020, Online).

O processo de Bessemer foi patenteado em 1856 e marcou o início da Segunda Revolução Industrial (PORTO EDITORA, 2023). Uma vez que a dificuldade de obtenção de um aço de alta qualidade e barato, exigido para tornar as estruturas seguras e confiáveis, já havia sido solucionada, novas construções cada vez maiores e mais resistentes foram erguidas.

Alguns anos mais tarde o *Home Insurance Building*, considerado o primeiro arranha-céu, foi construído com 10 andares e 42 metros de altura (PETERSON, 1986, Online). O projeto era incomum para a época pois incorporava aço estrutural na estrutura metálica interna do prédio, ao lado do ferro forjado já utilizado.

Figura 2.1 - *Home Insurance Building*, Chicago, EUA



Fonte: *SlyscrapersPage.com*

O desenvolvimento decorrido da utilização do aço estrutural deu origem a diversos sistemas estruturais e construtivos, dentre os quais o sistema formado por elementos mistos aço e concreto cuja combinação visava o aproveitamento das vantagens de cada material, tanto em termos estruturais quanto construtivos (ALVA; MALITE, 2005).

Ainda segundo Alva e Malite (2005), no início das construções mistas o concreto foi utilizado como revestimento aos perfis metálicos, protegendo-os contra fogo e corrosão, e apesar do concreto contribuir com a resistência da estrutura, essa contribuição era ignorada nos cálculos.

Foi somente em 1914 que os estudos acerca de estruturas mista aço-concreto iniciaram pela empresa *Redpath Brow and Company* com uma série de ensaios sobre sistemas compostos para pisos (MALITE, 1990). Apesar dos estudos terem início no começo do século XX, Griffis (1994) relata que as primeiras construções mistas começaram por volta de 1894 no Estados Unidos onde a ponte *Rock Rapids Bridge* em *Rock Rapids*, Iowa, e o edifício *The Methodist Building* em *Pittsburg*, Pensilvânia, foram construídos. Ambas construções foram feitas se utilizando de perfil metálico I revestido com concreto.

Figura 2.2 - *Rocks Rapids Bridge*, Iowa, EUA

Fonte: Google Earth

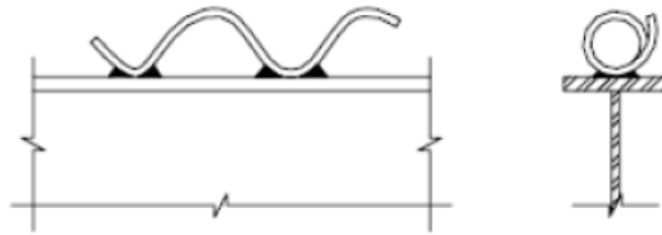
Viest (1960) descreve que as primeiras vigas mistas estudadas consistiam de um perfil de aço embutido no concreto onde a interação entre estes materiais acontecia por forças de adesão e atrito. Devido a imprevisibilidade destas forças, aos poucos esse sistema foi sendo substituído por uma configuração de laje de concreto sob mesa superior do perfil metálico.

À medida que as pesquisas sobre estruturas mistas avançavam, os estudos a respeito da conexão mecânica entre o aço e o concreto se tornavam cada vez mais frequentes. Diferente da condição não-composta estudada inicialmente, a conexão entre laje de concreto e perfil metálico cria uma ação mista que permite que ambos atuem juntos de forma mais eficiente. Dessa forma, a utilização de conectores de cisalhamento aumenta a capacidade de carga das vigas em mais de 50% em comparação a sua não adoção (ALI SHARIATI *et al.*, 2012).

Lima (2018) cita que foi a partir dessa descoberta que parte dos esforços na pesquisa sobre estruturas mistas se voltaram a investigar suas conexões, posteriormente chamada de conectores de cisalhamento. Já a partir de 1940, praticamente todos os estudos sobre o comportamento de vigas mistas já utilizavam conectores de cisalhamento (KOTINDA, 2006).

Vollmy e Brunner (1933, apud VIEST, 1960) mencionam que os estudos sobre os conectores iniciaram por volta de 1933 na Suíça, quando a *Swiss Federal Institute for Testing Materials* em conjunto com o projeto Sistema Alpha estudaram o conector espiral formado por uma barra circular em formato de espiral, obtendo resultados quanto a influência do diâmetro da barra, do espiral e da resistência do concreto.

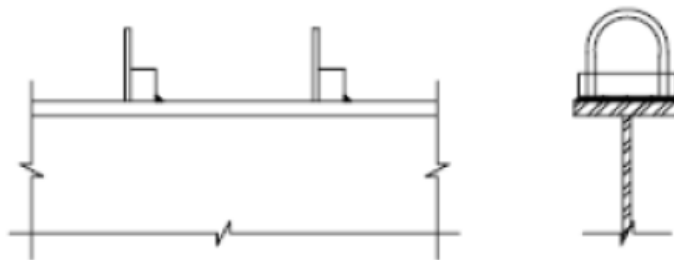
Figura 2.3 - Primeiro conector proposto



Fonte: Chaves, 2009

Dando continuidade, os trabalhos na Europa continuaram com o estudo da combinação de dois tipos de conectores: um conector confeccionado a partir de barras de aço para concreto armado em formas de ganchos e presilhas e conectores rígidos feitos de barras retangulares de aço (VIEST, 1960 *apud* CHAVES, 2009)

Figura 2.4 - Conector rígido



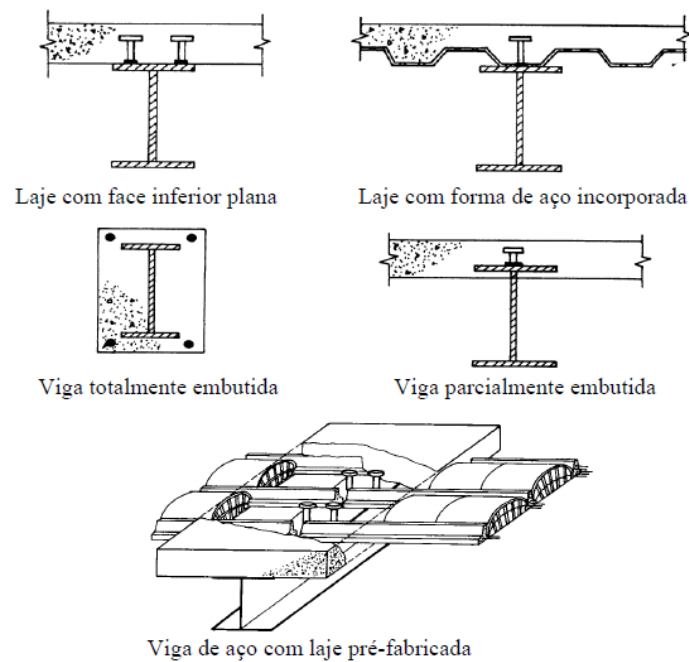
Fonte: Chaves, 2009

Chaves (2009) cita que os Estados Unidos optaram por estudar os conectores flexíveis, dentre eles, o perfil U em aço laminado e os do tipo *Stud Bolt*, sendo este último estudado a partir de 1954 nas Universidades de Illinois e Lehigh por meio de ensaios experimentais do tipo *push-out* utilizando carga estática e cíclica.

2.2 Vigas Mistas aço-concreto

Segundo a norma ABNT NBR 8800:2008, as vigas mistas podem ser definidas como componentes formados por um perfil de aço simétrico em relação ao plano de flexão, com uma laje de concreto posicionada e fixada sobre sua mesa superior mediante a utilização de peças metálicas soldadas na viga de aço e embutida no concreto, denominado conectores de cisalhamento. A Figura 2.5 demonstra os tipos de vigas mistas existentes.

Figura 2.5 - Tipos de vigas mistas aço-concreto



Fonte: Malite, 1990

O benefício de se usar aço estrutural em conjunto com o concreto é evidente, já que o primeiro material apresenta um ótimo desempenho à tração, enquanto o segundo resiste mais ao esforço de compressão (CHAVES, 2009).

Segundo Chaves (2009), a ação mista é desenvolvida quando dois elementos estruturais são interconectados de tal forma que se deformam como um único elemento. Quando a ação mista é assegurada, ambos os materiais serão solicitados somente ao tipo de esforço a que mais resistem, aumentando significativamente a rigidez da viga mista.

Caso esse comportamento misto não seja desenvolvido, tanto o perfil metálico quanto a laje de concreto se deformarão de modo independente, sendo cada elemento responsável por suportar uma parcela da carga separadamente.

Chaves (2009) cita ainda que outras vantagens podem ser observadas a partir da consideração da ação mista em vigas de aço e concreto, como:

- Redução no peso global da estrutura e, por consequência, um alívio nas fundações;
- Diminuição da altura dos perfis metálicos;
- Possibilidade em vencer grandes vãos;
- Redução de flechas;
- Redução de custos.

Quanto ao tipo de apoio, as vigas mistas podem ser classificadas em dois tipos: com continuidade nos apoios ou simplesmente apoiada, sendo esta última a que mais contribui para a eficiência do sistema misto, embora não seja em muitos casos a solução mais econômica.

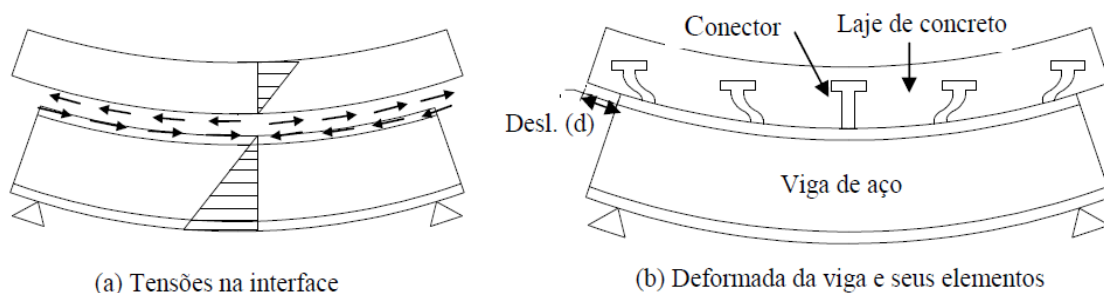
Outros fatores que influenciam o comportamento das vigas são a fluência e a retração do concreto, visto que ambos conduzem a deformações por carregamento de longa duração maiores que a deformação inicial.

2.3 Interface aço-concreto

Devido às propriedades mecânicas do aço e do concreto serem diferentes é visto que na região da interface esses materiais apresentam comportamentos particularizados. Caso não exista qualquer ligação na interface, os dois elementos se deformarão de modo independente e, por consequência, aparecerão tensões de cisalhamento na interface de cada superfície, além da ocorrência de um deslocamento relativo “ d ” entre a laje e o perfil (CAVALCANTE, 2010).

Os conectores têm a função de garantir a ligação dos elementos, laje e perfil, o que significa conter o deslocamento “ d ” e absorver as tensões de cisalhamento na interface. Como mostrado na Figura 2.6, a diferença de propriedades do aço e do concreto gera na interface laje-perfil um comportamento complexo, porém de grande relevância para o estudo e dimensionamento das estruturas mistas.

Figura 2.6 - Deformada de uma viga mista simplesmente apoiada



Fonte: Cavalcante, 2010

2.4 Conectores de cisalhamento

Para que o comportamento misto da estrutura seja atingido é preciso que haja uma conexão entre as seções de aço e de concreto. Apesar da aderência e da força de atrito entre os materiais apresentar valores consideráveis de conexão, estes não são levados em consideração para o dimensionamento devido à baixa ductilidade e pouca confiabilidade (BARBOSA, 2016). Sendo assim, a conexão entre os elementos é feita de forma mecânica pela utilização peças

denominadas de conectores de cisalhamento. Esses conectores permitem a transferência de forças longitudinais do aço para o concreto e vice-versa, bem como, resistem a forças transversais ao eixo do elemento que tendem a causar a separação dos materiais na interface entre ambos, efeito conhecido como *uplift* (BARBOSA, 2016). Esses conectores de cisalhamento são instalados no perfil de aço geralmente por solda, antes da concretagem, para assegurar que a conexão entre os materiais seja estabelecida.

Os itens a seguir apresentam conceitos relevantes quanto à classificação, resistência, procedimento de ensaio e avaliação de resultados acerca dos conectores de cisalhamento.

2.4.1 Ductilidade

Com relação a ductilidade, os conectores de cisalhamento podem ser qualificados em duas categorias: rígidos e flexíveis (CAVALCANTE, 2010). Os conectores rígidos não se deformam quando aplicado carregamento no elemento misto o que garante uma conexão sem deslizamento relativo entre aço e concreto. No entanto, o colapso da conexão é marcado por uma ruptura frágil, com esmagamento ou cisalhamento do concreto, o que é um comportamento indesejado devido a questões estruturais (VERÍSSIMO, 2007). Já os conectores flexíveis se deformam quando a viga mista é submetida a carregamento, permitindo que haja um deslizamento relativo entre o aço e o concreto. O colapso deste tipo de conexão é marcado por uma ruptura dúctil (VERÍSSIMO, 2007).

Com relação ao modo de falha, o conector flexível não se configura como uma opção ideal para algumas situações visto que apresentam grande deformação quando carregado, o tornando mais propenso a danos por fadiga. Já o conector rígido não tende a apresentar problemas de fadiga (VERÍSSIMO, 2007).

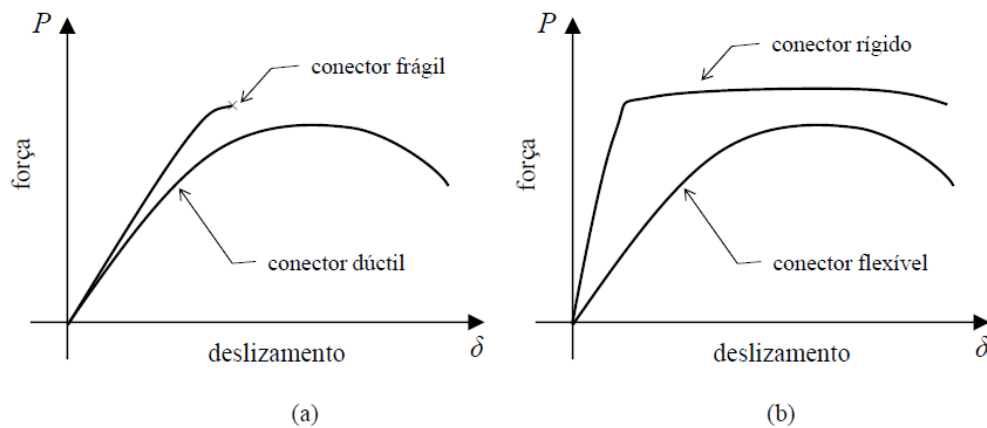
Segundo Veríssimo (2007), o conector considerado ideal seria aquele que apresentasse um comportamento rígido, caracterizado por deslizamento nulo, para cargas de serviço, e flexível, caracterizado pela ocorrência de deslizamento, quando no estado limite último.

A norma europeia para estruturas mistas, EN 1994-1-1:2004, apresenta em seu texto um critério para a classificação quanto á ductilidade com base no conceito de deslizamento característico. Segundo a norma, um conector de cisalhamento é classificado como dúctil se apresentar um deslizamento característico (δ_{uk}) superior a 6,0 mm, e rígido caso o valor de deslizamento seja inferior a 6,0 mm.

Veríssimo (2007) mostra que entender se um conector é rígido ou flexível é muito importante para o desenvolvimento de projetos em estruturas mista, pois caso o conector seja assumido como flexível, haverá então uma redistribuição de esforços quando o elemento for carregado que mobilizará todos os conectores do elemento misto. Se essa hipótese for válida então os conectores poderão ser distribuídos uniformemente sobre a viga.

Para o caso em que o conector seja tido como rígido, a hipótese da redistribuição de esforços não é válida, havendo conectores que serão mais solicitados do que outros. Isso influenciará na distribuição dos conectores que deixará de ser uniforme e seguirá o fluxo de cisalhamento atuante na interface.

Figura 2.7 - Relação força x deslizamento de conectores quanto à: (a) ductilidade; (b) rigidez



Fonte: Alva e Malite, 2005

2.4.2 Capacidade resistente

Devido ao seu caráter pouco previsível a aderência natural entre o aço e o concreto, bem como a força de atrito existente, não são consideradas na determinação da capacidade resistente de elementos mistos (BARBOSA, 2016). Esse comportamento pode ser analisado em ensaios com estruturas mistas, onde para cargas pequenas é visualizado que a maior parte do cisalhamento longitudinal se desenvolve na interface, por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície do aço. Porém, com o incremento do carregamento a aderência se rompe e não pode ser mais restaurada.

Veríssimo (2007) fala que o valor do incremento de carga para o qual acontece o rompimento da aderência é extremamente variável e dependente de diversos fatores, tais como composição do concreto, qualidade da execução, variação de temperatura, retração, fissuração, etc.

Em função desse comportamento imprevisível, se torna impossível levar em consideração essas parcelas de resistência de contato na interface no cálculo de sistema misto. Por esses motivos, torna-se necessário a utilização de conectores para absorver e transmitir as forças longitudinais de cisalhamento que acontecem na interface aço-concreto (CHAVES, 2009).

Em ensaios experimentais essa aderência química também deve ser desconsiderada, e por esse motivo alguns artifícios que ajudem a eliminar essa aderência são empregados, como por exemplo a lubrificação do contato entre os dois materiais. Assim, é assegurado que a resistência medida se deve apenas à ação do conector (BARBOSA, 2016).

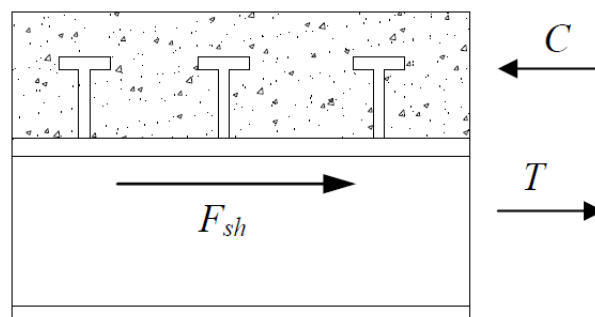
Para o caso de vigas mistas, além das forças de cisalhamento longitudinal, os conectores também estão sujeitos a forças transversais ao eixo da peça que provocam a separação vertical entre a laje de concreto e o perfil metálico (efeito conhecido como *uplift*) (BARBOSA, 2016). Geralmente, essas forças transversais são bem menores do que as forças de cisalhamento longitudinal, não sendo necessário calculá-las.

2.4.3 Grau de conexão

Em seu trabalho, Cavalcante (2010) diz que o grau de conexão se refere à resistência da laje e perfil que compõem a viga mista e a ligação entre estes elementos. Assim, é possível afirmar que a distribuição das tensões normais no sistema misto depende do grau de conexão, subdividida em ‘completa’ e ‘parcial’.

O equilíbrio dos esforços na seção da viga mista depende da resistência de três elementos: a resistência à compressão da laje (C), resistência à tração da viga mista (T), bem como a resistência dos conectores (F_{sh}), obtida através do número de conectores em meio vão multiplicado pela sua resistência individual. A Figura 2.8 demonstra um elemento de viga mista submetida aos esforços de compressão da laje, tração da viga mista, e resistência do conector.

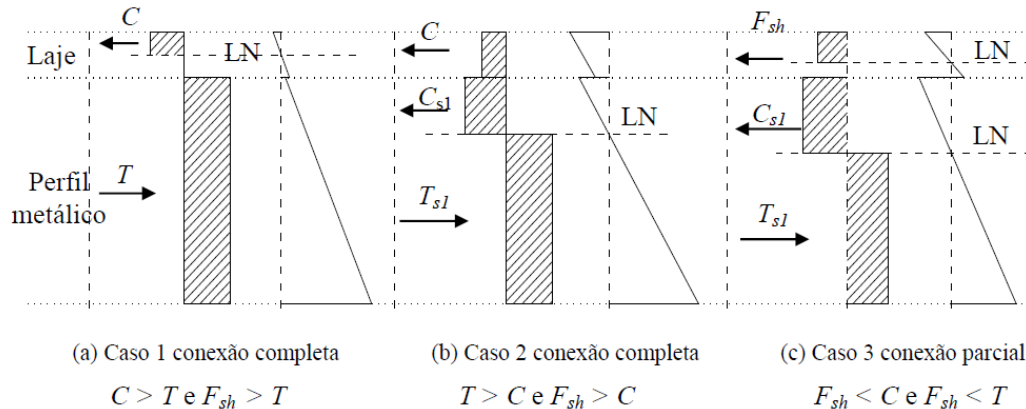
Figura 2.8 - Forças resultantes numa seção mista



Fonte: Kotinda, 2006

A Figura 2.9 mostra a distribuição de tensão longitudinal para três casos possíveis, considerando vigas com alma compacta.

Figura 2.9 - Gráficos da distribuição de tensões em uma viga mista, considerando o grau de conexão



Fonte: Oehlers e Bradford, 1995

O caso 1, em que a resistência à tração do aço é menor que a resistência à compressão do concreto, e a resistência do conector ($C > T$ e $F_{sh} > T$), o momento máximo resistente da viga será limitada pela capacidade máxima do aço (KOTINDA, 2006).

De forma semelhante, para o caso 2, em que a resistência a compressão do concreto é inferior a resistência a tração do aço, e a resistência do conector ($T > C$ e $F_{sh} > C$), o fator limitante será a capacidade máxima da laje de concreto (KOTINDA, 2006).

Para os dois casos anteriores, foi visto que a capacidade do conector foi maior que o menor valor entre as capacidades do concreto e do aço, desta forma a resistência da conexão não influenciou na resistência à flexão da viga. Sendo assim, quando existe um número de conectores de tal forma que qualquer aumento em seu número ou na resistência destes não gera um aumento da resistência à flexão da viga, o grau da conexão é definido como “completa”.

Por outro lado, no caso 3 temos que a capacidade da conexão de cisalhamento é menor que as capacidades da viga e da laje de concreto ($F_{sh} < C$ e $F_{sh} < T$), dessa forma a resistência à flexão da viga é limitada pela capacidade da conexão de cisalhamento (KOTINDA, 2006). Diferente dos dois casos anteriores, este apresenta um grau de conexão “parcial”.

Por último, há ainda o caso em que não existe conexão entre o perfil e a laje, ou seja, a laje está apenas apoiada sobre o perfil metálico. Esta configuração é classificada como híbrida e não como mista.

O grau de conexão (η) de uma viga mista é definida pela NBR-8800:2008 pela Equação (1) como sendo,

$$\eta = \frac{F_{sh}}{F_{sh,min}} \quad (1)$$

Onde:

(η) – o grau de conexão de cisalhamento.

(F_{sh}) – resistência da conexão ao cisalhamento.

$(F_{sh,min})$ – resistência mínima de cisalhamento em uma situação de conexão completa, igual ao menor valor entre a capacidade da viga de aço ou da laje de concreto.

Na norma ABNT NBR-8800:2008, o grau de conexão completo é obtido quando se tem um valor de ‘ η ’ igual a 1, enquanto que para o caso de a conexão ser parcial os valores estão entre 0 e 1, sendo o mínimo aceitável de 0,4.

2.4.4 Grau de interação

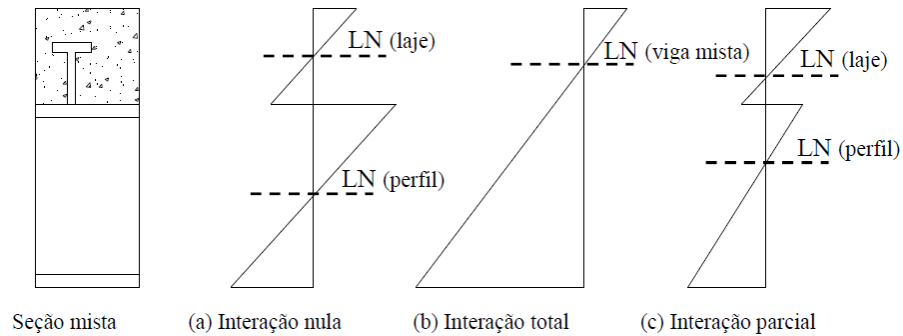
O grau de interação está relacionado com o deslizamento ‘ d ’ da laje em relação ao perfil metálico (CAVALCANTE, 2010). As vigas mistas podem ser classificadas quanto aos graus de interação em 3 formas.

A interação total ocorre quando a laje está totalmente conectada ao perfil, de forma que o deslizamento ‘ d ’ é praticamente nulo (CAVALCANTE, 2010). Para esse caso, é considerado que a seção mista possui apenas uma linha neutra (LN) e os elementos absorvem os esforços como um só.

Já o caso da interação parcial representa um meio termo, onde ocorre um pequeno deslizamento ‘ d ’ entre a laje e o perfil devido a deformação dos conectores (CAVALCANTE, 2010). Apesar do deslocamento, a laje e o perfil permanecem conectados e resistindo aos esforços em conjunto. Mas diferente do caso anterior, a interação parcial apresenta suas linhas neutras (LN) e cada elemento passa a absorver parte dos esforços totais.

O último caso é a interação nula, onde o deslizamento ‘ d ’ entre a laje e o perfil é bastante evidente (CAVALCANTE, 2010). Isso ocorre devido à ausência de conexão na interface desses materiais sendo percebido a existência de duas linhas neutras (LN) na seção da viga. Dessa forma, esses elementos, laje e perfil, trabalham de maneira independente absorvendo os esforços totais como mostrado na Figura 2.10.

Figura 2.10 - Distribuição das deformações para uma estrutura híbrida e mista



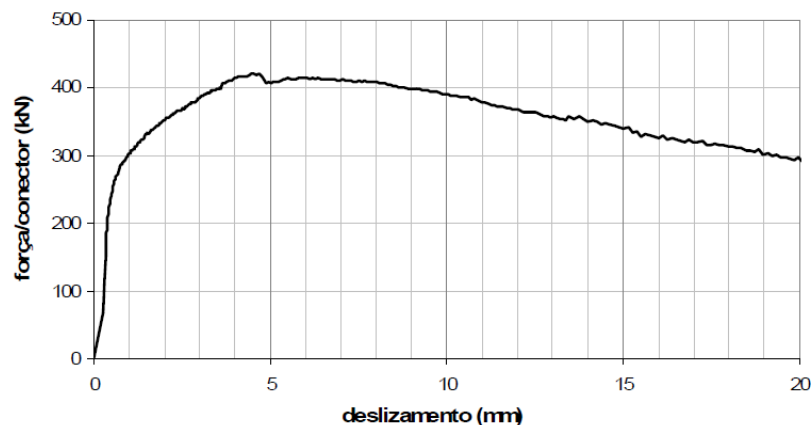
Fonte: Queiroz, 2001

2.4.5 Metodologia de análise

O ensaio experimental é a forma que os pesquisadores desenvolveram para tornar mais fácil a análise do comportamento complexo dos conectores de cisalhamento. Ao utilizar o ensaio para avaliar o desempenho de um conector, duas características recebem destaque: a capacidade resistente e a ductilidade. Elas podem ser obtidas a partir da relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato do elemento (VERÍSSIMO, 2007).

A Figura 2.11 demonstra a relação carga x deslizamento que é expressa por uma curva obtida de ensaios em vigas mistas de tamanho real ou, a partir de ensaios de cisalhamento direto em modelos de tamanho reduzido, conhecido como ensaio *push-out*.

Figura 2.11 - Curva força-deslizamento



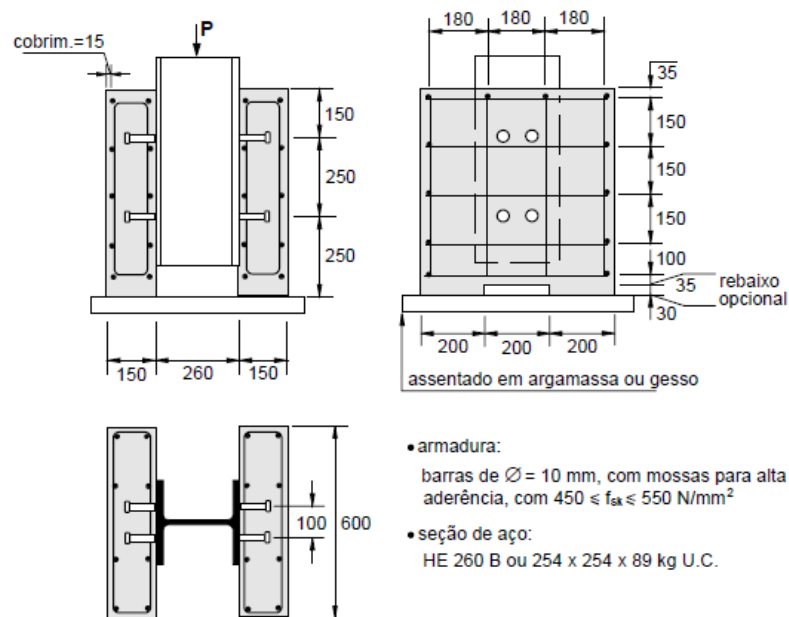
Fonte: Veríssimo, 2007

É por meio da curva carga x deslizamento que é possível determinar a resistência característica dos conectores ensaiados, bem como classifica-los quanto a sua ductilidade.

2.4.6 Ensaio *push-out* segundo a EN 1994-1-1:2004

O ensaio de cisalhamento direto (*push-out*) foi desenvolvido com o intuito de investigar o comportamento dos conectores de cisalhamento. Apesar de se tratar de um procedimento experimental, Veríssimo (2007) fala que ele era executado de formas diferentes ao redor do mundo. Foi com o objetivo de padronizar esse ensaio que foi criada a norma europeia para estruturas mistas EN 1994-1-1:2004. A Figura 2.12 apresenta as características do ensaio *push-out* padronizado pela norma EM 1994-1-1:2004.

Figura 2.12 - Características de um ensaio *push-out* típico com conectores *stud* segundo a EN 1994-1-1:2004



Fonte: Veríssimo, 2007

O ensaio *push-out* consiste de duas lajes pequenas de concreto com dimensões de 60x60x15 cm conectadas a um perfil metálico por meio dos conectores estudados. Antes da conexão entre laje e perfil é preciso passar graxa nas superfícies que estarão em contato de modo a garantir que somente o conector seja responsável por resistir as tensões de cisalhamento. Então, um carregamento P é aplicado ao perfil, que desliza relativamente às lajes até o ponto de colapso da conexão.

Durante todo o experimento, são registrados os valores de deslizamento relativo e de carga atuante, em intervalos de tempo pré-fixados. Ao fim do experimento é obtido um conjunto de pontos que serão usados para traçar a curva carga x deslizamento.

Após a concretagem dos corpos de prova para o ensaio *push-out* é necessário também a moldagem de 4 amostras, cilíndricas ou cúbicas, para cada lote de concreto. Essas amostras devem ser posicionadas ao lado dos corpos de prova e curados ao ar, para

determinação da resistência à compressão do concreto. Essas amostras deverão ser rompidas durante o período do ensaio *push-out* para determinar a resistência à compressão do concreto. A resistência f_{cm} será determinada como a média dos 4 corpos de prova, devendo apresentar um valor de $70\% \pm 10\%$ da resistência f_{ck} esperada.

2.4.6.1 Procedimento de Ensaio

Segundo a norma EM 1994-1-1:2004 a realização do ensaio *push-out* é marcada por três etapas. Durante a primeira etapa a carga P é aplicada até atingir 40% da carga de ruptura estimada. Na segunda etapa a aplicação da carga oscila ciclicamente 25 vezes entre 5% e 40% da carga de ruptura estimada. A última etapa é onde a carga aplicada atinge o patamar de ruptura do modelo.

Os valores de deslizamento longitudinal entre laje e perfil devem ser medidos desde o início do ensaio até que haja a redução em 20% a partir do valor de carga de ruptura atingido.

Veríssimo (2007) explica que para que este ensaio seja possível é necessário que ele seja executado com controle de deslocamento, de forma que seja possível monitorar a evolução do comportamento mesmo após atingir a força máxima.

2.4.6.2 Avaliação do ensaio

O ensaio *push-out* é validado por meio da realização de três ensaios em corpos de prova idênticos (BARBOSA, 2016). Caso nenhum resultado individual exceda em mais de 10% a média dos resultados de todos os testes, a resistência característica deve ser tomada como a menor carga de colapso (dividida pelo número de conectores) reduzida de 10%. Barbosa (2016) fala ainda que caso algum resultado individual exceda o limite de 10% do desvio padrão, mais três testes devem ser feitos.

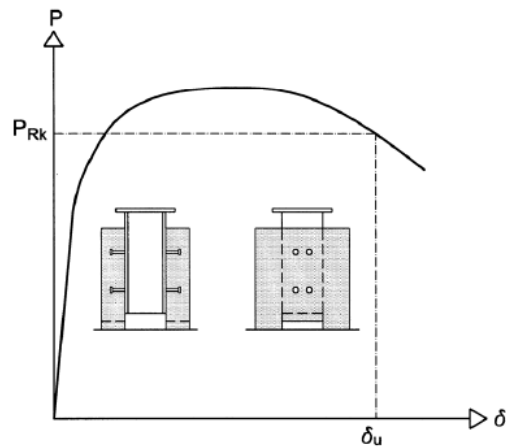
A capacidade de deslizamento (δ_u) corresponde ao deslizamento medido para o nível de carga característico. Ou seja, corresponde ao deslizamento máximo para o qual o conector ainda suporta 90% de sua resistência característica ao cisalhamento (VERÍSSIMO, 2007).

A capacidade de deslizamento característico (δ_{uk}) deve ser tomada como o mínimo valor de (δ_u) medido nos ensaios, reduzido de 10%.

Já a resistência do conector ao *uplift* é verificada analisando a separação transversal entre a seção de aço e laje. Caso a separação, medida no momento em que os conectores estão sujeitos a 80% da sua carga última, seja inferior a 50% do deslizamento longitudinal então a

conexão é satisfatória, por outro lado, caso a separação seja superior a 50% do deslizamento longitudinal, então a conexão não é satisfatória (BARBOSA, 2016).

Figura 2.13 - Determinação da capacidade de deslizamento (δ_u) em um ensaio *push-out*.



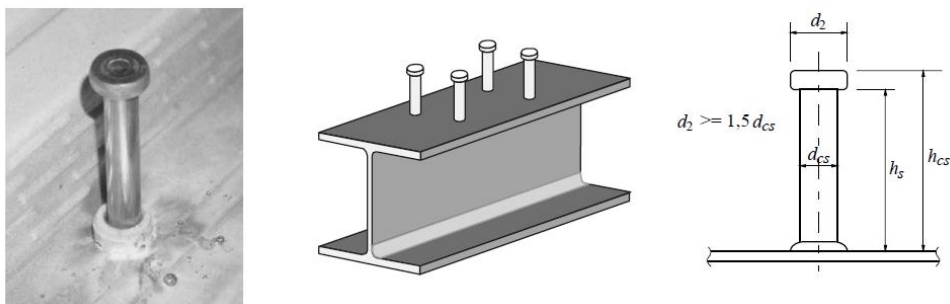
Fonte: EN 1994-1-1:2004

2.5 Estado da Arte

2.5.1 Stud Bolt

O conector de cisalhamento *Stud Bolt* foi desenvolvido na década de 40 pela Nelson Stud Welding pensando em sistemas de piso misto na conexão entre a laje de concreto e o perfil metálico. Devido a produtividade, consequência da rapidez e da facilidade na aplicação, esses conectores rapidamente se difundiram ao redor do mundo e atualmente são os mais utilizados (VERÍSSIMO, 2007).

Figura 2.14 - Detalhes do conector stud



Fonte: Veríssimo, 2007

O conector *Stud* apresenta uma haste de aço resistente aos esforços de cisalhamento longitudinais e uma cabeça de ancoragem com a finalidade de evitar o movimento vertical da laje conhecido como *uplift*. Por ser um conector amplamente utilizado, diversos estudos vêm

sendo feitos desde a década de 40 objetivando determinar suas características mecânicas quando submetidos as mais diversas situações.

Chapman e Balakrishnan (1964) realizaram um estudo do comportamento de 17 vigas mistas utilizando um carregamento estático, concentrado e distribuído, aplicado no eixo da viga. Além disso, a quantidade de conectores de cisalhamento (*welded studs*) foi variada dentro da faixa aceitável de projeto. Com isso, foi analisado o deslizamento da interface aço-concreto tanto no comportamento elástico quanto no final o que resultou em recomendações relativas ao dimensionamento da secção da viga e dos conectores de cisalhamento.

Slutter e Driscoll (1963), pesquisadores da Pensilvânia, EUA, realizaram um programa experimental para investigar a resistência última de elementos mistos de aço e concreto. O trabalho experimental consistiu em testar 12 elementos compostos de vão simples com vão de 4,5 metros, um elemento contínuo de dois vãos também com vão de 4,5 metros e 9 corpos de prova *push-out*. Os resultados obtidos, juntamente com informações sobre a resistência máxima de vários conectores de cisalhamento mecânico, foram usados para desenvolver critérios para a determinação dos requisitos mínimos para conectores de cisalhamento em construções mistas.

Barnard e Johnson (1965) ensaiaram quatro vigas mistas contínuas de três vãos cada utilizando os conectores Stud para a fixação da laje ao perfil. Eles verificaram que quando os conectores flexíveis são usados ocorre escorregamento antes que a carga máxima seja atingida, o que aumenta a deflexão, mas não apresenta efeito no comportamento das seções críticas da viga. Essa constatação serviu para corroborar que a teoria publicada anteriormente por eles poderia ser utilizada para prever os valores do momento máximo de resistência e da curvatura naquele momento para as seções transversais.

Davies (1969, *apud* VERÍSSIMO, 2007) realizou ensaios em sete modelos de vigas mistas, simplesmente apoiadas, utilizando o conector *Stud Bolt*. O objetivo desse estudo era verificar a influência que o espaçamento dos conectores e a taxa de armadura transversal da laje tinha sobre o comportamento das vigas. Seguindo os resultados obtidos, Davies (1969) apresentou uma proposta de equação para a resistência da conexão, além de apresentar uma descrição detalhada sobre o processo de formação de fissura longitudinal na laje.

Ollgaard, Slutter e Fisher (1971), realizaram um programa experimental com o objetivo de investigar a resistência ao cisalhamento dos conectores *Stud* quando embutidos em lajes com concreto leve e normal. Para tal, utilizaram 48 corpos-de-prova *push-out* subdivididos em grupos com 3 amostras, cada uma com duas lajes. O experimento considerou diâmetro do conector, número de conectores por laje, tipo de concreto, e propriedades do concreto. Ao fim

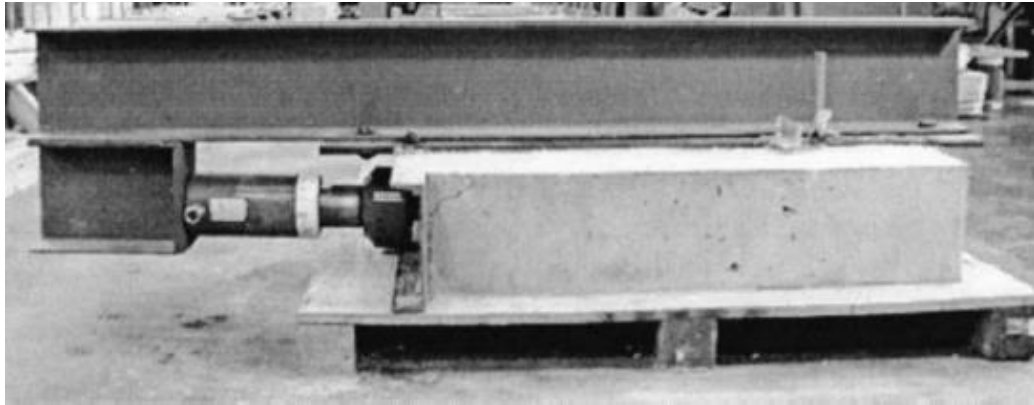
do experimento os resultados obtidos mostraram que a resistência ao cisalhamento dos conectores utilizados era influenciada principalmente pela resistência a compressão e módulo de elasticidade do concreto. Outro resultado importante foi a proporcionalidade observada entre a resistência ao cisalhamento e a área da seção transversal do conector.

Oehlers e Coughlan (1986) concentraram sua pesquisa na previsão da rigidez ao cisalhamento dos conectores *Stud* que são embutidos na laje de concreto e submetidos a cargas estáticas e de fadiga. Um dos pontos observados foi que a flexibilidade da solda do conector afeta a distribuição do fluxo de cisalhamento nos conectores *Stud* de uma viga mista e, portanto, afeta indiretamente a resistência a flexão e a vida útil a fadiga da viga mista.

Badie *et al.* (2002) propuseram a utilização de conectores *Stud Bolt* com um diâmetro de 31,8 mm (1 ¼ pol.), maior do que os usuais de 19,1 mm (¾ pol.) e 22,2 mm (7/8 pol.), nas vigas mistas de pontes. Os testes para a resistência final mostraram que a capacidade do pino proposto poderia ser determinada com segurança usando a equação para projeto de pontes da AASHTO LRFD (1998), além de que os elementos utilizando o conector proposto apresentaram um menor deslizamento do que um elemento construído com pinos de 22,2 mm (7/8 pol.). Já os testes de fadiga mostraram que o carregamento cíclico prévio de dois milhões de ciclos não tem efeito prejudicial na capacidade do pino, bem como a adoção dos valores desenvolvidos na pesquisa para o projeto de pontes acarretará na redução do número de pinos em cerca de 30% quando comparado com as especificações da AASHTO.

Topkaya, Yura e Williamson (2004) buscaram investigar o comportamento dos pinos *Stud Bolt* nas idades iniciais do concreto, variando de 4 horas até 28 dias. Para isso, realizaram um total de 24 ensaios utilizando uma nova configuração do ensaio *push-out*. Foi observado que para o tipo específico de concreto nas condições de cura utilizadas no estudo, a transferência de cisalhamento é alcançada em 4 horas, mostrando que os pinos desenvolvem resistência e rigidez consideráveis já em idades precoces. Foram observados os efeitos do carregamento nas idades iniciais do concreto e os resultados mostraram que a capacidade máxima diminui quando o escorregamento residual aumenta, bem como, as deformações excessivas em idades iniciais também causam diminuição da rigidez inicial dos pinos. Por fim, foram desenvolvidas equações para prever a resistência e a rigidez de projeto dos conectores de cisalhamento embutidos em lajes de concreto nas idades iniciais.

Figura 2.15 - Variação do ensaio *push-out* utilizado por Topkaya, Yura e Willianson



Fonte: Topkaya, Yura e Willianson, 2004

Smith e Couchman (2010) analisaram a resistência e a ductilidade dos conectores *Stud Bolt* em lajes mistas do tipo *Steel deck*. Para tal, foram realizados 27 testes *push-out* com o intuito de investigar o efeito de variáveis como posição da armadura, espaçamento transversal dos conectores, número de conectores de cisalhamento por calha e profundidade da laje na resistência de conectores de cisalhamento *Stud Bolt* quando soldados através do *deck*. Através desta análise constatou-se que, dentro dos limites testados, o espaçamento transversal dos conectores tem pouco efeito na resistência, tal como, a inclusão de um terceiro conector. Os resultados mostraram também uma melhoria na resistência de aproximadamente 30% ao posicionar a armadura sob o conector de cisalhamento em comparação a posição considerando o cobrimento nominal da superfície da laje.

Xue *et al.* (2012) realizaram oito testes *push-out* com múltiplos pinos *Stud*, com espaçamento variando desde 100 mm à 250 mm, e dois testes *push-out* com pino *Stud* único para investigar a diferença de comportamento para cada configuração. Os resultados mostraram que a rigidez entre o pino único e o pino múltiplo foi semelhante, além disso, o espaçamento entre os pinos múltiplos não apresentou grande influência na rigidez. Os resultados mostraram também que a resistência máxima do conector de pino único foi 10% maior do que a apresentada pelos pinos múltiplos. Também foi observado que quando a carga atingiu o pico, o deslizamento relativo do conector de pino único foi cerca de 19% maior do que o dos conectores de pinos múltiplos. Com base nos resultados dos testes *push-out*, os pesquisadores propuseram uma nova expressão para a relação carga-deslizamento do pino.

Kim *et al.* (2015) realizaram um estudo que investigou um conector de cisalhamento *Stud* embutido em um *deck* de Concreto de Ultra-Alto Desempenho (UHPC) por meio de 15 testes *push-out*. Os parâmetros de ensaio como a proporção do conector, relação altura-diâmetro, espessura do cobrimento foram escolhidos com o intuito de comprovar a

viabilidade de uma laje mais fina. Os resultados demonstraram que a relação de proporção pode ser reduzida de 4 para 3,1 sem perda de resistência ao cisalhamento do conector *Stud*. Além disso, foi observado que o recobrimento poderia ser reduzido de 50 mm para 25 mm sem causar fissura na laje de UHPC. Esses resultados mostraram que os conectores de cisalhamento em um tabuleiro de UHPC deveriam ser projetados de acordo com o critério elástico.

2.5.2 Perfobond

O conector de cisalhamento *Perfobond* foi desenvolvido na Alemanha a partir das pesquisas de Leonhardt *et al.* (1987), e Oguejiofort e Hosain (1996) (KIM *et al.*, 2016). Esse conector é formado por uma placa plana retangular de aço perfurado com furos circulares, posteriormente soldada longitudinalmente a mesa superior da viga metálica (VERÍSSIMO, 2007). Pensado para suprir às necessidades estruturais especiais na qual estão sujeitas as pontes, o conector *Perfobond* foi amplamente estudado e utilizado devido a sua fácil fabricação, rápida instalação, alta resistência ao cisalhamento e a fadiga.

Figura 2.16 - Conector de cisalhamento *Perfobond*



Fonte: Kotinda, 2006

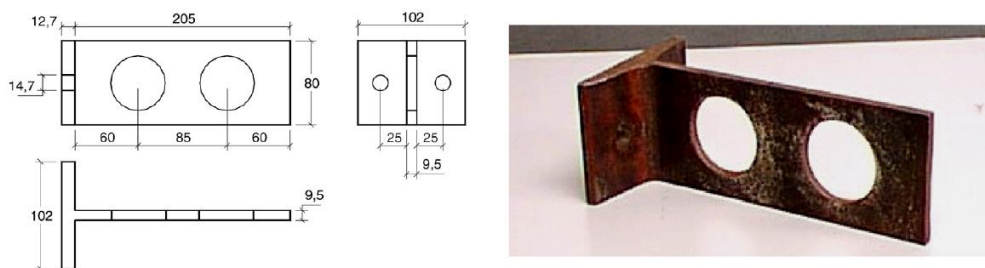
Nishido, Fujii e Ariyoshi (2000) estudaram o deslizamento que acontece entre a laje de concreto e a viga metálica quando utilizado conectores *Perfobond*. Os pesquisadores utilizaram 12 corpos de prova *push-out*, onde o número de furos e a espessura das chapas *Perfobond* foram variados, e submeteram eles a ensaios de flexão de viga e *push-out*. Eles observaram que a armadura que passa através dos furos do conector pode aumentar a resistência ao cisalhamento além de manter uma resistência elevada quando atingida sua capacidade

máxima. Notou-se também que a armadura através dos furos do conector *Perfobond* mantém a eficiência também para grandes deslocamentos ocasionados pelo escorregamento entre laje e perfil mesmo que o diâmetro das barras seja pequeno.

Valente e Cruz (2004) se basearam no trabalho de Oguejiofort e Hosain (1996) e na norma EUROCODE 4 para investigar a ductilidade dos conectores *Perfobond* embutidos em lajes feitas com concreto leve. Para isso, avaliaram parâmetros como a resistência do concreto, a disposição das armaduras, a existência de furos no *Perfobond* e o espaçamento entre eles. Os ensaios mostraram que os mecanismos de ruptura observados estavam relacionados à ruptura da laje de concreto, com pouca deformação no *Perfobond*. O escorregamento médio entre a laje de concreto e a viga de aço medido para a carga máxima foi reduzido e aumentado, mostrando que este tipo de conector não garante um comportamento dúctil.

Velasco *et al.* (2007) propuseram em seu trabalho o desenvolvimento de uma variação do conector de cisalhamento *Perfobond*, denominado de *T-Perfobond* como uma alternativa para pórticos compostos. Esse elemento foi idealizado com o objetivo de transferir os esforços das armaduras de regiões com momento negativo para os banzos de borda e canto dos pilares. Um dos resultados mostrou que apesar da carga imposta deformar o pórtico além do seu estado limite de utilização, nenhum componente ou membro colapsou, o que serviu para evidenciar a eficiência estrutural do conector

Figura 2.17 - Geometria do conector *T-Perfobond*



Fonte: Velasco *et al.*, 2007

Vianna *et al.* (2009) avaliaram e compararam o comportamento estrutural dos conectores *Perfobond* e *T-Perfobond*. Para tal, desenvolveram um programa experimental com 12 corpos de prova submetidos ao ensaio *push-out* seguindo a norma EUROCODE 4. Alguns dos parâmetros utilizados para estudar esses tipos de conectores foram o tamanho longitudinal do conector, quantidade de furos, e a quantidade de fileira de furos. Os resultados mostraram que os conectores *T-Perfobond* apresentam maiores resistência e rigidez do que os conectores *Perfobond* quando a geometria das placas é semelhante. Observou-se também que no teste com conectores *T-Perfobond* o valor de deslizamento foi inferior ao exigido pela norma para

distribuição plástica da força de cisalhamento no conector, mas esse fato não representaria um empecilho caso seja adotado uma distribuição elástica. Por fim, concluiu-se que esses conectores constituem uma solução econômica e eficiente para o projeto de estruturas mistas.

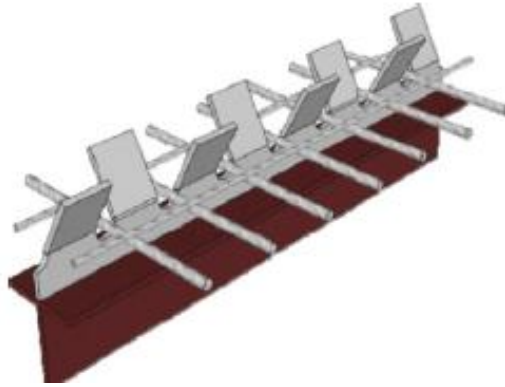
Ahn *et al.* (2010) estudaram os efeitos da resistência do concreto, da presença de barras transversais nos furos, e da disposição das nervuras na resistência ao cisalhamento do conector *Perfobond* e, para isso, realizaram ensaios *push-out* com 21 corpos de prova baseados na norma EUROCODE-4. Os resultados mostraram que a capacidade do conector foi proporcional a resistência do concreto, além disso, a ductilidade do conector aumentou até o limite da flexibilidade da armadura transversal presente nos furos. Observou-se também que a resistência ao cisalhamento do conector *Perfobond* duplo foi reduzida para 80% da resistência atingida pelo conector simples devido as reduções apresentadas na zona de suporte final do concreto, no pino de concreto e na armadura transversal no furo do conector. Por fim, os resultados dos testes foram comparados com valores calculados usando equações de resistência ao cisalhamento e novas equações foram propostas.

Rodrigues e Laím (2011) investigaram a influência do número de furos no conector *Perfobond* e da presença e diâmetro das barras de armadura transversal passando pelos furos em altas temperaturas. O programa experimental realizado consistiu em 32 testes *push-out* modificados, sendo 8 destinados ao experimento em temperatura ambiente e 24 para altas temperaturas. Os resultados revelaram que, para a temperatura ambiente, o aumento do número de conectores afeta positivamente a resistência, enquanto o número de furos do conector não resultou em aumento significativo. Já os resultados com altas temperaturas mostraram uma redução significativa na capacidade de carga do conector.

Kim *et al.* (2013) propuseram a criação de um novo design de conector, o *Y-Perfobond*, e realizaram 18 ensaios *push-out* com o intuito de comprovar sua melhor trabalhabilidade, maior resistência ao cisalhamento e ductilidade. As amostras foram fabricadas e ensaiadas seguindo os requisitos da norma EUROCODE-4 e as principais variáveis analisadas foram a resistência do concreto, a existência de armadura transversal, espessura da chapa *Perfobond*, e o ângulo de abertura do Y. Além disso, para comparar o comportamento do *Perfobond* convencional com o *Y-Perfobond*, foram preparados corpos de prova com as mesmas variáveis analisadas. Como resultado, o experimento mostrou que a resistência ao cisalhamento aumenta quanto maior for a resistência do concreto, porém a ductilidade diminui, mesmo comportamento observado quando variado a espessura da chapa *Perfobond*. Além disso, foi revelado que o ângulo de abertura, bem como a existência de barras passando pelos furos do *Perfobond*, impactou significativamente o aumento da resistência ao cisalhamento e a

ductilidade. Através dos resultados, uma equação de resistência ao cisalhamento foi sugerida para o conector *Y-Perfobond*.

Figura 2.18 - Geometria do conector *Y-Perfobond*



Fonte: Kim *et al.*, 2013

Liu *et al.* (2022) buscou estudar os efeitos da corrosão do aço na resistência ao cisalhamento dos conectores *Perfobond*. Para tal, os pesquisadores realizaram testes *push-out* com três grupos de seis corpos de prova, cada um com duas chapas *Perfobond* soldadas em ambos os lados da viga de aço, e variaram a taxa de corrosão. Os resultados mostraram que para uma taxa de corrosão baixa houve um aumento da coesão do aço e do concreto, resultando em melhora na rigidez inicial e na capacidade de carga final da estrutura. Já para taxas de corrosão maiores, houve a ocorrência de fissuras de expansão na superfície da conexão, o que levou a falha de ligação entre o concreto e o aço gerando uma redução significativa da resistência de cisalhamento do conector.

2.5.3 Crestbond

Visando oferecer uma alternativa viável tanto do ponto de vista econômico quanto do estrutural e construtivo, Veríssimo (2007) propôs o desenvolvimento de um novo conector de cisalhamento denominado de *Crestbond* formado por uma chapa de aço com recortes em forma de dentes. Para atingir esse objetivo, foi realizado um programa experimental com 41 ensaios *push-out*, divididos em três etapas. Os resultados obtidos demonstraram um comportamento estrutural adequado, marcado por uma alta rigidez para a carga de serviço, enquanto que para o estado limite último foi observado uma alta ductilidade. Foi visto também que quanto menor a excentricidade, bem como, a colocação de barras de armadura transversal passantes por dentro das aberturas, melhor seria o desempenho apresentado. Por fim, foi proposto uma equação semi-empírica para o cálculo da resistência do conector *Crestbond*.

Figura 2.19 - Geometria do conector *Crestbond*



Fonte: Veríssimo, 2007

Chu *et al.* (2016) apresentaram um estudo com uma proposta de um novo formato de nervura para o conector *Crestbond*. Para tal, foram realizados testes com 15 corpos de prova *push-out* sendo 12 espécimens utilizando o modelo proposto e divididos em 6 grupos, e 3 espécimens utilizando o modelo *Stud Bolt* para a comparação dos resultados. Os parâmetros observados no experimento foram as dimensões da nervura do *Crestbond*, o número de armaduras passando pelas nervuras, a resistência da armadura, a resistência do concreto, e a ação do pino de concreto. Verificou-se que a resistência do concreto e o número de armaduras transversais influenciou significativamente a resistência ao cisalhamento do conector. De acordo com os resultados obtidos no estudo, constatou-se que esse novo formato poderia ser adotado e uma equação para estimar a capacidade de cisalhamento do novo conector *Crestbond* foi proposta.

Figura 2.20 - Nova geometria proposta para o *Crestbond*



Fonte: Kim *et al.*, 2016

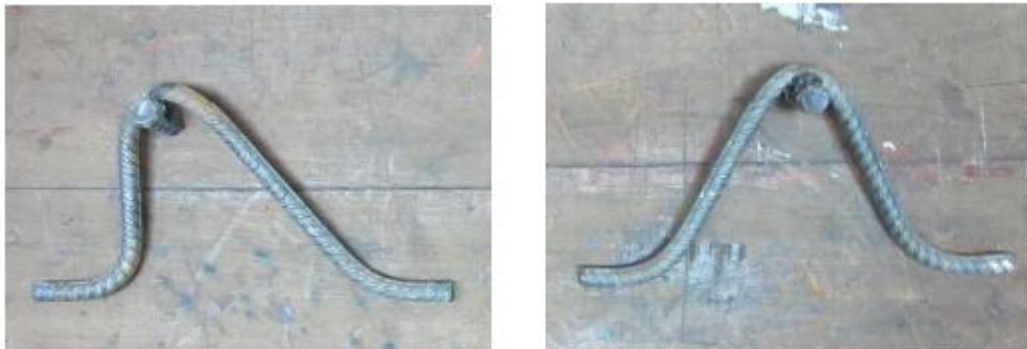
Almeida *et al.* (2023) investigaram a ruptura do concreto por *pry-out* em conectores de cisalhamento *Crestbond*. Para isso, realizaram um programa experimental com 41 corpos de

prova *push-out*, divididos em quatro grupos. Os resultados experimentais foram comparados com os resultados obtidos por simulação e com isso um modelo de cálculo para estimar a resistência da conexão ao *pry-out* foi desenvolvida. Com os valores encontrados no estudo observaram que a expressão presente na norma alemã para outros conectores poderia ser aplicada ao *Crestbond*.

2.5.4 Conector treliçado em aço CA-50

Pensado como uma opção aos conectores do tipo *Stud* e do tipo U, largamente utilizados no Brasil, o conector Treliçado foi desenvolvido para ser mais econômico além de apresentar vantagens construtivas. A economia vem da utilização de aço CA-50 para sua fabricação já que este material é facilmente encontrado com preços acessíveis quando comparado com o perfil metálico e conectores *Stud* usados habitualmente. Já a vantagem construtiva advém da não necessidade de utilização de equipamentos específicos para a sua instalação.

Figura 2.21 - Geometrias do conector treliçado em aço CA-50



Fonte: Barbosa, 2016

Para a concepção do Conector Treliçado, Barbosa (2016) realizou estudos experimentais com 24 modelos considerando diferentes diâmetros e configurações, além de replicar o procedimento para modelos utilizando o conector *Stud* para fins de comparação. Estudos utilizando o método dos elementos finitos também foram realizados para simular os ensaios *push-out*. Por fim, ambos os estudos serviram para compreender o comportamento dos modelos e evidenciar suas vantagens em relação ao conector *Stud*.

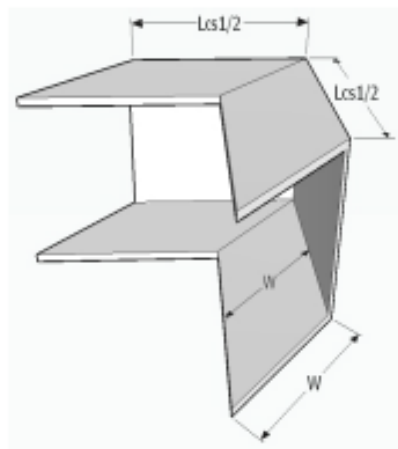
Chater (2015) estudou o comportamento do conector treliçado com o diâmetro de 12,5 mm. Para isso, conduziu os ensaios inicialmente usando o método dos elementos finitos para avaliar o potencial do conector, e posteriormente seguiu com um trabalho experimental usando 3 corpos de prova *push-out* baseando-se na norma EN 1994-1-1:2004. Os resultados

numéricos mostraram que o conector treliçado de diâmetro nominal a partir de 12,5 mm apresentou resistência superior ao *Stud Bolt*, além disso, a ductilidade se mostrou semelhante entre os conectores. A comprovação numérica dessas características motivou o estudo experimental aonde foi observada uma carga final de ruptura bastante elevada e um comportamento rígido da conexão.

2.5.5 Conector V

Cavalcante (2010) apresentou em seu trabalho a proposta de um novo conector de cisalhamento feito a partir de cantoneira metálica, denominado de conector de cisalhamento em formato “V”. Inicialmente foi utilizado o método dos elementos finitos (MEF) para analisar aspectos até o colapso como a distribuição de tensão, formação de fissuras, e o deslizamento do perfil em relação a laje do conector “V”, sendo posteriormente repetida para o conector *Stud* e o conector em perfil laminado em forma de “U”. A comparação desses resultados demonstrou que o conector “V” apresentou vantagens em relação aos demais analisados.

Figura 2.22 - Geometria do conector "V"



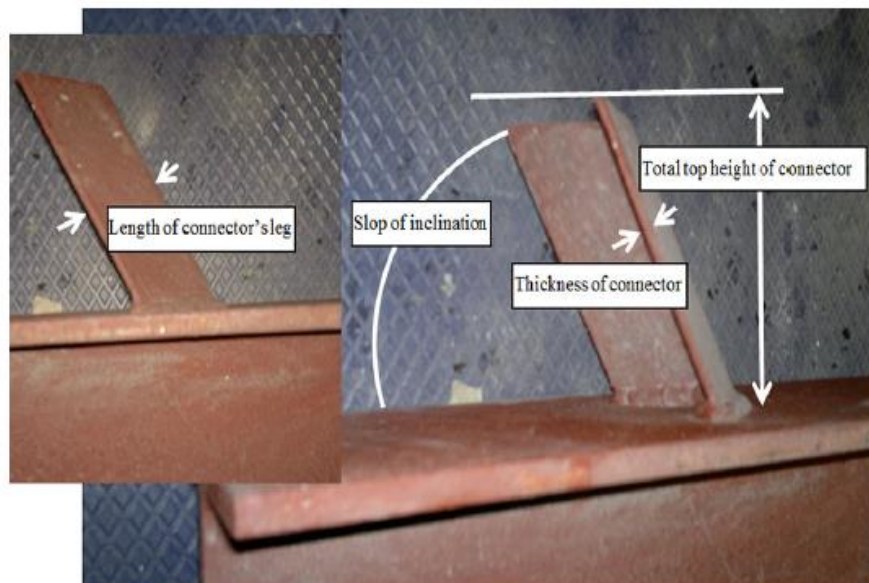
Fonte: Cavalcante, 2010

Após a análise numérica, foi estabelecido um programa experimental que realizou 16 ensaios *push-out* com o intuito de confirmar os resultados obtidos numericamente. A fase experimental investigou aspectos de ductilidade, *uplift*, fissuração do concreto, deformação e modos de colapso do conector “V”. Os resultados mostraram que o conector proposto apresentou rigidez superior em relação ao conector “U” e *Stud*, além de uma menor concentração de tensões na laje, e um comportamento dúctil parecido ao *Stud*.

Shariati *et al.* (2016) também propuseram em seu trabalho um novo conector, chamado de conector de cisalhamento angular em forma de “V”, e para a verificação de sua capacidade conduziram um programa experimental dividido em duas partes. A primeira parte foi

composta por ensaios em 14 corpos de prova *push-out* divididos em dois grupos submetidos a cargas monotônica e de fadiga cíclica baixa, além disso, variaram parâmetros do conector como tamanho do ângulo de abertura, comprimento da perna, graus de inclinação em relação ao perfil, e altura total do topo do conector para investigar o modo de falha, a resistência ao cisalhamento e a ductilidade. Na segunda parte do estudo um modelo numérico foi desenvolvido e validado utilizando os resultados obtidos na etapa experimental. Dessa forma, um estudo paramétrico foi realizado para investigar o efeito das variações da resistência do concreto e das dimensões do conector sobre a conexão. Os resultados mostraram que o conector de cisalhamento angular em forma de “V” apresentou excelente comportamento quanto a resistência ao cisalhamento e a ductilidade, além de uma alta resistência ao carregamento cíclico. A análise paramétrica revelou também que conectores com pernas maiores resistem mais ao cisalhamento e são mais dúcteis. Por último, foi comprovado que o conector proposto apresentou comportamento melhor que outros conectores semelhantes comprovando sua validade para utilização nas estruturas mistas.

Figura 2.23 - Geometria do conector angular "V"



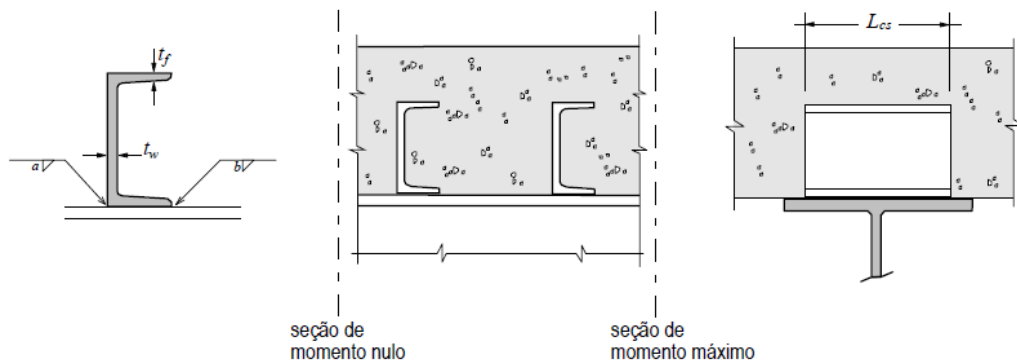
Fonte: Shariati *et al.*,2016

2.5.6 Conector em perfil U

David (2007) apresentou em seu trabalho o desenvolvimento de um estudo acerca dos conectores de cisalhamento tipo “U” formado a frio em vigas mistas com perfil de aço formado a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Para tal, foram ensaiados 8 vigas mistas e 17 corpos de prova *push-out* onde parâmetros como altura e espessura do conector foram variados.

Os resultados mostraram que a espessura do conector foi a variável que mais influenciou na resistência do conector. Viu-se também que para corpos de prova com armadura transversal adicional houve um leve incremento da resistência e na ductilidade do conector. Por fim, foi realizado o desenvolvimento de um modelo numérico utilizando o programa ANSYS capaz de prever o comportamento da viga.

Figura 2.24 - Geometria do conector "U"



Fonte: Veríssimo, 2007

Pashan e Hosain (2009) desenvolveram um projeto de pesquisa experimental com o objetivo de formular novas equações para o projeto de conectores de cisalhamento tipo "U". O programa experimental compreendeu três séries, cada um com 12 corpos de prova *push-out* divididos em 6 corpos de prova com laje maciças de concreto e outros 6 corpos de prova com laje de concreto incorporando tabuleiro metálico. Os parâmetros avaliados nos ensaios incluíram a resistência à compressão do concreto e o comprimento e espessura da alma do conector de cisalhamento tipo "U". Os resultados mostraram que quando o parâmetro do comprimento do conector foi fixado o que determinou o modo de ruptura foi a resistência do concreto. Já quando o parâmetro fixado foi a resistência do concreto o que determinou o modo de ruptura foi a espessura da alma do conector. Verificou-se também que a equação utilizada para avaliar a capacidade de cisalhamento do conector forneceu um resultado muito conservador, enquanto as equações propostas, uma para cada tipo de laje analisada, forneceram resultados mais próximos aos obtidos experimentalmente.

Baran e Topkaya (2012) tendo em vista as vantagens apresentadas pelo conector de cisalhamento tipo "U" e da baixa quantidade de trabalhos desenvolvido acerca desse tema no continente europeu, buscaram desenvolver um estudo para investigar o comportamento desse tipo de conector. A parte experimental do estudo consistiu de 15 ensaios *push-out*, dos quais 13 foram utilizando o conector simples e 2 utilizando conectores duplos. Os parâmetros variados no ensaio foram a altura e o comprimento do conector. Os resultados obtidos mostraram que

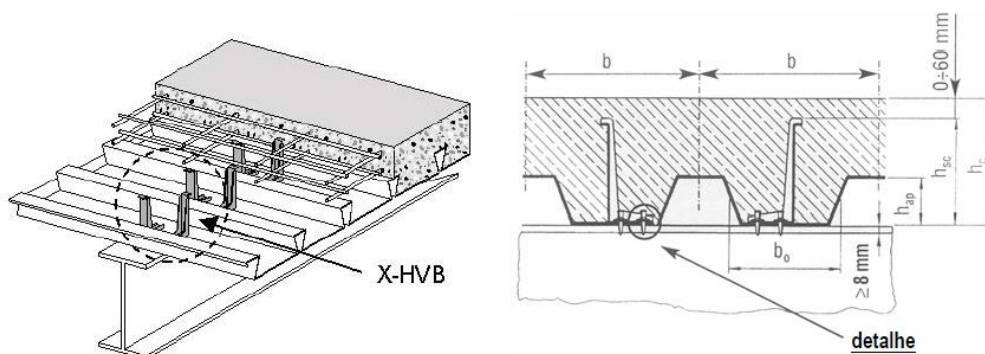
para determinado comprimento de conector o aumento de tamanho melhora a capacidade de carga *push-out*, assim como, se fixado o tamanho do conector e aumentando o seu comprimento a capacidade de carga *push-out* também é incrementada. A utilização de dois conectores tipo “U” também se mostrou mais eficiente do que a utilização de um conector simples. Para finalizar, as equações americanas e canadenses resultaram em valores conservadores para a previsão da capacidade do conector, enquanto que a equação proposta pelos pesquisadores conseguiu prever a capacidade de carga com boa precisão.

Zhao *et al.* (2020) pensando na dificuldade construtiva decorrente do pouco espaço para a utilização de conectores de cisalhamento convencionais na construção de pontes utilizando concreto de ultra alto desempenho (UHPC), os pesquisadores apresentaram uma proposta de conector de cisalhamento tipo “U” com seção curta. O programa experimental desenvolvido utilizou de ensaios *push-out* e análise paramétrica pelo método dos elementos finitos (MEF) para analisar o comportamento mecânico do conector em desenvolvimento. Com base nos resultados do ensaio, foi observado que devido a resistência à compressão do UHPC e sua tenacidade superior, o modo de falha se deu pela fratura por cisalhamento na raiz da alma do conector tipo “U”. Outro resultado analisado foi o aumento da resistência ao cisalhamento do conector quando utilizada barras de reforço embutido. O estudo paramétrico revelou que a resistência do material e a dimensão do conector influenciavam o desempenho do conector.

2.5.7 O conector X-HVB da HILTI

O conector X-HVB foi desenvolvido pela Hilti Corporation, localizada em Liechtenstein, para suprir algumas necessidades estruturais especiais. Esse conector pode ser cravado no perfil metálico por meio de fixadores a pólvora o que elimina a necessidade de energia elétrica para sua instalação, possibilita a aplicação através da fôrma metálica e não é influenciado pelas condições meteorológicas.

Figura 2.25 - Geometria do conector X-HVB



Fonte: Verissimo, 2007

Gluhović *et al.* (2017) investigaram a possível aplicação do conector de cisalhamento Hilti X-HVB em construções pré-fabricadas mistas. Para isso, realizaram um programa experimental com 8 amostras *push-out* divididas em duas séries para testar duas orientações diferentes do conector, uma no sentido da direção da força de cisalhamento e outra contrária a essa direção. Os resultados obtidos experimentalmente foram comparados com os resultados obtidos a partir da análise numérica realizada no ABAQUS. Foi observado que para ambos os posicionamentos o conector apresentou comportamento dúctil, mas quanto a resistência ao cisalhamento o conector posicionado no sentido da direção da força de cisalhamento apresentou um desempenho superior. Já a análise numérica apresentou boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos. A partir dos resultados obtidos, concluiu-se que a orientação dos conectores no sentido da força de cisalhamento deve ser a utilizada nas construções mistas

2.6 Estudos numéricos

Conforme o estudo experimental dos conectores se consolidava ao redor do mundo, parte dos pesquisadores se dedicaram a buscar por alternativas que lhes permitissem continuar seus estudos acerca do comportamento dos conectores ao mesmo tempo que não despendesse o mesmo capital inerente dos ensaios experimentais. É nesse contexto que a modelagem numérica passa a ser incorporada aos estudos como forma de complementar a investigação do comportamento dos conectores.

Isso se deve ao fato da análise experimental do ensaio *push-out* possuir um caráter global, onde somente as informações gerais são obtidas. A utilização da modelagem numérica propiciou a obtenção de dados mais específicos e pontuais como, detecção do início da plastificação do conector e armadura da laje, fissuração e esmagamento do concreto, campos de deslocamento, deformação e tensão, para qualquer região do modelo (LIMA, 2018).

A parte econômica dos ensaios também foi bastante melhorada devido a utilização dos modelos numéricos. Anteriormente os ensaios demandavam a confecção e utilização de vários corpos de prova o que gerava gastos com a compra de material e montagem do ensaio. A partir da utilização do método dos elementos finitos, os pesquisadores puderam reduzir a quantidade de corpos de prova necessários para o experimento, visto que, os dados obtidos poderiam ser incorporados ao modelo numérico, e este, prever com precisão os resultados para qualquer variável analisada. Diante destas vantagens, vários pesquisadores passaram a incorporar a análise numérico em seu programa experimental.

Oguejiofort e Hosain (1996) apresentaram em seu trabalho um estudo numérico acerca do comportamento de conectores de cisalhamento *Perfobond* utilizando o método dos elementos finitos por meio do software ANSYS. O objetivo principal da análise foi estabelecer, a partir dos resultados numéricos, equações generalizadas para previsão da capacidade do conector. Foi observado que as previsões realizadas pelas equações obtidas numericamente apresentavam boa concordância com os resultados experimentais.

Lam e El-Lobody (2005) propuseram um modelo numérico eficiente utilizando o método dos elementos finitos (MEF) para simular a comportamento de deslizamento do pino *Stud Bolt* em uma laje maciça de concreto. Para o desenvolvimento do modelo buscou-se levar em consideração as propriedades lineares e não lineares dos materiais da laje e no conector de cisalhamento. O modelo foi validado com base nos resultados de outros ensaios e com os dados fornecidos pelas normas BS5950, EUROCODE-4 e AISC. O estudo paramétrico foi realizado para investigar variações na resistência do concreto e no diâmetro do pino *Stud*. A partir do estudo paramétrico, mostrou-se que o EUROCODE-4 apresentou boa correlação com os resultados experimentais e numéricos, enquanto as normas BS5950 e AISC superestimaram a capacidade de cisalhamento do conector *Stud*.

Ellobody e Young (2006) buscaram analisar o desempenho dos conectores *Stud Bolt* soldados através do deck metálico em vigas mistas com chapa de aço perfilada. Para tal, utilizaram um modelo não linear em elementos finitos para prever a capacidade de conexão de cisalhamento, comportamento carga-deslizamento do pino *Stud*, além de seus modos de falha. Os resultados numéricos do modelo foram comparados com resultados experimentais da literatura e validados. A continuação da análise seguiu-se com um estudo paramétrico para estudar os efeitos da alteração da geometria das chapas de aço perfiladas, do diâmetro e altura do pino *Stud*, e da resistência do concreto no comportamento do conector de cisalhamento. Para finalizar, os resultados obtidos a partir da análise numérica foram comparados com as resistências de projeto calculadas usando as especificações americana, britânica e europeia para conectores de cisalhamento *Stud* em laje mista perfiladas. Essa comparação revelou uma tendência por parte das normas americana e britânica a superestimar a capacidade da conexão de cisalhamento, enquanto as especificações do EUROCODE foram mais conservadoras.

Mirza e Uy (2009) desenvolveram um trabalho usando o método dos elementos finitos (MEF) para estudar os efeitos de temperaturas elevadas no comportamento de vigas mistas aço-concreto e em lajes maciças e perfiladas. Para isso, usaram o programa ABAQUS para desenvolver um modelo preciso do ensaio *push-out* e logo em seguida usaram os resultados experimentais presentes na literatura para sua validação. O modelo conseguiu prever os modos

de falha com precisão, sendo observado uma discrepância máxima de até 10%, em comparação aos resultados experimentais. Os resultados mostraram que para temperaturas elevadas a carga máxima suportada pelas lajes perfilada e maciça diminuem para 60% e 40%, respectivamente. Além disso, a resistência dos conectores foi bastante afetada quando submetidos a temperaturas mais elevadas.

Nguyen e Kim (2009) fizeram um modelo não linear preciso com elementos finitos de uma amostra *push-out* para investigar a capacidade de conectores de cisalhamento *Stud* de diâmetros maiores embutidos em laje maciça. O modelo foi usado para prever a capacidade de carga e ductilidade da ligação, o comportamento carga-deslizamento e o modo de falha do pino *Stud*. A etapa seguinte foi comparar os resultados obtidos numericamente com resultados obtidos experimentalmente de outras pesquisas a fim de validar o modelo. Após o modelo ser validado, seguiu-se com um estudo paramétrico para avaliar o efeito das mudanças no diâmetro do pino e na resistência do concreto na capacidade e comportamento da conexão. Por fim, os valores para a capacidade e ductilidade do conector foram comparados com as especificações do EUROCODE-4 e da AASHTO LRFD. Observou-se que tanto o EUROCODE-4 quanto a AASHTO LRFD superestimam a capacidade de conectores de diâmetros maiores, porém subestimam para diâmetros entre 22 e 27 mm.

Qureshi, Lam e Ye (2011) realizaram um modelo não linear em elementos finitos para estudar o comportamento de vigas mistas com lajes perfiladas orientadas perpendicularmente ao seu eixo. A análise foi desenvolvida utilizando o software ABAQUS com o método *Dynamic Explicit* para garantir uma aplicação lenta do carregamento e gerar uma solução quase estática. Os resultados obtidos na análise foram comparados a resultados experimentais de outros estudos como forma de validação. Depois da validação, o modelo foi utilizado para realizar um extenso estudo paramétrico com o intuito de investigar o efeito do espaçamento transversal em pinos *Stud* duplos para o posicionamento alinhado e desalinhado em diferentes resistências de concreto. Os resultados revelaram que para espaçamentos a partir de 200 mm a resistência ao cisalhamento dos conectores duplos alinhados corresponde a 94% da resistência de um único conector *Stud*, enquanto que, para a configuração desalinhada essa resistência é de 86% da resistência para um único *Stud*.

Dutra (2014) desenvolveu um modelo numérico utilizando o software ABAQUS para estudar o comportamento do conector de cisalhamento *Crestbond* com respeito à capacidade resistente e ao deslizamento relativo conector-laje. Depois de validado, o estudo paramétrico buscou analisar o máximo de variáveis possível, dentre elas, o ângulo interno e rigidez do conector, resistência do concreto, espessura da chapa, diâmetro das armaduras. Os

ensaios mostraram que a capacidade resistente do *Crestbond* é inversamente proporcional ao ângulo do dente, e diretamente proporcional à rigidez do dente. Por outro lado, a resistência do conector foi significativamente influenciada pela resistência a compressão do concreto. A partir dos resultados obtidos, uma equação para estimar a capacidade do conector *Crestbond* foi proposta.

Bonilla *et al.* (2015) estudaram o comportamento de conectores *Stud Bolt* em estruturas mistas por meio de simulação numérica do ensaio *push-out* utilizando o software ABAQUS. A partir das curvas obtidas para o comportamento da conexão foi constatado que a simulação estava adequada pois demonstrava uma boa correspondência com os resultados experimentais. Por fim, as resistências de cisalhamento obtidas via elementos finitos foram comparadas com as resistências calculadas pelas especificações americana (AISC-LRFD:2005), europeia (EUROCODE-4:2004), e cubana (NR-080:2004) e foi observado que as normas analisadas superestimavam os valores de resistência.

Lima (2018) desenvolveu um estudo para analisar a influência da variação de parâmetros como altura, ângulo de abertura das hastes, diâmetro e resistência do concreto no comportamento estrutural do conector treliçado isósceles. Para a realização desse estudo o autor desenvolveu um modelo tridimensional não-linear do ensaio *push-out* via método dos elementos finitos e validou utilizando os dados obtidos experimentalmente por Barbosa (2016). Os resultados mostraram que a variação da altura pouco influenciou no ganho de resistência ao cisalhamento, enquanto que, a alteração no ângulo entre as hastes influenciou significativamente. Além disso, o estudo mostrou que o aumento do diâmetro e da resistência do concreto acarretava em um aumento da capacidade resistente do conector. Por fim, com base nos resultados obtidos, uma equação para o cálculo da resistência do conector Treliçado foi proposta e apresentou boa correspondência com os resultados numéricos.

Cardoso *et al.* (2018) investigaram o comportamento dos conectores *Crestbond* em vigas mistas aço-concreto. Foi com esse intuito que os pesquisadores desenvolveram uma simulação numérica via método dos elementos finitos a partir do software ABAQUS. O modelo numérico desenvolvido foi validado segundo os dados experimentais obtidos do trabalho de Veríssimo (2007). Os resultados mostraram que os modelos experimentais e numéricos apresentavam o mesmo estado-limite último caracterizado pelo cisalhamento da laje de concreto. Foi visto também que o número de componentes do conector *Crestbond* não influenciava na capacidade resistente ao cisalhamento deste.

Vetturayasudharsanan *et al.* (2021) buscaram analisar o comportamento estrutural do conector de cisalhamento *Perfobond* com furos triangulares em estruturas mistas. O objetivo

era estudar o comportamento tensão-deformação e carga-deslocamento dos conectores *Perfobond* com furos triangulares. Para realizar a análise, os pesquisadores utilizaram o software ABAQUS para desenvolver um modelo do ensaio *push-out* utilizando o método dos elementos finitos. Os autores observaram que os conectores de cisalhamento *Perfobond* com furos triangulares apresentavam boa interação estrutural com as barras de reforço da laje e assim deformavam por muito tempo antes da ruptura. O conector *Perfobond* com furos triangulares rompeu com o valor de 600 kN, o mesmo do conector *Perfobond* convencional, porém muito superior ao de outros conectores convencionais.

Rodrigues (2022) utilizou do software ABAQUS para desenvolver um modelo utilizando o método dos elementos finitos com o objetivo de estudar o efeito da variação da altura na capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado reto. Para tal, um modelo tridimensional do ensaio *push-out* foi concebido e validado segundo o trabalho de Barbosa (2016). Após a validação, foi feito o estudo paramétrico da variação da altura visando obter resultados quanto à capacidade resistente, distribuição de tensão e modo de ruptura dos conectores. Os resultados mostraram que o acréscimo da altura pouco influenciou no ganho de resistência. Além disso, a distribuição de tensão nos conectores foi similar para todos os modelos e o modo de ruptura se deu pelo esmagamento do concreto na base dos conectores.

3 MODELAGEM DO ENSAIO PUSH-OUT

Como já mencionado, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver modelos numéricos capazes de simular um ensaio *push-out*, baseando-se na norma europeia EN 1994-1-1:2004, com conectores de cisalhamento do tipo treliçado retângulo com o diâmetro de 8, 10, e 12,5 mm. Para atingir esse objetivo, o *software* ABAQUS foi o escolhido por ser capaz de desenvolver e analisar um modelo em elementos finitos. Para essa análise será levada em consideração todas as fontes de não-linearidade do modelo. Por fim, a calibração e validação dos modelos serão feitas usando os dados experimentais obtidos do estudo publicado por Barbosa (2016).

3.1 Ensaio push-out desenvolvido por Barbosa (2016)

Como discutido anteriormente, esta análise é desenvolvida baseando-se no trabalho publicado por Barbosa (2016). Dito isto, é de suma importância o entendimento do processo experimental realizado por ele afim de reproduzi-lo com eficiência.

O programa experimental desenvolvido por Barbosa (2016) consistiu de 24 modelos, sendo 12 destinados ao conector treliçado tipo retângulo, 9 destinados ao conector treliçado tipo isósceles, e 3 destinados ao conector tipo *Stud Bolt*, sendo este último realizado para fins de comparação dos resultados com ambos os conectores treliçados.

Tabela 3.1 - Distribuição dos modelos do programa experimental de Barbosa (2016)

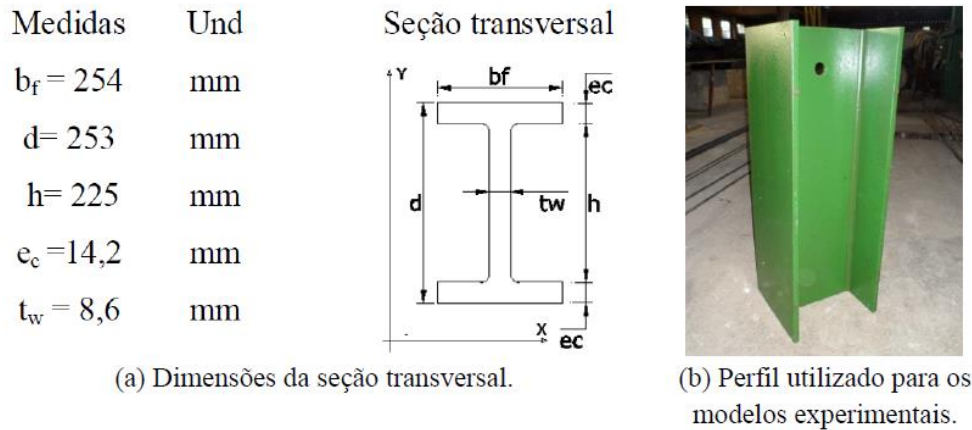
Tipos de Modelos	Nomenclatura dos Modelos	Quantidade de Modelos	Armadura de Cisalhamento	
			Tipo de conector	Diâmetro (ϕ)
R	V	3	TR – Treliçado Retangular	12,5 mm
	R8	3	TR – Treliçado Retangular	8 mm
	R10	3	TR – Treliçado Retangular	10 mm
	R12,5	3	TR – Treliçado Retangular	12,5 mm

Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Como pode ser visualizado na Tabela 3.1, a nomenclatura dos modelos envolve dois elementos, uma letra e um número. As letras se referem ao modelo do conector ensaiado, R para treliçado retângulo, enquanto os números são utilizados para representar o diâmetro da barra utilizada para confeccionar o conector.

A Figura 3.1 apresenta as dimensões do perfil metálico que foi adotado no estudo experimental de Barbosa (2016).

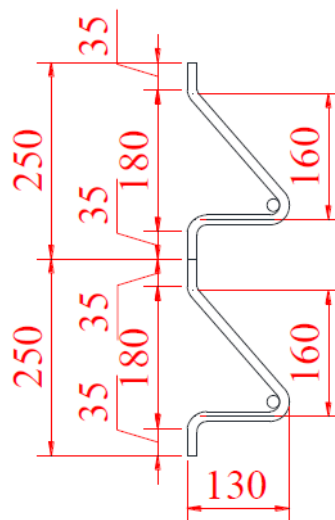
Figura 3.1 - Perfil metálico W 250 x 73 adotado para os ensaios push-out



Fonte: Barbosa, 2016

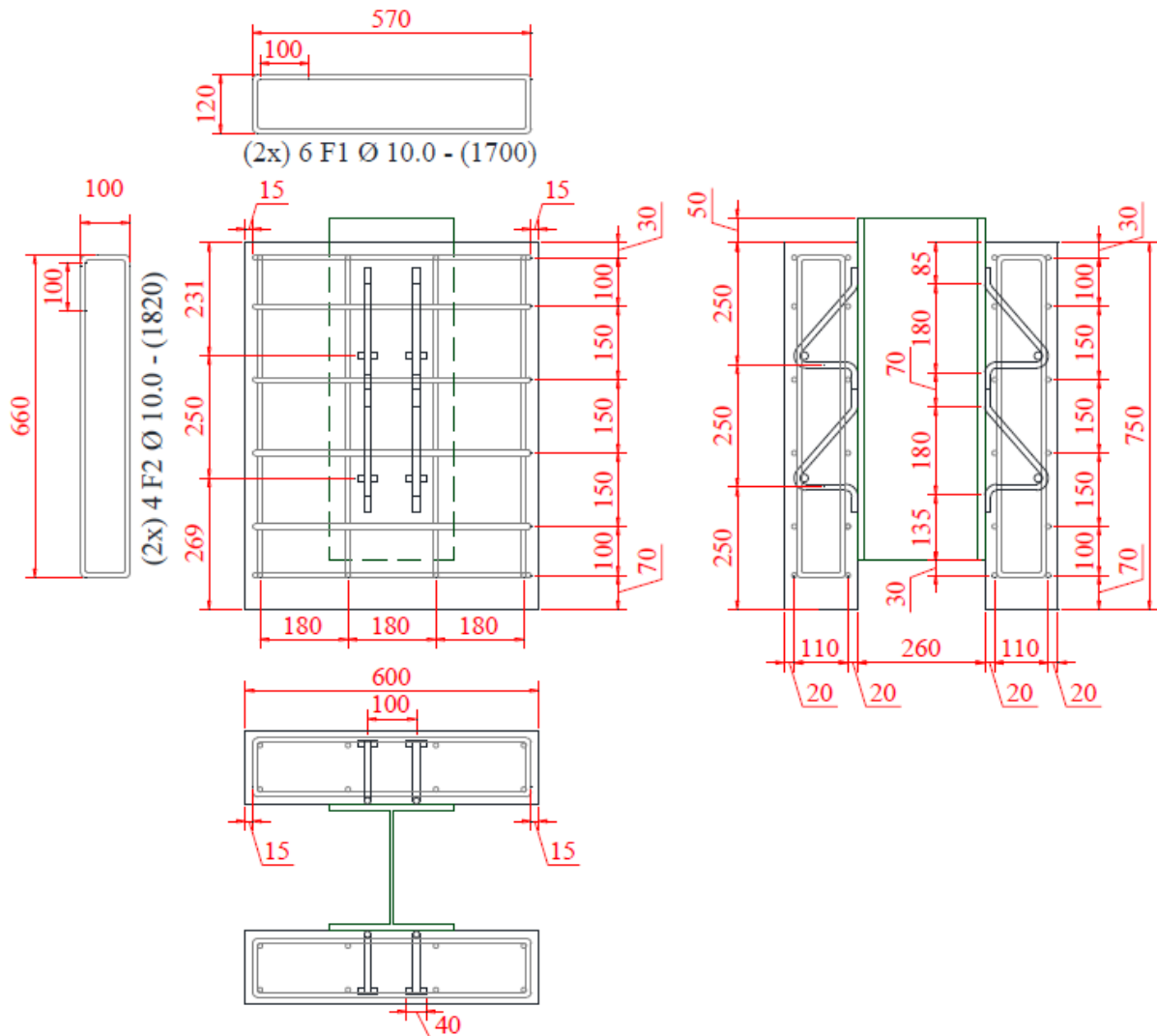
A Figura 3.3 detalha a geometria do corpo-de-prova *push-out* utilizada na montagem do modelo do tipo R por Barbosa (2016). Porém, o presente estudo optou por modelar 1/4 desse ensaio com a finalidade de simplificar o modelo numérico e conseguir assim um processamento mais ágil. Essa simplificação é possível graças a simetria existente no conjunto do ensaio. Essa estratégia já é bastante recorrente em trabalhos envolvendo modelagem numérica, como exemplo temos Lima (2018), Moura (2022), Rodrigues (2022), que obtiveram resultados satisfatórios.

Figura 3.2 - Dimensões do conector treliçado reto utilizado por Barbosa (2016)



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Figura 3.3 - Modelo do ensaio *push-out* utilizado por Barbosa (2016)



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Além disso, diferente do modelo padrão recomendado pela norma EN 1994-1-1:2004, Barbosa (2016) optou por adicionar 10 cm na altura das lajes dos modelos do seu estudo. Esse acréscimo é feito para que a laje possa comportar toda a extensão dos conectores com folga. Para que a taxa de armadura fosse condizente com a apresentada na norma EN 1994-1-1:2004, foi acrescentada mais uma camada de armadura horizontal nas lajes dos modelos.

3.2 Modelo numérico

A seguir será mostrado todos os passos da criação dos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho. Como os modelos numéricos para os diâmetros de 8, 10, e 12,5 mm utilizam as mesmas configurações diferenciando apenas o diâmetro, optou-se por apresentar o passo-a-passo apenas para o conector de 12,5 mm.

Como forma de organização, optou-se por apresentar os passos seguindo a sequência de construção do modelo no ABAQUS 14.1.

3.2.1 Sistema de unidades adotadas

O programa ABAQUS, utilizado para a modelagem numérica, não dispõem de um sistema de unidades pré-definido, cabendo ao usuário inserir valores em unidades que sejam coerentes.

A Tabela 3.2 ilustra todas as unidades que serão utilizadas daqui para frente para o desenvolvimento do modelo.

Tabela 3.2 - Unidades usadas para o desenvolvimento do modelo numérico

Grandeza	Unidade
Comprimento	Metro (m)
Forças	kilo.Newton (kN)
Tensões	kilo.Newton/metro ² (kN/m ²)

Fonte: Autoria Própria

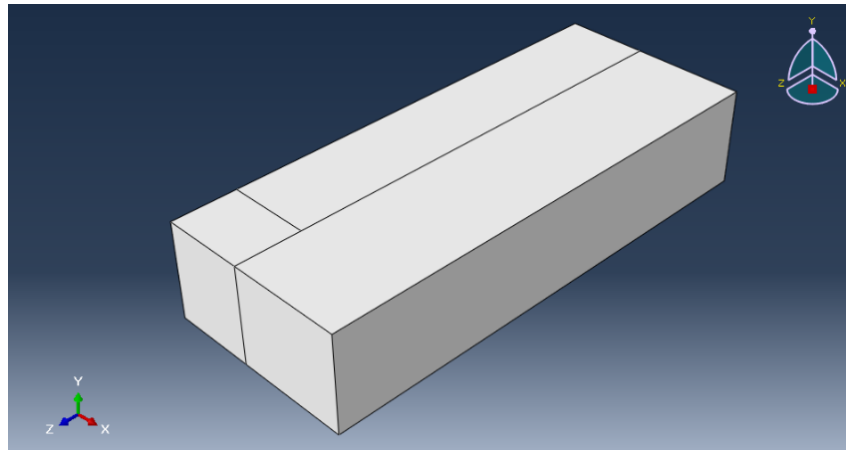
3.2.2 Definição das partes constituintes do modelo

Para iniciar a modelagem é preciso determinar as partes que constituirão o modelo. Os aspectos geométricos das partes constituintes são definidos a seguir.

3.2.2.1 Faixa de laje de concreto

O ensaio *push-out* padrão é composto por duas faixas de laje com dimensões (x,y,z) de 0,6 x 0,15 x 0,75 metros. Porém, como o ensaio modelado foi simplificado para 1/4, o modelo numérico da laje foi desenhado por extrusão com as dimensões (x,y,z) de 0,3 x 0,15 x 0,75 metros, o que representa metade da laje original. O formato da laje depois de modelada é mostrado na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Modelo da laje



Fonte: Autoria Própria

Após ser modelada, a laje foi particionada para limitar a definição da área de interação da laje com o perfil metálico, já que, a não partição pode se configura como um problema de convergência.

3.2.2.2 Mesa do perfil metálico

A Figura 3.1 descreve as dimensões do perfil metálico usado por Barbosa (2016). Devido à simplificação adotada para o modelo, o perfil metálico foi desenhado por extrusão com coordenada z de 0,7 metros. A coordenada dos pontos é descrita na Tabela 3.3

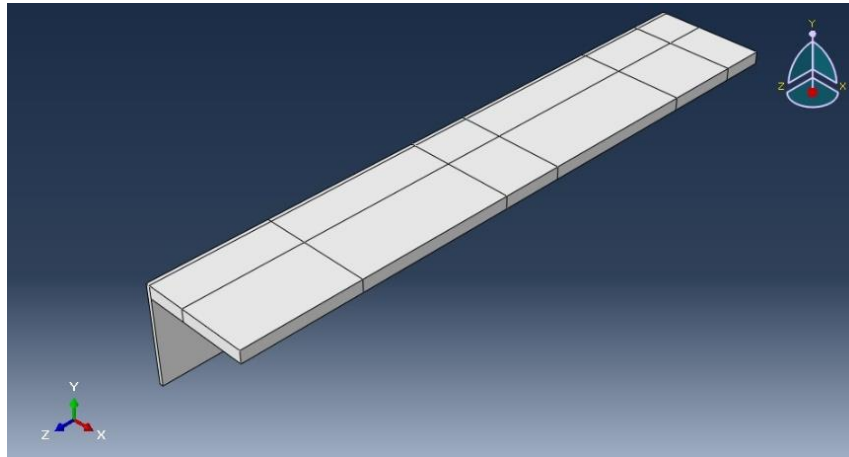
Tabela 3.3 - Pontos usados como guia para a modelagem do perfil metálico

Pontos	Coordenada X	Coordenada Y
1	0	0
2	0	0,1125
3	0,127	0,1125
4	0,127	0,0983
5	0,0043	0,0983
6	0,0043	0

Fonte: Autoria Própria

O formato do perfil depois de modelado é mostrado na Figura 3.5.

Figura 3.5 - Modelo do perfil metálico



Fonte: Autoria Própria

3.2.2.3 Conector de cisalhamento treliçado do tipo reto

Diferentemente das partes anteriores que foram modeladas como sólido, o conector foi modelado como viga (*beam*). O conector modelado é composto por 4 segmentos de reta, 2 retos e 2 inclinados, e por um arco que os une. Assim como foi feito para o perfil, optou-se por utilizar pontos que serviram de guia. A Tabela 3.4 apresenta a coordenada desses pontos.

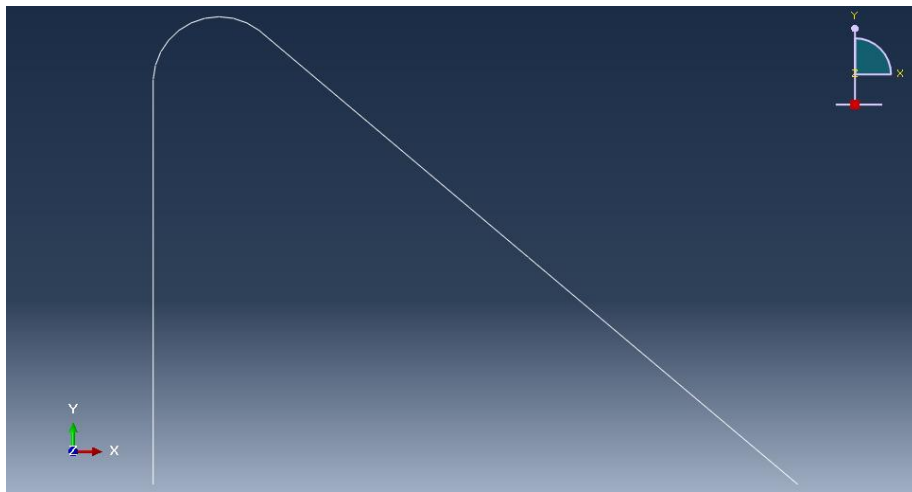
Tabela 3.4 - Pontos guia para a modelagem do conector

Pontos	Coordenada X	Coordenada Y
1	0	0
2	0	0,05625
3	0	0,1125
4	0,010639	0,128289
Centro do Arco	0,018396	0,111583
5	0,029567	0,126228
6	0,104783	0,063114
7	180	0

Fonte: Autoria Própria

O formato do conector depois de modelada é mostrado na Figura 3.6.

Figura 3.6 - Modelo do conector treliçado reto



Fonte: Autoria Própria

3.2.2.4 Armaduras de reforço da laje

Diferente de como foi feito para os conectores, optou-se por modelar as armaduras da laje como elementos de fio (*wire*). As armaduras transversais e longitudinais utilizadas no ensaio de Barbosa (2016) possuem as dimensões (x,y) de 0,57 x 0,12 metros e 0,66 x 0,1 metros, respectivamente. Como a largura da faixa de laje modelada corresponde à metade da laje original, a armadura transversal também será modelada como metade. Porém as dimensões da armadura longitudinal não sofreram redução.

A Tabela 3.5 apresenta a coordenada dos pontos usados como guia para o desenho da armadura transversal.

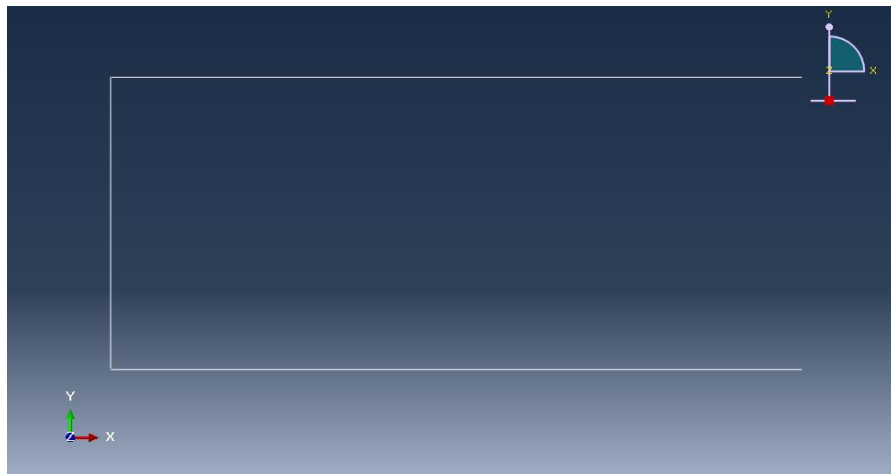
Tabela 3.5 - Pontos guia para a modelagem das armaduras transversais

Pontos	Coordenada X	Coordenada Y
1	0	0
2	0,285	0
3	0	0,12
4	0,285	0,12

Fonte: Autoria Própria

O formato da armadura transversal depois de modelada é mostrado na Figura 3.7.

Figura 3.7 – Modelo da armadura transversal



Fonte: Autoria Própria

A Tabela 3.6 apresenta a coordenado dos pontos usados como guia para o desenho da armadura longitudinal.

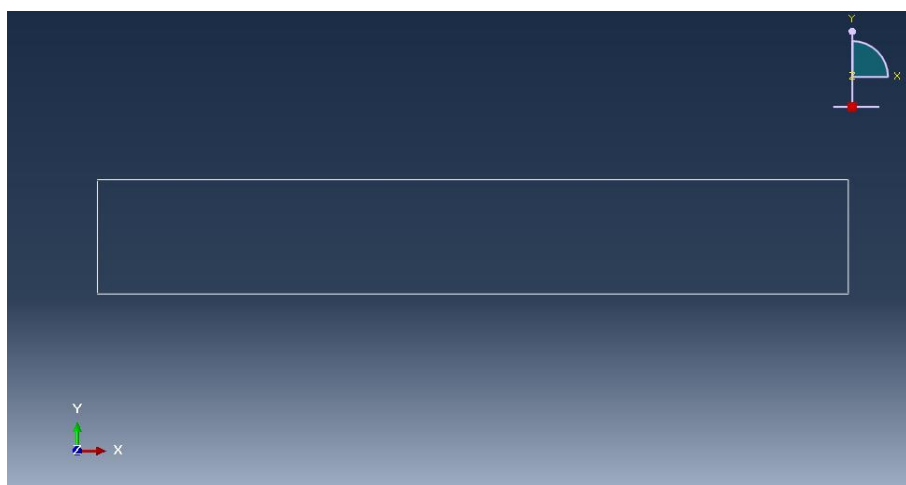
Tabela 3.6 - Pontos guia para a modelagem das armaduras longitudinais

Pontos	Coordenada X	Coordenada Y
1	0	0
2	0,66	0
3	0	0,1
4	0,66	0,1

Fonte: Autoria Própria

O formato da armadura longitudinal depois de modelada é mostrado na Figura 3.8.

Figura 3.8 - Armadura longitudinal modelada



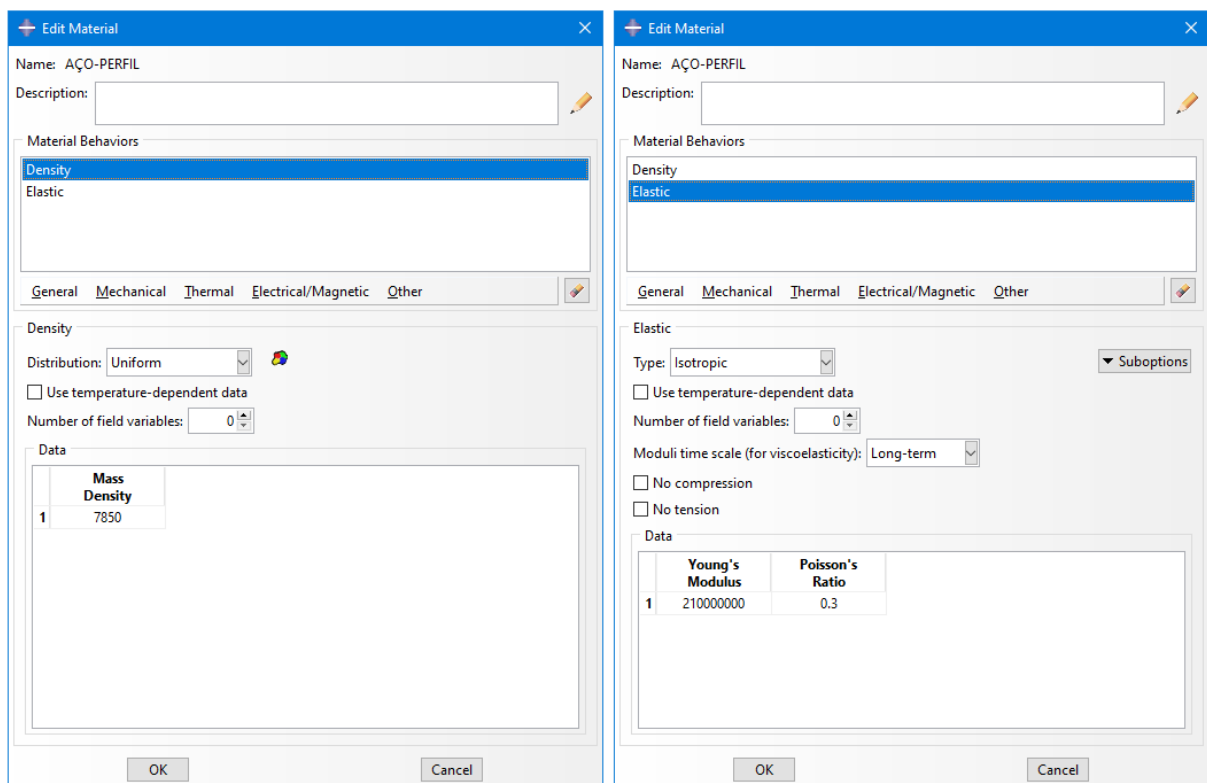
Fonte: Autoria Própria

3.2.3 Definição dos materiais

3.2.3.1 Aço do perfil metálico

Para o desenvolvimento desta análise numérica o comportamento do perfil não representa influência significativa nos dados obtidos, por isso, como forma de diminuir o custo computacional foi adotado uma simplificação em relação às suas propriedades mecânicas. Essa simplificação é possível pois, segundo Barbosa (2016) e Lima (2018), o perfil de aço durante o ensaio *push-out* se mantém em regime elástico. Sabendo disto, somente as características elásticas, módulo de elasticidade (E) igual a 210000000 kN/m² e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3, e a densidade, igual a 7850 kg/m³, foram implementadas no modelo.

Figura 3.9 - Implementação das propriedades do perfil de aço



Fonte: Autoria Própria

Tabela 3.7 - Propriedades do aço para o perfil metálico

		R8	R10	R12,5
Perfil metálico	E_s (GPa)	210	210	210
	σ_y (MPa)	250	250	250

Fonte: Autoria Própria

3.2.3.2 Concreto

De acordo com Lima (2018), a modelagem do comportamento mecânico do concreto é uma tarefa complexa e desafiadora, principalmente quando há o interesse em prever os padrões de falha. Isso acontece pois os mecanismos de falha para a tração e compressão são diferentes.

Apesar de existir uma grande quantidade de modelos que tentam descrever por meio de hipóteses simplificadas o comportamento do concreto, os modelos baseados na teoria da plasticidade são os mais utilizados.

Dito isto, para o desenvolvimento dos modelos numéricos deste estudo buscou-se utilizar um modelo constitutivo que englobasse todas as especificidades do concreto. Assim, optou-se pelo Modelo de Dano-Plástico (*Concrete Plastic Damage Model*). Lima (2018) explica que o modelo realiza o acoplamento da teoria da plasticidade com a mecânica do dano, sendo capaz de simular a degradação da rigidez e a falha do concreto.

3.2.3.2.1 *Concrete Plastic Damage Model (CPDM)*

Lima (2018) descreve que o CPDM considera os principais mecanismos de falha para o concreto na tração e na compressão, respectivamente fissuração e esmagamento, tornando-o um dos melhores modelos representativos do complexo comportamento do concreto, pois combina os conceitos de dano isotrópico elástico com uma regra de fluxo plástico não associativo (ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017) (LÓPEZ-ALMANSA; ALFARAH; OLLER, 2014).

Diante da capacidade do CPDM, optou-se por utilizá-lo no modelo numérico uma vez que este tem sido empregado com sucesso na simulação numérica de vigas mistas, conforme pode ser visto em Lima (2018), Rodrigues (2022), Moura (2022).

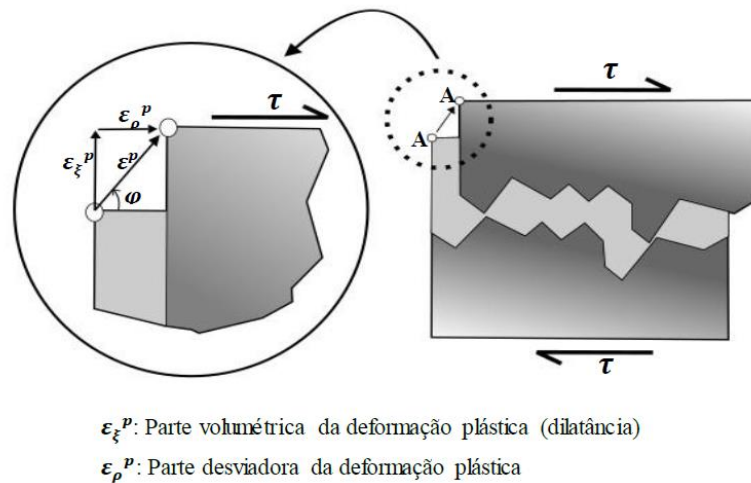
→ Parâmetros Plásticos Constitutivos

- Ângulo de dilatância, (φ)

Segundo Lima (2018), o ângulo de dilatância serve para quantificar a razão entre o incremento de volume plástico e a distorção plástica.

Concretos com baixos valores de ângulo de dilatância se comportam de maneira frágil, enquanto que para valores altos, o comportamento é caracterizado como dúctil. Vermeer e Borst (1984, *apud* LIMA, 2018) descreve em seu estudo que o valor de 13° pode ser assumido para o ângulo de dilatância (φ).

Figura 3.10 - Ângulo de dilatância



Fonte: Modificado de Oller, 2014

- Excentricidade da superfície de potencial plástico (ϵ)

Em suas pesquisas Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e López-Almansa, Alfarah e Oller (2014) assumiram o valor de 0,1. Esse valor também foi adotado nos estudos de Lima (2018), Rodrigues (2022), e Moura (2022) .

- Razão entre a tensão de início de não linearidade na compressão biaxial e axial ($\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$)

Assim como o item anterior, Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e López-Almansa, Alfarah e Oller (2014) assumiram o valor de 1.16. Esse valor também foi adotado nos estudos de Lima (2018), Rodrigues (2022), e Moura (2022) .

- Parâmetro ' K_c '

Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) define o parâmetro ' K_c ' como a razão entre a tensão desviadora na tração e na compressão uniaxial. Esse parâmetro pode ser obtido usando a função de superfície de escoamento de Mohr-Coulomb, definida pela Equação (2).

$$K_c = \frac{\rho_{t_0}}{\rho_{c_0}} = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (2)$$

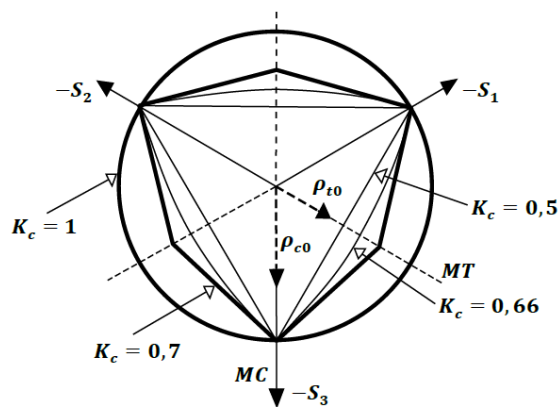
Onde:

(ϕ) – é o ângulo de atrito interno

De acordo com Oller (2014) pode-se assumir que para o concreto o valor de ' ϕ ' = 32°. Com isso, o parâmetro ' K_c ' = 0,7

A Figura 3.12 demonstra a influência do parâmetro ' K_c ' sobre a superfície de escoamento no plano desviador de tensões. Observando as intersecções das superfícies de escoamento com ' K_c ' < 0,7, é visto a ocorrência de diferentes valores de ruptura para tração e compressão. Essa observação serve para comprovar a eficácia do CPDM na modelagem de materiais como o concreto que possuem resistências diferentes para a tração e para a compressão.

Figura 3.11 - Superfície de escoamento no plano desviador para os valores gerais de ' K_c '

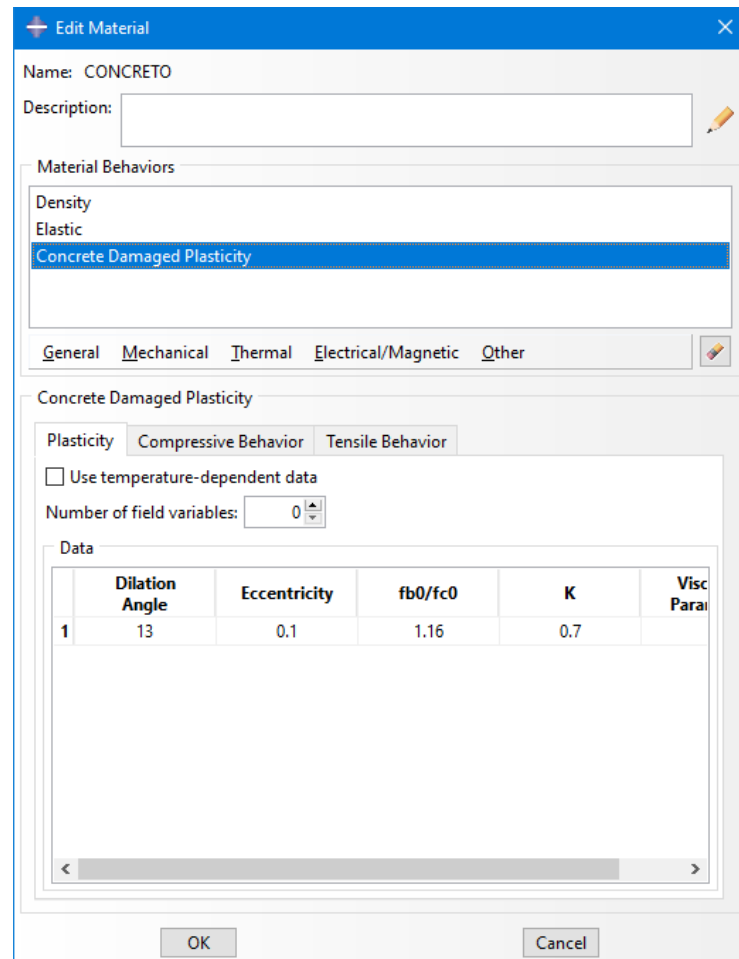


Fonte: Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017

→ Modelo constitutivo do CPDM

Após a obtenção dos parâmetros que constituem o CPDM, eles foram adicionados ao ABAQUS.

Figura 3.12 - Implementação dos parâmetros plásticos constitutivos

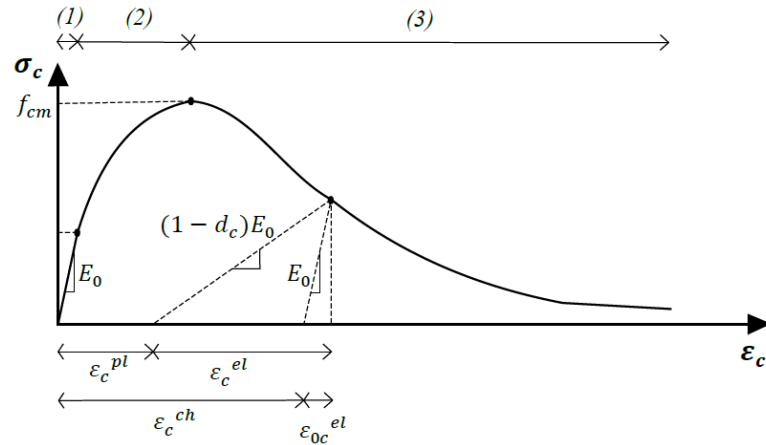


Fonte: Autoria Própria

→ Comportamento uniaxial do concreto na compressão

A Figura 3.14 apresenta o gráfico tensão x deformação que determina o comportamento uniaxial do concreto quando solicitado a esforço de compressão. O gráfico é composto por 3 regiões distintas.

Figura 3.13 - Comportamento uniaxial do concreto a compressão



Fonte: Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017

Na Figura 3.14, tem-se:

(f_{cm}) – representa a resistência à compressão média, sendo ‘ ϵ_{cm} ’ a deformação correspondente, que assinalam o pico da lei tensão x deformação.

(E_0) – é o módulo de elasticidade secante do concreto.

O primeiro trecho da curva tensão x deformação na compressão é linear e se estende até a tensão de $0,4f_{cm}$, e é regido pela Equação (3).

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \epsilon_c \quad (3)$$

O segundo trecho se estende de $0,4f_{cm}$ até f_{cm} , e é regido pela Equação (4).

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{Ci} * \frac{\epsilon_c}{f_{cm}} - (\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cm}})^2}{1 + (E_{Ci} * \frac{\epsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (4)$$

Por último, o terceiro trecho descreve o *softening* na compressão, e é regido pelas Equações (5) e (6).

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \epsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \epsilon_c + \frac{\epsilon_c^{2\gamma_c}}{2 \epsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (5)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1 - b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (6)$$

Onde o valor de 'b' é dado pela Equação (7).

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (7)$$

Lima (2018) descreve que o cálculo iterativo inicia com a adoção de 0,9 para o valor de 'b'. A partir desse valor a curva tensão x deformação é obtida, de onde é extraído o valor médio de 'b'. Então o cálculo iterativo é realizado até que o valor médio de 'b' seja igual ao 'b' de entrada.

A Tabela 3.8 apresenta os valores da curva tensão x deformação inserida no ABAQUS como parte do modelo constitutivo do CPDM.

Tabela 3.8 - Valores da curva tensão x deformação para o comportamento a compressão

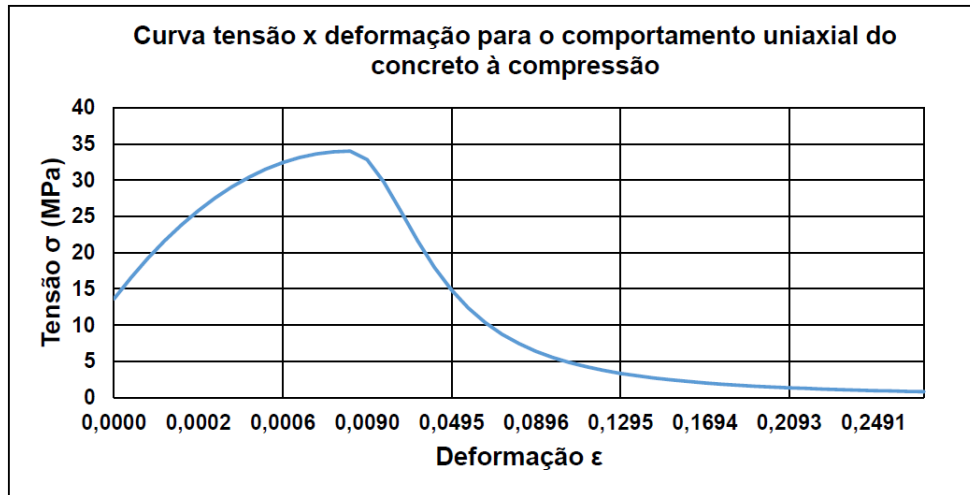
COMPRESSIVE BEHAVIOUR	
YIELD STRESS (kN/m ²)	INELASTIC STRAIN (m)
13600	0
16510	2,06E-05
19175	4,98E-05
21608	8,71E-05
23810	0,000133
25800	0,000186
27546	0,000247
29084	0,000316
30406	0,000392
31517	0,000476
32420	0,000567
33115	0,000666
33610	0,000772
33900	0,000884
34000	0,001004
32828	0,009011
29750	0,017084

YIELD STRESS (kN/m ²)	INELASTIC STRAIN (m)
25730	0,025191
21638	0,033301
17964	0,041396
14876	0,04947
12364	0,057524
10350	0,065561
8735	0,073583
7440	0,081594
6390	0,089597
5535,7	0,097592
4833,2	0,105583
4250,6	0,113569
3763,4	0,121551
3352,6	0,129531
3000	0,137509
2705	0,145485
2447,7	0,15346
2224,7	0,161433
2030,2	0,169406
1859,7	0,177378
1709,4	0,185348
1576,4	0,193319
1458,1	0,201288
1352,5	0,209258
1257,8	0,217227
1172,6	0,225195
1095,7	0,233164
1026	0,241132
962,75	0,249099
905,09	0,257067
852,43	0,265034
804,19	0,273002

Fonte: Autorial Própria

A Figura 3.15 mostra o gráfico que é feito a partir da plotagem dos valores da Tabela 3.8.

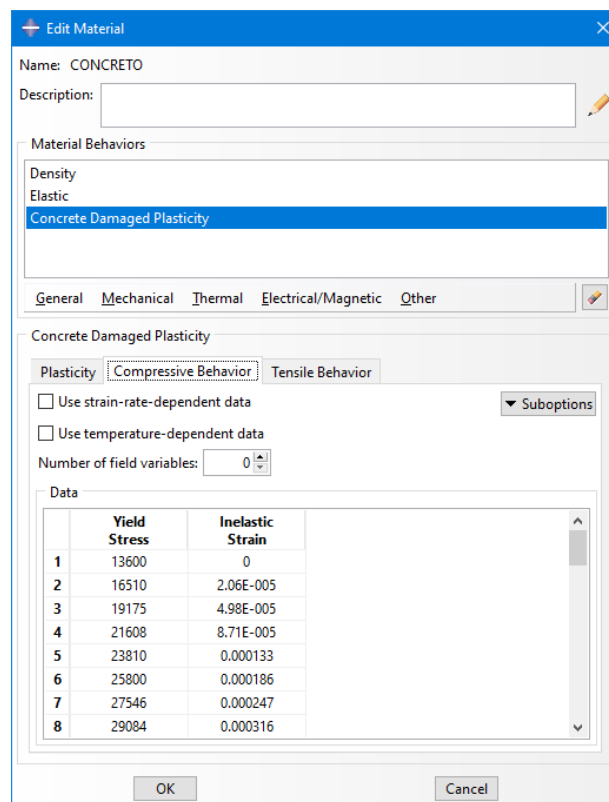
Figura 3.14 - Gráfico tensão x deformação para o comportamento uniaxial do concreto à compressão



Fonte: Moura, 2022

A Figura 3.16 demonstra a implementação dos valores da Tabela 3.8 no ABAQUS.

Figura 3.15 - Implementação do comportamento a compressão



Fonte: Autoria Própria

Segundo Rodrigues (2012), a resistência à compressão média (Mpa) e o módulo de elasticidade secante (MPa), podem ser obtidos pelas Equações (8), (9) e (10):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (8)$$

$$E_0 = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88}\right) E_{ci} \quad (9)$$

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{1/3} \quad (10)$$

Onde:

(f_{ck}) – resistência a compressão característica

(E_{ci}) – módulo de elasticidade inicial

O concreto utilizado nos ensaios experimentais de Barbosa (2016) apresentou a resistência de 34000 kN/m². A partir desse resultado, as demais propriedades referentes ao módulo de elasticidade secante do concreto foram calculadas.

Além disso, o valor de 0,2 foi adotado para o coeficiente de Poisson (ν) do concreto. A Tabela 3.9 apresenta todos os valores calculados.

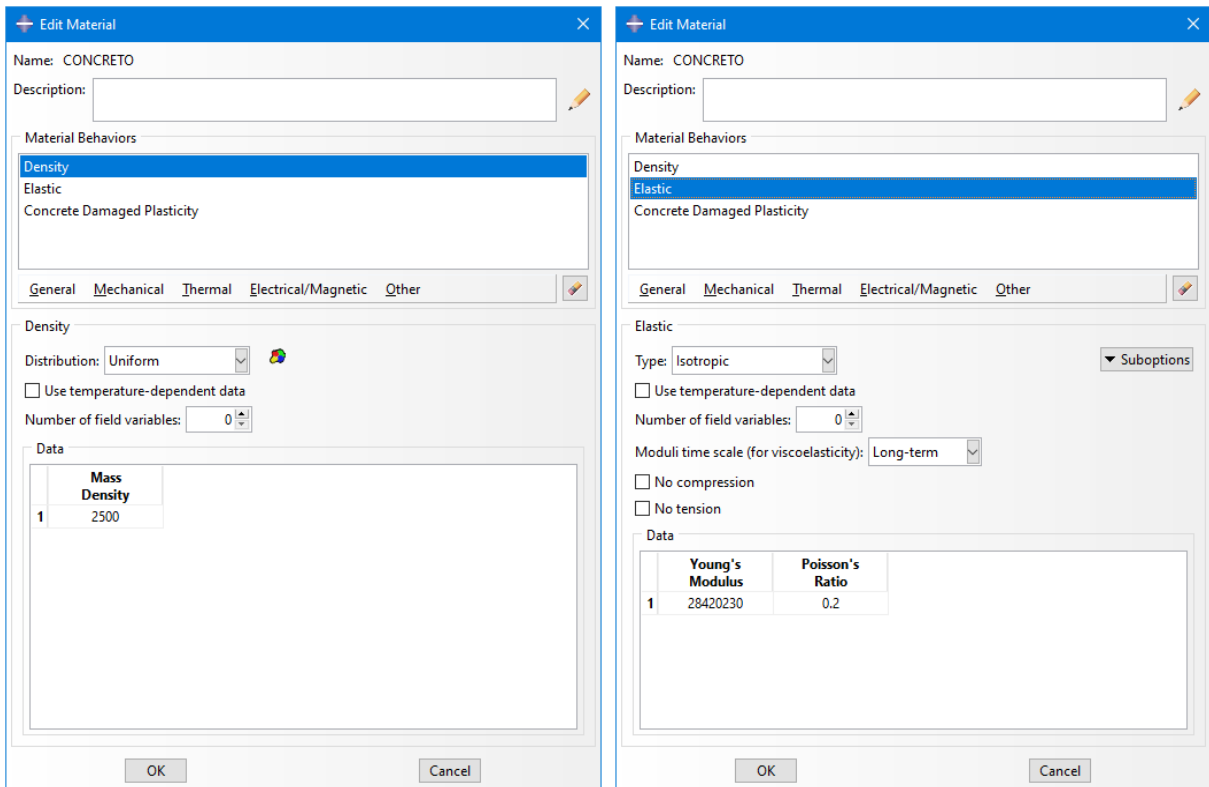
Tabela 3.9 - Cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto

f_{ck} (kN/m ²)	F_{cm} (kN/m ²)	E_{ci} (kN/m ²)	E_0 (kN/m ²)
26000	34000	32396120	28420230

Fonte: Autoria Própria

Após o cálculo da propriedade secante do concreto, o valor obtido, assim como o valor do coeficiente de Poisson (ν), foram adicionados no ABAQUS. O valor de densidade do concreto implementado no modelo foi de 2500 kg/m³

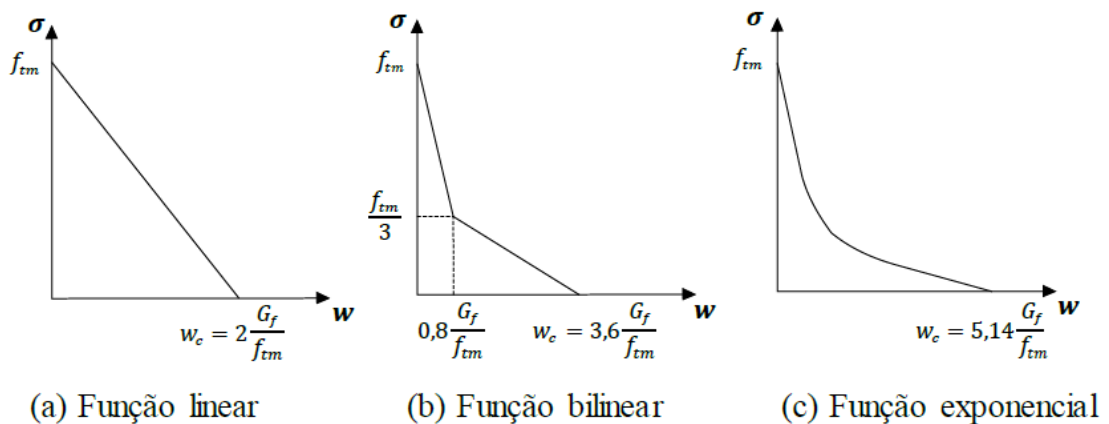
Figura 3.16 - Implementação das propriedades elásticas e da densidade do concreto



Fonte: Autoria Própria

→ Comportamento uniaxial do concreto na tração

A Figura 3.18 mostra três caminhos distintos, descritos por Qureshi, Lam e Ye (2011), para a definição do *softening* na tração.

Figura 3.17 – *Softening* na tração em relação a abertura de fissura

Fonte: Modificado de Qureshi, Lam e Ye, 2011

O caminho 'a' descreve uma aproximação linear, onde após ser atingida a resistência a tração máxima, o decréscimo de resistência em relação a fissura acontece de forma

linear. Já o caminho ‘b’ utiliza uma função bilinear para descrever a perda de resistência a tração. Por último, o caminho ‘c’ utiliza uma função exponencial para representar o comportamento de *softening* na tração.

Rodrigues (2012) descreve que a resistência à tração média (f_{tm}) e a energia de fratura por unidade de área (G_f) podem ser calculados usando as Equações (11) e (12).

$$f_{TM} = 0,3016f_{ck}^{2/3} \quad (11)$$

$$G_f = 0,073f_{cm}^{0,18} \quad (12)$$

Após o cálculo da energia de fratura, Lima (2018) define que a energia de esmagamento do concreto pode ser calculada a partir da Equação (13).

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}}\right)^2 G_f \quad (13)$$

O último caminho, ‘c’, foi proposto no trabalho de Cornelissen, Hordijk e Reinhardt (1985) e é, dentre os três, o mais realista. Dessa forma, optou-se por utilizá-lo nos modelos numéricos propostos neste trabalho.

A expressão exponencial proposta por Cornelissen, Hordijk e Reinhardt (1985) relaciona a perda de resistência à tração com a abertura de fissuras. Assim, a resistência será máxima enquanto não houver abertura de fissuras e será nula quando a abertura de fissuras for máxima.

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(C_1 \frac{W}{W_c}\right)^3\right] e^{-C_2 \frac{w}{w_c}} \frac{w}{w_c} (1 - C_1^3) e^{-C_2} \quad (14)$$

Onde:

$$(C_1) = 3$$

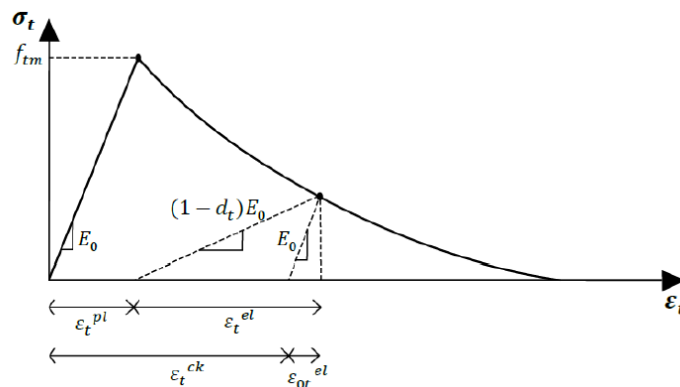
$$(C_2) = 6,93$$

(w_c) – (abertura de fissura crítica) pode ser calculado pela Equação (15).

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad (15)$$

A Figura 3.19 descreve o comportamento uniaxial do concreto à tração e nela é possível perceber 2 regiões. A primeira região, linear elástica, é definida pelo valor de ‘ E_0 ’ enquanto que a segunda região representa o *softening* do concreto à tração.

Figura 3.18 - Comportamento uniaxial do concreto a tração



Fonte: Modificado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017)

Segundo Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), os valores que definem a segunda região podem ser obtidos pela Equação (16).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (16)$$

Onde:

(ε_{tm}) – é a deformação correspondente a resistência à tração média (f_m)

De modo semelhante ao feito para definição da curva de compressão, um procedimento iterativo foi realizado onde o parâmetro de entrada é a deformação inelástica (ε_t^{ck}). O valor adotado para a resistência a tração foi de 2647 kN/m².

A Tabela 3.10 apresenta os valores da curva tensão x deformação inserida no ABAQUS como parte do modelo constitutivo do CPDM.

Tabela 3.10 - Valores do gráfico tensão x deformação do comportamento uniaxial do concreto a tração

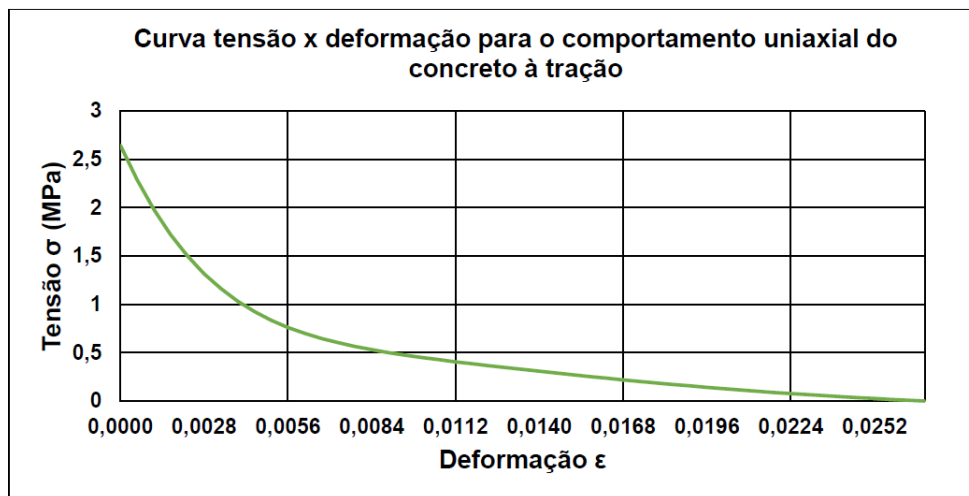
TENSILE BEHAVIOUR	
YIELD STRESS (kN)	CRACKING STRAIN (m)
2647	0
2290,2	0,00057
1984	0,001138
1723,3	0,001704
1502,9	0,002269
1317,7	0,002832
1162,8	0,003395
1033,6	0,003957
926,11	0,004518
836,71	0,005078
762,23	0,005638
699,92	0,006197
647,45	0,006756
602,85	0,007315
564,49	0,007873
531,01	0,008432
501,32	0,00899
474,53	0,009548
449,94	0,010106
427	0,010664
405,31	0,011222
384,55	0,01178
364,5	0,012337
344,98	0,012895
325,91	0,013453
307,22	0,014011
288,87	0,014569
270,86	0,015126
253,2	0,015684
235,89	0,016242
218,97	0,0168
202,46	0,017357
186,4	0,017915
170,8	0,018473
155,69	0,01903
141,09	0,019588
127,02	0,020146
113,49	0,020703

YIELD STRESS (kN)	CRACKING STRAIN (m)
100,51	0,021261
88	0,021818
76	0,022376
65	0,022934
54,08	0,023491
44	0,024049
34	0,024606
25	0,025164
16	0,025721
8	0,026278
0	0,026836

Fonte: Autoria Própria

A Figura 3.20 mostra o gráfico feito a partir da plotagem dos valores da Tabela 3.10.

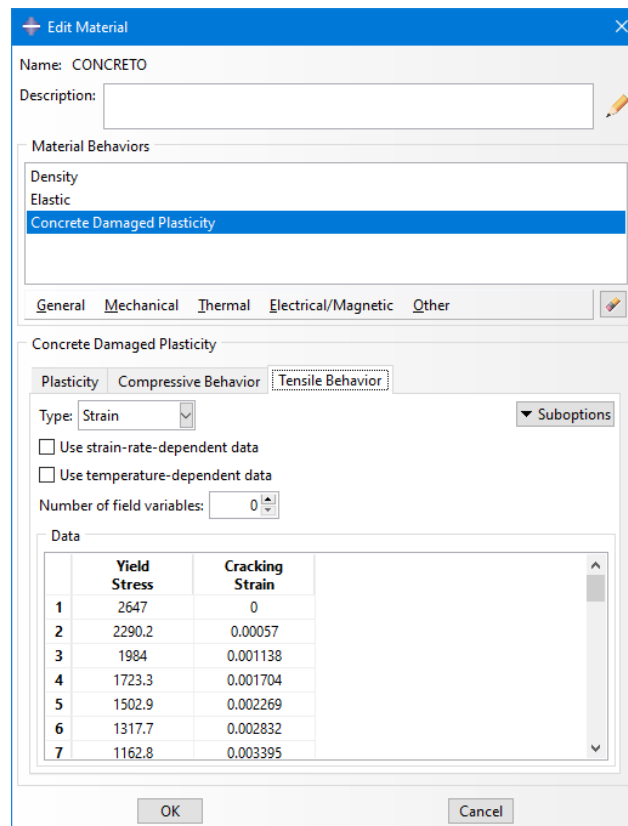
Figura 3.19 - Gráfico tensão x deformação para o comportamento uniaxial do concreto à tração



Fonte: Moura, 2022

A Figura 3.21 demonstra a implementação dos valores da Tabela 3.10 no ABAQUS.

Figura 3.20 - Implementação do comportamento a tração do concreto



Fonte: Elaboração Própria

3.2.3.3 Aço das armaduras da laje

Barbosa (2016) descreve em seu ensaio que todas as armaduras da laje foram feitas de aço CA-50 com diâmetro igual à 10 mm. De posse dessas informações, buscou-se implementar no modelo as propriedades necessárias para representar esse tipo de aço.

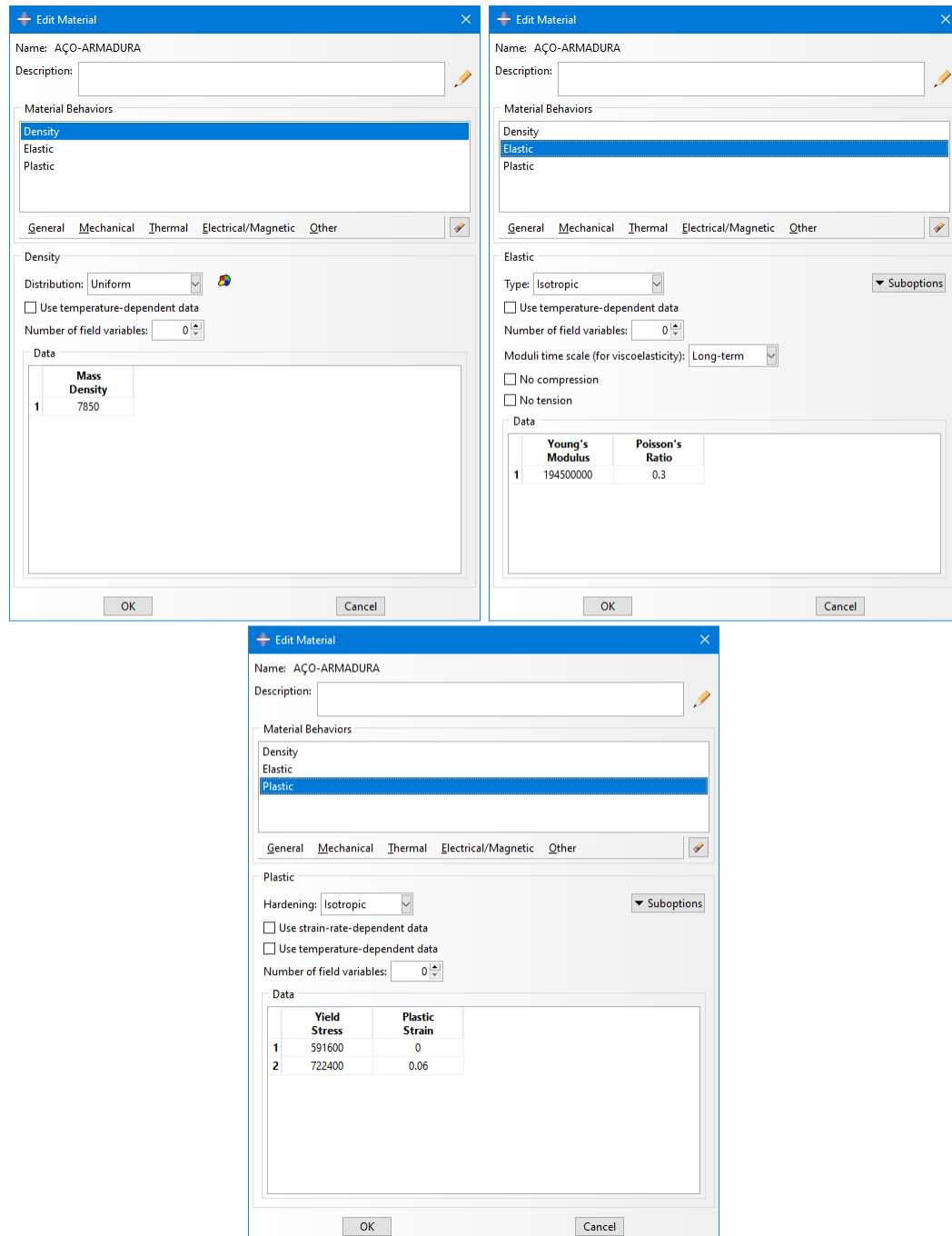
Tabela 3.11 - Propriedade mecânica do aço das armaduras utilizado nos modelos numéricos

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
10	591,6	3,04	722,4	194,5

Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

A Figura 3.21 mostra a implementação das propriedades do aço das armaduras no ABAQUS.

Figura 3.21 - Implementação das propriedades do aço das armaduras



Fonte: Elaboração Própria

3.2.3.4 Aço dos conectores de cisalhamento

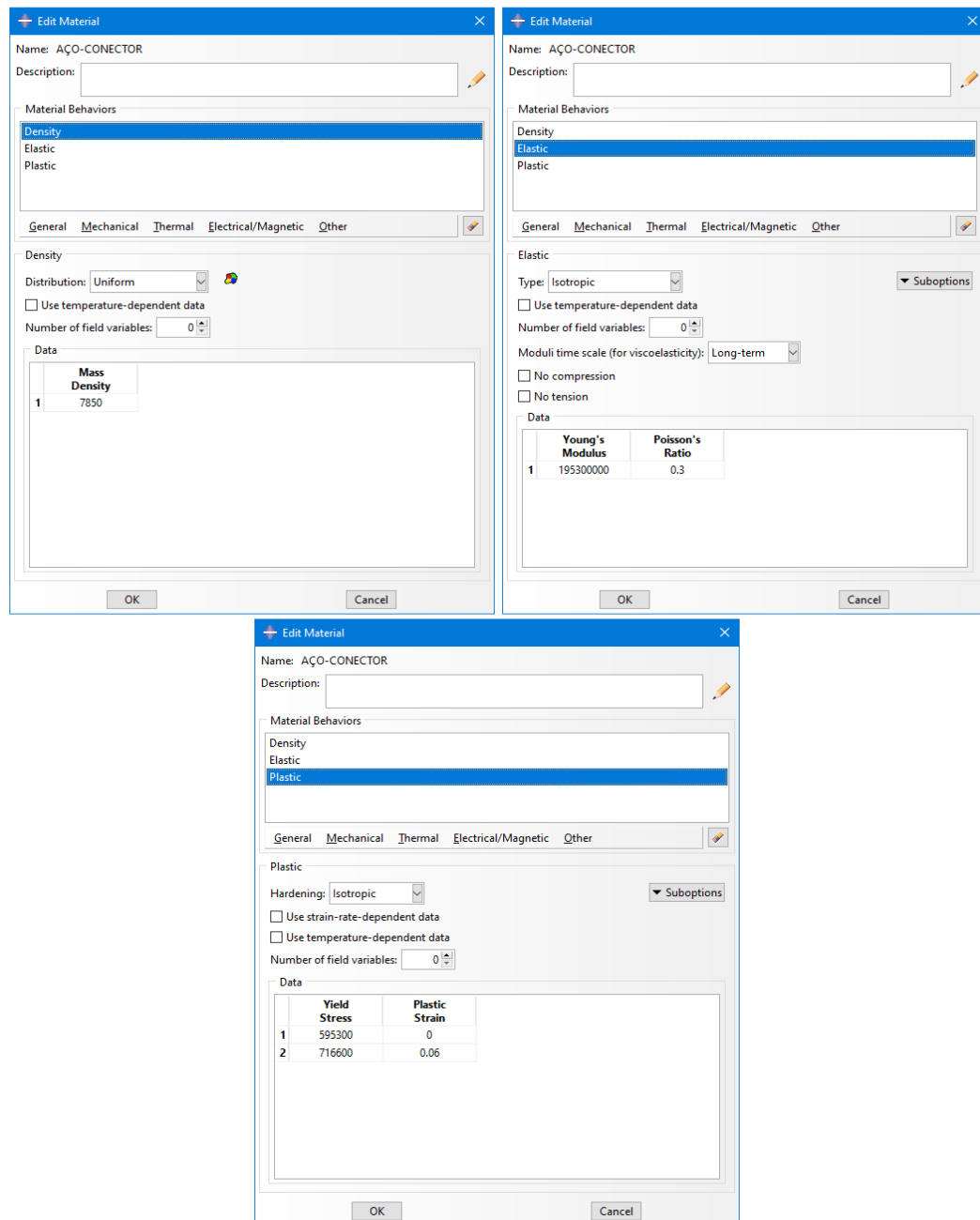
Barbosa (2016) propõe em seu trabalho o desenvolvimento de conectores treliçados usando vergalhões de aço CA-50. Assim como foi feito para o aço das armaduras, buscou-se implementar no modelo as propriedades necessárias para a representação desse tipo de aço.

Tabela 3.12 - Propriedade mecânica do aço do conector utilizado nos modelos numéricos

		R8	R10	R12,5
Conector de cisalhamento treçado reto	E_s (GPa)	198,4	194,5	195,3
	σ_y (MPa)	561,2	591,6	595,3
	σ_u (MPa)	663,2	722,4	716,6
	ε_u (%)	0,6	0,6	0,6

Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Figura 3.22 - Implementação das propriedades do aço do conector

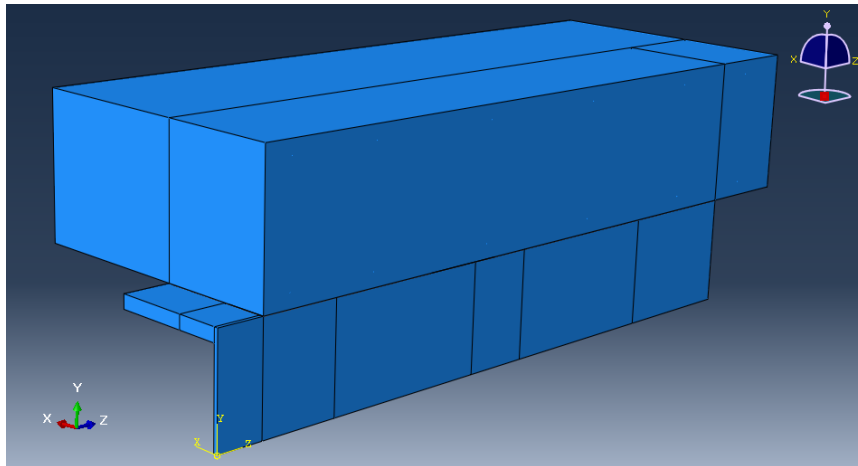


Fonte: Elaboração Própria

3.2.4 Criação do conjunto do modelo

Após a criação das partes constituintes e da definição das propriedades dos materiais que serão utilizados, a etapa seguinte consistiu em unir essas partes para montar o ensaio *push-out* de acordo com a EN 1994-1-1:2004. No programa ABAQUS essa etapa é feita em Module – Assembly.

Figura 3.23 - Modelo numérico montado



Fonte: Autoria Própria

Como forma de facilitar o posicionamento dos elementos, foi criado um DATUM com as coordenadas (x,y,z) igual a 0,0,0.

3.2.5 Método de análise

A simulação numérica do ensaio *push-out* apresenta diversos complicadores. Primeiramente, o modelo precisa analisar a não-linearidade de 2 materiais diferentes, aço e concreto. Segundamente, os modelos constitutivos dos materiais implementados são complexos. Por fim, as interações entre os materiais que constituem o modelo também constituem complexidades.

Sabendo disto, optou-se por utilizar o método denominado de dinâmica explícita (*Dynamic Explicit*) para realizar a análise dos modelos. Lima (2018) cita em seu trabalho que esse método é muito eficiente para analisar modelos numéricos complexos que envolvam dano do material, grandes deformações e interações de contato entre os componentes. Todas essas vantagens tornam esse método um dos melhores para analisar o ensaio *push-out*, e por esse motivo diversos autores utilizaram-se desse método em suas análises numéricas como Pavlović *et al.* (2013), Kim *et al.* (2017), Lima (2018), Rodrigues (2022), Moura (2022).

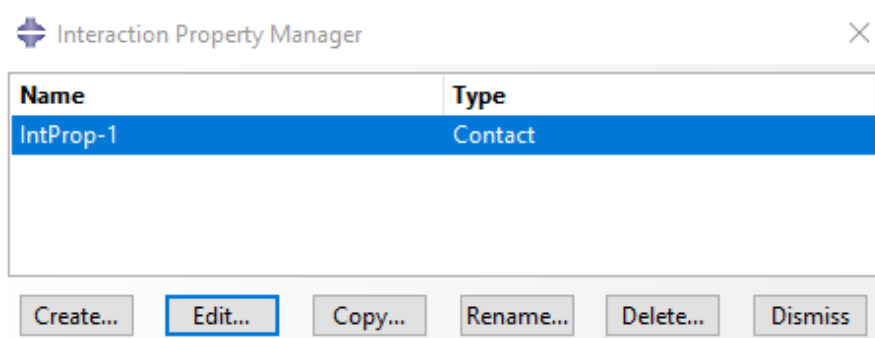
3.2.6 Definição das interações e restrições entre as partes

Uma das recomendações da norma EN 1994-1-1:2004 fala que para o ensaio dos conectores é preciso adotar técnicas que garantam que a tensão de cisalhamento seja suportada apenas pelos conectores. Dessa forma, as interações implementadas no modelo foram definidas visando garantir que os conectores de cisalhamento atingissem a máxima sollicitação.

3.2.6.1 Interação entre a faixa de laje e o perfil

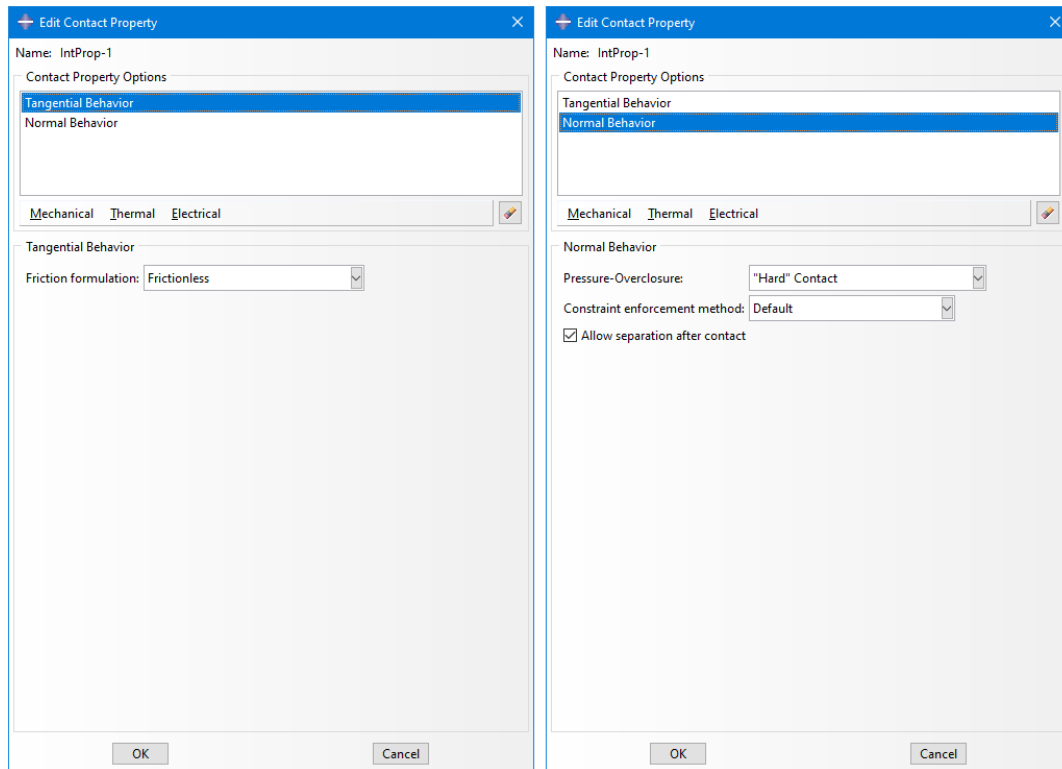
Para implementar a interação entre a laje e o perfil foi necessário, inicialmente, definir que esta interação seria do tipo *Contact* e então determinar quais as propriedades que esse tipo de interação possuiria. Foi utilizado as opções de *Tangencial Behaviour* e *Normal Behaviour* na configuração *default* do software.

Figura 3.24 - Definição da propriedade de interação como *Contact*



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.25 - Definição das propriedades de Contato

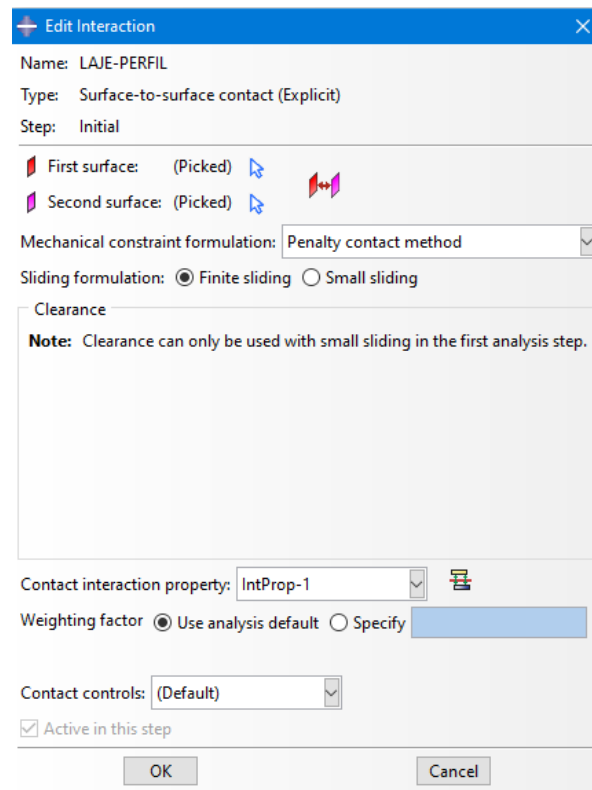


Fonte: Autoria Própria

A propriedade *Frictionless*, da opção *Tangencial Behaviour*, define que não haverá atrito entre as superfícies. Já a propriedade “Hard” Contact, da opção Normal Behaviour, define que não haverá penetração de uma superfície na outra.

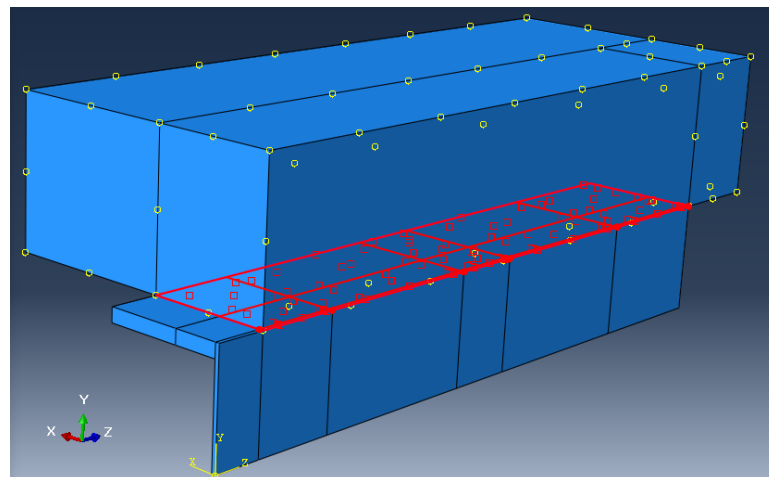
Após criada as propriedades da interação, o passo seguinte foi criar e aplicar a interação no modelo numérico. Pra tal, foi criada uma interação do tipo *Surface-to-Surface Contact (Explicit)* usando as configurações mostradas na Figura 3.26.

Figura 3.26 - Propriedades da interação de contato entre laje e perfil



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.27 - Interação aplicada entre o perfil e laje

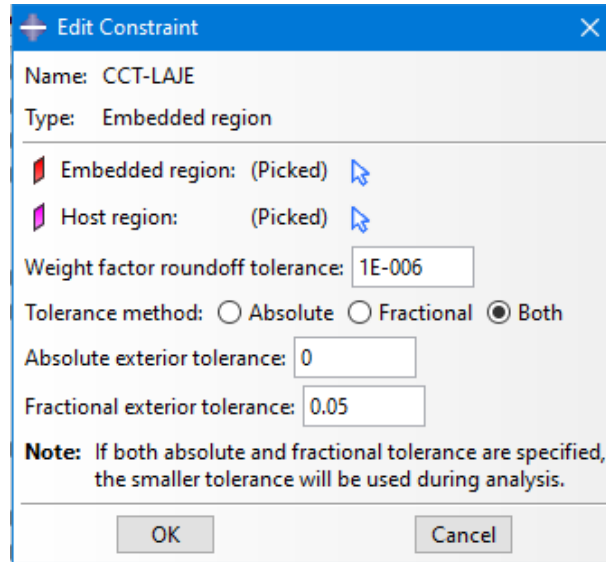


Fonte: Autoria Própria

3.2.6.2 Interação entre a faixa de laje e os conectores de cisalhamento

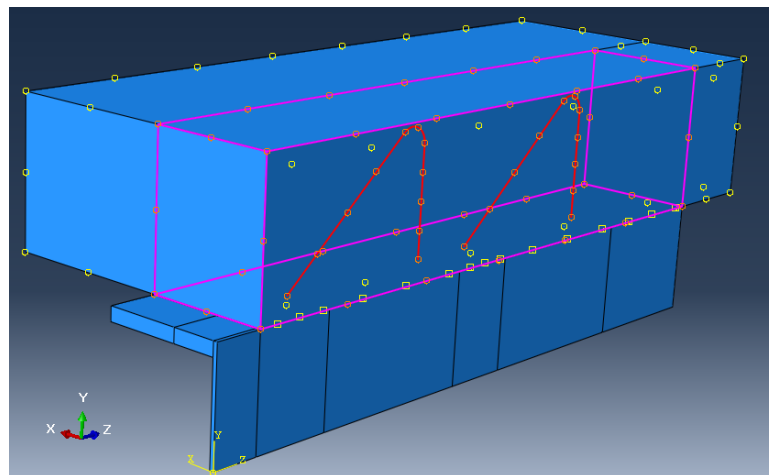
Para garantir que houvesse um funcionamento conjunto dos conectores de cisalhamento com a laje, a opção *Embedded Region* foi utilizada. Essa interação exige a definição de duas regiões; a região hospedeira (*Host Region*) definida como sendo a laje, e a região embutida (*Embedded region*) definida como sendo o conector.

Figura 3.28 - Propriedades da interação entre laje e conector



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.29 - Interação aplicada entre a laje e o conector



Fonte: Autoria Própria

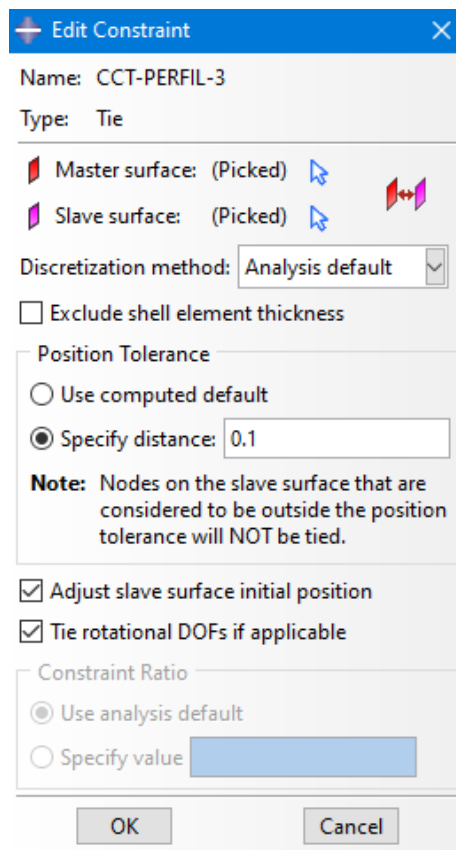
3.2.6.3 Interação entre o perfil e os conectores de cisalhamento

No programa experimental, as hastes dos conectores são soldadas a mesa do perfil o que impede que haja deslocamentos relativos entre eles. A forma para implementar esse comportamento no modelo numérico é através da utilização da restrição *Tie*.

Uso da restrição *Tie* exige que seja definida duas regiões; a região escrava (*Slave Surface*) tomada como a haste do conector, e a região mestre (*Master Surface*) tomada como a superfície do perfil.

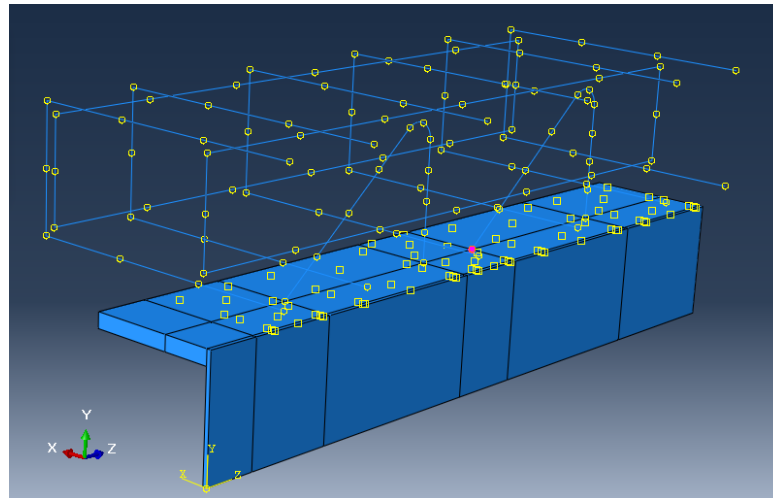
Essa restrição deve ser aplicada para cada haste do conector, o que resultou em 4 restrições *Tie* utilizadas no modelo.

Figura 3.30 - Propriedades da interação entre perfil e conector



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.31 - Interação aplicada entre o perfil e o conector

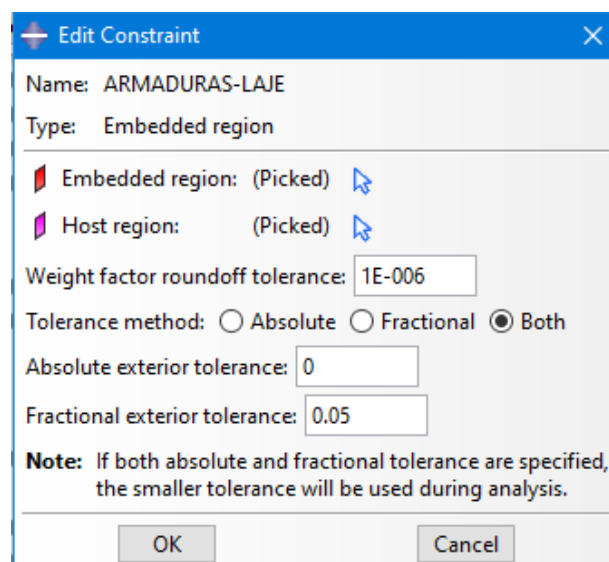


Fonte: Autoria Própria

3.2.6.4 Interação entre as armaduras e a faixa de laje

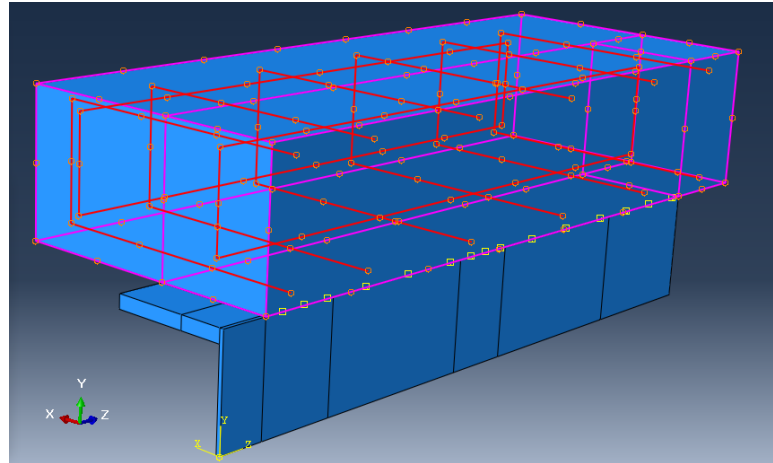
Assim como a restrição entre a laje e os conectores, as armaduras também precisam funcionar em conjunto com a laje. Por esse motivo, a opção *Embedded Region* foi novamente utilizada com a região hospedeira (*Host Region*) definida como a laje, enquanto que a região embutida (*Embedded Region*) foi definida como sendo todas as armaduras, transversal e longitudinal, do modelo.

Figura 3.32 - Propriedades da interação entre laje e armaduras



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.33 - Interação aplicada entre as armaduras e a laje



Fonte: Autoria Própria

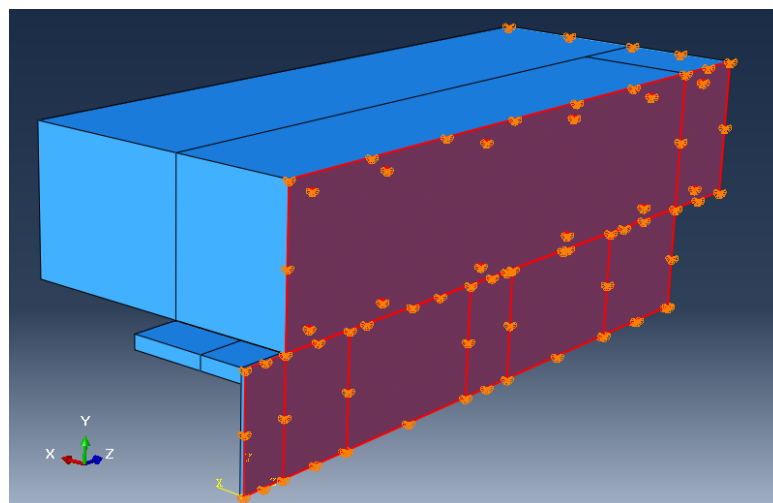
3.2.7 Definição das condições de contorno

Como o modelo numérico desenvolvido representa 1/4 do modelo experimental, algumas restrições precisaram ser utilizadas para garantir que as deformações se concentrassem somente no sentido longitudinal e vertical do perfil. O uso dessas restrições tem por objetivo reproduzir as condições do ensaio *push-out* completo.

3.2.7.1 Deslocamento nulo no eixo x (U1)

Como forma de garantir que as deformações se concentrassem no eixo z (Deslizamento longitudinal) e no eixo y (*Uplift*) a condição $U1=0$ foi aplicada na face lateral do conjunto laje e viga, bem como, nas extremidades das hastes da armadura transversal.

Figura 3.34 - Restrição $U1=0$



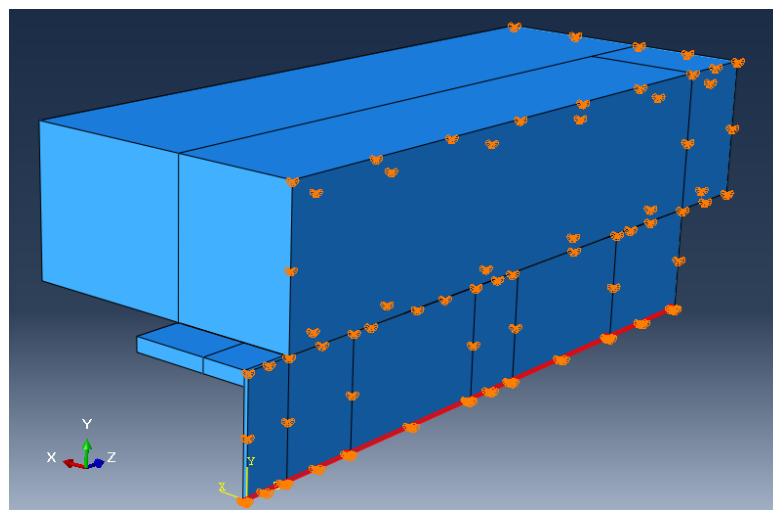
Fonte: Autoria Própria

Essa restrição tem o objetivo de replicar as condições em que estaria submetida a faixa de laje, perfil metálico, e armaduras transversais caso estes tivessem sido modelados na sua totalidade.

3.2.7.2 Deslocamento nulo no eixo y (U2)

Assim como o caso anterior, com o intuito que garantir que as deformações se concentrassem no eixo z (Deslizamento longitudinal) e no eixo y (*Uplift*) a condição $U2=0$ foi aplicada na face inferior da alma do perfil metálico da viga.

Figura 3.35 - Restrição $U2=0$



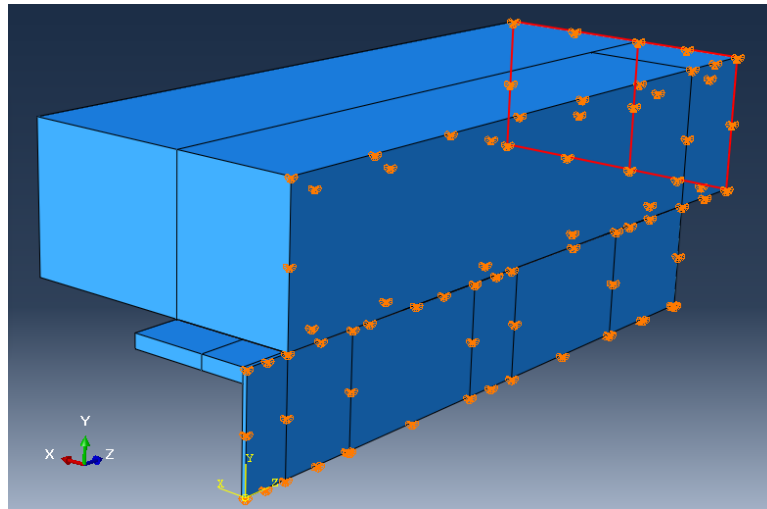
Fonte: Autoria Própria

Essa restrição tem o objetivo de replicar as condições em que estaria submetido o perfil metálico caso este tivesse sido modelado em sua totalidade

3.2.7.3 Deslocamento nulo no eixo z (U3)

Visando garantir que as deformações se concentrassem no eixo z (Deslizamento longitudinal) e no eixo y (*Uplift*) a condição $U3=0$ foi aplicada na face posterior da faixa de laje.

Figura 3.36 - Restrição U3=0



Fonte: Autoria Própria

Essa restrição tem o objetivo de replicar a condição de apoio na face da faixa de laje na qual ela estaria submetida em um ensaio *push-out* padrão.

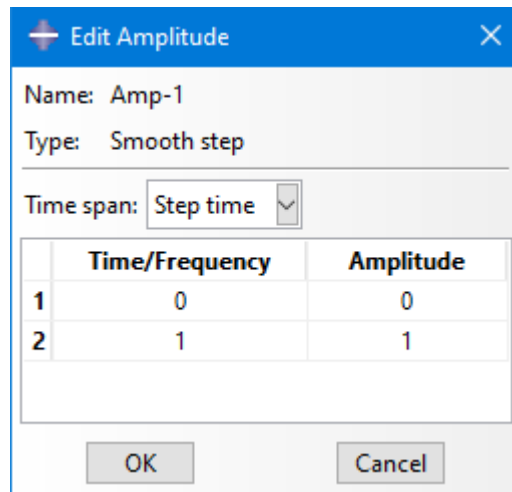
3.2.7.4 Carregamento aplicado

Para que haja o ensaio *push-out*, um carregamento de pressão uniforme precisa ser aplicado na face anterior do perfil metálico. Para tal, utilizou-se os valores obtidos experimentalmente por Barbosa (2016) para o conector com diâmetro de 12,5 mm.

Apesar do método *Dynamic Explicit* ser utilizado para análises dinâmicas, é possível adaptá-lo para realizar a análise do ensaio *push-out*, um modelo estático, através da aplicação de um controle de tempo lento na aplicação da carga, o que o torna capaz de realizar a análise quase que estaticamente.

A implementação dessa adaptação no software ABAQUS é feita a partir de uma amplitude definida. Para o modelo numérico deste trabalho adotou-se o tipo *Smooth Step*. A Figura 3.27 mostra os valores dos parâmetros adotados para amplitude.

Figura 3.37 - Valores utilizados no Smooth Step

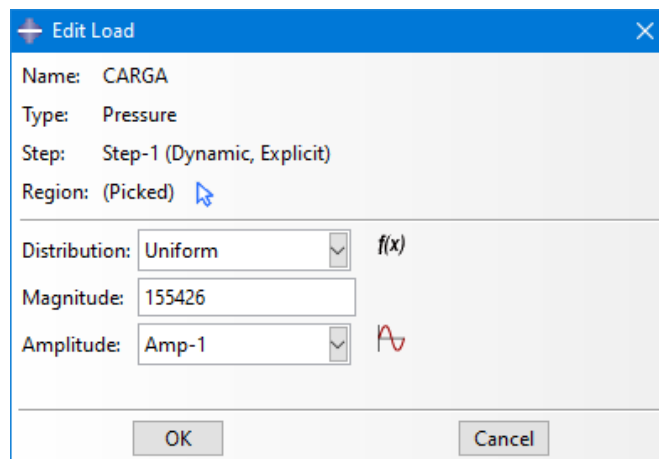


Fonte: Autoria Própria

O valor de frequência foi tomado como 1, pois consistia na configuração *default* do *software*. Já para a amplitude, o valor utilizado também foi 1 pois o valor da carga implementada no modelo já representava a totalidade que deveria ser aplicada.

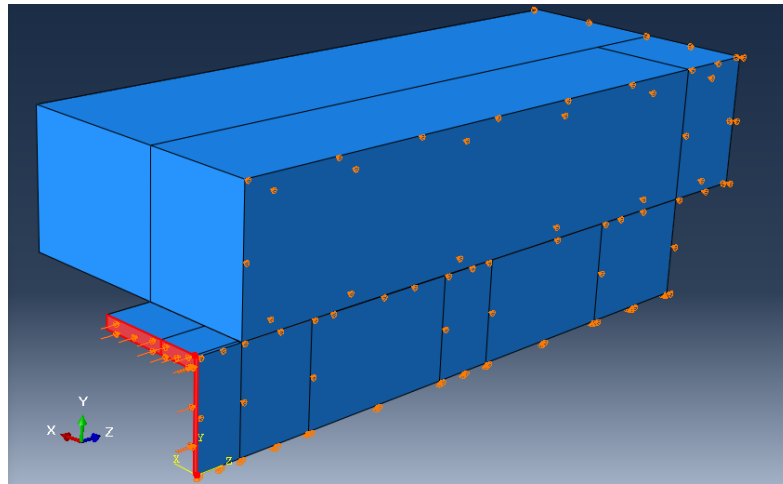
Após a definição dos parâmetros do *Smooth Step*, o passo seguinte foi configurar a aplicação de carga no software ABAQUS.

Figura 3.38 - Propriedades da carga aplicada



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.39 - Aplicação da carga na seção transversal do perfil metálico



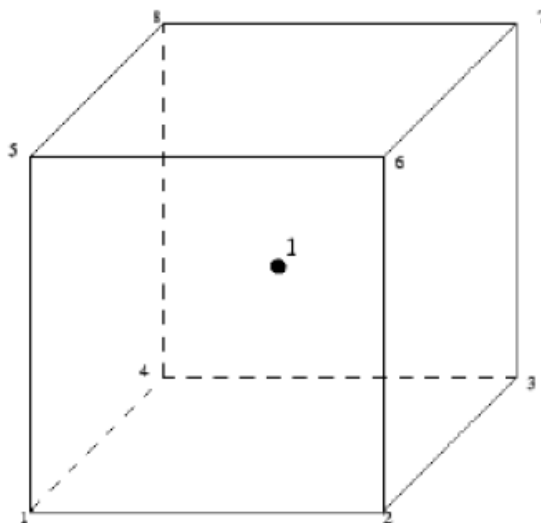
Fonte: Autoria Própria

3.2.8 Definição da malha

Para a definição da malha, buscou-se utilizar o tipo de elemento finito que melhor se ajustasse a geometria do modelo e que ao mesmo tempo oferecesse o melhor resultado.

Segundo o manual do usuário ABAQUS (2014), para modelagem de partes sólidas o elemento C3D8R apresenta resultados mais aproximados a um custo computacional menor. O manual do usuário ABAQUS (2014) descreve que esse elemento contém em sua discretização um único ponto de interação no centro geométrico e 8 nós, cada um com 3 graus de liberdade referentes a translação nos eixos x,y,z.

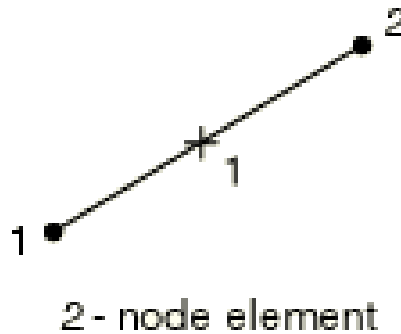
Figura 3.40 - Elemento C3D8R



Fonte: SIMULIA, 2009

Outro elemento disponível na biblioteca do ABAQUS é o T3D2. O manual do usuário ABAQUS (2014) descreve que esse elemento contém em sua discretização um único ponto de interação no centro e 2 nós, cada um com 3 graus de liberdade referentes a translação nos eixos x,y,z.

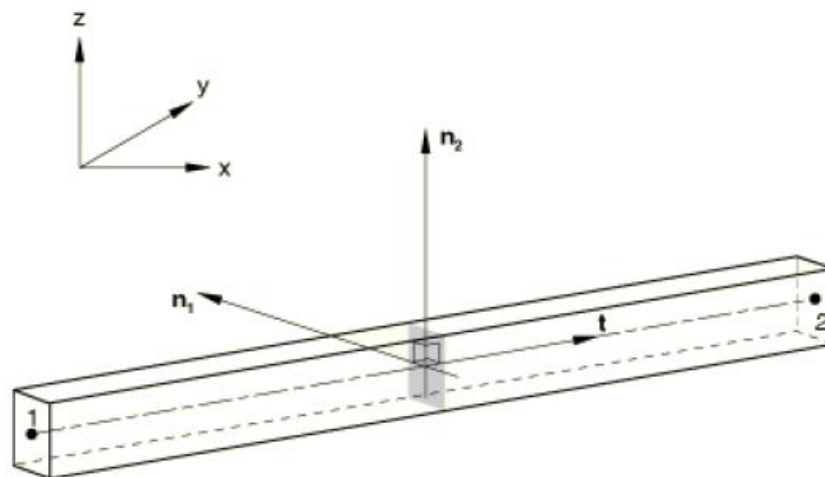
Figura 3.41 - Elemento T3D2



Fonte: SIMULIA, 2009

Por fim, o último elemento utilizado no modelo foi o B31. O manual do usuário ABAQUS (2014) descreve que esse elemento contém em sua discretização um único ponto de interação no centro e 2 nós, cada um com 6 graus de liberdade correspondentes à translação e rotação nos 3 eixos.

Figura 3.42 - Elemento B31

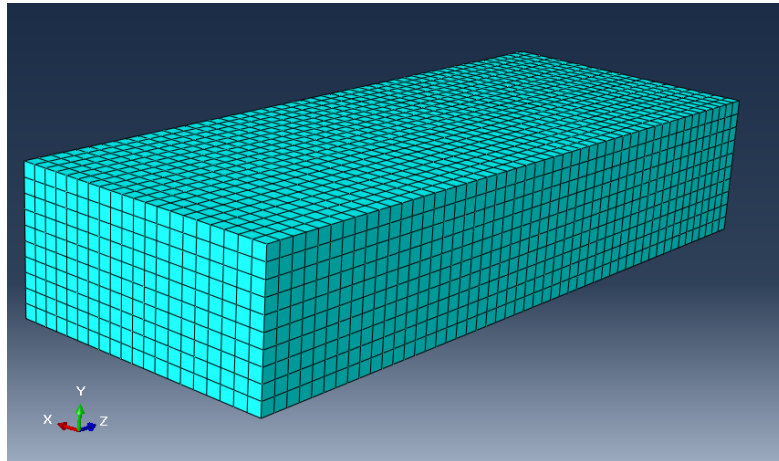


Fonte: SIMULIA, 2009

3.2.8.1 Laje de concreto

Para a laje, o elemento finito escolhido foi o C3D8R com um tamanho de malha de 0,015 m.

Figura 3.43 - Malha aplicada ao elemento da Laje

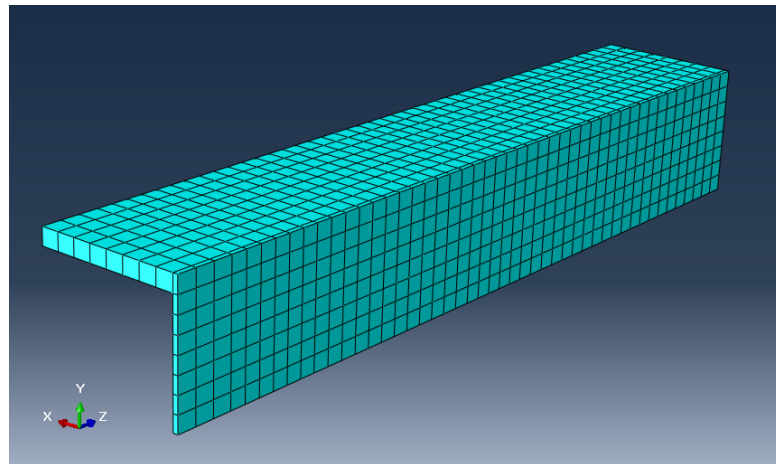


Fonte: Autoria Própria

3.2.8.2 Perfil metálico

Assim como na laje, o tipo de elemento finito escolhido foi o C3D8R com um tamanho de malha de 0,015 m.

Figura 3.44 - Malha aplicada ao elemento do Perfil



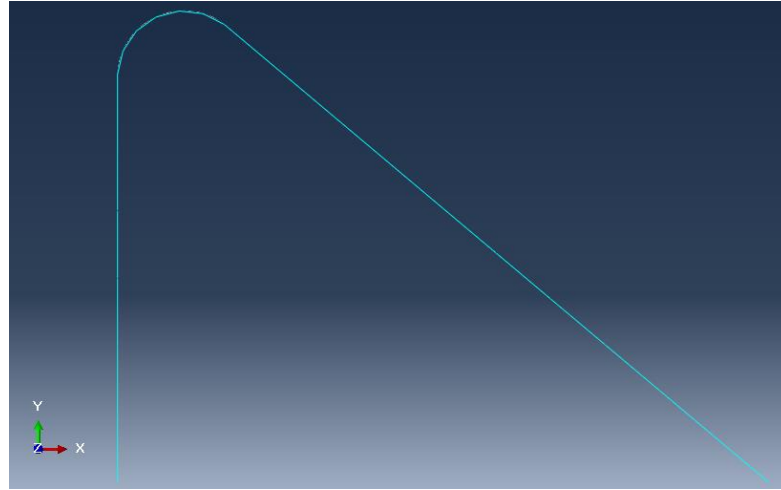
Fonte: Autoria Própria

3.2.8.3 Conector de cisalhamento

O elemento finito do tipo B31 foi utilizado para o conector. Porém, o conector de cisalhamento treliçado reto possui uma geometria complexa o que impede a utilização de apenas um tamanho de malha. Pensando nisso, o conector foi dividido em duas partes, as hastes

e o arco. Para as hastes, o tamanho de malha adotado foi de 0,02 m, enquanto que para o arco optou-se por segmentar a malha em 6 partes para melhor representar a sua curvatura.

Figura 3.45 - Malha aplicada ao elemento do Conector

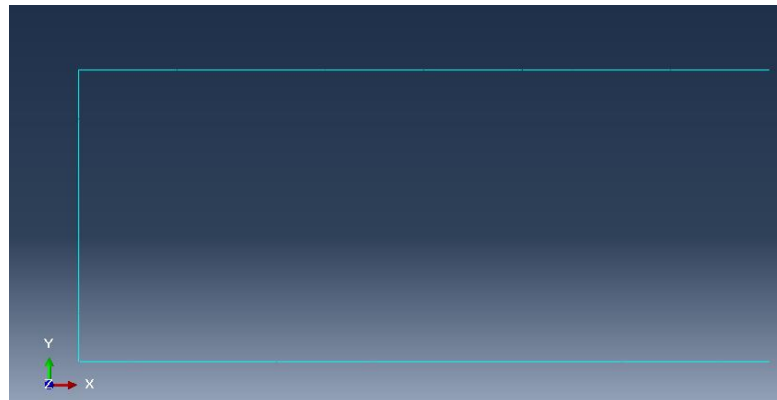


Fonte: Autoria Própria

3.2.8.4 Armaduras da laje

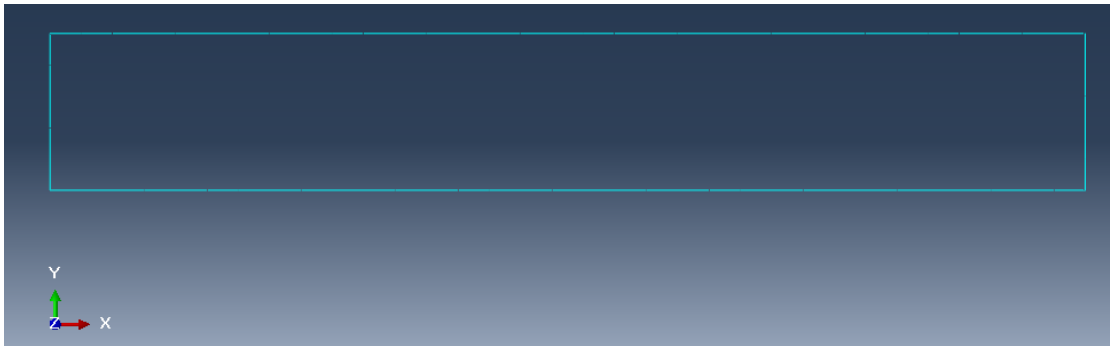
Já para ambas as armaduras, transversal e longitudinal, o tipo de elemento finito escolhido foi o T3D2 com um tamanho de malha de 0,02 m.

Figura 3.46 - Malha aplicada ao elemento da Armadura Transversal



Fonte: Autoria Própria

Figura 3.47 - Malha aplicada ao elemento da Armadura Longitudinal



Fonte: Aatoria Própria

4 VALIDAÇÃO DO MODELO

Como citado anteriormente, a modelagem numérica constitui uma ferramenta poderosa para a análise e compreensão do comportamento dos elementos estudados, contudo o mesmo exige validação para confirmar que há correspondência com a realidade, sendo necessário o uso de dados obtidos experimentalmente para tal.

Dessa forma, a validação de um modelo numérico pode ser definida como a comprovação da sua coerência com o sistema real para uma faixa satisfatória de precisão. O desenvolvimento de um modelo numérico precisa atender a um objetivo específico e sua validade é determinada pelo grau de conformidade com esse objetivo.

Por via de regra, a validação absoluta não existe, porém existem técnicas que foram estabelecidas para validar os modelos de forma comparativa dentro de uma faixa de valores. Assim, o modelo é considerado válido quando sua precisão estiver dentro da faixa de valores aceitáveis necessário para atender ao seu objetivo.

Uma das técnicas utilizada para validar um modelo numérico consiste em realizar testes estatísticos mediante a comparação de um conjunto de dados gerados pelo modelo e dados gerados experimentalmente. O uso destes testes permite estabelecer um nível de confiabilidade para que assim o modelo seja aceitável para seu propósito.

Outra técnica utilizada é a comparação visual já que esta possibilita, de uma forma intuitiva, verificar se as saídas previstas pelo modelo condizem com o sistema real. Para realizar essa técnica é necessário a utilização de um conjunto de dados experimentais para a comparação visual.

Diante disto, para a validação do modelo numérico desenvolvido por este trabalho foi utilizado os dados experimentais dos conectores do tipo treliçado reto com os diâmetros de 8 mm, 10 mm, e 12,5 mm disponíveis no trabalho de Barbosa (2016). Essa etapa foi realizada a partir da análise da curva carga x deslizamento, carga última, distribuição de tensões no conector, deformada do conector, e ponto de esmagamento do concreto para os três diâmetros modelados. A Tabela 4.1 descreve a nomenclatura e a geometria dos modelos analisados.

Tabela 4.1 - Nomenclatura e características dos conectores modelados

Nomenclatura do modelo	Detalhes do conector de cisalhamento treliçado reto	
	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
R8	8	130
R10	10	130
R12,5	12,5	130

Fonte: Autoria Própria

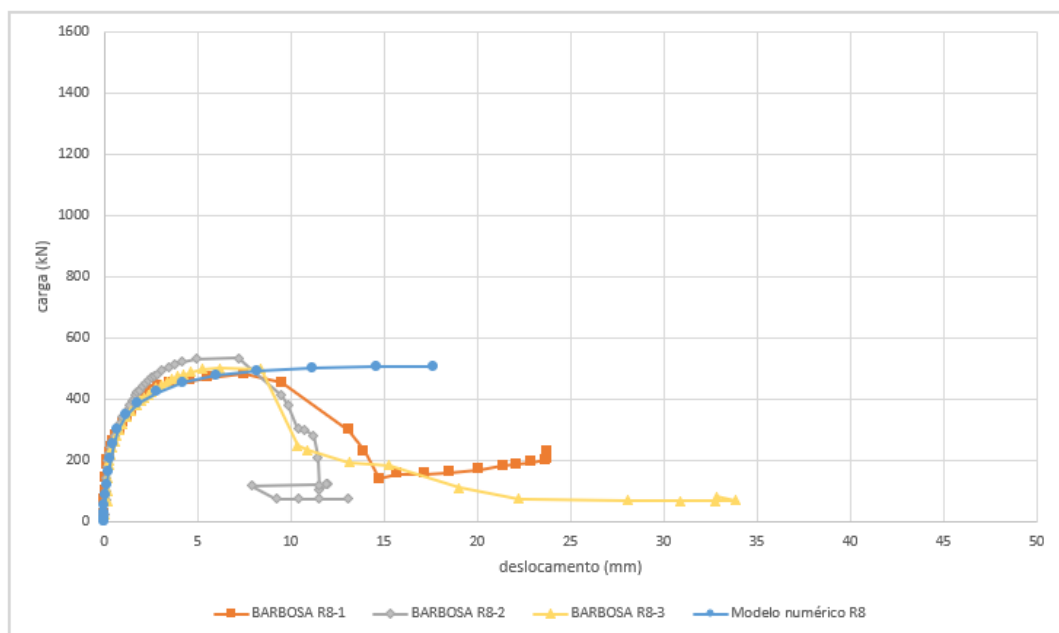
4.1 Curva Carga x Deslizamento Longitudinal

As Figuras 4.1, 4.2, 4.3 descrevem os dados experimentais para os três diâmetros estudados do conector treliçado reto obtidos por Barbosa (2016), onde cada figura apresenta três curvas referentes aos três corpos de prova *push-out* (laranja, cinza, amarelo) ensaiados em seu estudo. A quarta curva (azul) de cada figura representa o modelo numérico desenvolvido neste estudo.

Ao se analisar comparativamente as curvas experimentais e numéricas para os três diâmetros, é possível perceber que há um ajuste quase que perfeito das curvas desde o início do comportamento elástico até o ponto em que os conectores atingem sua carga última. Essa concordância entre as curvas experimentais e numéricas serve como indicador da qualidade e da validade do modelo numérico desenvolvido.

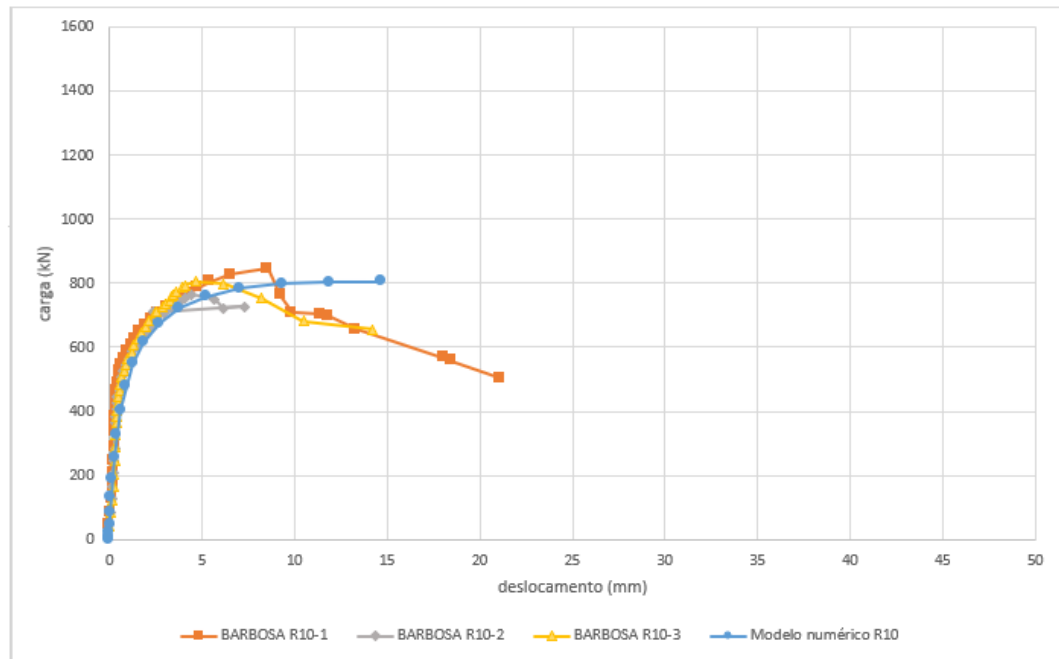
É possível perceber também que a parte final da curva numérica, referente ao decréscimo da carga suportada pelo conector após atingir sua carga última, não se ajusta as curvas experimentais e se mantém constante. Isso se deve a utilização do controle de carga na simulação numérica que fez com que não fosse possível obter a parte final da curva carga x deslocamento. Isso não se configura como um problema visto que a obtenção da carga última do modelo já é o suficiente para atestar sua validade em comparação com os dados experimentais de Barbosa (2016).

Figura 4.1 - Curva carga x deslocamento para o conector R8



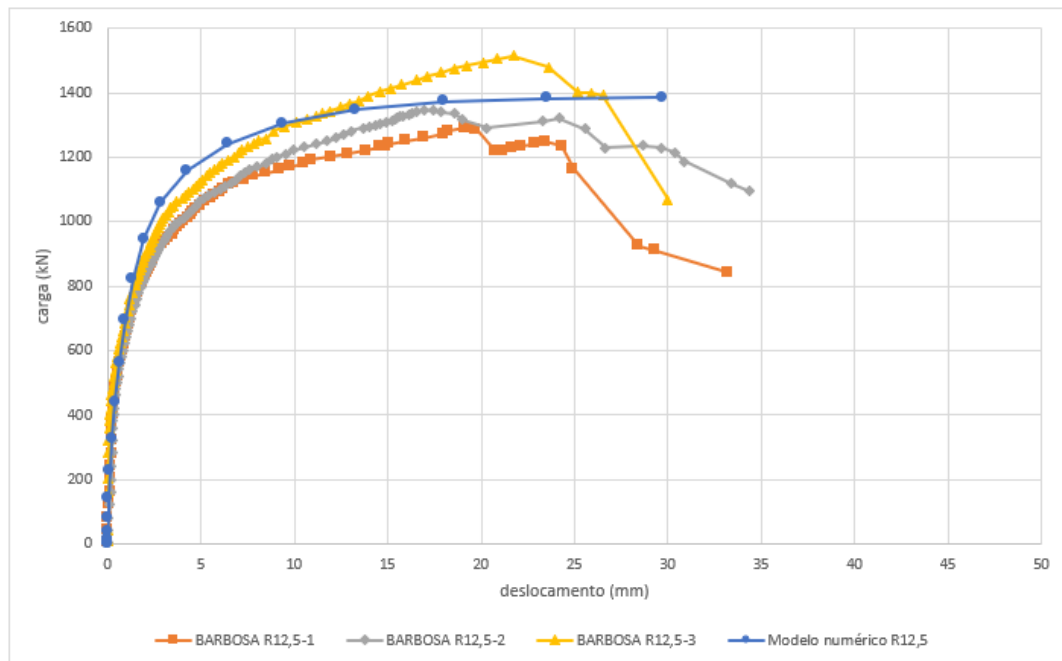
Fonte: Autoria Própria

Figura 4.2 - Curva carga x deslocamento para o conector R10



Fonte: Autoria Própria

Figura 4.3 - Curva carga x deslocamento para o conector R12,5



Fonte: Autoria Própria

4.2 Cargas Últimas

Outro critério utilizado para a validação do modelo numérico foi a comparação das cargas últimas obtidas experimentalmente com as obtidas via método dos elementos finitos. Como citado anteriormente, devido à utilização do controle de carga, a curva numérica se mantém constante e não apresenta a fase de decréscimo da carga suportada pelo conector. Esse comportamento impossibilita achar de forma visual o ponto de inflexão da curva numérica que corresponderia à carga última do modelo. Sabendo disso, para que houvesse a comparação das cargas últimas, foi adotada outra maneira de determinar um ponto na curva numérica que correspondesse a sua carga última.

Para isso, buscou-se nas três curvas experimentais de cada diâmetro mostradas no trabalho de Barbosa (2016) seus valores de carga última e seus deslocamentos correspondentes. Esses valores são demonstrados nas Tabelas 4.2, 4.3, e 4.4

Tabela 4.2 - Carga última e seu deslocamento medido para o conector reto R8

Modelo do Conector	Valor de carga última do modelo (kN)	Valor de deslocamento máximo (mm)
R8-1	481,4	7,4975
R8-2	533,8	7,1875
R8-3	501,6	6,16

Fonte: Autoria Própria

Tabela 4.3 - Carga última e seu deslocamento medido para o conector reto R10

Modelo do Conector	Valor de carga última do modelo (kN)	Valor de deslocamento máximo (mm)
R10-1	844,8	8,5325
R10-2	765,2	4,4025
R10-3	804,4	4,6275

Fonte: Autoria Própria

Tabela 4.4 - Carga última e seu deslocamento medido para o conector reto R12,5

Modelo do Conector	Valor de carga última do modelo (kN)	Valor de deslocamento máximo (mm)
R12,5-1	1290,2	19,1525
R12,5-2	1347,2	16,9285
R12,5-3	1514,8	21,733

Fonte: Autoria Própria

Após a determinação dos valores de deslocamento para cada diâmetro do ensaio experimental, a etapa seguinte consistiu em determinar a média desses valores para obter um valor único de deslocamento. O valor da média dos deslocamentos experimentais foi projetado na curva numérica e então rebatido para determinar o valor de carga última para os modelos numéricos de cada diâmetro.

As Tabelas 4.5, 4.6, e 4.7 demonstram os valores para a média dos deslocamentos obtidos dos ensaios experimentais de Barbosa (2016).

Tabela 4.5 - Média dos valores de deslocamento obtidos experimentalmente para o conector R8

Modelo do Conector	Valor de deslocamento máximo (mm)	Média do deslocamento máximo (mm)
R8-1	7,4975	6,95
R8-2	7,1875	
R8-3	6,16	

Fonte: Autoria Própria

Tabela 4.6 - Média dos valores de deslocamento obtidos experimentalmente para o conector R10

Modelo do Conector	Valor de deslocamento máximo (mm)	Média do deslocamento máximo (mm)
R10-1	8,5325	5,854
R10-2	4,4025	
R10-3	4,6275	

Fonte: Autoria Própria

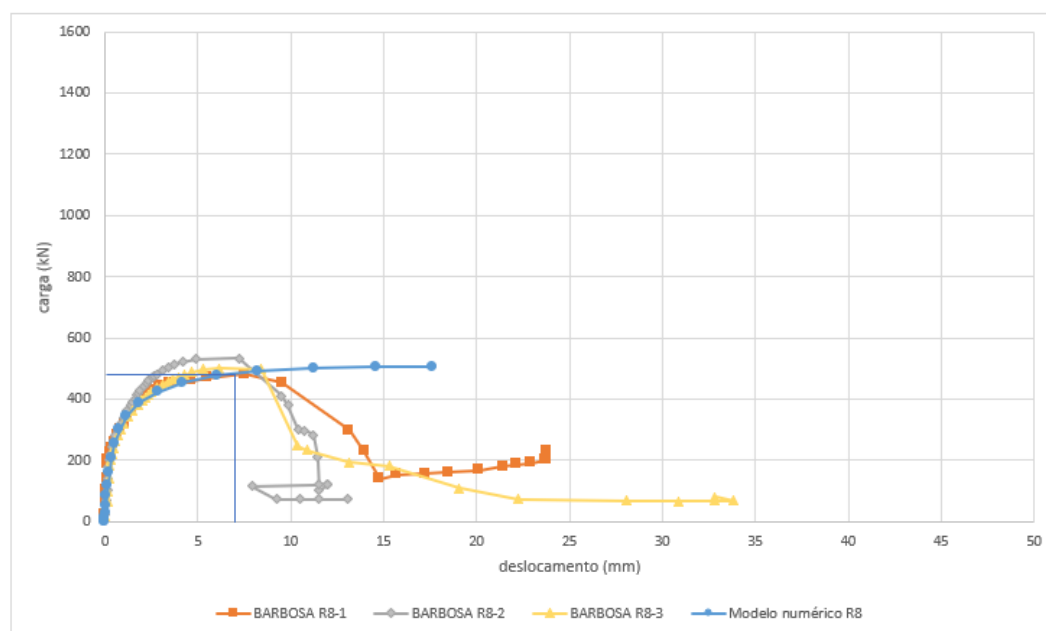
Tabela 4.7 - Média dos valores de deslocamento obtidos experimentalmente para o conector R12,5

Modelo do Conector	Valor de deslocamento máximo (mm)	Média do deslocamento máximo (mm)
R12,5-1	19,1525	19,2713
R12,5-2	16,9285	
R12,5-3	21,733	

Fonte: Autoria Própria

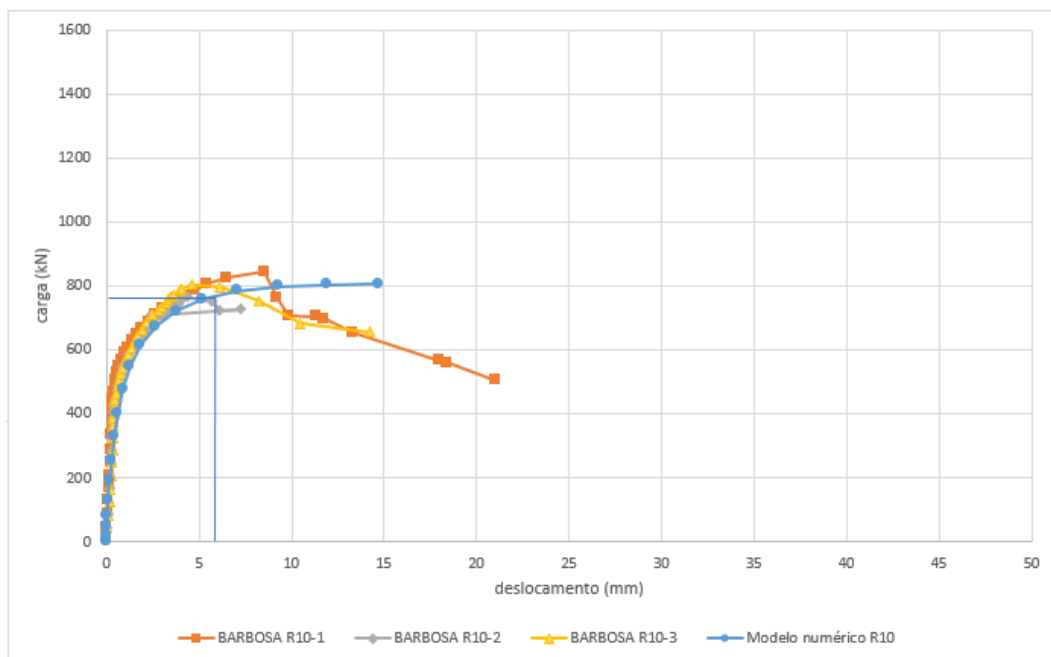
As Figuras 4.4, 4.5, 4.6 demonstram de forma visual a posição do deslocamento máximo e da carga última determinados para a curva referente ao modelo numérico.

Figura 4.4 - Determinação da carga última para modelo numérico do conector R8



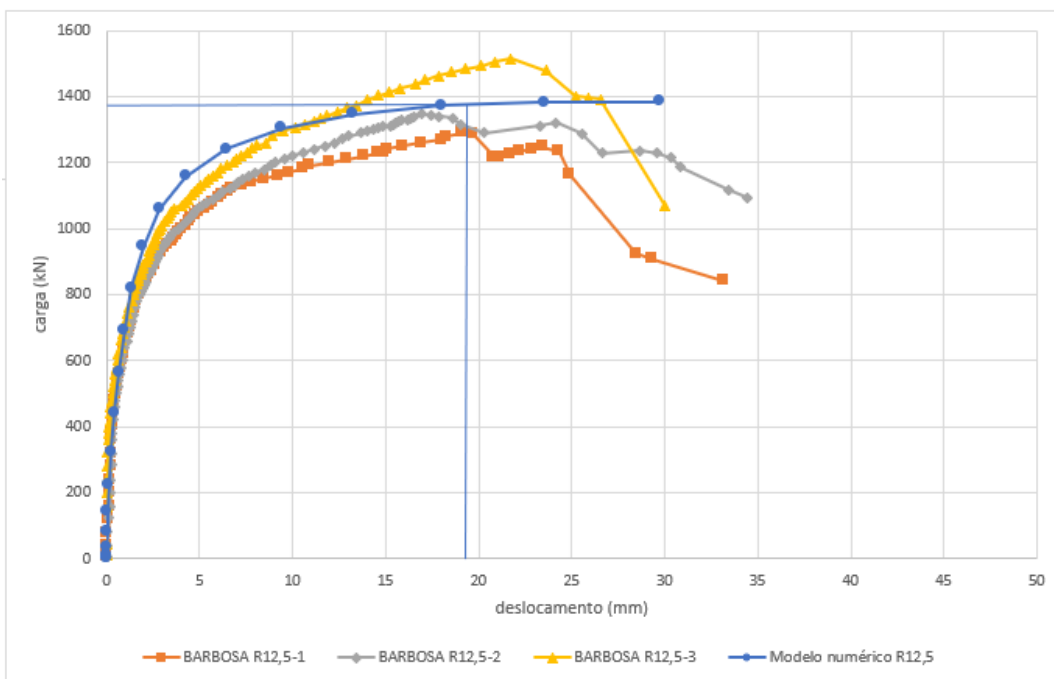
Fonte: Autoria Própria

Figura 4.5 - Determinação da carga última para o modelo numérico do conector R10



Fonte: Autoria Própria

Figura 4.6 - Determinação da carga última para o modelo numérico do conector R12,5



Fonte: Autoria Própria

Após a obtenção dos valores da carga última, é apresentado nas Tabelas 4.8, 4.9, e 4.10 a comparação dos valores máximos experimentais de Barbosa (2016) com os valores máximos dos modelos numéricos desenvolvidos.

Tabela 4.8 - Comparação entre os valores de carga última obtida experimentalmente e numericamente para o conector R8

Modelo experimental	Carga Máxima (kN)	Modelo Numérico	Carga Máxima (kN)	Relação entre Experimental e Numérico (%)
R8-1	481,4	FEM	481	0,08
R8-2	533,8			9,89
R8-3	501,6			4,10

Fonte: Autoria Própria

Tabela 4.9 - Comparação entre os valores de carga última obtida experimentalmente e numericamente para o conector R10

Modelo experimental	Carga Máxima (kN)	Modelo Numérico	Carga Máxima (kN)	Relação entre Experimental e Numérico (%)
R10-1	844,8	FEM	769	8,97
R10-2	765,2			0,496
R10-3	804,4			4,4

Fonte: Autoria Própria

Tabela 4.10 - Comparação entre os valores de carga última obtida experimentalmente e numericamente para o conector R12,5

Modelo experimental	Carga Máxima (kN)	Modelo Numérico	Carga Máxima (kN)	Relação entre Experimental e Numérico (%)
R12,5-1	1290,2	FEM	1375	6,57
R12,5-2	1347,2			2,06
R12,5-3	1514,5			9,21

Fonte: Autoria Própria

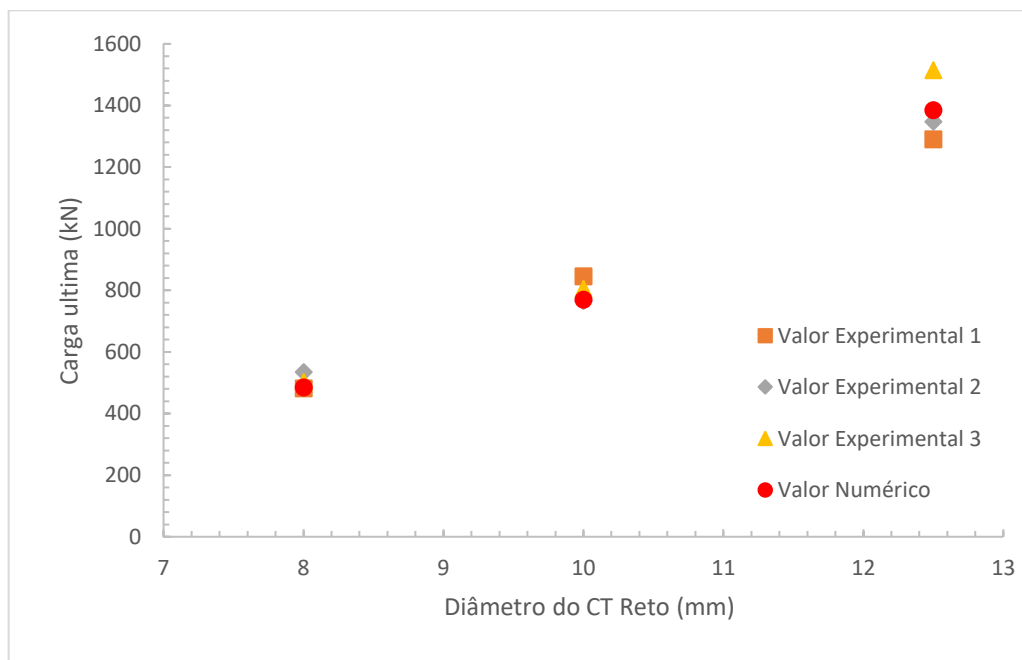
Analisando as relações entre o experimental e o numérico temos que:

- Para o conector R8 a maior diferença analisada é de 9,89% e encontra-se entre o modelo R8-2 e o modelo numérico.
- Para o conector R10 a maior diferença analisada é de 8,97% e encontra-se entre o modelo R10-1 e o modelo numérico.
- Para o conector R12,5 a maior diferença analisada é de 9,21% e encontra-se entre o modelo R12,5-3 e o modelo numérico.

Apesar da existência de uma diferença entre os valores experimentais e numéricos, estes são considerados pequenos o que comprova novamente que o modelo desenvolvido neste estudo é capaz de simular o ensaio *push-out* com conectores treliçados.

A Figura 4.7 demonstra de forma mais visual os dados dispostos nas Tabelas 4.8, 4.9, 4.10.

Figura 4.7 - Comparação entre as cargas últimas por conector obtidas pelos modelos numéricos desenvolvidos e ensaios experimentais de Barbosa (2016)



Fonte: Autoria Própria

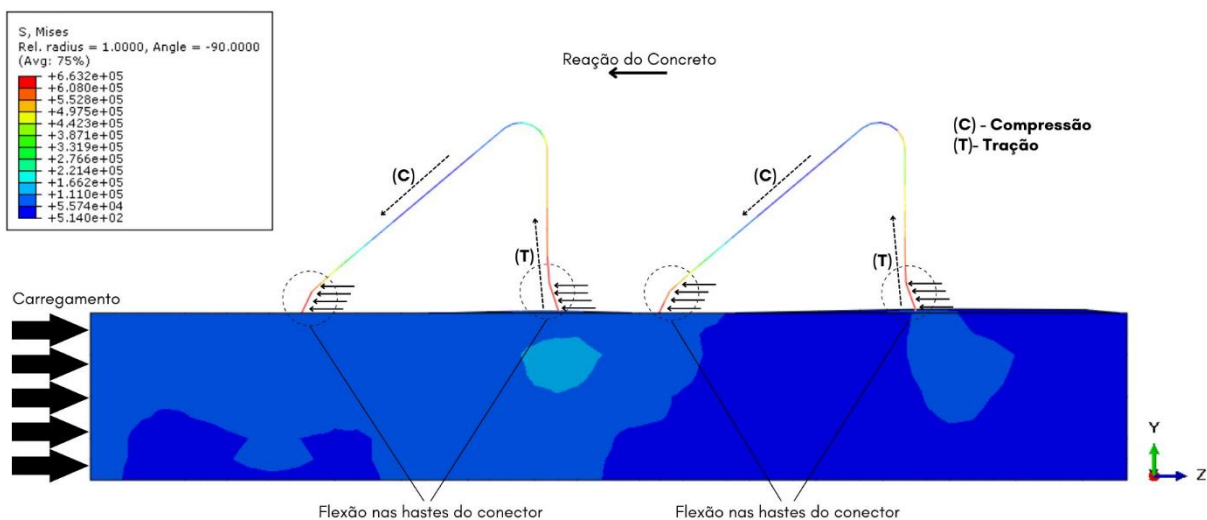
4.3 Tensões no Conector

Por fim, foi feita a comparação dos modos de falha dos modelos numéricos com os modelos experimentais. É visto que para os modelos R8 e R10, que atingem valores de carga última inferiores à 800 kN, a força de reação do concreto flete as hastes dos conectores fazendo surgir tensões de compressão nas hastes inclinadas e de tração nas hastes verticais.

Já para o conector R12,5 que atinge valores de carga última superiores a 800 kN, é visto que esses incrementos aumentam significativamente dois efeitos, o deslizamento longitudinal da laje em relação ao perfil o que gera uma flexão maior das hastes no sentido da reação do concreto, e a separação transversal (*uplift*) que gera um esforço de tração principalmente na haste vertical do conector.

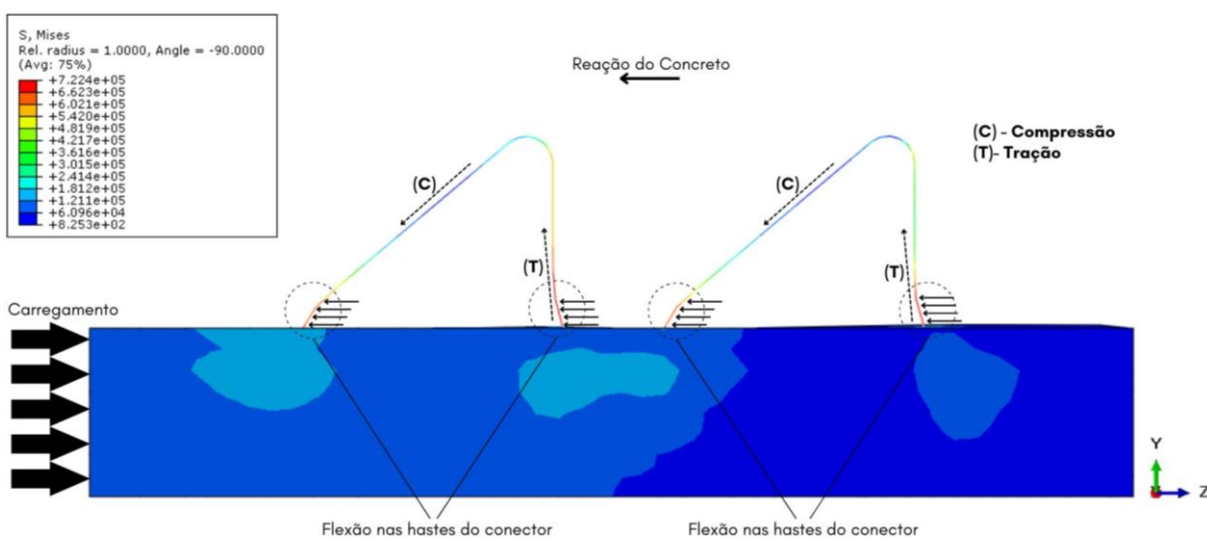
As Figuras 4.8, 4.9, 4.10 mostram a distribuição das tensões de *Von Mises* nos conectores no momento em que é atingida a carga última.

Figura 4.8 - Distribuição de Tensões no conector de cisalhamento treliçado reto R8



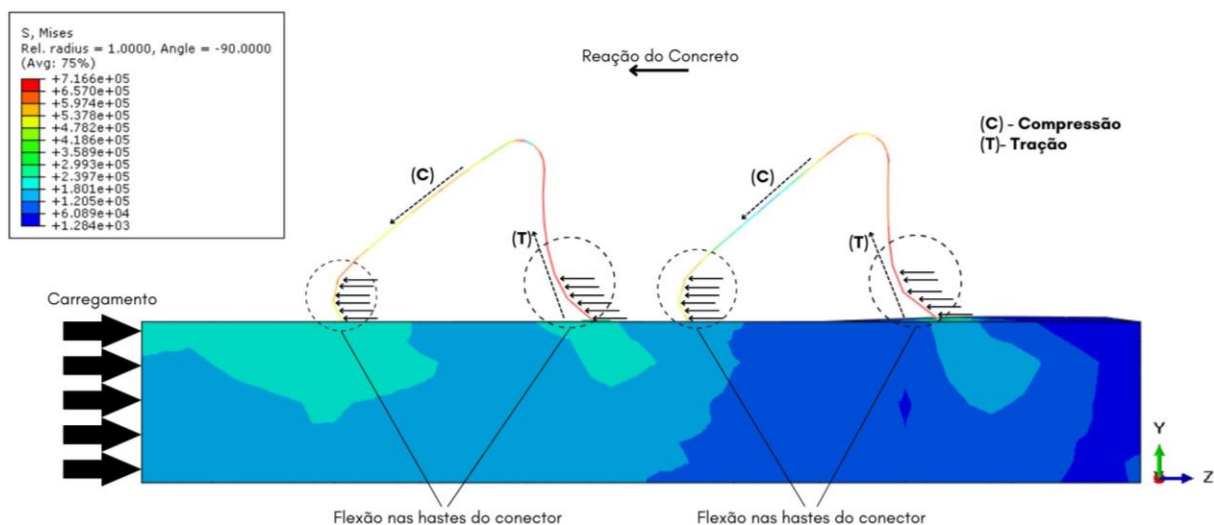
Fonte: Autoria Própria

Figura 4.9 - Distribuição de Tensões no conector de cisalhamento treliçado reto R10



Fonte: Autoria Própria

Figura 4.10 - Distribuição de Tensões no conector de cisalhamento treliçado reto R12,5



Fonte: Autoria Própria

O experimento realizado por Barbosa (2016) mostrou que para essa mesma configuração do corpo-de-prova *push-out* os modelos falharam pela estricção da haste vertical do conector submetida à flexão e pelo esmagamento do concreto, ambos na base das hastes do conector. Como é possível visualizar nas Figuras 4.8, 4.9, 4.10, a base das hastes é onde se acumulam as maiores tensões, chegando a um pico de 663,2 MPa para o conector R8, 722,4 MPa para o conector R10, e 716,6 MPa para o conector R12,5, valores bem superiores à tensão de escoamento do aço CA-50 de 500 MPa, o que justifica a ruptura.

Figura 4.11 - Exemplo de ruptura por estricção no ensaio push-out para o conector reto R8



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Figura 4.12 - Exemplo de ruptura por estrição no ensaio push-out para o conector reto R10



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Figura 4.13 - Exemplo de ruptura por estrição no ensaio *push-out* para o conector reto R12,5

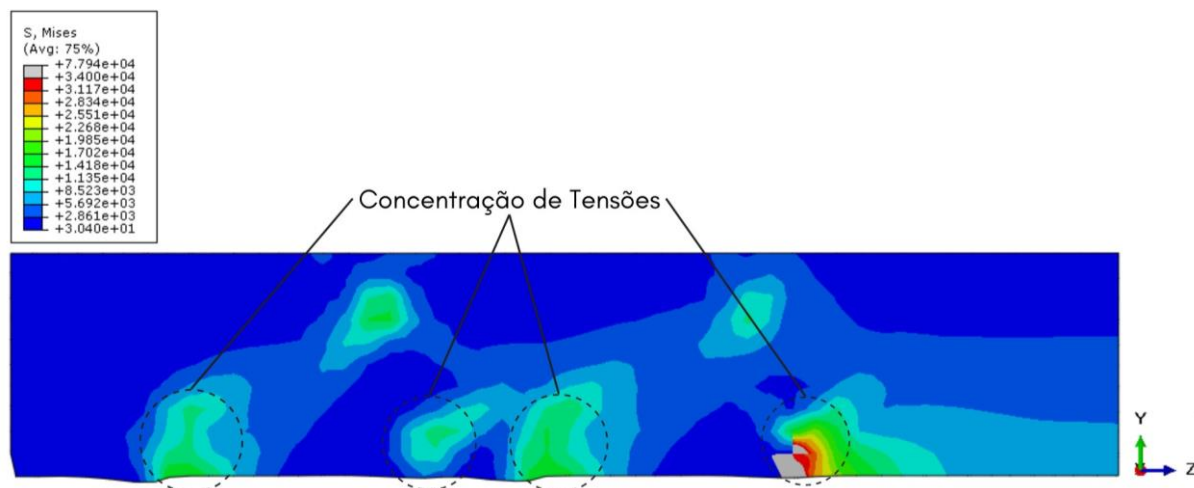


Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

As Figuras 4.14, 4.15, 4.16 demonstram a distribuição de tensão e danos provenientes da reação de compressão na laje de concreto. É observado que as regiões com altos valores de tensão e dano se localizam próximas à base da haste dos conectores. O concreto das lajes dos modelos experimentais com conectores treliçados reto com diâmetro de 8 e 10

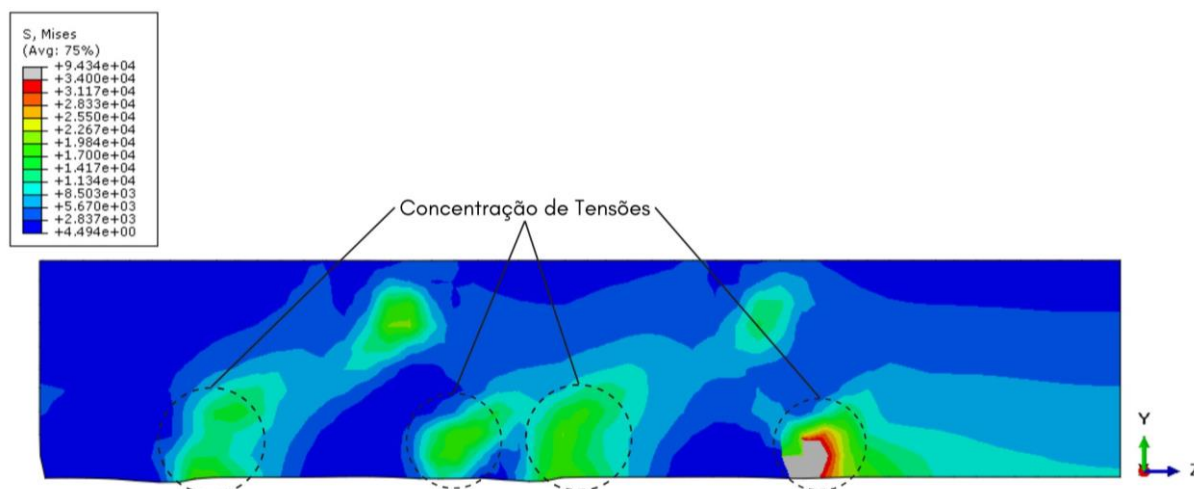
mm foi pouco solicitado, devido às menores cargas de ruptura observadas para os modelos com estes tipos de conectores. Já para o modelo com conectores de diâmetro 12,5 mm é visto uma maior solicitação no concreto devido a maiores cargas de ruptura.

Figura 4.14 - Distribuição de tensão na base das hastes do conector treliçado R8



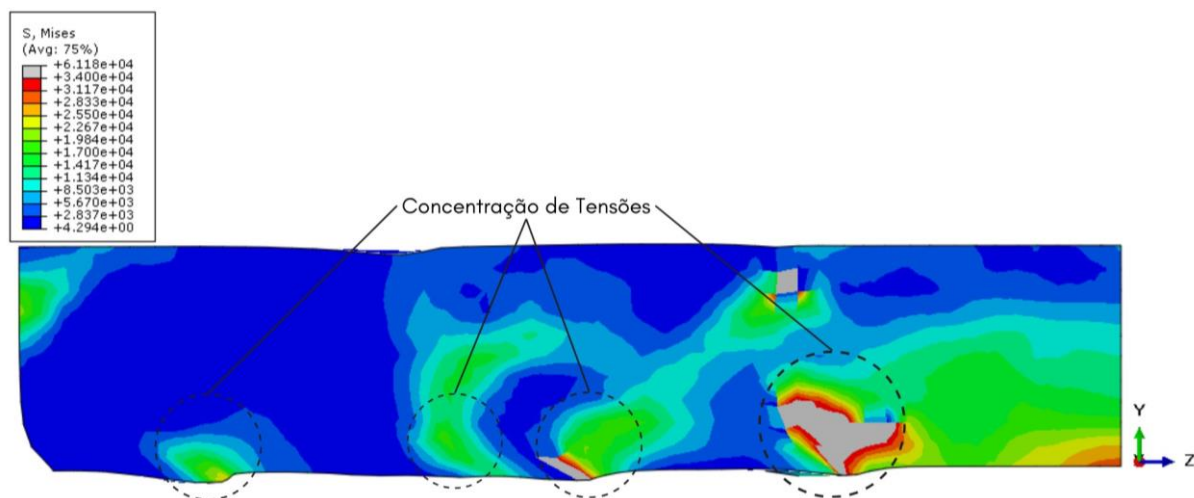
Fonte: Autoria Própria

Figura 4.15 - Distribuição de tensão na base das hastes do conector treliçado R10



Fonte: Autoria Própria

Figura 4.16 - Distribuição de tensão na base das hastes do conector treliçado R12,5



Fonte: Autoria Própria

As Figuras 4.17, 4.18, e 4.19 mostram um corte transversal feito nos corpos de prova *push-out* ensaiados por Barbosa (2016). É possível perceber uma semelhança entre os modelos experimentais e numéricos para a região onde está localizada o esmagamento do concreto. Essa percepção corrobora ainda mais a capacidade que o modelo numérico desenvolvido possui em simular o comportamento real de uma ensaio *push-out*.

Figura 4.17 - Concentração de tensões na base das hastes do conector R8 no ensaio experimental



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Figura 4.18 - Concentração de tensões na base das hastas do conector R10 no ensaio experimental



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

Figura 4.19 – Concentração de tensões na base das hastas do conector R12,5 no ensaio experimental



Fonte: Modificado de Barbosa, 2016

4.4 Discursão final acerca da validação dos modelos

Como citado anteriormente, para validação dos modelos numéricos desenvolvidos buscou-se comparar os resultados obtidos experimentalmente por Barbosa (2016) e numericamente por este estudo quanto a curva Carga x Deslizamento, Carga Última, Deformada do Conector, e Tensões do Conector.

Após a realização de todas essas análises é certo afirmar que os modelos numéricos desenvolvidos são capazes de simular com precisão o ensaio *push-out* para conectores de cisalhamento treliçado do tipo reto.

5 ESTUDO PARAMÉTRICO

A validação do modelo numérico desenvolvido neste trabalho por meio dos valores experimentais obtidos por Barbosa (2016) mostrou que o mesmo pode simular com uma precisão adequada a capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado reto.

Após constatada sua eficiência, o modelo numérico foi utilizado para realizar um estudo paramétrico com o objetivo de avaliar a capacidade resistente do conector treliçado reto com a variação do seu diâmetro e da resistência do concreto.

Os modelos numéricos utilizados para o estudo paramétrico seguiram a geometria padrão dos ensaios de Barbosa (2016) já citado em tópicos anteriores.

5.1 Estudo da variação do diâmetro do conector e da resistência do concreto

Como descrito anteriormente, essa fase do estudo buscou investigar a influência que o diâmetro do conector e a resistência do concreto teriam sobre a capacidade resistente do conector treliçado reto.

Com esse intuito, novos modelos numéricos foram criados onde as propriedades do diâmetro foram variadas entre 8, 10, e 12,5 mm e as propriedades das resistências do concreto foram variadas entre 25, 30, e 34 MPa, totalizando assim 9 modelos numéricos desenvolvidos para o estudo paramétrico.

Para a descrição de cada modelo, utilizou-se a letra ‘R’ para representar que o conector treliçado do tipo Reto seria o utilizado na modelagem numérica. Utilizou-se também um número posterior a letra para representar o diâmetro utilizado no modelo, sendo estes 8, 10, 12,5 mm. E por fim, utilizou-se novamente um número separado por hífen para descrever qual a resistência que estaria sendo utilizando, podendo ser 25, 30, 34 MPa.

A Tabela 5.1 apresenta a nomenclatura adotada para os modelos *push-out*.

Tabela 5.1 - Nomenclatura utilizada para diferenciar os modelos numéricos desenvolvidos

Nomenclatura do modelo	Diâmetro (mm)	Resistência do concreto (Mpa)
R8-25	8	25
R8-30	8	30
R8-34	8	34
R10-25	10	25
R10-30	10	30
R10-34	10	34
R12,5-25	12,5	25
R12,5-30	12,5	30
R12,5-34	12,5	34

Fonte: Autoria Própria

A Tabela 5.2 apresenta os valores de carga última ($P_{últ}$) que foram obtidos como resultado do estudo paramétrico.

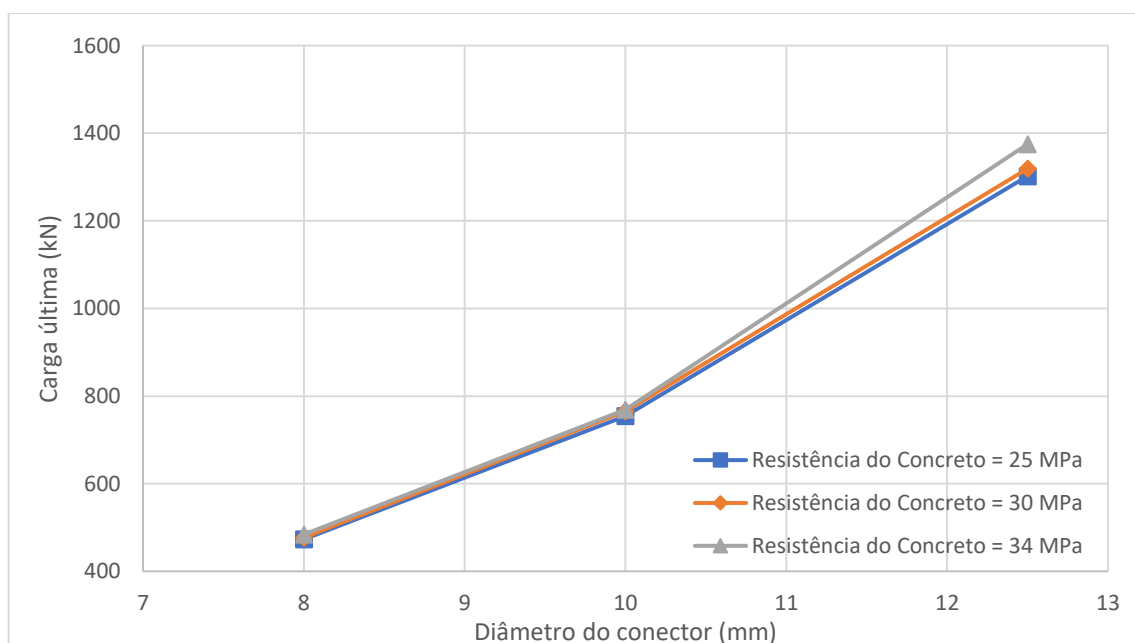
Tabela 5.2 – Valores da carga última ($P_{últ}$) obtidas após o estudo paramétrico

Conector	$P_{últ}$ (kN)
R8-25	473
R8-30	477
R8-34	484
R10-25	754
R10-30	765
R10-34	769
R12,5-25	1302
R12,5-30	1319
R12,5-34	1375

Fonte: Autoria Própria

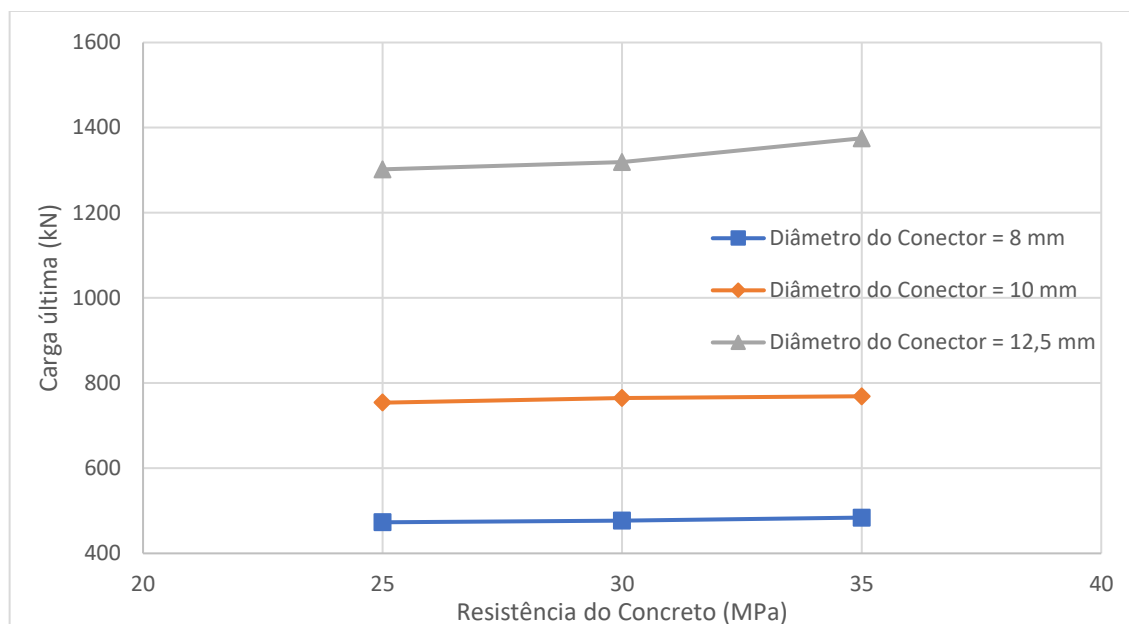
As Figuras 5.1 e 5.2 demonstram de forma visual os dados dispostos na Tabela 5.2.

Figura 5.1 – Gráfico carga última x diâmetro do conector mostrando o ganho de capacidade resistente para cada resistência do concreto



Fonte: Autoria Própria

Figura 5.2 – Gráfico carga última x resistência do concreto mostrando o ganho de capacidade resistente para cada diâmetro do conector



Fonte: Autoria Própria

O primeiro ponto a ser observado como resultado do estudo paramétrico é que tanto a variação do diâmetro quanto a variação da resistência do concreto impactam no ganho da capacidade resistente do conector. Isso é corroborado pelos dados da Tabela 5.2 e das Figuras 5.1 e 5.2, onde é visto que a maior resistência obtida é para o conector R12,5-34 com um valor de carga última de 1375 kN, enquanto que a menor resistência é do conector R8-25 com um valor de 473 kN.

No entanto, apesar de ambos os parâmetros estudados influenciarem no ganho de resistência, ao se analisar as Figuras 5.1 e 5.2 separadamente é possível perceber que o diâmetro e a resistência do concreto possuem parcelas de relevância diferentes para o ganho de resistência da conexão, sendo a variação do diâmetro do conector mais influente que a variação da resistência do concreto. É possível comprovar essa percepção da diferença de relevância realizando duas análises, uma ao se fixar um valor de resistência do concreto e outra ao se fixar um valor de diâmetro do conector.

Como exemplo, tomando como valor referência a resistência do concreto de 34 MPa, é possível perceber que ocorre um incremento de 78,8% e 184,1% na capacidade resistente do conector R12,5 em relação aos conectores R10 e R8, respectivamente. Realizando essa mesma análise para as demais resistências do concreto é visto que os valores dos incrementos são bem próximos ao obtidos para a resistência do concreto de 34 MPa.

Outra análise pode ser feita tomando como valor de referência o diâmetro do conector de R8. É visto que ocorre um incremento na capacidade resistente da conexão de 1,46% e 2,32% para a comparação entre as resistências de 34 MPa com as resistências de 30 MPa e 25 MPa. Esses valores de incremento na capacidade resistente obtidos para o conector R8 são bem próximos aos valores obtidos para o conector R10. Isso se deve ao fato dos diâmetros de 8 e 10 mm escoarem e romperem antes que a laje alcance valores mais altos de carregamento, o que justifica a pouca influência da alteração da resistência do concreto no incremento da capacidade resistente.

Porém, ao realizar a mesma análise descrita acima para o conector R12,5 é possível notar que os incrementos na capacidade resistente da conexão são maiores, 4,24% e 5,6%, para a comparação entre as resistências de 34 MPa com as resistências de 30 MPa e 25 MPa. Esses incrementos superiores se devem ao diâmetro maior do conector que aumenta sua rigidez com relação aos demais diâmetros. Isso permite que a laje atinja valores de carregamento maiores sem que as hastes do conector iniciem o escoamento, permitindo que o concreto da laje possa ser mais solicitado. Essa solicitação maior do concreto, principalmente na base das hastes do conector, gera um esmagamento do concreto nesta região. Como consequência, a resistência do concreto passa a ter uma parcela de contribuição maior na resistência da conexão dos modelos com diâmetro de 12,5 mm.

6 CONCLUSÃO

No início do estudo três modelos numéricos tridimensionais não-lineares foram desenvolvidos via método dos elementos finitos utilizando o software ABAQUS. O principal objetivo era simular o ensaio *push-out* para avaliar a resistência do conector de cisalhamento treliçado reto em vigas mistas aço-concreto. Para o desenvolvimento dos modelos, buscou-se considerar as não-linearidades dos materiais que os compõem como o concreto e o aço.

Após o desenvolvimento dos modelos, os resultados obtidos numericamente foram validados pela comparação com os resultados experimentais disponíveis no trabalho de Barbosa (2016). Para comprovar que os modelos numéricos eram capazes de simular com precisão o ensaio *push-out* com conectores de cisalhamento treliçado reto, a etapa de validação comparou as curvas carga x deslizamento, carga última, distribuição de tensão nos conectores, deformada dos conectores, e ponto de esmagamento do concreto. A análise comparativa realizada corroborou que os modelos numéricos apresentavam precisão satisfatória para simular o ensaio *push-out*.

O estudo paramétrico desenvolvido a partir do modelo numérico validado consistiu na simulação de 9 ensaios *push-out* onde os parâmetros de diâmetro e resistência do concreto foram variados com a finalidade de analisar suas influencias no ganho de resistência da conexão. Os modelos ensaiados variaram o diâmetro entre 8, 10 e 12,5 mm e a resistência do concreto entre 25, 30 e 34 MPa.

Os resultados do estudo paramétrico mostraram que tanto a variação do diâmetro quanto à variação da resistência do concreto aumentou a capacidade resistente do conector treliçado. Foi visto também que a variação do diâmetro foi mais relevante que a variação da resistência do concreto para o aumento da resistência do conector.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Algumas sugestões para dar continuidade aos estudos dos conectores de cisalhamento treliçado do tipo reto são:

- Aplicar a mesma metodologia deste estudo para outros diâmetros e resistências de concreto;
- Utilizar o elemento finito tridimensional para o conector de cisalhamento treliçado reto;
- Analisar o comportamento do conector treliçado reto quando aplicado em outros tipos de laje, como Steel deck;

- Analisar a resistência do conector treliçado reto para uma situação de incêndio;
- Analisar a influência da corrosão na resistência do conector treliçado reto.

REFERÊNCIAS

- AHN, J.-H. et al. Shear resistance of the perfobond-rib shear connector depending on concrete strength and rib arrangement. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 10, p. 1295–1307, out. 2010.
- ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, v. 132, p. 70–86, fev. 2017.
- ALI SHARIATI et al. Various types of shear connectors in composite structures: A review. **International Journal of the Physical Sciences**, v. 7, n. 22, 9 jun. 2012.
- ALMEIDA, R. L. J. DE et al. Assessing the bearing capacity of Crestbond shear connectors to concrete pry-out. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 16, n. 1, 2023.
- ALVA, G. M. S.; MALITE, M. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 7, n. 25, p. 49–82, 2005.
- ASHTON, T. S. The Industrial Revolution (1760-1830). Oxford University Press, v. 1, p. 1-119, jan. 1964
- BADIE, S. S. et al. Large Shear Studs for Composite Action in Steel Bridge Girders. **Journal of Bridge Engineering**, v. 7, n. 3, p. 195–203, maio 2002.
- BARAN, E.; TOPKAYA, C. An experimental study on channel type shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 74, p. 108–117, jul. 2012.
- BARBOSA, W. C. DE S. **Estudo de Conectores de Cisalhamento em Barras de Aço para Vigas Mistas de Aço e Concreto**. Brasília: Universidade de Brasília, dez. 2006.
- BARNARD, P. R.; JOHNSON, R. P. Plastic Behaviour of Continuous Composite Beams. **ICE Publishing**, n. 6837, p. 180–197, nov. 1965.

BONILLA, J. et al. Numerical modelling with experimental validation applied to the study of stud connectors behaviour in concrete and steel composite structures. **Revista Ingeniería de Construcción**, v. 30, n. 1, p. 53–68, nov. 2015.

CARDOSO, H. DE S. et al. Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond por meio de Simulação Numérica. **Revista de Estrutura do Aço**, v. 7, n. 2, ago. 2018.

CAVALCANTE, O. R. DE O. E. **ESTUDO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO DO TIPO “V” EM VIGA MISTA**. Brasília: Universidade de Brasília, ago. 2010.

CHAPMAN, J. C.; BALAKRISHNAN, S. Experiments on composite beams. **The Structural Engineer**, v. 42, n. 11, p. 369–383, 1964.

CHATER, L. **Estudo numérico e experimental de conectores de cisalhamento feitos de vergalhão CA-50 para uso em estruturas mistas aço-concreto**. Brasília: Universidade de Brasília, maio 2015.

CHAVES, I. A. **Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido**. S: Universidade de São Paulo, jan. 2009.

CHU, T. H. V. et al. Shear resistance behaviors of a newly puzzle shape of crestbond rib shear connector: An experimental study. **Steel and Composite Structures**, v. 21, n. 5, p. 1157–1182, 10 ago. 2016.

CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D.; REINHARDT, H. W. Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. **Delft University of Technology**, v. 31, n. 2, p. 45–56, 1 jan. 1985.

DAVID, D. L. **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas**. São Carlos: Universidade de São Paulo, ago. 2007.

DUTRA, C. M. Y. **Estudo do Comportamento Estrutural do Conector Crestbond Considerando Variações Geométricas e Mecânicas**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 12 set. 2014.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 7, p. 682–694, jul. 2006.

GLUHOVIĆ, N. et al. 08.30: Experimental investigation and specific behaviour of X-HVB shear connectors in prefabricated composite decks. **ce/papers**, v. 1, n. 2–3, p. 2080–2089, 13 set. 2017.

GRIFFIS, L. G. Composite Frame Construction. **American Institute of Steel Construction**, p. 1–71, 1994.

KIM, J.-S. et al. Headed stud shear connector for thin ultrahigh-performance concrete bridge deck. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 108, p. 23–30, maio 2015.

KIM, S.-H. et al. Experimental shear resistance evaluation of Y-type perfobond rib shear connector. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 82, p. 1–18, mar. 2013.

KIM, S.-H. et al. Y-type perfobond rib shear connectors subjected to fatigue loading on highway bridges. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 122, p. 445–454, jul. 2016.

KIM, S.-H. et al. Generalized formulation for shear resistance on Y-type perfobond rib shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 128, p. 245–260, jan. 2017.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2006.

LAM, D.; EL-LOBODY, E. Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 1, p. 96–107, jan. 2005.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, ago. 1998.

LIMA, J. M. **Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via método dos elementos finitos**. Brasília: Universidade de Brasília, jun. 2018.

LIU, D. et al. Effects of corrosion on shear behaviour of discontinuous perfobond rib shear connectors. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 175, n. 9, p. 719–733, set. 2022.

LÓPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. Numerical Simulation of RC frame Testing with damaged plasticity model. Comparison with simplified models. **European Association for Earthquake Engineering**, p. 1–12, ago. 2014.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, ago. 1990.

MIRZA, O.; UY, B. Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel–concrete beams at elevated temperatures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 3, p. 662–674, mar. 2009.

MOURA, P. H. R. **Análise numérica de vigas mistas de aço e concreto com conector de cisalhamento treliçado**. Russas: Universidade Federal do Ceará, nov. 2022.

NGUYEN, H. T.; KIM, S. E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 10–11, p. 1909–1920, out. 2009.

NISHIDO, T.; FUJII, K.; ARIYOSHI, T. SLIP BEHAVIOR OF PERFOBOND RIB SHEAR CONNECTORS AND ITS TREATMENT IN FEM. **Composite Construction in Steel and Concrete**, v. 4, p. 379–390, 2000.

OEHLERS, D. J.; COUGHLAN, C. G. The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 6, p. 273–284, 1986.

OGUEJIOFORT, E. C.; HOSAIN, M. U. Numerical Analysis of Push-out Specimens with Perfobond Rib Connectors. **Computers & Structures**, v. 62, n. 4, p. 617–624, 1996.

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. G.; FISHER, J. W. **Shear strenght of stud connectors in lightweight and normal weight concrete**. New York: [s.n.].

PASHAN, A.; HOSAIN, M. U. New design equations for channel shear connectors in composite beams. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 36, n. 9, p. 1435–1443, set. 2009.

PAVLOVIĆ, M. et al. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 88, p. 134–149, set. 2013.

PORTO EDITORA – processo de Bessemer na infopédia. **Infopédia DICIONÁRIOS PORTO EDITORA**: Porto. Disponível em: [https://www.infopedia.pt/\\$processo-de-bessemer](https://www.infopedia.pt/$processo-de-bessemer). Acesso em: 06 ago. 2023.

PETERSON, I. The first skyscraper – new theory that Home Insurance Building was not the first. **Business Library**. 5 abr. 1986. Disponível em: https://archive.ph/20120708020221/http://findarticles.com/p/articles/mi_m1200/is_v129/ai_4501450/. Acesso em: 15 ago. 2023

QURESHI, J.; LAM, D.; YE, J. Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 4, p. 706–719, abr. 2011.

RODRIGUES, C. C. **Model Code 2010 - Final draft, Volume 2**. 66. ed. Lausanne: Fédération internationale du béton (fib), 2012. v. 2

RODRIGUES, G. H. S. **Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado reto via método dos elementos finitos**. Russas: Universidade Federal do Ceará, nov. 2022.

RODRIGUES, J. P. C.; LAÍM, L. Behaviour of Perfobond shear connectors at high temperatures. **Engineering Structures**, v. 33, n. 10, p. 2744–2753, out. 2011.

SHARIATI, M. et al. Behavior of V-shaped angle shear connectors: experimental and parametric study. **Materials and Structures**, v. 49, n. 9, p. 3909–3926, 10 set. 2016.

SLUTTER, R. G.; DRISCOLL, G. C. **The Flexural Strength of Steel and Concrete Composite Beams**. Bethlehen: [s.n.]. Disponível em: <<https://preserve.lib.lehigh.edu/>>.

SMITH, A. L.; COUCHMAN, G. H. Strength and ductility of headed stud shear connectors in profiled steel sheeting. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 6, p. 748–754, jun. 2010.

TOPKAYA, C.; YURA, J. A.; WILLIAMSON, E. B. Composite Shear Stud Strength at Early Concrete Ages. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 6, p. 952–960, jun. 2004.

UDIÃO. Conheça a importância do processo Bessemer para a revolução industrial. **UDIÃO**. 30 out. 2020. Disponível em: <https://udiaco.com.br/processo-bessemer/#:~:text=O%20ferro%20fundido%20e%20moldado,custo%20muito%20alto%20de%20produ%C3%A7%C3%A3o>. Acesso em: 20 ago. 2023.

VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 3–5, p. 465–479, mar. 2004.

VELLASCO, P. C. G. DA S. et al. Semi-rigid composite frames with perfobond and T-rib connectors Part 1: Full scale tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 2, p. 263–279, fev. 2007.

VERÍSSIMO, G. D. S. **DESENVOLVIMENTO DE UM CONECTOR DE CISALHAMENTO EM CHAPA DENTADA PARA ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO E ESTUDO DO SEU COMPORTAMENTO**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, ago. 2007.

VETTURAYASUDHARSANAN, R. et al. Analytical study of triangular perfobond shear connectors. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 6, n. 2, p. 115, 28 jun. 2021.

VIANNA, J. DA. C. et al. Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors' structural response. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 2, p. 408–421, fev. 2009.

VIEST, I. M. Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 126, p. 1101–1120, 1960.

XUE, D. et al. Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 74, p. 1–7, jul. 2012.

ZHAO, Q. et al. Shear Performance of Short Channel Connectors in a Steel-UHPC Composite Deck. **International Journal of Steel Structures**, v. 20, n. 1, p. 300–310, 12 fev. 2020.