



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MAURÍCIO ALMEIDA LEITE

**Análise numérica de ligações semirrígidas em edifícios
pré-fabricados utilizando consolos metálicos**

MARINGÁ
2022



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Análise numérica de ligações semirrígidas em edifícios pré-fabricados utilizando consolos metálicos

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para aprovação no Exame de Defesa do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil/PCV.

Aluno: Maurício Almeida Leite
Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza

MARINGÁ
2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

L533a

Leite, Maurício Almeida

Análise numérica de ligações semirrígidas em edifícios pré-fabricados utilizando consolos metálicos / Maurício Almeida Leite. -- Maringá, PR, 2022.
111 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Concreto pré-fabricado. 2. Ligações semirrígidas. 3. Ligação viga-pila. 4. Consolo metálico. I. Souza, Rafael Alves de , orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.183414

Marinalva Aparecida Spolon Almeida - 9/1094

MAURÍCIO ALMEIDA LEITE

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS EM EDÍFÍCIOS
PRÉ-FABRICADOS UTILIZANDO CONSOLOS METÁLICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 29/07/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Rafael Alves de Souza
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador



Prof. Dr. Luiz Antonio Farani de Souza
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá



Prof. Dr. João da Costa Pantoja
Programa de Pós-Graduação
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo
Universidade de Brasília

AGRADECIMENTO

Primeiramente a Deus, por me guiar e conduzir em todos os momentos de minha vida.

A minha esposa Ana Karolina Fratucci Rodrigues Leite, que me acompanha em todas as jornadas da vida, sempre com amor, compreensão e incentivo.

Aos meus pais Edson e Fátima, por sempre me guiarem com sabedoria em todas as etapas do meu crescimento.

A minha irmã Maísa, por ser um grande exemplo para mim.

Ao meu orientador Prof. Dr. Rafael Alves de Souza, por todo o incentivo, paciência e conhecimento transmitido.

Ao Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil – PCV e aos professores pela oportunidade.

Ao Engenheiro Fábio Maciel Marquezin, por permitir a utilização de sua criação como base para esse trabalho e sempre auxiliar em meus estudos.

Aos companheiros da Marquezin Projetos pela parceria diária.

RESUMO

A utilização de estruturas pré-fabricadas cada dia mais verticalizadas gera a necessidade da criação de mecanismos resistentes que garantam a segurança da edificação. Aborda-se neste trabalho o estudo de uma nova tipologia de ligação viga-pilar entre elementos pré-fabricados, avaliando o comportamento semirrígido da ligação, buscando aplicar o modelo no auxílio da estabilidade global de edifícios. Além disso, procurou-se um tipo de ligação que tivesse fácil execução e permitisse sua montagem e solidarização com a estrutura existente de forma simples. Para isso, foram examinados modelos numéricos no software SimScale, verificando, além da resistência da ligação quanto ao momento fletor, sua deformabilidade e rigidez, classificando a ligação baseado no parâmetro α_R indicado na NBR 9062:2017. Dentre os modelos estudados, utilizou-se a consideração de chaves de cisalhamento na conexão viga-pilar, avaliando os ganhos com essa utilização. Além disso, baseando-se no comportamento apresentado pelos modelos numéricos, fez-se uma análise analítica, dimensionando o consolo conforme normativa brasileira para elementos metálicos. Por último, fez-se um modelo caracterizando o apoio transitório da viga pré-fabricada, antes da completa solidarização com o pilar. Com isso, realizaram-se doze modelos, variando as dimensões das vigas pré-fabricadas e os perfis que compõe o consolo metálico, obtendo a carga máxima resistente em cada caso. Com base nos resultados, entende-se que a ligação apresenta bom funcionamento quanto ao momento fletor e tem-se uma boa capacidade restritiva quanto à rotação, com todos os modelos classificados como semirrígidos, enquadrados nos limites impostos na NBR 9062. Outro ponto importante é que a utilização de chaves de cisalhamento na interface da ligação trouxe um aumento na carga máxima admissível da ordem de 24% do valor inicial. Por fim, pelo modelo numérico, o apoio transitório do consolo metálico tem bom funcionamento para as cargas provisórias.

Palavras-chave: concreto pré-fabricado, ligações semirrígidas, ligação viga-pilar, consolo metálico.

ABSTRACT

The use of more and more vertical precast structures requires the creation of resistant mechanisms that ensure the safety of the building. This work approaches the study of a new beam-column connection typology between precast elements, evaluating the semi-rigid behavior of the connection, seeking to apply the model to assist in the global stability of buildings. In addition, it was sought a type of connection that would be easy to execute and allow its assembly and solidification with the existing structure in a simple way. For this, numerical models were examined in SimScale software, verifying, in addition to the strength of the connection as to bending moment, its deformability and stiffness, classifying the connection based on the α_R parameter indicated in NBR 9062:2017. Among the models studied, the consideration of shear keys in the beam-column connection was used, evaluating the gains with this use. Furthermore, based on the behavior presented by the numerical models, an analytical analysis was performed, sizing the corbel according to Brazilian standards for metallic elements. Finally, a model was made characterizing the transient support of the precast beam, before the complete connection with the column. With this, twelve models were performed, varying the dimensions of the precast beams and the profiles that compose the metal corbel, obtaining the maximum load resistance in each case. Based on the results, it is understood that the connection works well in terms of bending moment and has a good restrictive capacity in terms of rotation, with all models classified as semi-rigid, within the limits imposed by NBR 9062. Another important point is that the use of shear keys at the interface of the connection brought an increase in the maximum admissible load in the order of 24% of the initial value. Finally, from the numerical model, the transient support of the metal corbel works well for the interim loads.

Keywords: precast concrete, semi-rigid connections, beam-column connection, steel corbel.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama de momentos fletores devido à ações de vento (I) Estrutura com ligação viga-pilar rotulada (II) Estrutura com ligação viga-pilar rígida ou semirrígida.	8
Figura 2: Núcleo rígido central para estabilização global da estrutura pré-fabricada.	8
Figura 3: Ligações semirrígidas usuais (I) Barra passante pelo pilar (II) Chapas soldadas.	9
Figura 4: Rotações relativas	13
Figura 5: Relação momento-rotação na ligação viga-pilar.....	14
Figura 6: Comprimento efetivo da viga para cálculo do parâmetro α	15
Figura 7: Modelo de ligação por binários formado por pinos.	18
Figura 8: Modelo de conexão com barra superior.	18
Figura 9: Modelo de ligação com solda entre inserts metálicos.....	19
Figura 10: Modelo de ligação com consolo metálico.....	19
Figura 11: Modelo de ligação de encaixe entre uma viga e um pilar.....	20
Figura 12: Modelo atrito-cisalhamento idealizado por EL DEBS (2000).....	21
Figura 13: Chave de cisalhamento.....	21
Figura 14: Esquema de ensaio PR e PE.....	22
Figura 15: Esquema de ensaio PCD.	22
Figura 16: Esquema da ligação viga-pilar.	24
Figura 17: Detalhe da ligação.	27
Figura 18: Esquema geral da conexão.	29
Figura 19: Detalhes de ancoragem.	29
Figura 20: Esquema da ligação ensaiada.	31
Figura 21: Conexão através de barra central de ancoragem.	32
Figura 22: Esquema de ensaio da ligação.....	33
Figura 23: Ligação estudada - Com placa dissipadora	34
Figura 24: Esquema geral da ligação viga-pilar.	35
Figura 25: Quatro modelos de ancoragem das barras.....	36
Figura 26: Protótipo 01 de ensaio.....	37
Figura 27: Reforço de borda com cantoneira.	37
Figura 28: Esquema da ligação com barras de ancoragem.....	38
Figura 29: Detalhe da dos ensaios realizados.....	39
Figura 30: Modelos de ligação viga-pilar.....	40
Figura 31: Esquema da ligação.....	40

Figura 32: Esquema da ligação ensaiada.	41
Figura 33: Cenário de caracterização do colapso progressivo.	43
Figura 34: Esquema típico de ensaio da estrutura pré-fabricada.	43
Figura 35: Curva tensão-deformação para material dúctil.	45
Figura 36: Fratura Taça e Cone.	46
Figura 37: Tensões atuantes e planos deslizamentos.	47
Figura 38: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Tresca.	48
Figura 39: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Tresca para o caso tridimensional.	49
Figura 40: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Von Mises.	52
Figura 41: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Von Mises para o caso tridimensional.	52
Figura 42: Superfície de von Mises circunscrevendo de Tresca para o caso plano ($\sigma_3 = 0$).	53
Figura 43: Superfície de von Mises circunscrevendo a de Tresca para o caso tridimensional.	53
Figura 44: Detalhe geral na conexão.	56
Figura 45: a) Detalhe do consolo metálico (alça). b) Detalhe do elemento de ancoragem.	57
Figura 46: Detalhe do consolo metálico conectado ao pilar.	57
Figura 47: Detalhe da abertura de encaixe da viga.	58
Figura 48: Esquema geral da ligação.	58
Figura 49: Detalhamento da ligação.	59
Figura 50: Características geométricas do modelo de estudo.	62
Figura 51: Consolo metálico estudado.	63
Figura 52: (I) Malha definida para o método dos elementos finitos (II) Região com refinamento.	63
Figura 53: Tensões de Von Mises do consolo metálico para as cargas ascendentes (I) e descendentes (II).	64
Figura 54: Tensões Von Mises na região de ligação do dispositivo metálico com o pilar em concreto.	65
Figura 55: Tensões máximas de Von Mises.	66
Figura 56: Metodologia que relaciona a rotação relativa viga-pilar e a flecha total na extremidade da viga.	66
Figura 57: Deformação da viga.	67
Figura 58: Esquema de esforços do sistema analítico.	69
Figura 59: Sistema de ligação com chave de cisalhamento.	71

Figura 60: Tensões de Von Mises - Modelo com Chave de Cisalhamento.....	72
Figura 61: Viga 30x40 – Tubos e barras metálicas de 40 mm	73
Figura 62: Viga 30x60 - Tubos e barras metálicas de 40 mm.....	73
Figura 63: Viga 30x60 - Tubos e barras metálicas de 60 mm.....	74
Figura 64: Viga 30x80 - Tubos e barras metálicas de 40 mm.....	74
Figura 65: Viga 30x80 - Tubos e barras metálicas 60 mm.....	75
Figura 66: Viga 30x80 - Tubos e barras metálicas 80 mm.....	75
Figura 67: Características geométricas do modelo de avaliação da situação transitória.....	84
Figura 68: Modelo de avaliação da situação transitória.	84
Figura 69: Abertura na viga para encaixe com o consolo metálico.....	84
Figura 70: Tensões de Von Mises no dispositivo metálico durante a fase de montagem.	85
Figura 71: Tensões de Von Mises na chapa inferior do dispositivo metálico.....	85
Figura 72: Deformação do dispositivo metálico na etapa de montagem.....	86
Figura 73: Modelo 01 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	93
Figura 74: Modelo 02 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	94
Figura 75: Modelo 03 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	95
Figura 76: Modelo 04 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	96
Figura 77: Modelo 05 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	97
Figura 78: Modelo 06 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	98
Figura 79: Modelo 07 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	99
Figura 80: Modelo 08 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	100
Figura 81: Modelo 09 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	101
Figura 82: Modelo 10 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento.....	102

Figura 83: Modelo 11 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II)	
Modelo com chave de cisalhamento.....	103
Figura 84:Modelo 12 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II)	
Modelo com chave de cisalhamento.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades mecânicas para tubos estruturais	60
Tabela 2: Verificação da viga 30x40 – Tubo e barras metálicas 40 mm	76
Tabela 3: Verificação da viga 30x60 - Tubo e barras metálicas 40 mm	77
Tabela 4: Verificação da viga 30x60 - Tubo e barras metálicas 60 mm	77
Tabela 5: Verificação da viga 30x80 - Tubo e barras metálicas 40 mm	78
Tabela 6: Verificação da viga 30x80 - Tubo e barras metálicas 60 mm	78
Tabela 7: Verificação da viga 30x80 - Tubo e barras metálicas 80 mm	79
Tabela 8: Lista de modelos	92
Tabela 9: Carga máximo admissível em cada modelo	92
Tabela 10: Modelo 01 - Dados de análise	93
Tabela 11: Modelo 02 - Dados de análise	94
Tabela 12: Modelo 03 - Dados de análise	95
Tabela 13: Modelo 04 - Dados de análise	96
Tabela 14: Modelo 05 - Dados de análise	97
Tabela 15: Modelo 06 - Dados de análise	98
Tabela 16: Modelo 07 - Dados de análise	99
Tabela 17: Modelo 08 - Dados de análise	100
Tabela 18: Modelo 09 - Dados de análise	101
Tabela 19: Modelo 10 - Dados de análise	102
Tabela 20: Modelo 11 - Dados de análise	103
Tabela 21: Modelo 12 - Dados de análise	104

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Carga máxima resistente sem a chave de cisalhamento.	79
Gráfico 2: Carga máxima resistente com a chave de cisalhamento.	80
Gráfico 3: Carga máxima resistente obtido no momento analítico.	80
Gráfico 4: Parâmetro αR para os casos sem a chave de cisalhamento.....	81
Gráfico 5: Percentual de comparação entre a carga máxima na situação sem e com a chave de cisalhamento.	81
Gráfico 6: Rigidez secante - Modelo sem chave de cisalhamento.	82

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	7
1.1 JUSTIFICATIVA.....	10
1.2 OBJETIVOS	11
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
2.1. LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS.....	12
2.2. TIPOLOGIAS USUAIS DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS	17
2.3. CHAVES DE CISALHAMENTO ENTRE PRÉ-FABRICADOS	20
2.4. ESTUDOS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR	23
2.5. CRITÉRIOS DE FALHA DE MATERIAIS DÚCTEIS.....	44
2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	54
3. TIPOLOGIA DE CONSOLO ESTUDADA	55
3.1. DESCRIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO.....	56
4. ANÁLISES E RESULTADOS	59
4.1. MATERIAIS	60
4.2. GEOMETRIA ADOTADA.....	61
4.3. ANÁLISE ELÁSTICA DA VIGA EM BALANÇO	64
4.4. PARÂMETRO α_R	66
4.5. ANÁLISE ANALÍTICA	68
4.6. CHAVE DE CISALHAMENTO	71
4.7. ANÁLISE PARAMÉTRICA	72
4.8. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DURANTE A MONTAGEM	83
5. CONCLUSÃO	87
6. REFERÊNCIAS.....	88
7. ANEXO A – MODELOS DE ESTUDO.....	92

1. INTRODUÇÃO

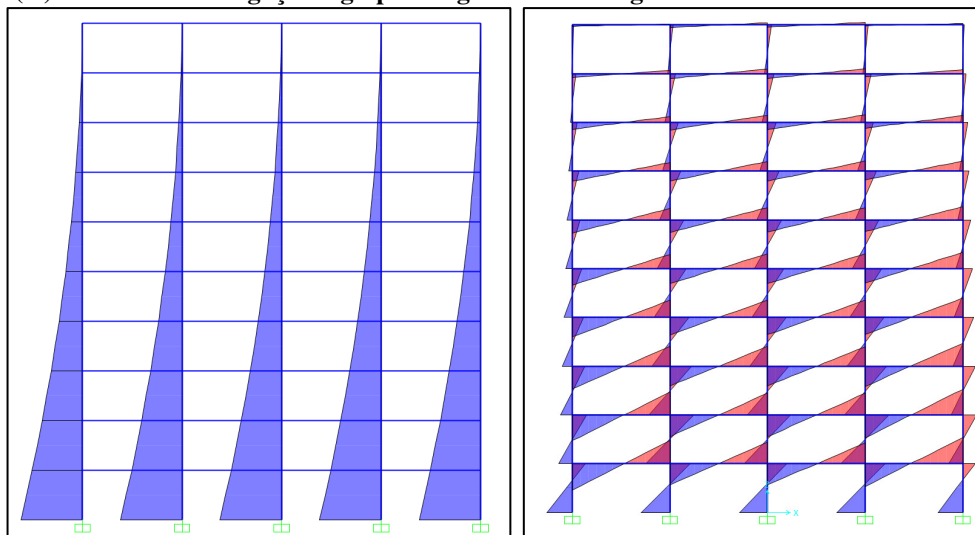
Com a necessária industrialização de todos os setores da economia, as estruturas pré-fabricadas têm um espaço cada vez maior na construção civil, aliando inovação, agilidade e qualidade. No sistema de montagem da obra, as conexões são elementos essenciais na estabilização da estrutura, sendo pontos importantes e que garantem a transferência dos esforços por toda a edificação, fazendo que o funcionamento global da estrutura ocorra de forma adequada. Segundo EL DEBS (2017), em geral, as ligações são as partes mais importantes no projeto de estruturas de concreto pré-moldado. Elas são de fundamental importância tanto para a produção da estrutura, como para o comportamento da estrutura finalizada, e ainda para a sua manutenção.

Os tipos de conexões usualmente utilizados são descritos como rotulados, quando transmitem basicamente esforços verticais e horizontais e semirrígidos, quando transmitem esforços verticais, horizontais e momentos fletores. Em obras verticalizadas, que utilizam elementos pré-fabricados em sua estrutura, a necessidade de um sistema adequado de contraventamento aumenta conforme a altura da edificação cresce. Nesses casos, para que a obra se torne viável, é imprescindível a utilização do sistema de ligações entre vigas e pilares no auxílio da estabilização global da edificação. Procura-se obter um efeito “pórtico”, em que, além de obter momentos negativos, a ligação seja capaz de resistir a inversão de esforços, ou seja, momentos positivos na mesma. Com essa capacidade restritiva, a estrutura apresenta mecanismo de suporte para as solicitações causadas por ações horizontais, como cargas devidas as pressões dinâmicas do vento, sendo possível a absorção e transferência desses esforços por meio das conexões entre vigas e pilares, minimizando as deformações e os momentos nas fundações.

A Figura 1 demonstra a diferença de comportamento dos esforços de momento fletor de uma estrutura com as ligações viga-pilar todas rotuladas e com a utilização de ligações semirrígidas quando submetida a pressões dinâmicas de vento. Pode-se notar que, no caso da estrutura toda rotulada (I), a estabilidade global é garantida apenas pelos pilares, trabalhando com o funcionamento deles “em balanço”. Nesse tipo de estrutura, conforme aumenta-se a altura, fica muito difícil garantir os deslocamentos horizontais mínimos normativos, fazendo com que alternativas como um núcleo rígido (Figura 2) devam ser implementadas para assegurar a estabilização. Já no caso das estruturas que conseguem caracterizar esse efeito pórtico (Figura I (II)), pode-se verificar que os esforços apresentam níveis consideravelmente

menores e tem uma uniformidade maior, refletindo assim em deslocamentos horizontais menores e estabilidade global adequada para edificações mais altas.

Figura 1: Diagrama de momentos fletores devido à ações de vento (I) Estrutura com ligação viga-pilar rotulada (II) Estrutura com ligação viga-pilar rígida ou semirrígida.



(AUTOR)

Figura 2: Núcleo rígido central para estabilização global da estrutura pré-fabricada.



(AUTOR)

Com isso, na busca dessa restrição na ligação viga-pilar, é preciso compreender o funcionamento de cada conexão e os pontos de fragilidade dela. Dentre as soluções mais usuais estão o sistema de soldas entre chapas ancoradas nos dois elementos (Figura 3 (II)),

concretagens posteriores à montagem e ao uso de barras passantes (Figura 3 (I)), sendo que é de suma importância a garantia de eficácia dessas ligações, pois em casos de falha, graves danos podem ocorrer.

Figura 3: Ligações semirrígidas usuais (I) Barra passante pelo pilar (II) Chapas soldadas.



(AUTOR)

Nesse contexto, o trabalho propõe a utilização de uma tipologia específica de consolo metálico, buscando avaliar a capacidade de transferência dos esforços e uma padronização de fabricação, de maneira que essa conexão não só seja garantidora da estabilização global da estrutura, como também seja um elemento que apresente facilidade em sua montagem.

1.1 JUSTIFICATIVA

Apesar da industrialização de obras com a utilização de pré-fabricados e conhecimento já consolidados no Brasil, as inúmeras possibilidades de estruturar uma edificação acabam tornando a fabricação de alguns elementos essenciais ainda muito artesanal, expondo limitações nos métodos de execução, ficando restrito a logística e processo produtivo da fábrica.

A produção de pilares é a maior prova disso, em que sua produção fica refém de diversas alterações que ocorrem entre uma edificação e outra, com ajustes no pé-direito, posição e formato dos consolos. Normalmente, esse tipo de peça é fabricado utilizando formas de madeira ou deixando uma armadura colada na forma e realizando uma concretagem posterior. Isso pode acabar gerando problemas tanto na qualidade estética da peça, pois dificilmente o concreto apresentará a uniformidade desejada, quanto na criação de uma junta fria, podendo apresentar problemas de fissuração.

Além disso, nas estruturas que utilizam as ligações semirrígidas para garantir a estabilização global, a utilização de chapas metálicas ou sistemas de concretagens posteriores acabam atrasando ainda mais a execução, devido ao fato de além do processo adicional na fábrica, um grande cuidado deve ser tomado na hora da montagem, tornando essa etapa mais onerosa.

Com isso, apresenta-se uma proposta de conexão viga-pilar, utilizando um elemento metálico, com interface facilitada de conexão com o pilar e que garanta um apoio transitório durante a montagem da estrutura. Adicionalmente, estima-se que essa ligação propicie a transmissão de momentos fletores na ligação, caracterizando-a como semirrígida, garantindo a inversão de momentos na ligação e auxiliando na estabilidade global do edifício.

1.2 OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GERAL

Avaliar a capacidade resistente de uma tipologia nova de consolo metálico para conexões entre elementos pré-fabricados por meio de simulações numéricas utilizando do *Software* SimScale.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Avaliar a conexão de um consolo metálico que viabilize a estabilização global da edificação;
- Avaliar a aplicabilidade de um elemento que torne possível a padronização na produção de pilares pré-fabricados;
- Obter uma interface aço-concreto que garanta a estabilidade dos elementos na situação transitória de montagem;
- Obter o fator de restrição (parâmetro α_R) da ligação semirrígida preconizada na norma NBR 9062.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

A principal função das ligações é a transmissão de esforços no intuito de permitir um arranjo estrutural adequado que garanta a estabilidade estrutural da edificação. FERREIRA (1999) afirma que a região das ligações se distingue dos outros elementos estruturais por ser uma região de comportamento singular, com concentração de tensões, tendo um papel fundamental para a redistribuição de esforços e assim garantir o comportamento global. Devido a essa importância, o PCI (2008) indica que as ligações pré-fabricadas devem atender aos seguintes critérios: resistência, ductilidade, acomodação a variações volumétricas, durabilidade, resistência ao fogo, facilidade construtiva, estética, tolerâncias dimensionais e, em casos específicos, suporte a ações sísmicas.

Em um dos primeiros trabalhos que buscaram compreender o funcionamento dessas ligações, FERREIRA (1993) desenvolveu um equacionamento que determina a deformabilidade de ligações viga-pilar pré-fabricados a partir da compreensão dos mecanismos básicos de deformação dos componentes da ligação. Nesses comportamentos, pode-se avaliar a variação do desempenho das ligações entre articuladas (sem transmissão de momentos fletores) até rígidas (transmissão total dos esforços na conexão, sem a ocorrência de giros relativos entre vigas e pilares). No entanto, o que ocorre usualmente é um comportamento intermediário, permitindo uma deformação relativa entre os elementos e ocorrência da transmissão de momentos fletores, sendo esse tipo de ligação conhecida como semirrígida.

Devido a análise de estabilidade estrutural e à maneira de como o tipo de ligação afeta o comportamento dos demais elementos estruturais, é necessária a classificação quanto ao comportamento de cada tipo de conexão. A NBR 9062:2017 traz os critérios baseados na deformabilidade das ligações, conforme segue adiante:

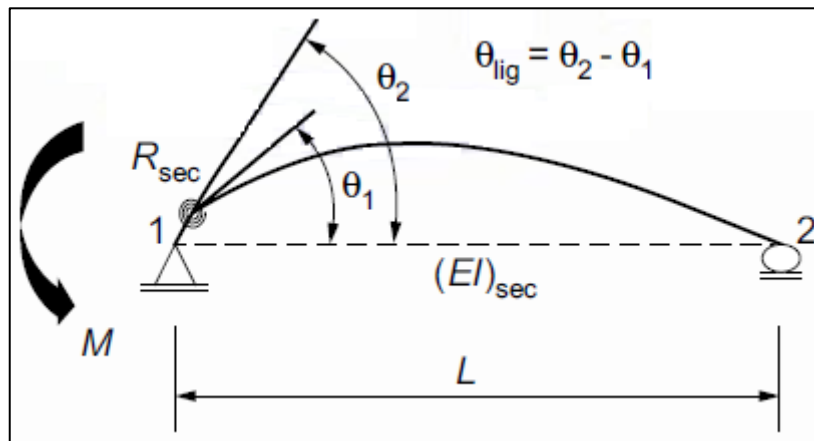
2.1.1. DEFORMABILIDADE DE LIGAÇÕES

BARROS (2018) indica que, independentemente da classificação, todas as ligações possuem comportamento semirrígido, a medida em que não se consegue restringir ou liberar completamente as rotações relativas entre elementos conectados com esse comportamento podendo ser representado por um conceito de molas.

Segundo FERREIRA (1999), as principais propriedades de uma ligação são resistência, rigidez e ductilidade, onde a resposta da conexão estará diretamente ligada aos mecanismos básicos de deformação dos materiais presentes nela. A NBR 9062:2017 apresenta um parâmetro

que avalia a rigidez na ligação, relacionando a rigidez rotacional da ligação e a rigidez da própria viga. Sendo assim, a partir de uma relação entre a rotação da viga e a rotação total da ligação, encontra-se o parâmetro, que indica a classificação da ligação quanto ao seu comportamento articulado, rígido ou semirrígido. Esse parâmetro foi denominado como parâmetro α_R e está indicado na Figura 4.

Figura 4: Rotações relativas



(NBR 9062:2017)

Conforme especificado acima, o parâmetro é descrito da seguinte forma:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (1)$$

Como temos que θ_1 é a rotação da viga simplesmente apoiada, temos:

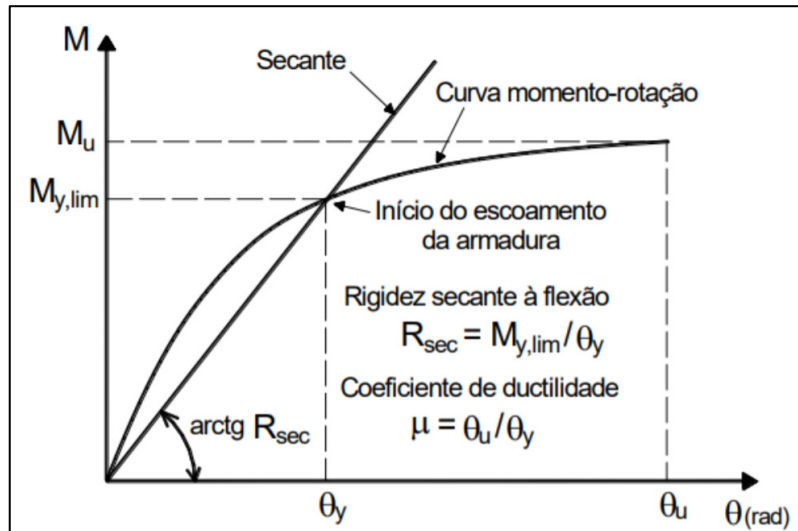
$$\theta_1 = \frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2)$$

A resposta não linear das ligações pode ser considerada, de forma simplificada, por uma análise linear com a utilização da rigidez secante da ligação. O conhecimento da rigidez secante é indispensável para qualquer análise de estabilidade global. Ele é obtido da relação momento-rotação na extremidade da viga e a interface do pilar. Pela deformabilidade da ligação ser uma relação direta entre o momento atuante e a rigidez secante da conexão, tem-se:

$$\theta_{lig} = \frac{M}{R_{SEC}} \quad (3)$$

A NBR 9062 (2017) mostra que se aplica considerações simplificadas e aproximadas para a não linearidade física na análise global de segunda ordem das estruturas pré-fabricadas, com a indicação de utilizar a rigidez secante dos elementos estruturais. Assim, a resposta não linear das ligações pode ser considerada, de forma simplificada, por uma análise linear com a utilização da rigidez secante, como pode ser visto na Figura 5.

Figura 5: Relação momento-rotação na ligação viga-pilar



(NBR 9062:2017) (ADAPTADO)

Conforme indicado, a norma determina que a rigidez secante ao momento fletor de uma ligação é definida pela curva momento rotação e descrita da seguinte maneira:

$$R_{SEC} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (4)$$

Sendo:

R_{SEC} = Rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar;

k = coeficiente de ajustamento da rigidez secante, conforme NBR 9062:2017;

L_{ed} = comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade, conforme NBR 9062:2017;

d = altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_s = módulo de elasticidade do aço;

A_s = armadura de continuidade negativa.

Assim, pela deformabilidade da viga apresentar uma relação direta entre o momento atuante e a rigidez secante da ligação, pode-se entender que a rotação total da ligação ficaria da seguinte forma:

$$\theta_2 = \theta_{lig} + \theta_1 = \frac{M}{R_{SEC}} + \frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \quad (5)$$

Como exposto em BARLATI (2020), aplicando as equações (2) e (5) em (1), encontramos a formulação proposta pela NBR 9062 (2017), definindo parâmetro α_R como:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 \cdot (EI)_{SEC}}{R_{SEC} \cdot L_{ef}} \right]^{-1} \quad (6)$$

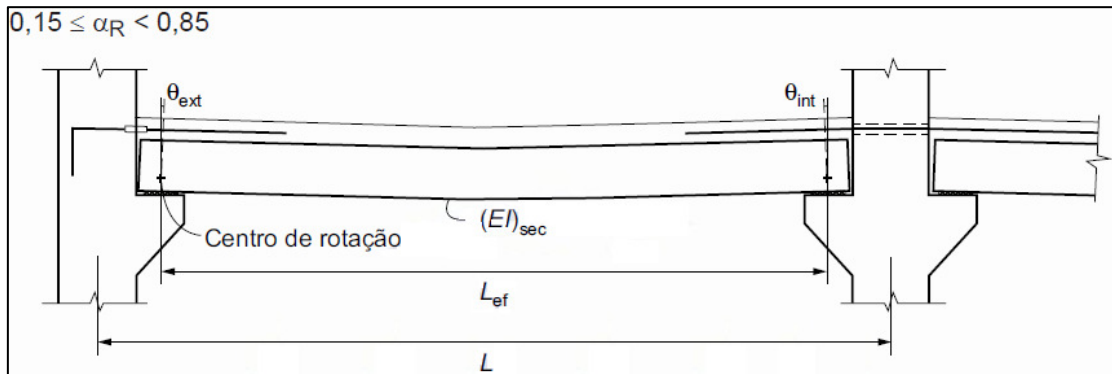
Onde:

$(EI)_{SEC}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural;

L_{ef} é o valor efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga;

R_{SEC} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

Figura 6: Comprimento efetivo da viga para cálculo do parâmetro α_R .



(NBR 9062:2017)

Os valores limitantes do parâmetro são os mesmos indicados anteriormente, sendo que ele pode variar de 0 a 1, sendo que um valor igual a 0 indica uma ligação totalmente articulada, livre à rotação, e 1 representa um engastamento perfeito, o que geralmente não acontece em estruturas pré-fabricadas.

De modo geral, para as tipologias usualmente utilizadas, o valor de α_R para as ligações semirrígidas ficam entre 0,15 e 0,85. Desta forma, para que ocorra a transferência de tais parcelas de momentos fletores de ligação, é necessário que exista uma resistência à rotação entre os elementos participantes da ligação.

2.1.2. LIGAÇÕES ROTULADAS OU ARTICULADAS

Trata-se basicamente de conexões entre vigas e pilares que não transmitem momentos fletores, permitindo rotação entre os elementos envolvidos na conexão. Segundo MELO (2007), este tipo de ligação é classificada como ligação rotulada, com fator de restrição de engastamento menor do que 0,15 (parâmetro α_R).

2.1.3. SEMIRRÍGIDA

São ligações com capacidade de transferência de esforços de tração, compressão, cisalhamento e adicionalmente, um dos mais importantes em se tratando da estabilização global das estruturas de concreto pré-fabricado, os momentos fletores de ligação. O nível de momento fletor que uma determinada ligação consegue transferir pode interferir decisivamente para a viabilização ou não de determinada solução estrutural.

No caso das estruturas em concreto pré-fabricado, utilizar corretamente este tipo de mecanismo de transferência de esforços é fundamental quando se trata de estruturas mais verticalizadas, como edifícios de mais de um pavimento, tornando-se especialmente importante para edifícios acima de quatro pavimentos. MELO (2007) indica que para uma ligação ser considerada como semirrígida, seu fator de restrição (parâmetro α_R) deve estar entre 0,15 e 0,85.

2.1.4. ENGASTADA

Ligações com alto grau de interação e alta capacidade de transferência de momentos fletores, com valores que variam de próximos do engastamento perfeito até valores teóricos de engastamento perfeito entre os elementos componentes da ligação. São ligações que normalmente são obtidas em ligações moldadas *in loco*, mas, quando idealizadas para elementos pré-fabricados, necessitam de diversos elementos secundários como chapas, barras soldadas e concretagens posteriores. Conforme MELO (2007), ligações engastadas são aquelas cujo fator de restrição à rotação α_R é maior ou igual a 0,85. Para esse caso, a ligação pode ser considerada como rígida, semelhante a uma conexão de elementos moldados *in loco*.

ELLIOTT (2005) diz que o projeto da ligação em elementos pré-fabricados se difere do conceito do moldado no local não apenas por dimensões e materiais de conexão, mas sim pela compreensão da natureza das trajetórias das forças e efeitos secundários que possam ocorrer.

A capacidade da ligação é derivada dos mecanismos de transferência de carregamentos admitidos e compilados das condições do equilíbrio. Os fatores redutores de resistência são derivados da evidência experimental ou do conhecimento da compatibilidade de tensões, particularmente na região onde diversos componentes pré-moldados são envolvidos. A

principal razão para isso são as limitações de resistência e os deslocamentos locais na interface pré-moldado x pré-moldado e o grande gradiente de tensões através das seções. Os efeitos das deformações devem ser considerados por razões tais como expansão, contração térmica, deformação lenta, retração e deformação elástica imposta.

2.2. TIPOLOGIAS USUAIS DAS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

Com a verticalidade cada vez maior das obras pré-fabricadas e em situações em que não haja outros mecanismos de contraventamento da estrutura, a conexão viga-pilar, buscando aportar a estrutura, se torna a opção mais viável para estabilização global delas.

EL DEBS (2017) indica algumas tipologias de ligações semirrígidas, destacando as seguintes:

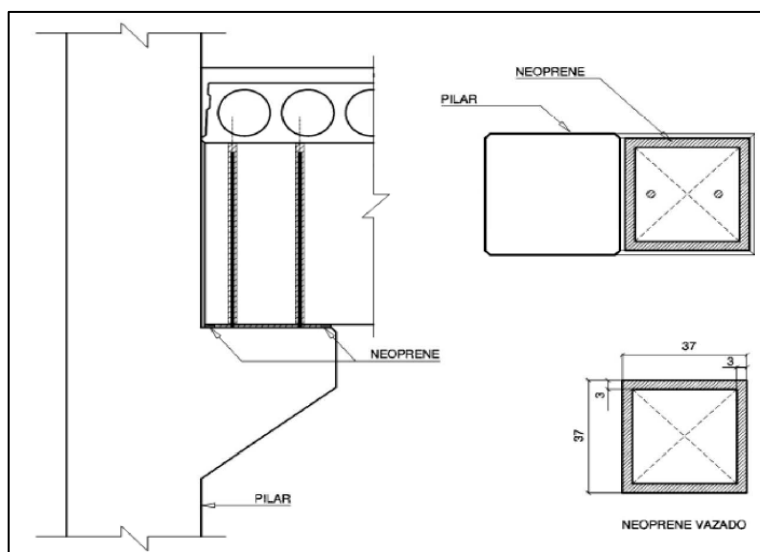
- Armaduras expostas para posterior solidarização com concreto moldado *in loco*: Com esse recurso é possível obter ligações rígidas, porém, o trabalho em campo é significativo, necessitando manter elementos de estabilidade provisória até o graute de conexão obter a resistência necessária.
- Chapas e cantoneiras metálicas: Opção muito utilizada, fazendo com que seja realizada a conexão entre os elementos por intermédio de solda entre os inserts metálicos deixados nos pilares e nas vigas. Em conjunto com as barras passantes, é a metodologia de ligações semirrígidas em estruturas metálicas mais utilizada.

Posteriormente serão demonstradas algumas tipologias usuais de ligações semirrígidas.

2.2.1. LIGAÇÃO POR PINO

Esse tipo de ligação tem uma eficiência baixa, com fator de restrição à rotação baixo. A ideia é formar um binário resistente, com parte do consolo funcionando a compressão e um ou dois pinos trabalhando a tração.

Figura 7: Modelo de ligação por binários formado por pinos.

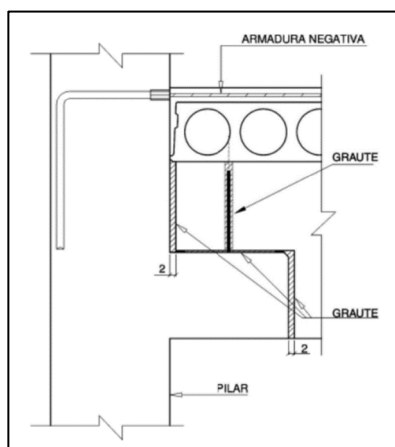


(MELO, 2007)

2.2.2. LIGAÇÃO POR LUIVA OU BARRA PASSANTE

Essa ligação também não apresenta a capacidade da absorção de inversão do momento negativo na viga. Seu funcionamento baseia-se na ideia de que a barra superior seja ancorada por luva ou uma barra passante, para absorver o esforço de tração do momento negativo e o contato da viga com o pilar, preenchido com graute em toda sua extensão, para transmitir os esforços de compressão.

Figura 8: Modelo de conexão com barra superior.

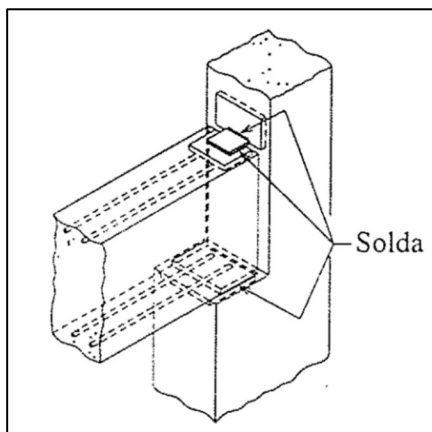


(MELO, 2007)

2.2.3. LIGAÇÃO COM INSERTS METÁLICOS SOLDADOS

Uma solução de ligação semirrígida mais sofisticada, que apresenta condições próximas a de um engaste perfeito. Com as chapas corretamente ancoradas tanto na parte inferior, como na parte superior do consolo, essa tipologia é uma opção quando se tem inversão de momentos no apoio.

Figura 9: Modelo de ligação com solda entre inserts metálicos.

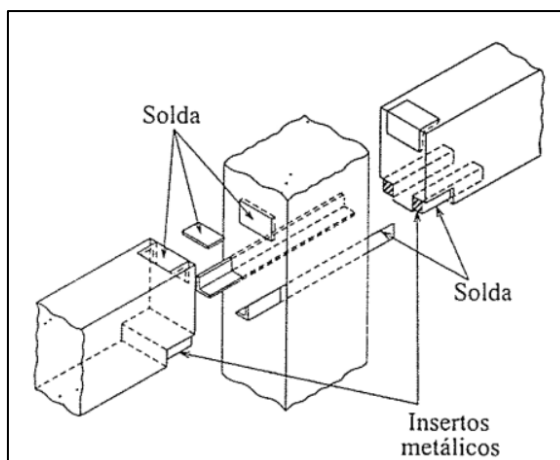


(EL DEBS, 2000)

2.2.4. LIGAÇÃO COM CONSOLO METÁLICO

Solução semelhante a anterior, com a substituição do consolo de concreto por elementos metálicos que já servirão de apoio para os esforços verticais e garantirão a transferência de momentos para o pilar, permitindo também a inversão de esforços na ligação.

Figura 10: Modelo de ligação com consolo metálico

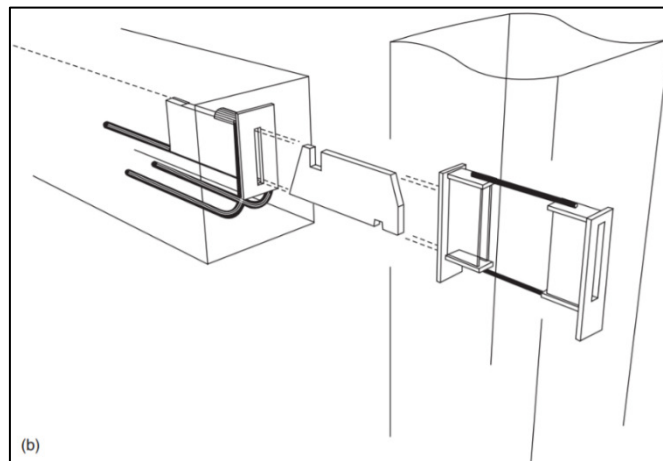


(EL DEBS, 2000)

2.2.5. LIGAÇÃO COM SISTEMA DE ENCAIXE

Solução que também traz algumas semelhanças com a tipologia estudada, principalmente devido ao fato de serem previstos insertos metálicos antes da fabricação do pilar. Após isso, faz-se um sistema de encaixe de uma “lingueta” em chapa, que por ação mecânica faz a ligação entre a viga e o pilar. Deve-se ter atenção especial ao grauteamento das juntas entre os elementos, para garantir o funcionamento adequado da ligação.

Figura 11: Modelo de ligação de encaixe entre uma viga e um pilar.



(ELLIOTT, 2005)

2.3. CHAVES DE CISALHAMENTO ENTRE PRÉ-FABRICADOS

Os modelos de cálculo usualmente utilizados para o cálculo de consolos, segundo a NBR 9062, são:

- $1,0 < a/d < 2,0$ – Viga em balanço: O dimensionamento é realizado, utilizando o indicado na NBR 6118;
- $0,5 < a/d < 1,0$ – Consolo Curto: Dimensionamento realizado seguindo o modelo das bielas e tirantes;
- $a/d < 0,5$ – Consolo Muito Curto: Dimensionamento é feito supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com o suporte, podendo-se considerar o efeito favorável do engrenamento dos agregados, desde que a interface seja atravessada por barras perpendiculares. Esse modelo é conhecido também como atrito-cisalhamento.

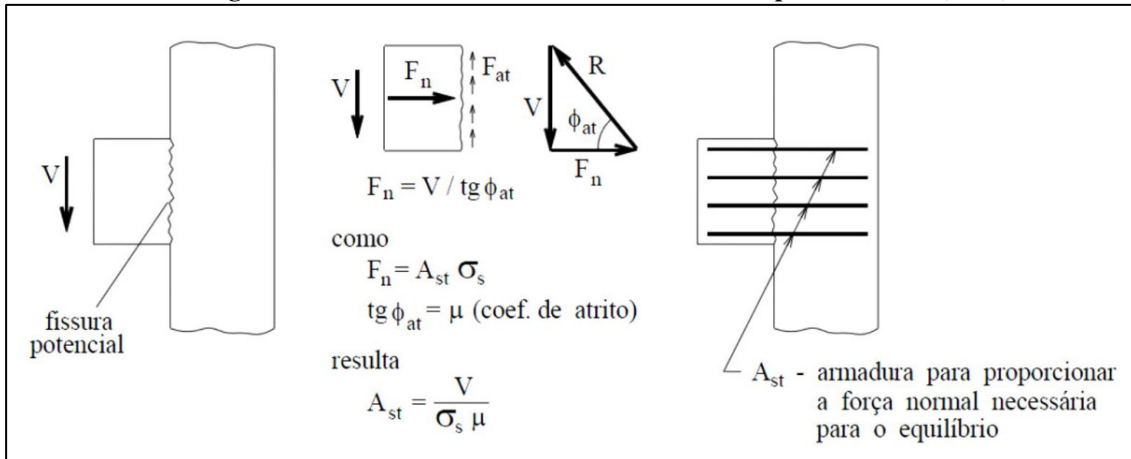
Onde:

a = Distância entre o pilar e o ponto de aplicação da carga do consolo;

d = Altura do consolo.

Segundo EL DEBS (2000), as forças de cisalhamento podem ser transferidas por meio de concreto ou mesmo através de armaduras, sendo que a transferência pelo concreto pode ser pela adesão, atrito ou pela chave de cisalhamento. Inclusive é proposto em seu trabalho um modelo atrito-cisalhamento a ser considerado nos cálculos dos consolos, como pode ser visto na Figura 12.

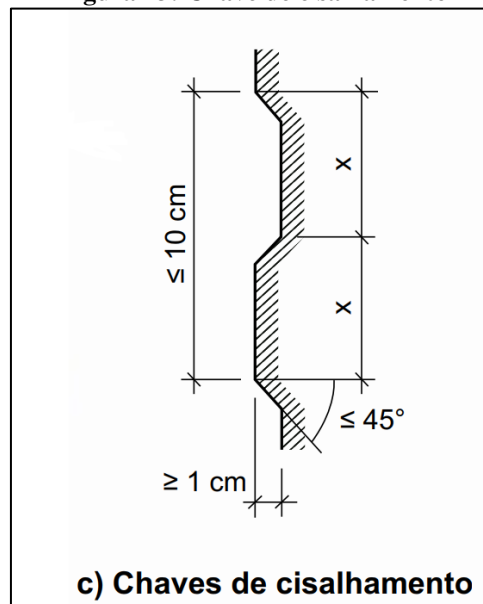
Figura 12: Modelo atrito-cisalhamento idealizado por EL DEBS (2000)



(EL DEBS, 2000)

A NBR 9062:2017 traz uma consideração de chave de cisalhamento (Figura 13) para regiões confinadas na ligação de engastamento entre pilares e cálices de fundação.

Figura 13: Chave de cisalhamento

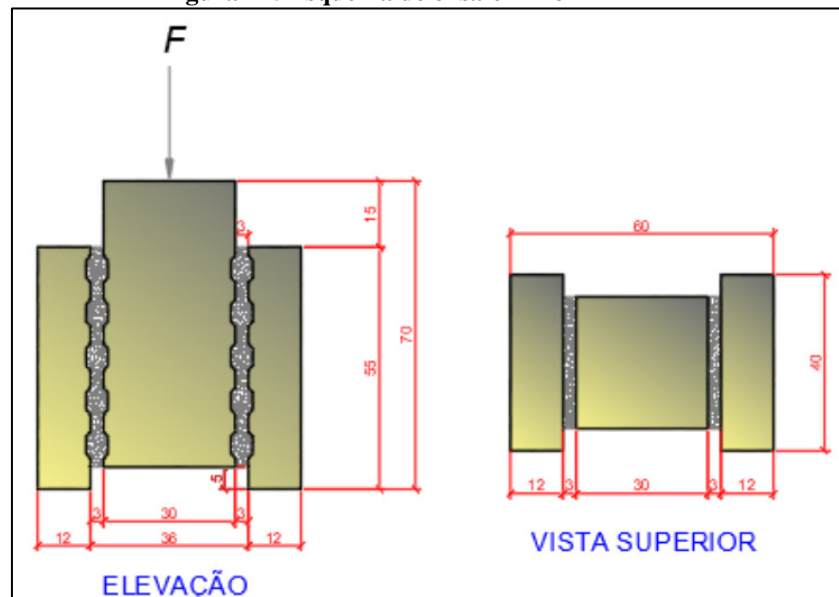


(NBR 9062:2017)

Para o caso de vigas, FALEIROS (2018), estudou o comportamento de ligações viga-pilar semirrígidas com chave de cisalhamento, com foco na avaliação da influência que a chave de cisalhamento gera na conexão. A análise consistiu em estudo experimental de dois modelos:

- Modelo PR e PE: O primeiro ensaio mais localizado trabalha com pilares chamado PE, que possuem dimensões geométricas de 12 cm x 40 cm x 55 cm, com pilar interno chamado PR, com dimensões 30 cm x 30 cm x 65 cm. A carga é aplicada na região central do pilar PR, conforme Figura 14.

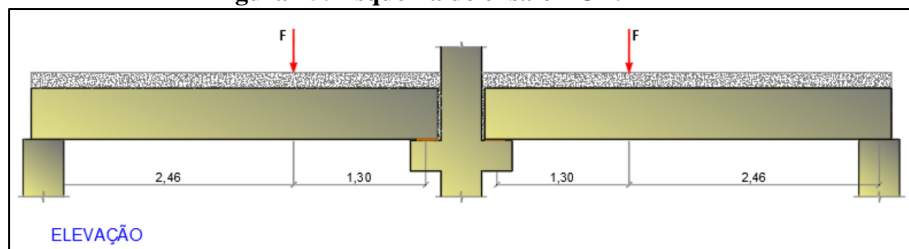
Figura 14: Esquema de ensaio PR e PE



FALEIROS (2018)

- Modelo PCD: O segundo modelo trabalhou com um esquema de pilar central de 40 cm x 40 cm, com vigas laterais de 30x50 cm pré-fabricadas com 15 cm de concretagem adicional.

Figura 15: Esquema de ensaio PCD.



FALEIROS (2018)

Com o ensaio realizado, isolando a parcela resistida pela pelos demais mecanismos resistentes da ligação, constatou-se que a chave de cisalhamento foi responsável por um alívio

de 40,88% da parcela total de esforços. Essa consideração é importante, pois, no caso dessa ligação estudada, a utilização da chave de cisalhamento pode ser uma solução interessante para o aumento da resistência da ligação nas situações onde os esforço cortante resistente seja inferior ao solicitante.

2.4. ESTUDOS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Por ser um tema que possui grande relevância para a consolidação cada vez maior de estruturas pré-fabricadas, diversos estudos abordando essa conexão viga-pilar tem sido realizados. No Brasil, esses estudos têm um foco principal no entendimento da ligação semirrígida para a estabilidade global da estrutura e avaliação do grau de interatividade entre viga e pilar. Internacionalmente, a pesquisa procura avaliar possibilidades de conexão que apresentem um comportamento satisfatório quanto a eventos sísmicos, analisando tipologias que apresentem uma solução econômica e segura.

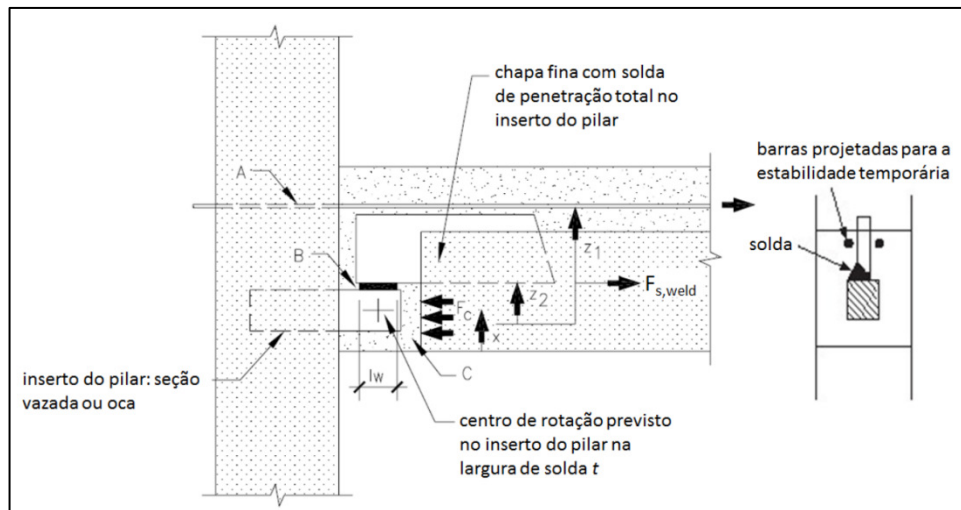
O que é comum nos diversos estudos é a busca por uma ligação com ductilidade, onde a falha dessa conexão não represente um colapso iminente da estrutura, ou seja, apresentando sinais da problemática e garantindo a segurança.

2.4.1. LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

BACHEGA et al. (2013) apresentaram um estudo que tem como objetivo principal a análise de uma tipologia de consolo metálico para ligação viga-pilar, que tenha aplicação em escala industrial, visando a melhoria de processos industriais e diminuição no tempo de execução, aliando qualidade ao produto e custos.

A tipologia do consolo metálico consiste num perfil metálico retangular, preenchido com graute embutido no pilar. A Figura 16 apresenta o esquema geral da conexão, onde A indica a armadura negativa, B a interface entre o conector fixado no pilar e a chapa fina (ligação soldada) e C a interface do nicho que será grauteada.

Figura 16: Esquema da ligação viga-pilar.



(BACHEGA et al., 2013)

É uma tecnologia muito disseminada no Reino Unido e a escolha da ligação levou em consideração os aspectos de projeto e de produção que fossem favoráveis para a aplicação no Brasil. Para o estudo, foram selecionados quatro tipos de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido, sendo considerados os seguintes fatores:

- **Custo:** o Consolo Metálico Embutido possui formas, dimensões e materiais diferenciados para atender os critérios de projeto. Normalmente no Brasil a mão-de obra custa, proporcionalmente, mais barato que os materiais em comparação com países como Estados Unidos e Europa. Preocupou-se em selecionar a tipologia que minimizasse os custos com material;
- **Aparência:** muitas obras pré-moldadas no país são utilizadas sem acabamento, ou apenas com pintura sobre o elemento de concreto. A escolha da ligação preocupou-se com a forma e aparência após solidarização;
- **Processo:** algumas ligações requerem domínio pleno da execução para garantir a qualidade e segurança da estrutura. Detalhes executivos podem gerar patentes e, portanto, a não disseminação do conhecimento por causa dos direitos intelectuais. O processo precisa estar apto para ser absorvido no mercado brasileiro de estruturas pré-fabricadas
- **Dimensionamento:** o cálculo da ligação deve estar consolidado para que seja possível a coleta de informações e a aplicação
- **Flexibilidade:** projetos de estruturas pré-moldadas no Brasil demandam flexibilidade na planta e nos recursos técnicos utilizados. O investimento da

aplicação inédita deve estar concentrado em diversas soluções, sua restrição de utilização deve ser eliminada ao máximo.

A ligação de seção laminada/soldada foi a escolhida, apresentando considerável facilidade na execução, possui flexibilidade nas dimensões dos perfis e de suas espessuras (consolo sólido ou vazado) e o detalhe do dente da viga não precisa necessariamente ser modificado. O custo dos perfis pode encarecer a ligação, porém, sua praticidade e estética e seu processo de produção (em seu domínio pleno) podem contribuir para baixar o custo final do produto. Esta tipologia de ligação foi denominada como Tarugo Metálico.

Os modelos analíticos foram estudados a partir do PCI (2010) e FIB (2011). Em ambos os casos o método de falha da ligação é previsto no concreto do pilar ou no perfil metálico embutido. Além do estudo analítico, foram realizados experimentos, primeiramente em consolos no pilar isolado e em seguida foi ensaiado um modelo em escala real com duas vigas de seis metros e um pilar central. No primeiro modelo, denominado modelo de ensaio PI (Pilar isolado), estudou-se o comportamento isolado do consolo e sua interação junto com o pilar. No segundo modelo, denominado modelo de ensaio LI (ligação), estudou-se o comportamento da região da ligação e de interação com a viga. Para os estudos, o tarugo metálico escolhido teve perfil retangular vazado, com medida de 200 mm x 100 mm x 10 mm.

No ensaio do modelo PI, o consolo metálico apresentou um comportamento rígido e foi capaz de suportar uma carga aplicada de 700 kN sem danos dentro do concreto do pilar. Já no caso do modelo LI, o estudo experimental analisou o comportamento conjunto da ligação, envolvendo tanto o consolo metálico quanto a extremidade da viga próximo ao consolo. Para este caso, a ligação se comportou como rígida para uma força cortante entre 239,5 kN e 238,3 kN, para a qual se estimou um momento de engastamento variando entre 1,0 e 0,96. Ocorreu ruptura por cisalhamento na capa de concreto na extremidade da viga quando a força cortante na seção atingiu 473,5 kN. A comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos de cálculo demonstrou que o consolo isolado apresentou resistência compatível com o esperado, mas que a região da capa na extremidade da viga apresentou uma falha prematura devido à falta de armadura de costura na região. Acredita-se que este efeito tenha ocorrido em virtude do fato de que o detalhamento seguido a partir de estudos realizados no Reino Unido seja indicado para ligações articuladas, enquanto a ligação analisada consistiu em uma ligação com continuidade na armadura negativa.

SAWASAKI E EL DEBS (2016) estudaram ligações utilizando chumbadores e almofadas de argamassa/ neoprene e sua resistência na transferência quanto ao momento fletor.

A análise experimental foi realizada utilizando quatro modelos de ligação:

- Modelo 01: Utilizando chumbadores em aço CA-25 com diâmetro de $\varnothing 12,5$ mm e almofada de compósito de argamassa;
- Modelo 02: Chumbadores de aço CA-25 com diâmetro de $\varnothing 12,5$ mm e almofada de policloropreno (Neoprene), que é bastante difundido em obras pré-fabricadas;
- Modelo 03: Chumbadores de aço CA-50 com diâmetro $\varnothing 12,5$ mm e almofada de compósito de argamassa;
- Modelo 04: Chumbadores de aço CA-50 com diâmetro $\varnothing 12,5$ mm e pilar com largura maior (40 cm para 60 cm) para prever o comportamento da ligação.

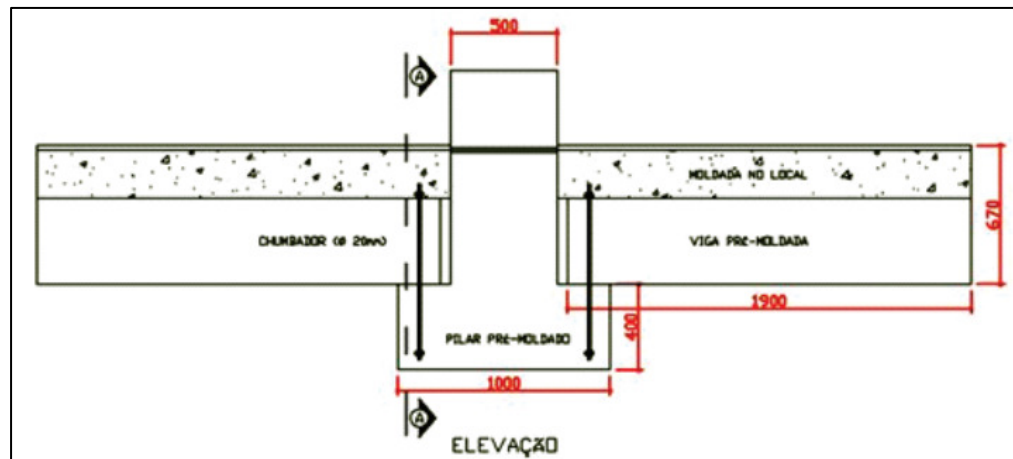
A ideia principal do modelo é obter a curva momento-rotação, medindo as inclinações, buscando o conhecimento do ponto de escoamento e ruptura dos chumbadores. Além da análise experimental, foram realizadas análises numéricas para o entendimento dos benefícios que os travamentos em esforços horizontais e momentos na ligação trariam para a estrutura, especialmente esforços nas fundações.

A análise experimental trouxe que a ligação apresenta maior eficácia quando há uma largura maior de apoio no consolo, sendo que o Modelo 4 apresentou os melhores resultados. No ensaio numérico, o travamento da ligação utilizando quatro chumbadores, apenas a resistência ao esforço horizontal, trouxe uma diminuição em 20% nos esforços de fundação desses pilares. Até nas situações com dois chumbadores, em uma análise numérica de um galpão, a diminuição foi de 13,3%.

KATAOKA et al. (2012) avaliaram o comportamento de ligações viga-pilar com ênfase na continuidade proporcionada pela armadura concretada junto com a laje, com barras passantes pelo pilar. Foram ensaiados dois protótipos, composto por um pilar central contínuo com duas vigas em balanço unidas ao mesmo em lados opostos. Uma carga vertical de 150 kN foi aplicada na extremidade de cada viga.

Os pilares ensaiados tiveram dimensões de 40x50 cm e altura de 140 cm, com um consolo em concreto de 40x25 cm com dois chumbadores $\varnothing 20$ mm de diâmetro. As vigas possuem dimensão 40x40 cm iniciais e mais 20 cm de concreto moldado no local que será solidarizado com a laje. O detalhe da ligação pode ser visto abaixo.

Figura 17: Detalhe da ligação.



(KATAOKA et al., 2012)

O Modelo 01 considerou que toda a armadura negativa de ligação passava pelo pilar, já no Modelo 02, a mesma área de aço foi utilizada, mas separou-se a armadura em 50% passando por dentro do pilar e o restante ao lado dele, com uma quantidade maior de armaduras de diâmetros menores, sempre solidarizado com o concreto moldado *in loco* que é lançado sobre a laje. Como o Modelo 01 não existe armadura sobre a laje, dispensou-se o uso dela, sendo solidarizada apenas a seção final da viga.

Os dois modelos ensaiados apresentaram comportamento satisfatório atingindo uma força de ruptura superior a força determinada em projeto, que foi de 150 kN. Uma característica importante para o modelo estudado foi a concentração de estribos nas extremidades das vigas, melhorando significativamente a solidarização, evitando escorregamento entre o concreto pré-fabricado e moldado *in loco*.

O Modelo 02 apresentou rigidez experimental maior que o Modelo 01, chegando a apresentar superioridade de até 65%. Comparando as rigidezes secantes, a diferença foi menor, cerca de 22%. A deformação da barra negativa de ligação apresentou valores maiores de deformação no Modelo 01, com alguns pontos com até quase 100% de superioridade, isso pode ser atribuído devido ao Modelo 02, mesmo possuindo a mesma área de aço, apresentar maior quantidade de barras e espaçadas por uma maior área. Por fim, na busca da classificação do fator de restrição à rotação, as duas ligações podem ser classificadas como semirrígidas, mas, seguindo a mesma ideia da deformabilidade da ligação, os valores estão um pouco discrepantes entre si, sendo que a rigidez experimental do Modelo 01 apresentou fator de restrição de 0,52 enquanto o Modelo 02 apresenta valores de 0,70.

PINTO et al. (2013) trabalharam com o estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar pré-fabricada, compreendendo como a variação do grau de rigidez da conexão impacta no contexto geral do edifício pequena altura.

O artigo trouxe um estudo analítico de um modelo tridimensional para análise de um edifício. O modelo de ligação semirrígida adotado levou em consideração a facilidade de execução e, com isso, considerou-se a armadura negativa passando pelo pilar. No estudo, foram abordados três tipos de comportamentos da ligação viga-pilar: ligação articulada, ligação semirrígida e ligação rígida. Os pilares foram considerados engastados na base e foi aceito o efeito diafragma rígido das lajes alveolares.

Para o cálculo do grau de rigidez da ligação consideraram-se as rotações relativas e a rigidez das ligações associadas a dois mecanismos de deformação. Realizou-se uma análise de segunda ordem com aplicação dos carregamentos horizontais do edifício.

O modelo estudado é constituído por dois pavimentos, com área de aproximadamente 1140 m² e altura total de 7,20 metros. Para variação de vinculação partindo de ligações articuladas até estrutura semirrígida, foi calculado as armaduras negativas de ligação entre vigas, partindo de nenhuma armadura para até 7 ϕ 25 mm, avaliando o comportamento de cada uma delas.

Em função do estudo realizado, pode-se observar que as ligações semirrígidas foram capazes de reduzir os momentos fletores máximos nas vigas para as combinações últimas onde as ações verticais são principais. À medida que se aumentou o grau de rigidez das ligações obteve-se uma redução nos momentos fletores nas bases dos pilares. Por ser um edifício de pequena altura, a utilização de ligações semirrígidas não apresentou um ganho significativo com relação aos deslocamentos horizontais, uma vez que a estrutura com ligações articuladas já estava atendendo aos limites de deslocamentos previstos em norma.

No entanto, no modelo com ligações semirrígidas, como esperado, constatou-se uma expressiva redução dos momentos fletores nas bases dos pilares devido à redistribuição dos esforços, quando comparado com o modelo com ligações articuladas. Nesse caso é possível realizar uma avaliação geral no dimensionamento dos elementos estruturais e das fundações.

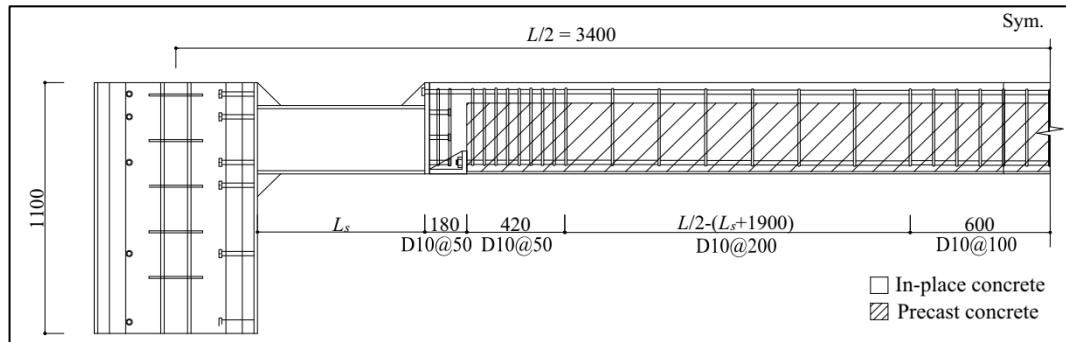
YANG et al. (2016) buscaram obter informações sobre o funcionamento de uma tipologia híbrida de ligação entre elementos pré-fabricados, utilizando aço e concreto. O artigo focou principalmente no entendimento da capacidade resistente e ductilidade da peça, verificando seu enquadramento dentro dos critérios de ligações semirrígidas.

Trata-se de uma conexão entre uma ligação mista, com pilar misto, onde um perfil H é envolto de concreto e a viga metálica de conexão é ancorada nesse pilar. Essa viga metálica, é

conectada com uma viga pré-fabricada, através de pontos de ancoragens superiores e inferiores, sendo tudo consolidado através de uma concretagem *in loco*. Para melhor entendimento, o esquema geral pode ser visto na Figura 18 e detalhes específicos de conexão na

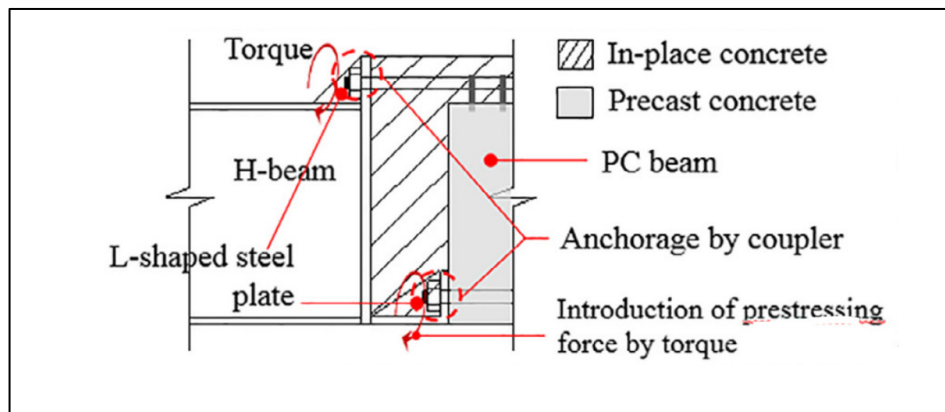
Figura 19.

Figura 18: Esquema geral da conexão.



(YANG et al., 2016)

Figura 19: Detalhes de ancoragem.



(YANG et al., 2016)

Foram feitos ensaios com cinco protótipos de viga com essa tipologia de ligação nas duas extremidades. Eles são testados com cargas cíclicas concentradas no centro do vão de uma viga bi apoiada, com essa conexão nas duas extremidades. Dos cinco protótipos, os três primeiros foram estudados quanto ao comportamento da ligação na flexão. Nesses três modelos, a variação ocorreu no comprimento da viga metálica que liga o pilar até a viga pré-fabricada em concreto. A proporção de variação nesse comprimento foi dividido por dois em cada modelo, com um deles com o comprimento integral, outro com metade e outro com 25% do comprimento inicial. Ainda dentre esses protótipos, o que possuía a viga metálica de conexão menor dentre eles, teve um reforço na armadura passiva da viga na região próxima a essa junção.

O quarto protótipo, trabalhou com as condições iguais ao protótipo que tem a viga metálica com metade do comprimento, mas, nessa situação, na região de ligação, as armaduras passivas estão em uma ligação de transpasse, verificando dessa forma a influência dessa situação na resistência total. Já no quinto ensaio, com a mesma viga metálica do quarto modelo, utilizou-se uma viga pré-fabricada em concreto protendido, utilizando a pré-tração.

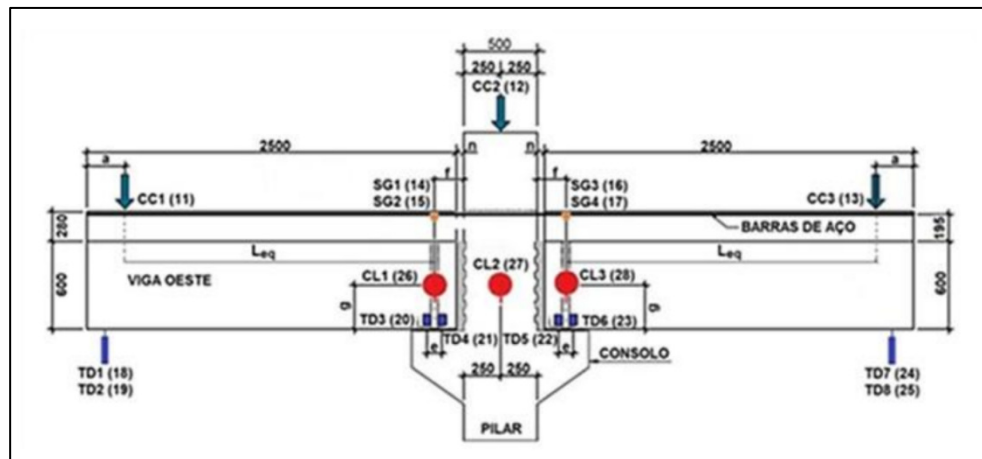
Após os ensaios, constatou-se:

- Em nenhum dos ensaios houve fissuras por cisalhamento ou tração na região próximo a junta antes da viga apresentar falhas;
- A deformação que a viga apresentou condiz com o funcionamento esperado para uma viga bi engastada com carregamento concentrado central;
- Todos os experimentos tiveram resultados próximos, com o modelo em que a viga metálica tinha a metade do comprimento inicial apresentando uma resistência maior e a protendida uma deformação menor;
- Quando comparados com vigas monolíticas comuns, a deformação apresentada no ensaio com esse tipo de ligação, apresentou deformação levemente superior, demonstrando que a ligação apresenta ductilidade comparável a uma viga em concreto armado;
- Considerando todos os parâmetros de deformação, resistência e propagação de fissuras, entende-se que a ligação proposta pode ser considerada rígida.

HADADE et al. (2017) investigaram experimentalmente o comportamento semirrígido de ligações viga-pilar pré-moldadas, utilizando armadura de continuidade passante no pilar, buscando verificar a rigidez secante e resistência da ligação.

Foram ensaiados seis protótipos em escala real, dentre eles, o detalhamento da armadura de ligação negativa foi mantido o mesmo em todos os casos, que é uma barra passante por dentro do pilar, por meio de uma bainha corrugada preenchida com graute. Já no caso ligação positiva, no ponto de apoio da viga no consolo, variou-se as opções. Duas delas foram em almofadas de elastômero e chumbadores verticais, outras duas foram com chapas soldadas e os outros com juntas grauteadas e chumbadores verticais. A tipologia do ensaio pode ser vista na imagem abaixo:

Figura 20: Esquema da ligação ensaiada.



(HADADE et al., 2017)

Os modelos foram dimensionados para resistir a uma carga de 184 kN, aplicadas na extremidade livre de cada uma das vigas. Os pilares possuem 50 x 50 cm. As vigas apresentam seção de 50 cm de largura e 60 cm de altura, com complemento no local variando entre 24 e 28 cm. Para a ligação com chumbadores, utilizou-se dois pinos de 20 mm de diâmetro, no aço CA-25. Na ligação por chapas, as duas chapas apresentavam 12,5 mm de espessura.

Com base nos resultados experimentais, observou-se que todas as ligações ensaiadas apresentaram rigidez secante com mesma ordem de grandeza, fornecendo uma forte evidência que ela foi pouco influenciada pelo tipo de detalhamento utilizado na ligação positiva. Por exemplo, apesar da grande diferença e dificuldade construtiva, a rigidez média obtida nos modelos com chapas soldadas foi cerca de 11% superior à rigidez média obtida nos modelos com elastômero. Com isso, a utilização de chapas soldadas como ligação positiva só é recomendada em situações em que ocorra a inversão de momentos, pois não apresentou contribuição efetiva ao aumento da rigidez secante negativa.

Entende-se também que a rigidez secante é fortemente associada ao mecanismo de alongamento da armadura negativa, com a possibilidade de escorregamento aço-concreto nas posições fissuradas da região da ligação, em fase anterior ao escoamento da armadura. Isso é evidenciado na junta da interface viga-pilar, com a abertura dessa ligação e arrancamento parcial do graute de dentro da bainha corrugada.

2.4.2. LIGAÇÕES EM ÁREAS SÍSMICAS

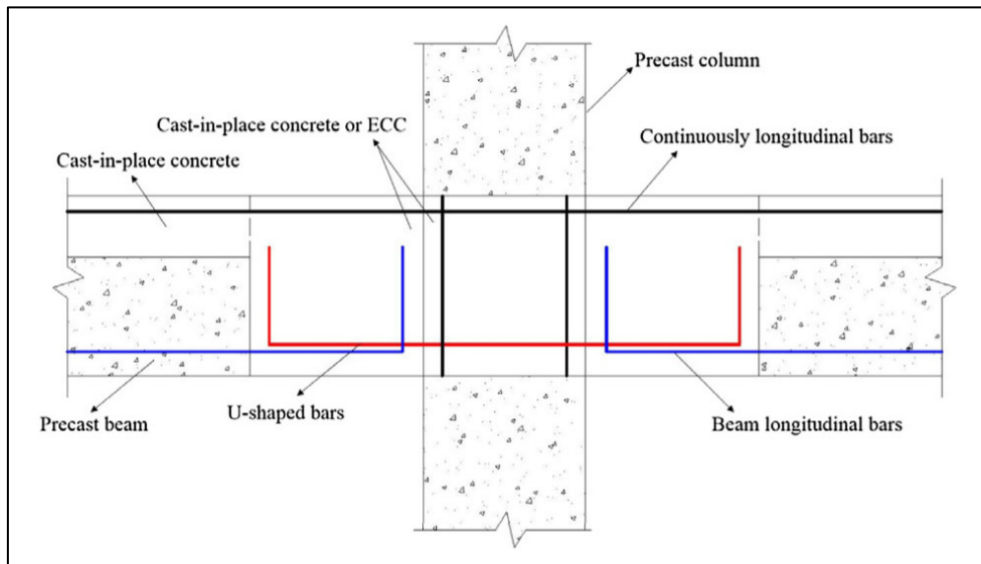
Em áreas sísmicas, o desempenho das estruturas pré-fabricadas depende muito do funcionamento de suas ligações. No caso de terremotos, as ligações devem possuir capacidade de absorver parte da energia que ela recebe, sem apresentar ruptura. Para isso ocorrer, entende-

se que a ligação deve apresentar um certo grau de trabalhabilidade e uma boa ductilidade, para que, mesmo após a ocorrência do sismo e a ligação apresentar uma diminuição da sua resistência, ela possa apresentar níveis adequados de segurança, evitando assim o colapso total.

CONG LU et al. (2018) trazem em seu estudo o entendimento de uma conexão viga-pilar pré-fabricada com uma conexão central por barras com ganchos, visando garantir uma melhor ancoragem das barras, sendo que toda a área de conexão entre os elementos é composta por um concreto moldado *in loco*. Além disso, há uma armadura negativa passante no pilar, pois como o estudo principal é verificar o comportamento desse tipo de ligação quanto a eventos sísmicos, a garantia de uma resistência no caso da inversão de esforços é essencial.

A proposta de ligação do artigo está demonstrada na Figura 21. A solidarização da conexão será realizada por ECC (Engineered cementitious compósito/ Composto cimentício projetado) ou concreto de alta resistência, moldado no local. Além da ideia central de utilização desse tipo de ligação em áreas de terremotos, o artigo busca nessa conexão eliminação de barras de ancoragem, soldas e parafusos que existem em diversas ligações pré-fabricadas, principalmente as que buscam um caráter semirrígido.

Figura 21: Conexão através de barra central de ancoragem.

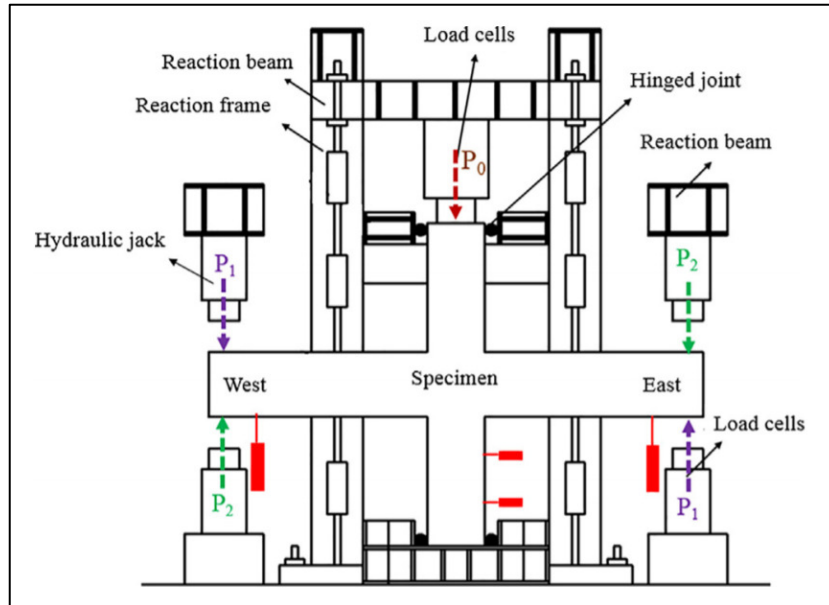


(CONG LU et al., 2018)

Realizou-se um estudo experimental em cinco conexões pré-fabricadas e duas monolíticas, submetidos a carregamentos cíclicos reversos, ou seja, solicitando as duas direções. Em todos os ensaios, foram avaliados os modos de falha, diminuição da rigidez e dissipação de energia da ligação conforme a inversão de esforços ocorria, avaliação da

capacidade de carga e ductilidade. O modo de ensaio das conexões está apresentado na Figura 22.

Figura 22: Esquema de ensaio da ligação.



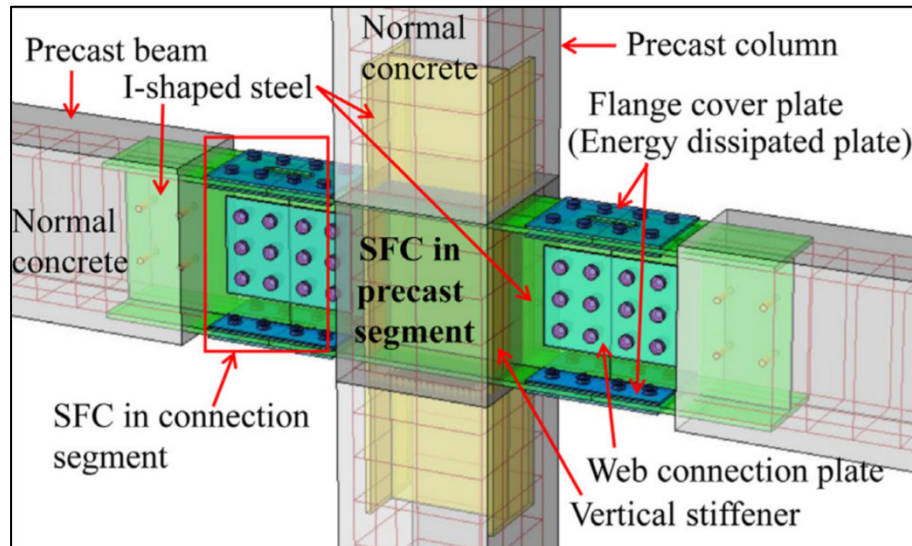
(CONG LU et al., 2018)

Por fim, a conexão proposta utilizando concreto de alta resistência na conexão entre os elementos exibiu um comportamento sísmico melhor do que a construção moldada no local, principalmente em termos do comportamento, conforme a variação de carga acontecia, nos quesitos de diminuição da rigidez e dissipação de energia. Já na utilização do ECC, a capacidade de carga e ductilidade foram ligeiramente maiores, pois, por possuir um comportamento à deformação mais amplo, seus resultados tanto de suporte como de deformações foram melhores.

ZHANG et al. (2020) estudaram uma tipologia de ligação híbrida entre elementos pré-fabricados. A ideia foi a utilização de uma conexão com uma placa dissipadora de energia e conectores em aço, em forma I, ligando vigas e pilares. A placa apresenta dissipação de energia durante a ocorrência dos esforços, possibilidade ocasionada pela plastificação do aço. Outro ponto importante é que o concreto utilizado na área da ligação é reforçado com fibras de aço. Foram ensaiados cinco protótipos de ligação viga-pilar, com quatro deles no formato proposto pelo trabalho e um de maneira monolítica, para que assim seja possível uma avaliação comparativa entre os comportamentos dos modelos. Dentre os quatro ensaios da ligação, duas possuíam a placa dissipadora de energia e duas não possuíam esse elemento. Todos eles foram

ensaiados sob carregamento cíclicos reversos, buscando a avaliação do comportamento sísmico da conexão. A Figura 23 apresenta a tipologia da ligação, com a placa dissipadora.

Figura 23: Ligação estudada - Com placa dissipadora



(ZHANG et al., 2020)

O modelo de ligação funcionou corretamente na transferência de esforços entre a viga e o pilar, sendo que os modos de ruptura foram distintos entre os cinco modelos. Para a ligação monolítica e a ligação metálica sem a placa dissipadora, a falha ocorreu por cisalhamento, devido ao fato de a energia ser dissipada de maneira inadequada, gerando um acúmulo de tensões na região da conexão. Já a ligação com as placas dissipadoras de energia, por um melhor caminhar das forças, a falha ocorreu por flexão.

Por fim, conclui-se que a tipologia com a placa dissipadora e o concreto com acréscimo de fibras de aço apresentou uma excelente resistência e rigidez, com dissipação de energia que garante uma capacidade de rotação superior aos outros experimentos, diminuindo assim muito a possibilidade de ruptura frágil da ligação. Além disso, o acréscimo do concreto reforçado com fibras melhorou o desempenho das conexões, pelo melhor comportamento da transferência das tensões através do concreto. Com isso, entende-se que a opção que apresentou o melhor comportamento quanto a inversão de esforços que um possível evento sísmico pode gerar é aquela com as placas dissipadoras e concreto reforçado com fibras.

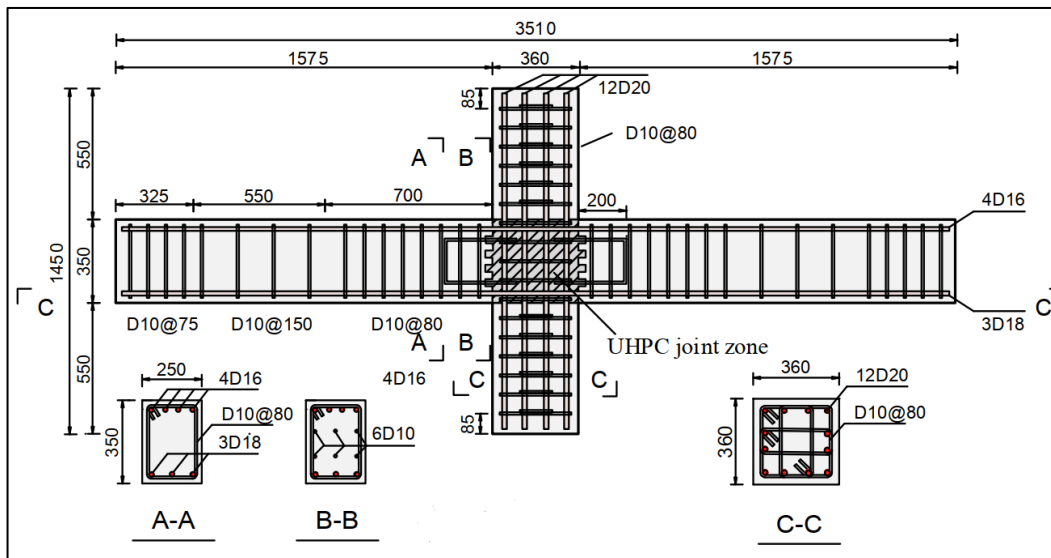
ZHANG et al. (2020) avaliaram o comportamento da ligação viga-pilar em concreto pré-fabricado utilizando concreto de ultra alto desempenho na conexão. O objetivo é avaliar as características de resistência ao cisalhamento e ancoragem das armaduras nas conexões, verificando a resistência aos esforços sísmicos. Ainda nessa linha, busca-se também que a

disposição de armaduras para essa solução seja simples, utilizando mecanismos de ancoragem auxiliares e, devido a utilização de concreto com alta resistência, tentar eliminar os estribos da área de conexão.

Para isso, foram ensaiadas quatro conexões viga-pilar em elementos pré-fabricados, utilizando concreto UHPC na região da junta. A resistência a compressão alcançada no concreto foi maior que 120 MPa e à tração maior que 7 MPa. Os ensaios foram realizados com cargas cíclicas, considerando as variações necessárias na busca da amplitude de carregamentos sísmicos. O foco principal a ser entendido no estudo é em relação ao funcionamento dessa ligação quanto ao esforço cortante.

Na avaliação quanto ao cisalhamento, em três dos ensaios foram considerados a utilização de estribos e no outro modelo não. Além disso, entre os três modelos que estavam utilizando estribos, variou-se o esquema de ancoragem das armaduras longitudinais na região do apoio, com dois tipos de ancoragens, em barras retas e com uma cabeça metálica de travamento.

Figura 24: Esquema geral da ligação viga-pilar.

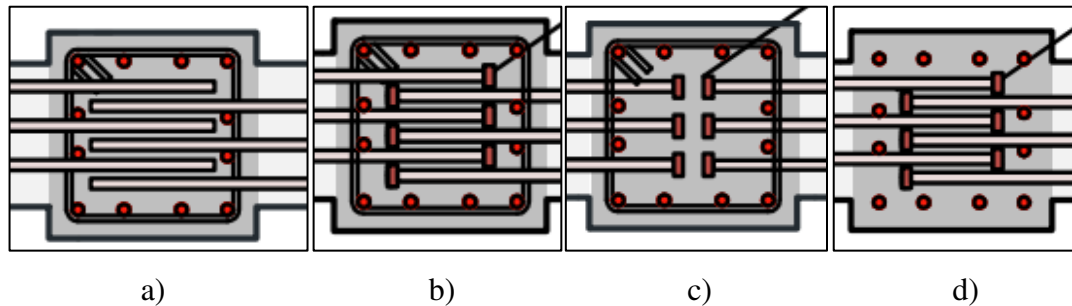


(ZHANG et al., 2020)

Pode ser visto na Figura 24, a solução da conexão com o material UHPC somente na região de ligação, sendo que as vigas e os pilares são compostos por elementos pré-fabricados. Nota-se também a presença de ranhuras nas vigas, que auxiliam na interação entre a viga e o concreto lançado no local, além disso, as duas vigas apresentam uma armadura em “U”, que melhora a ancoragem. Na Figura 25, notam-se as tipologias de ancoragens descritas, com ancoragem em barra reta e com uma cabeça metálica de travamento. Na imagem (d) é possível

notar a ausência dos estribos, indicando que a resistência da ligação será verificada apenas pela capacidade do concreto.

Figura 25: Quatro modelos de ancoragem das barras.

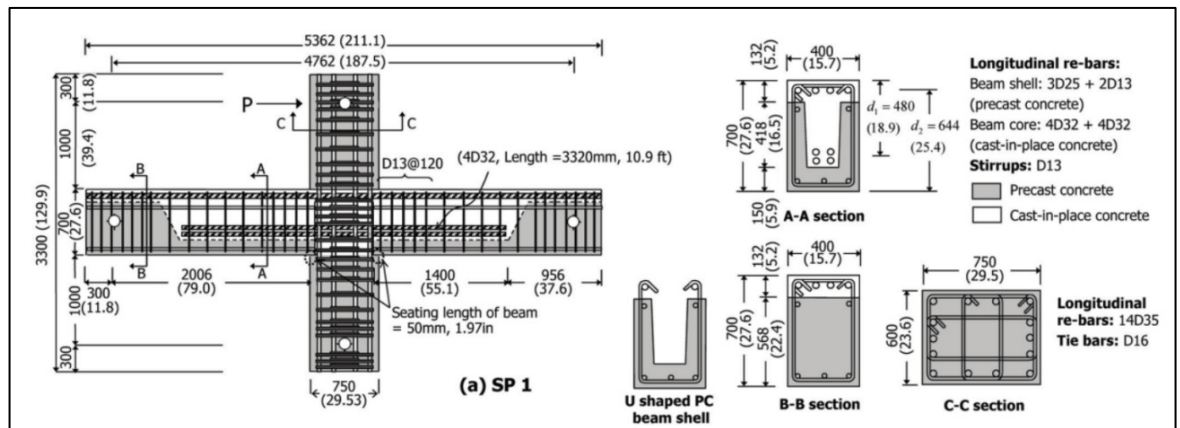


(ZHANG et al., 2020)

Com isso, após os ensaios, com a aplicação de cargas cíclicas, a utilização do UHPC na região de conexões apresentou boas condições, com as resistências encontradas sendo satisfatórias. Especificamente na ligação sem estribos, constatou-se que ela tem um funcionamento seguro com um nível de tensões de cisalhamento abaixo dos 7 MPa, muito por conta da resistência à tração que esse concreto possui. Até esse nível de intensidade das tensões, não foram constatadas diferenças entre as amostras que possuíam ou não estribos na região, com todos eles apresentando características de ductilidade, deformações e modos de ruptura muito próximos. Na questão da ancoragem, principalmente para diâmetros menores que 18 mm, recomenda-se a utilização das cabeças de ancoragem, que suportam praticamente 2/3 da resistência necessária de ancoragem da armadura.

IM et al. (2013) trouxeram uma avaliação do comportamento sísmico de uma conexão para utilização em estruturas pré-fabricadas, utilizando uma pré-viga que tem um formato “U” na ligação com o pilar e posteriormente é solidarizada com concreto moldado *in loco*. Os modelos foram ensaiados utilizando cargas cíclicas alternadas e o esquema geral da ligação estudada no artigo está apresentado na Figura 26.

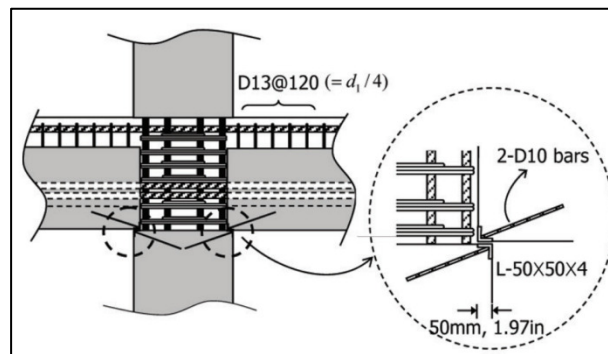
Figura 26: Protótipo 01 de ensaio



(IM et al., 2013)

Foram ensaiados seis protótipos em escala real. O primeiro deles é exatamente como apresentado na Figura 26, sendo uma viga pré-fabricada com chegada no pilar em formato “U” e abertura no pilar pré-fabricado para a solidarização. Nota-se que, nesse primeiro modelo, o comprimento de apoio das vigas no pilar é de apenas 50 mm. No ensaio 02 manteve-se esse apoio pequeno, mas instalou-se uma cantoneira de reforço no ponto de contato, como visto na Figura 27.

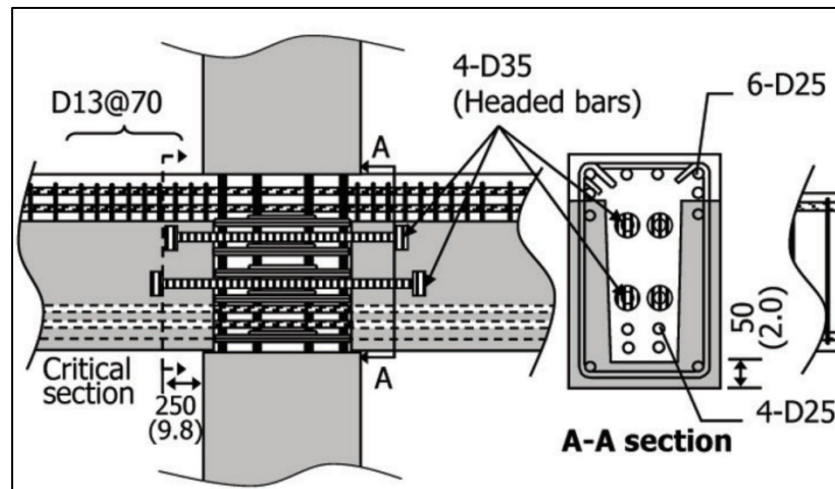
Figura 27: Reforço de borda com cantoneira.



(IM et al., 2013)

No protótipo 03, aumentou-se o comprimento de apoio entre a viga e o pilar para 65 mm, retirando-se as cantoneiras. No ensaio 04 manteve-se o apoio de 50 mm, posicionou-se a cantoneira conforme ensaio 02 e a armadura de ligação viga-pilar foi aumentada. Já na ligação 05, retirou-se a cantoneira, e diminuiu as barras de ligação, no entanto, trabalhou-se com uma ancoragem mecânica para elas, com uma chapa de ancoragem nas pontas das barras, em cada viga, como visto na Figura 28.

Figura 28: Esquema da ligação com barras de ancoragem.



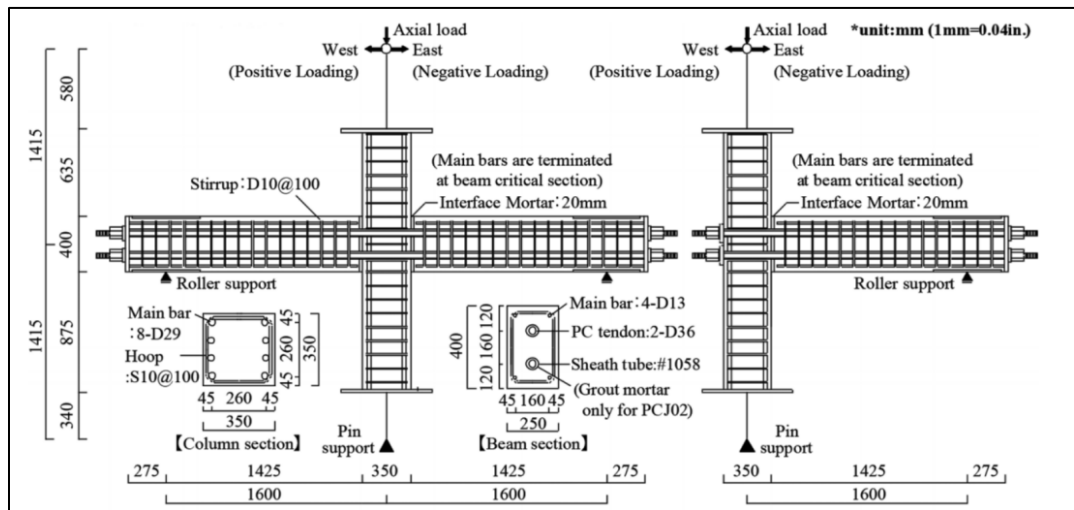
(IM et al., 2013)

Após os ensaios, as ligações pré-fabricadas apresentaram ductilidade e deformações compatíveis com o modelo monolítico. Os resultados trouxeram algumas indicações interessantes, como que o comprimento de apoio da viga no pilar pode ser diminuído ao máximo, pois a interação da ligação está associada a seção transversal do pilar. Outro fato que chamou a atenção foi a diminuição da resistência da ligação conforme alternavam-se os esforços, indicando que coeficientes de segurança adicionais devem ser acrescentados para garantir a estabilidade da estrutura durante atividades sísmicas.

Outro fato interessante demonstrado é que as ligações no formato “U” pré-fabricadas não apresentaram perfeita integração com o concreto moldado no local, apresentando valores de rigidez 10% menores que a ligação monolítica. Quando comparada a capacidade de dissipação de energia, as ligações pré-fabricadas são pelo menos 36% inferiores quando comparadas a ligação moldada *in loco*.

JIN et al. (2017) estudaram a capacidade de cisalhamento da conexão viga-pilar pré-fabricada utilizando cabos pós tracionados aderentes e não aderentes. Foram estudados três tipos de ligação, duas considerando vigas nos dois lados do pilar (simulando um pilar interno de uma edificação) e outra com viga em uma das faces (simulando um pilar de extremidade). A figura demonstra como as ligações são estruturadas:

Figura 29: Detalhe da dos ensaios realizados.



(JIN et al., 2017)

Dentre os dois tipos que apresentam vigas dos dois lados do pilar, um ensaio utilizou cordoalhas aderentes ao concreto e outra não aderente e na tipologia de ligação de extremidade foi utilizada apenas a protensão não aderente. Os três tipos de ligação foram ensaiados considerando uma carga cíclica, com a inversão de esforços, caracterizando uma situação prática que ocorre em eventos sísmicos.

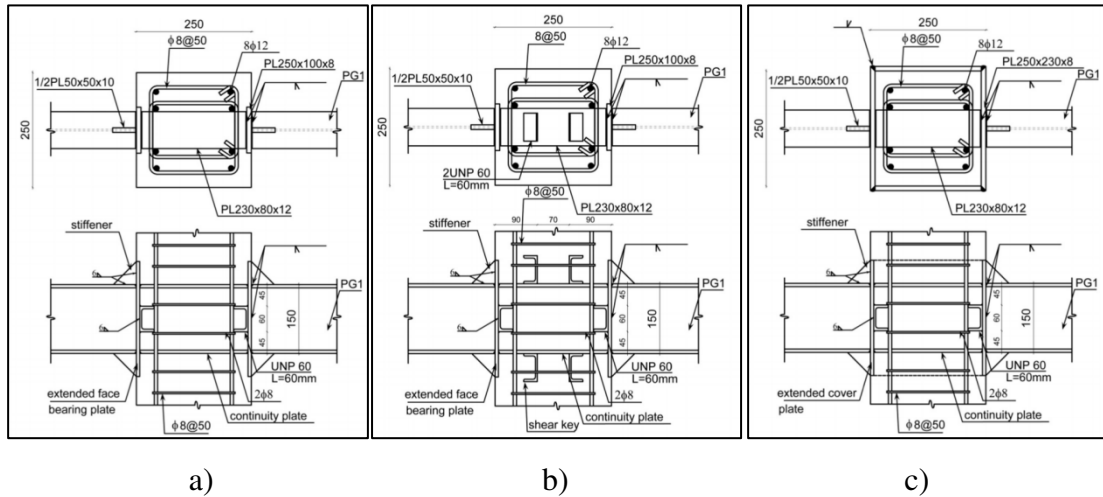
Nos ensaios, a ruptura dos protótipos foram todas por cisalhamento, na situação aderente e não aderente. A ligação entre a nata de cimento e o cabo não apresentou um resultado satisfatório, permitindo uma maior trabalhabilidade da ligação, o que não ocorre na ligação aderente. Além disso, devido ao fato de a bainha da cordoalha aderente manter um vazio considerável dentro do concreto, a degradação da ligação e deformação ao cisalhamento na situação em que não havia aderência entre o concreto e a cordoalha eram maiores que no caso com aderência.

KHALOO E DOOST (2018) verificaram a resistência de quatro tipos de ligações entre pilares pré-fabricados e vigas metálicas, fazendo ajustes na disposição dos elementos e verificando os modos de ruptura. Em todos os tipos, a chapa de ligação é ancorada no pilar por chapas, no mesmo formato da viga, buscando a continuidade do perfil. As diferenças entre elas são:

- Modelo 01: A chapa de ligação tem a mesma largura da viga (Figura 30a);
- Modelo 02: Inclusão de chaves de cisalhamento (Figura 30b);
- Modelo 03: Igual ao modelo 01, mas a carga axial no pilar aumento de 7% a 15% da capacidade total (Figura 30a);

- Modelo 04: Instala-se uma chapa de ligação nas quatro faces dos pilares, soldadas entre si e ancoradas no pilar. (Figura 30c).

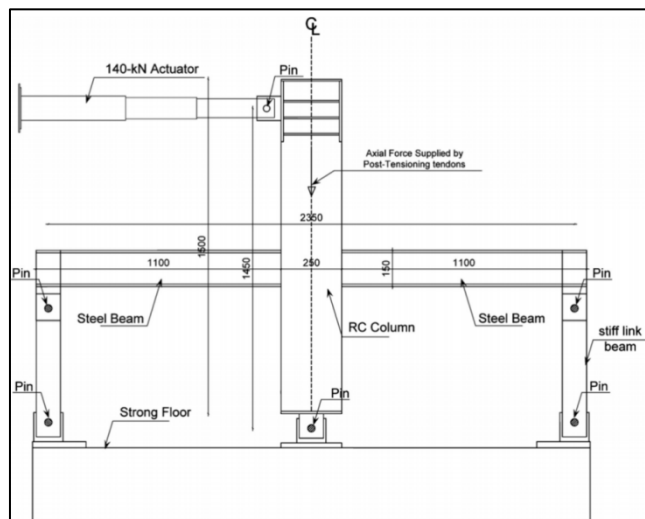
Figura 30: Modelos de ligação viga-pilar.



(KHALOO E DOOST, 2018)

Todos os protótipos foram ensaiados com deformações imposta cíclicas, com direções opostas. No esquema de ensaio, a carga foi incluída lateralmente na coluna, como pode ser visto na Figura 31.

Figura 31: Esquema da ligação.



(KHALOO E DOOST, 2018)

Com isso, busca-se avaliar além da capacidade resistente ao cisalhamento, também a capacidade lateral da ligação.

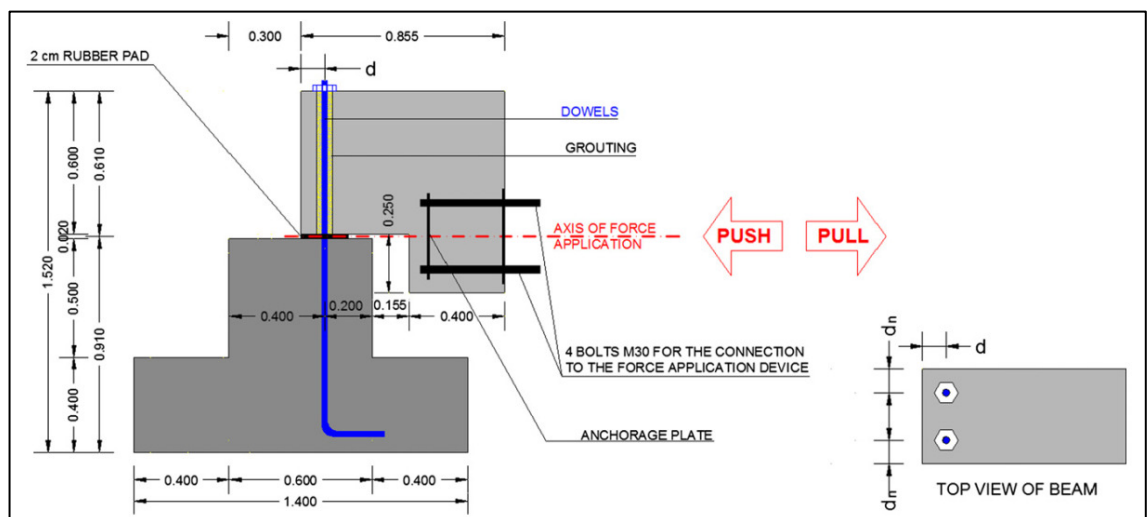
Após os ensaios, constatou-se:

- As quatro ligações apresentaram boa resposta elástica e considerável resistência ao cisalhamento;
- O modelo que teve o aumento na carga axial da coluna, apresentou um aumento de 11% na resistência ao cisalhamento;
- O modelo que apresentou a chave de cisalhamento também apresentou melhor comportamento ao cisalhamento, isso se deve muito a um sistema de ancoragem mecânica melhor no concreto;
- As chapas envolvendo o pilar também trouxeram resultados favoráveis, melhorando o desempenho da ligação quanto ao cisalhamento da junta. Além disso, devido ao efeito de confinamento gerado no concreto, o sistema todo ficou mais rígido, diminuindo a deformação na viga.

PSYCHARIS E MOUZAKIS (2012) verificaram uma ligação viga-pilar pré-fabricados realizada por pinos, que é uma solução muito encontrada em regiões sísmicas para edifícios baixos. O artigo busca entender o comportamento da ligação quando submetido a cargas monotônicas (carga crescente) e cargas cíclicas.

Foram ensaiados vinte e dois protótipos, e possuíam características conforme imagem a seguir.

Figura 32: Esquema da ligação ensaiada.



(PSYCHARIS E MOUZAKIS, 2012)

Como vários modelos foram ensaiados, diversas possibilidades foram analisadas, variando em cada situação os seguintes itens:

- Carga: Em todos os modelos foram ensaiadas ligações com carga monotônica (com cargas nas duas direções, puxando e empurrando a viga, visando entender a importância do cobrimento do pino) e a carga cíclica.
- Diâmetro e quantidade dos pinos: Foram estudadas quatro possibilidades de arranjo de pinos: 2 \varnothing 16 mm, 1 \varnothing 25 mm, 2 \varnothing 25 mm e 1 \varnothing 32 mm.
- Distância do pino até a borda: Em um dos estudos, com a utilização de uma ligação formada por 2 \varnothing 25 mm, houve uma variação na distância do pino até a borda, buscando entender seu papel na ligação.

Após os ensaios, constatou-se:

- A distância do pino até a borda, apresenta um papel importante para a resistência ligação. Em situações em que a relação entre o diâmetro da barra e a espessura de cobrimento de concreto apresentavam valores baixos, a ruptura apresentou um valor consideravelmente menor;
- Para a carga monotônica no sentido contrário do indicado acima, com um grande volume de concreto resistente, o diagrama tensão x deformação apresentou característica elásticas e de escoamento bem definidos, sendo dessa forma, o comportamento sendo essencialmente definido pelo pino;
- A resistência da ligação sob cargas cíclicas é menor que a metade do valor para a carga monotônica;
- Nos estudos, foi possível notar que o principal parâmetro que determina a resistência da ligação é o diâmetro do pino;
- A utilização de uma calda de cimento de alta resistência melhora a resistência e ductilidade da ligação;
- Além disso, quando apresentando distância do pino até a borda adequada, os pinos apresentaram boa ductilidade ao corte.

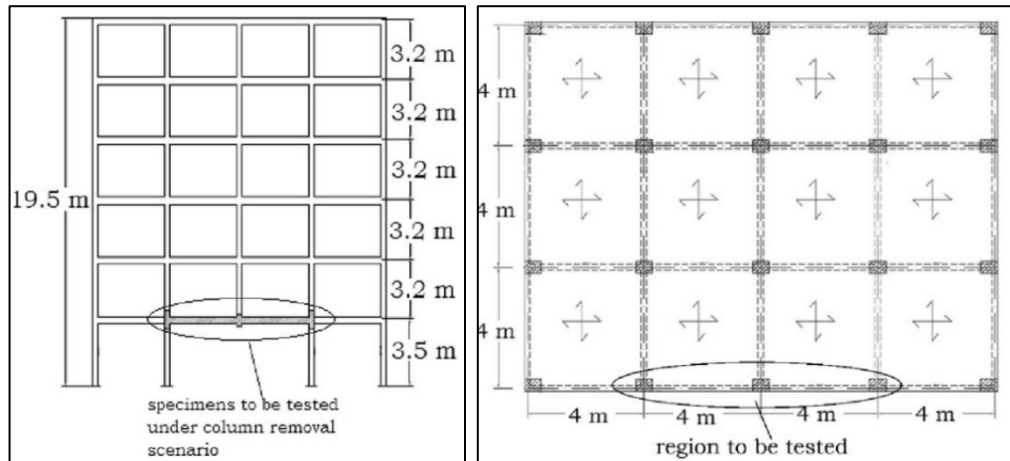
2.4.3. LIGAÇÃO CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO

NIMSE et al. (2014) estudaram o comportamento de um ligação viga-coluna entre elementos pré-fabricados em um cenário de colapso progressivo e realizaram uma análise comparativa com uma ligação moldada *in loco*.

Estudo de três diferentes conexões pré-fabricadas em uma escala de 1/3 em um cenário de colapso progressivo e uma ligação monolítica nas mesmas condições, na intenção de se obter critérios de comparação. As conexões pré-fabricadas são construídas adotando diferentes

detalhamentos, onde as duas primeiras estão considerando consolos em concreto, com ajustes na ancoragem das armaduras inferiores. O terceiro modelo apresenta um elemento metálico de conexão, ao invés do consolo. A avaliação será quanto a capacidade de carga final, deformabilidade da conexão e deflexão máxima na viga. Para delimitar o cenário de colapso progressivo, considerou-se a falha de um pilar de uma edificação, conforme Figura 33.

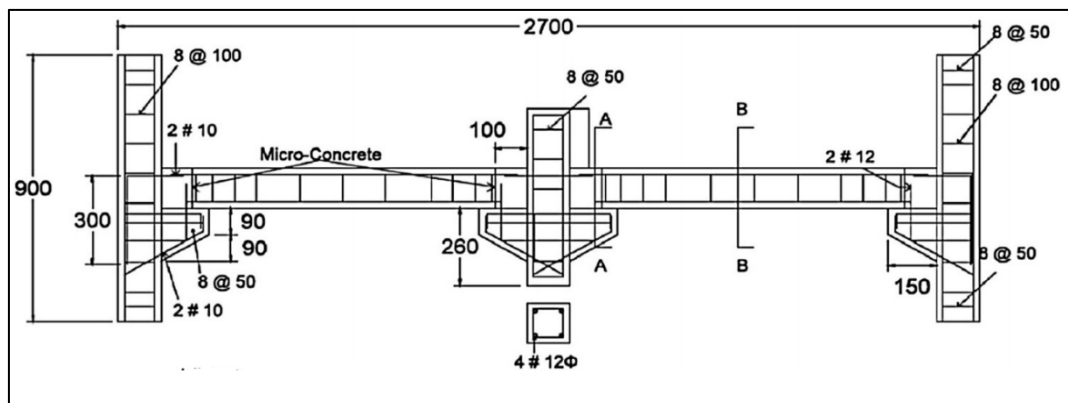
Figura 33: Cenário de caracterização do colapso progressivo.



(NIMSE et al., 2014)

Todas as amostras da viga estão trabalhando com um segundo estágio de concretagem superior em micro concreto, fazendo com a que a solidarização do conjunto ocorresse por esse capeamento posterior. Em um desses modelos realizou-se a concretagem da região da ligação com esse material especial. A viga monolítica não apresentou concretagens diferenciadas. O esquema de ensaio das vigas pré-fabricadas, de dos tipos ensaiados, está indicado na Figura 34.

Figura 34: Esquema típico de ensaio da estrutura pré-fabricada.



(NIMSE et al., 2014)

Com base nos ensaios, realizando comparações entre o modelo utilizando estrutura pré-fabricada e monolítica, verifica-se que as conexões pré-fabricadas são capazes de resistir mais carga em comparação a conexão monolítica. Nas amostras com consolo, os valores apresentam superioridade entre 17% e 34%, sendo que o maior valor foi no modelo que apresentava uma ancoragem superior na ligação. Na ligação metálica, o valor foi ligeiramente maior, cerca de 8%.

Para todos os ensaios de ligação entre os elementos pré-fabricados, notou-se que o início da ruptura ocorreu na interface entre o micro concreto e o concreto-pré-moldado. Com essa falha evidenciada pelos ensaios, é possível entender que é necessária uma ligação especial entre os concretos, utilizando pontes de aderência ou armaduras de ligação, garantindo a correta solidarização e funcionamento adequado da ligação.

A partir dos ensaios de deslocamentos, conclui-se que as ligações pré-fabricadas apresentam ductilidade na ligação superior a amostra monolítica. Como a viga com a ancoragem maior teve uma capacidade de carga mais alta, apresentou também uma deflexão maior na carga máxima, cerca de 50% maior que a estrutura monolítica. Como é de se esperar, os outros dois ensaios também tiveram deformações maiores, entretanto, apesar de a estrutura com a viga metálica apresentar resistência final menor, apresenta deformação maior que o espécime com ancoragem simples, apresentando valor de 34% de superioridade ao monolítico, enquanto o outro apresenta 11%.

2.5. CRITÉRIOS DE FALHA DE MATERIAIS DÚCTEIS

Na busca da compreensão dos limites que definem a resistência e ductilidade da ligação metálica estudada, esse capítulo propõe uma avaliação do critério de resistência de materiais dúcteis, como o aço.

A finalidade conceitual de um critério de resistência é a interpretação de solicitações combinadas (estado duplo ou triplo de tensão) quanto à eventual ruptura, segundo SCHIEL (1984). A falha estrutural refere-se à perda da capacidade de suportar carga de uma estrutura (MORALES, 2013). Todo material possui um limite de resistência, e a falha inicia-se no momento que esse limite é alcançando. Materiais de engenharia podem romper de forma dúctil ou frágil, dependendo de sua capacidade de tolerar deformação plástica.

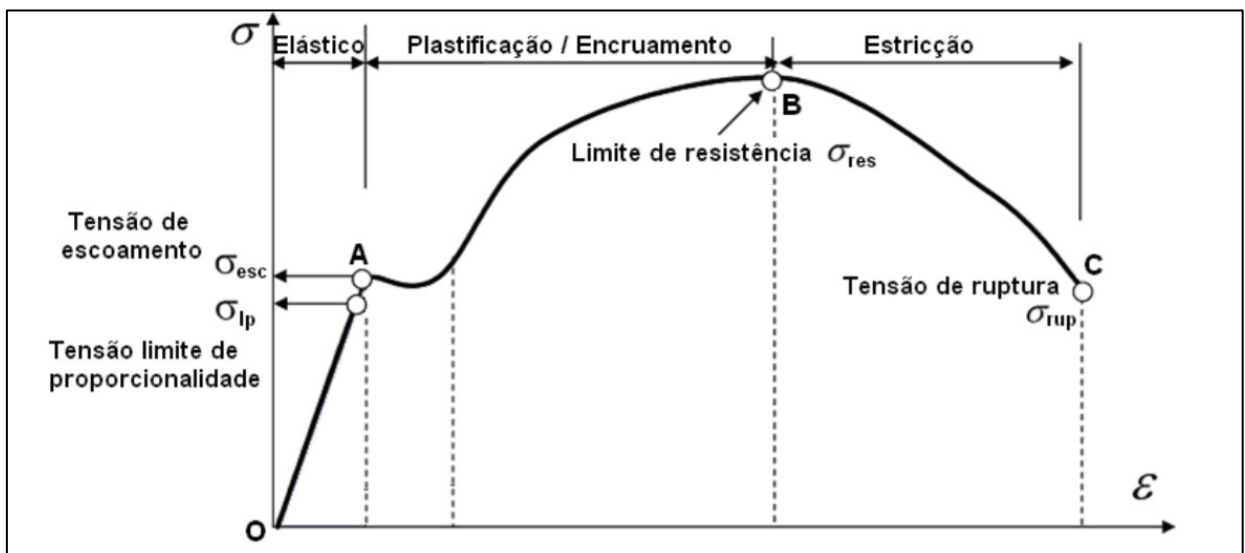
Os materiais frágeis possuem a capacidade de absorver uma pequena quantidade de energia antes de sua fratura e essa é marcada pela predominância da formação de trincas, ocorrendo de forma instantânea sua propagação, o que leva à rápida ruptura do material.

Por outro lado, os materiais dúcteis possuem alta absorção de energia e deformação plástica extensa, ocorrendo uma lenta propagação de trincas. MEDINA (2013) traz que, em geral, materiais dúcteis falham por exceder a tensão de cisalhamento (Figura 36) e materiais frágeis falham por exceder a tensão normal.

LEMAITRE & CHABOCHE (1990) e SOUZA NETO et al. (2008) trazem que da teoria de modelos constitutivos, podem ser utilizados diversos tipos de formulações para se descrever o comportamento de um material dúctil, como por exemplo: um modelo elasto-plástico, que leva em consideração tanto o comportamento elástico quanto o plástico do material; modelo elastoviscoplastico, que leva em consideração o comportamento elástico do material e o efeito da taxa de aplicação da carga no comportamento plástico do mesmo; modelo rígido plástico ou visco-plástico, que despreza a contribuição elástica no comportamento do material; modelo com dano acoplado, que incorpora a lei de evolução de uma variável interna de dano para se descrever de maneira explícita, o nível de degradação do material; entre outros.

Dando foco para o modelo elasto-plástico, o fenômeno da ruptura pode ser ilustrado pela curva tensão deformação de um ensaio de tração esquematizado a seguir.

Figura 35: Curva tensão-deformação para material dúctil.



(MORALES 2013)

A partir da Figura 35, é possível destacar os seguintes trechos:

Trecho OA

Segundo POCKSZEVNICKI (2004), esse trecho trata-se de um domínio elástico, uma região de tensões dentro da qual o material se comporta como sendo puramente elástico, sem a evolução de deformações permanentes, sendo um domínio delimitado por uma função do escoamento, onde a deformação depende da magnitude da tensão imposta.

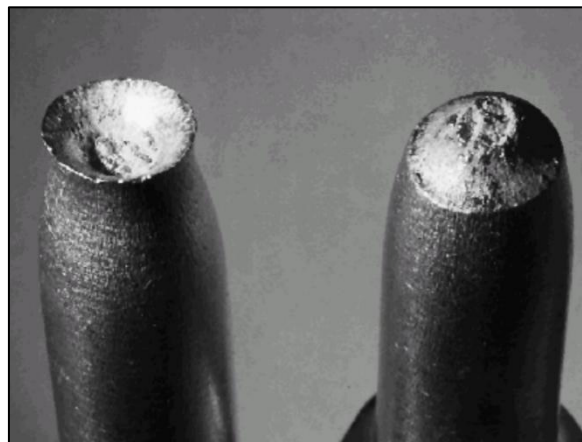
Trecho AB

Ocorre a plastificação e encruamento, fenômenos associados ao movimento de discordâncias na rede cristalina. Na perspectiva atômica, a deformação plástica corresponde à quebra de ligações com os átomos originais e em seguida a formação de novas ligações com os átomos vizinhos. Como um grande número de átomos ou moléculas se movem em relação uns aos outros, faz com que após a remoção da tensão, não haja retorno para a situação inicial, mantendo a deformação estabelecida.

Trecho BC

Inicia-se uma gradual estricção na região de tensão e posteriormente inicia-se um processo de propagação de rompimento das ligações atômicas que surgem a partir de uma tensão de cisalhamento que se origina em uma direção que forma um ângulo de aproximadamente 45° com a direção da tensão original, o que culmina na fratura denominada “taça e cone” (Figura 36).

Figura 36: Fratura Taça e Cone.



(MEDINA 2013)

Como exposto em NICOLAS (2006), a maioria dos conhecimentos relativos à resistência dos metais (materiais dúcteis) é obtida a partir de ensaios de tração simples e, com isso, buscando determinar as tensões admissíveis de utilização dos materiais para estados de tensões complexos que frequentemente se apresentam, existem diversas teorias de resistência. O objetivo central destas teorias é estabelecer leis, pelas quais possamos, pelo comportamento mecânico do material nos ensaios de tração simples, prever a condição de ruptura sob qualquer espécie de tensão composta. Para o aço, por exemplo, a condição de falha prevista significa o

escoamento do material. Considerando isso, na sequência serão abordados dois dos critérios de resistência mais utilizados para os materiais dúcteis.

2.5.1. CRITÉRIO DE TRESCA

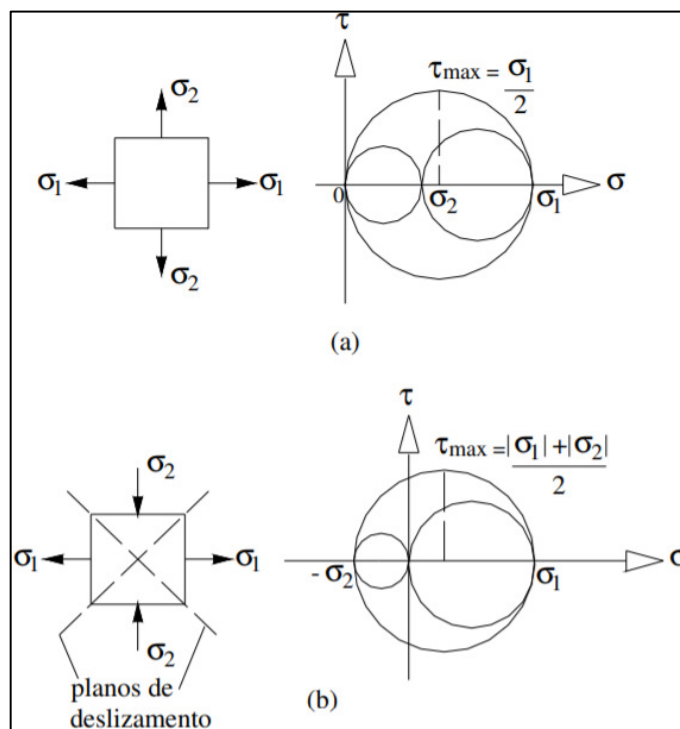
Também conhecido como teoria da máxima tensão cisalhante é largamente utilizado para a previsão de falha de materiais dúcteis, observando quando algum ponto entre em regime de escoamento, saindo do regime elástico para o regime plástico, causando assim deformações permanentes na estrutura.

Ele estabelece que o escoamento inicia quando a máxima tensão cisalhante atinge um valor crítico, ou seja, a tensão de cisalhamento máxima executa o papel principal, admitindo assim que o escoamento do material dependa apenas da máxima tensão de cisalhamento alcançada no interior do elemento. Dessa forma, quando o valor crítico de cisalhamento τ_{cr} é atingido, inicia-se o escoamento de um elemento.

A demonstração desse critério pode ser auxiliada pelo círculo de Mohr, onde para materiais solicitados em uma direção a tensão crítica é igual à metade da tensão máxima de tração, conforme pode ser visto abaixo:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \tau_{cr} = \left| \pm \frac{\sigma_1}{2} \right| = \frac{\sigma_{ESC}}{2} \quad (7)$$

Figura 37: Tensões atuantes e planos deslizamentos.



(NICOLAS 2006)

Pelo círculo de Mohr, pode-se determinar que:

- Se as tensões principais forem ambas negativas ou positivas, temos (*Figura 37- a*):

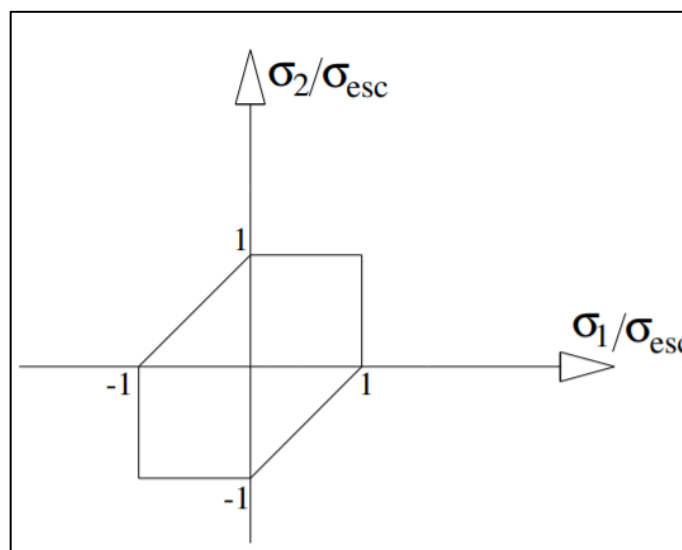
$$\tau_{m\acute{a}x} = \tau_{cr} = \left| \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{2} \right| \quad (8)$$

- Se a tensão máxima é positiva e a tensão mínima é negativa (*Figura 37- b*):

$$\tau_{m\acute{a}x} = \tau_{cr} = \left| \frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{min}}{2} \right| \quad (9)$$

Utilizando as definições obtidas pelo círculo de Mohr e considerando o caso do estado plano de tensões, o critério de Tresca pode ser expresso graficamente da seguinte forma:

Figura 38: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Tresca.



(NICOLAS 2006)

Assim, conforme pode ser avaliado na Figura 38, temos como limitantes, os seguintes valores:

- No 1º e 3º quadrante:

$$|\sigma_1| \leq \sigma_{ESC} \text{ e } |\sigma_2| \leq \sigma_{ESC} \quad (10)$$

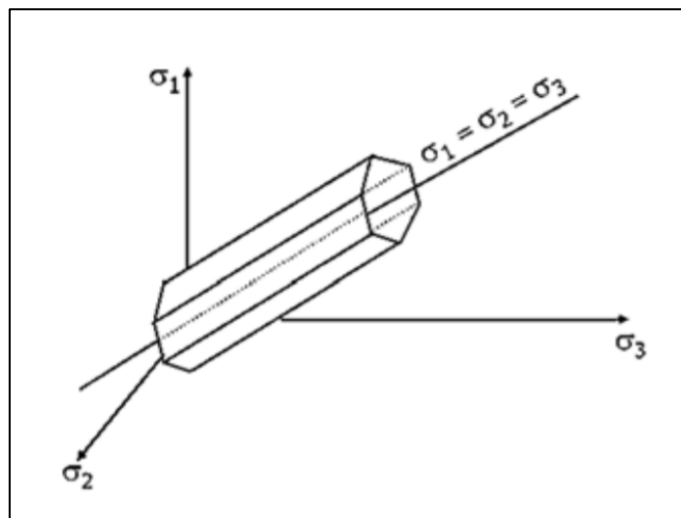
- No 2° e 4° quadrante:

$$\left| \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right| \leq \frac{\sigma_{ESC}}{2} \quad (11)$$

Com isso, temos que se qualquer ponto do material estiver sujeito a um estado plano de tensões e suas tensões principais no plano forem representadas pelas coordenadas σ_1 e σ_2 e estiverem marcadas fora da área hexagonal da (Figura 38) o material escoará no ponto. Ou seja, dentro dos limites apresentados, o material será tratado como material elástico e no momento que estiver fora dos limites seu comportamento será dito como elasto-plástico.

Para o estado triplo de tensões, a representação gráfica assume uma forma de uma superfície hexagonal do espaço, quando representado considerando um sistema de coordenadas definido pelas tensões principais (eixos hidrostáticos).

Figura 39: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Tresca para o caso tridimensional.



(GUERRA 2017)

2.5.2. CRITÉRIO VON MISES

Outro critério de escoamento de grande aceitação para materiais dúcteis e isotrópicos, é baseado em conceitos de energia de deformação, segundo POPOV (1978). Como descrito em NICOLAS (2006), a energia elástica total é dividida em duas partes: uma associada com as mudanças volumétricas do material e a outra causando distorções de cisalhamento. Igualando a energia de distorção de cisalhamento no ponto de escoamento à tração simples com aquela sob tensão combinada, é estabelecido o critério de escoamento para tensão combinada.

Segundo ensaios experimentais realizados em laboratório, observou-se que alguns materiais não atingiam o escoamento quando submetidos a estados hidrostáticos de tensão. Nesta condição, as tensões normais atuantes nas faces do elemento são idênticas e dadas por:

$$\sigma_{méd} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (12)$$

Como nesse caso o escoamento não é observado, conclui-se que a energia de deformação produzida pelo estado hidrostático de tensões deve ser desconsiderada para a caracterização da falha. Com isso, o critério indica que o escoamento do material dúctil ocorre quando a energia de distorção por unidade de volume do material for igual ou superior à energia de distorção por unidade de volume do mesmo material, considerando o escoamento atingido em um ensaio de tração. Então, considerando que a energia de deformação total é dada por:

$$U_{TOTAL} = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} \quad (13)$$

Como pode ser visto no trecho OA da Figura 35, a equação da energia de deformação total representa a área da curva tensão deformação de um material elástico linear. Escrevendo novamente em base das tensões principais, temos:

$$U_{TOTAL} = \frac{1}{2} \sigma_1 \varepsilon_1 + \frac{1}{2} \sigma_2 \varepsilon_2 + \frac{1}{2} \sigma_3 \varepsilon_3 \quad (14)$$

Considerando que é um material elástico, podemos utilizar as expressões da lei de Hooke generalizada para otimizar o problema:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \quad (15)$$

Assim, simplificando a equação (14):

$$U_{TOTAL} = \frac{1}{2E}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3) \quad (16)$$

Como visto anteriormente, a energia de deformação indicada pela equação (16) pode ser dividida em duas parcelas, uma representada pela variação de volume do elemento e a outra necessária para distorcer. Como critério utiliza a energia de distorção do elemento no ponto de escoamento, é necessário subtrair a contribuição do estado hidrostático de tensões para encontrar essa energia de distorção. Assim, subtraindo a equação (12) de cada tensão principal atuante, temos:

$$U_{DISTRORÇÃO} = \frac{1+\nu}{6E}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (17)$$

Além disso, de acordo com a premissa básica da teoria da energia de distorção, NICOLAS (2006) indica que a expressão (17) deve ser igualada a máxima energia de distorção na tração simples. Segundo descrito, isso ocorre quando uma das tensões principais atinge o ponto de escoamento do material (σ_{esc}). Assim, sabendo que a energia de deformação de distorção é $\frac{1+\nu}{3E}\sigma_{esc}^2$ temos a equação da energia de distorção no elemento descrita da seguinte forma:

$$\frac{1+\nu}{6E}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] = \frac{1+\nu}{3E}\sigma_{esc}^2 \quad (18)$$

Simplificando a equação (18), tem-se:

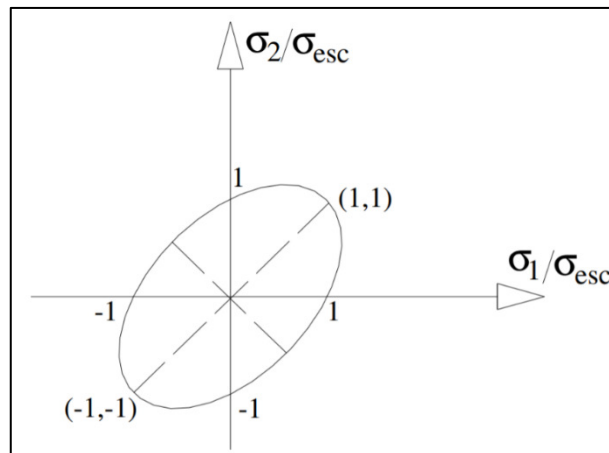
$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \leq 2\sigma_{esc}^2 \quad (19)$$

A equação (15) representa a expressão geral do critério de von Mises. Para simplificar, quando considerado o estado plano de tensões ($\sigma_3 = 0$), tem-se:

$$\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 \leq \sigma_{esc}^2 \quad (20)$$

Conforme apresentado para o critério de Tresca, é possível, a partir da geometria analítica, encontrar a superfície descrita pela equação (16).

Figura 40: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Von Mises.

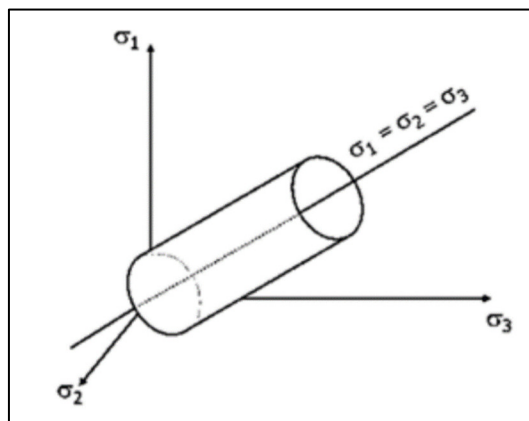


FONTE (NICOLAS 2006)

Com isso tem-se que se qualquer ponto do material estiver sujeito a um estado plano de tensões e suas tensões principais no plano forem representadas pelas coordenadas σ_1 e σ_2 e estiverem marcadas fora da área elipsoidal da Figura 40, o material escoará no ponto.

Já para o caso tridimensional, a representação gráfica se aproxima de uma forma de um cilindro, quando representado considerando um sistema de coordenadas definido pelas tensões principais, com o centro de gravidade de sua seção transversal localizado ao longo do eixo hidrostático.

Figura 41: Superfície de escoamento de acordo com o critério de Von Mises para o caso tridimensional



FONTE (GUERRA, 2017)

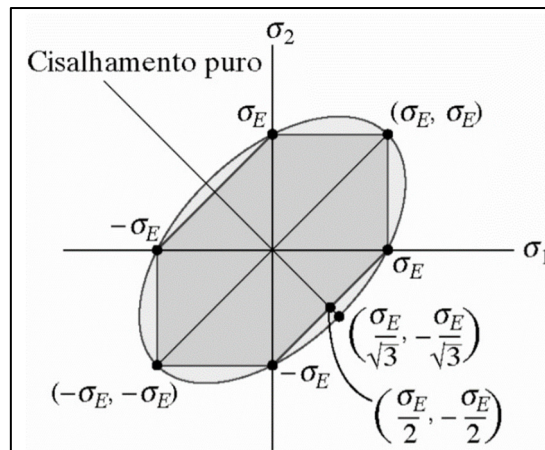
2.5.3. COMPARAÇÃO ENTRE CRITÉRIO DE TRESCA E VON MISES

Conforme BRITO (2015), nos estados semi-hidrostáticos de tensão ($\sigma_1 = \sigma_2$ ou $\sigma_3 = \sigma_2$) os critérios de Tresca e Von Mises coincidem. Nos demais casos os resultados são diferentes, sendo o critério de Tresca mais conservador quando comparado ao de Von Mises.

Há uma situação especial onde tem-se um estado de cisalhamento puro, existindo nesse caso a maior diferença entre os dois critérios, com essa diferença sendo apresentada na Figura 42. BRITO (2015) ainda ressalta que apesar de mais arrojado, o fato do critério de Von Mises se ajustar melhor aos resultados experimentais, faz com que ele seja utilizado como fundamento de diversas normas de estruturas metálicas.

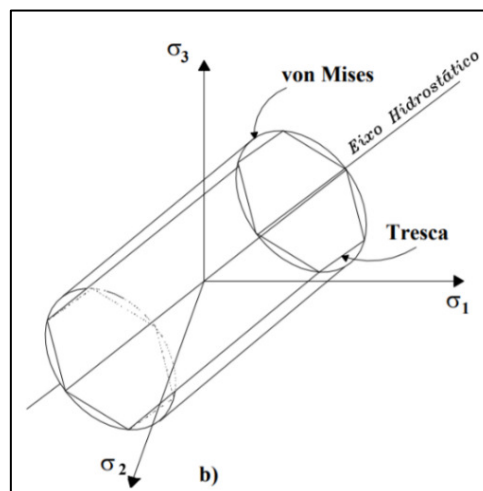
Para evidenciar ainda mais a proximidade entre os dois modelos e destacar suas diferenças, na sequência é possível ver a sobreposição das representações gráficas dos dois modelos tanto para o estado plano de tensões (Figura 42) como para o caso tridimensional (Figura 43).

Figura 42: Superfície de von Mises circunscrevendo de Tresca para o caso plano ($\sigma_3 = 0$).



(HIBBELER, 2004)

Figura 43: Superfície de von Mises circunscrevendo a de Tresca para o caso tridimensional.



POCKSZEWNICKI (2004)

2.6. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Para a obtenção dos resultados que tornem possível a avaliação do comportamento da ligação viga-pilar estudada, utiliza-se a modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos. Com isso, para o melhor entendimento das possibilidades, busca-se descrever de forma sucinta o funcionamento do método.

De acordo com SOUZA (2004), o Método dos Elementos Finitos pode ser definido como um método de análise em que o problema físico é descrito de forma diferencial e onde as equações desenvolvidas são resolvidas numericamente. O Método dos Elementos Finitos consiste em substituir o contínuo por um conjunto finito de subdomínios, chamado de elementos finitos. As variáveis de interesse são aproximadas nesses subdomínios, resultando em um problema com um número finito de incógnitas. A formulação posicional considera como variáveis as posições nodais do corpo em vez dos descolamentos da formulação padrão.

Para HAWILEH, RAHMAN e TABATAI (2010), o modelo matemático da estrutura a ser analisada se dá pela discretização do corpo em uma malha de elementos finitos. A ideia principal é dividir uma estrutura complexa, a qual não há uma solução clássica, em diversos pedaços menores, em que seja mais simples a obtenção do seu comportamento. Dessa forma, conforme se obtêm os resultados de cada um desses pequenos elementos, é possível caracterizar o comportamento total da peça.

Na análise de uma estrutura bidimensional, as premissas básicas para a aplicabilidade do método em uma peça estrutural são:

- Dividir o domínio do problema em regiões (elementos finitos) de geometria simples, normalmente triângulos e quadriláteros. O tamanho dos elementos tem influência no nível de precisão que se procura, sendo que se deve procurar uma modulação viável, para que seja possível analisar o problema com o grau de refino necessário, mas também não fazer uma divisão muito exagerada, que gera um trabalho computacional demorado;
- Aproximar os deslocamentos no interior dos elementos, fazendo interpolação dos valores nodais, utilizando funções simples, em geral equações polinomiais;
- Obter e resolver as equações de equilíbrio em função dos deslocamentos nodais, de acordo com os graus de liberdade de contorno de cada elemento;
- Calcular as respostas no interior dos elementos, com as deformações a partir do campo de deslocamentos e tensões a partir das deformações.

Pelo fato dessa discretização poder contar com diversos formatos, o método não apresenta restrições de geometria, condições de contorno, aplicações de carga ou variabilidade de materiais no modelo, sendo uma ferramenta de utilização cada vez mais recorrente para resolução de problemas estruturais, pois além de possuir a capacidade de mapear estruturas que fogem dos critérios de dimensionamento clássico, os softwares atuais apresentam uma interface facilitadora para a utilização do profissional.

Nesse contexto, utilizou-se o *software* de simulação numérica SimScale, no qual as análises são solucionadas em computadores remotos, apresentando maior potência de análise e diminuindo o custo computacional.

O módulo de elementos finitos da SimScale utiliza código fonte proveniente dos softwares de código aberto Calculix e Code_Aster, os quais são capazes de solucionar problemas estruturais lineares e não lineares complexos. O Code_Aster é geralmente utilizado em simulações envolvendo fadiga, fratura, modelos com contatos não lineares (atrito, por exemplo) solos, entre outros. Calculix tem funções similares e permite aos usuários a modelagem, solução e pós-processamento dos resultados. A análise estrutural SimScale usa exclusivamente elementos finitos 3D sólidos com uma escolha básica de elementos triangulares e tetraédricos de primeira ordem (4 nós) ou de segunda ordem (10 nós). No anexo A é possível ver as características de cada um dos modelões estudados.

3. TIPOLOGIA DE CONSOLO ESTUDADA

Na produção de elementos pré-fabricados, a execução dos consolos implica em um grande impedimento à industrialização eficiente, seriada, e de grande produtividade dos principais elementos estruturais das edificações, que são os pilares. Com a necessidade constante de ajustes nas formas para a produção em fábrica, em função da grande variação geométrica e do posicionamento de consolos em cada uma das faces dos pilares, a confecção desses elementos ainda é algo muito artesanal. Com isso, a qualidade do concreto desses elementos “especiais” cai consideravelmente.

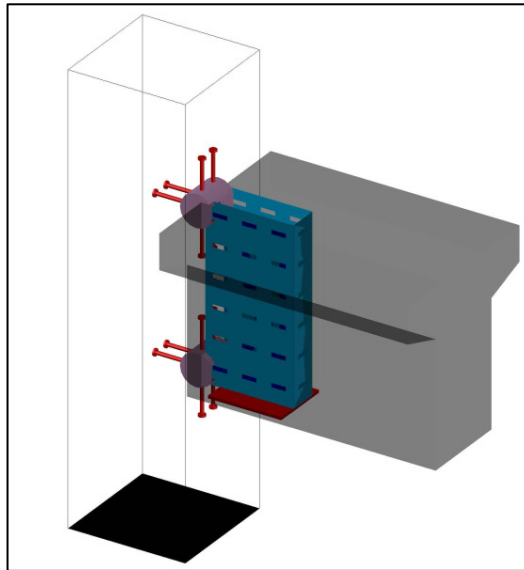
Esse fato impede que a produção de pilares seja feita de maneira similar a vigas e lajes, com pistas de grandes comprimentos e a utilização de formas metálicas com laterais e fundos móveis, que tornaria possível uma produtividade superior.

Além disso, a utilização de ligações semirrígidas entre elementos pré-fabricados ainda é de complicada execução, tornando a produção de estruturas mais altas dependentes da introdução de elementos adicionais, como chapas e soldas metálicas em campo, acarretando um custo maior de montagem e exigência de mão de obra qualificada. Isto também apresenta uma

série de inconveniências durante o processo de ligação entre os elementos metálicos, normalmente ocorrendo a grandes alturas e em etapas prematuras de montagem da estrutura.

Com base nisso, o trabalho apresenta uma tipologia nova de consolo metálico. Com a concepção idealizada pelo Eng^o Fabio Maciel Marquezin e com a patente no número BR102017014406-2, esse novo modelo de consolo metálico pode ser visto na Figura 44.

Figura 44: Detalhe geral na conexão.



3.1. DESCRIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

Esse novo tipo de ligação híbrida é formado por um consolo metálico estruturado com tubos quadrados soldados entre si, com um funcionamento lembrando uma treliça. Como uma das premissas básicas da idealização desse novo tipo de ligação é a sua característica de montagem posterior, ele funcionará como uma “alça”, que será encaixado após a concretagem do pilar. Para isso, deixa-se um tubo redondo na ponta, que será encaixado no pilar e funcionará como uma ancoragem mecânica da peça. Já no pilar, são posicionadas ancoragens embutidas, com um formato circular (Figura 45b) e apresentam uma abertura de encaixe para que o consolo seja posicionado. Dessa forma, após a ligação desse consolo com o pilar, realiza-se um graute de solidarização entre os elementos.

Outro aspecto importante que esse novo tipo de consolo apresenta é o apoio transitório durante a montagem das peças com a existência de uma chapa inferior, que servirá como sustentação provisória da viga que está sendo montada, sendo o principal responsável pelo apoio da viga antes do grauteamento e solidarização completa da conexão. A Figura 45a apresenta o esquema geral desse consolo.

Com isso, a Figura 46 demonstra o esquema de ancoragem do consolo no pilar pré-fabricado.

Figura 45: a) Detalhe do consolo metálico (alça). b) Detalhe do elemento de ancoragem.

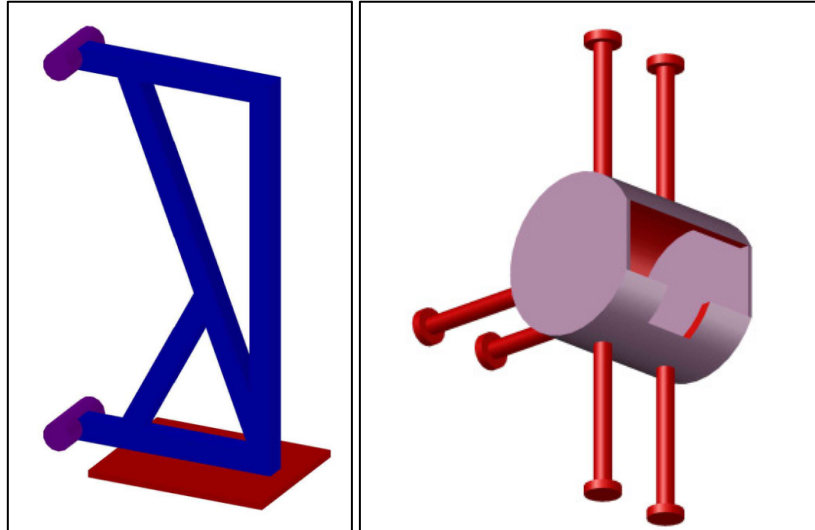
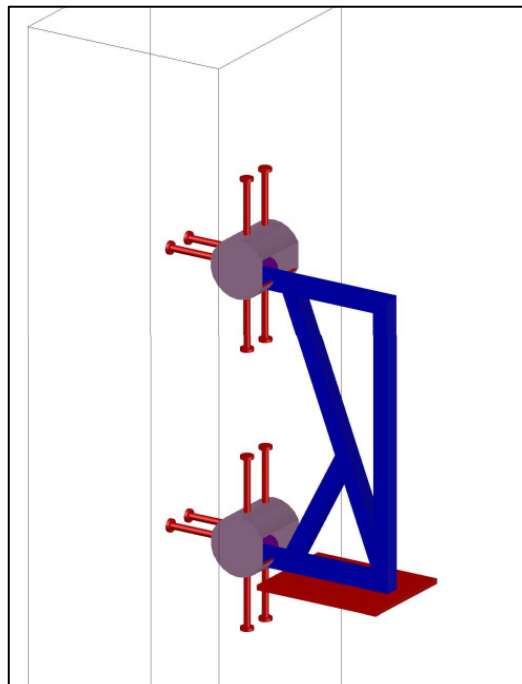


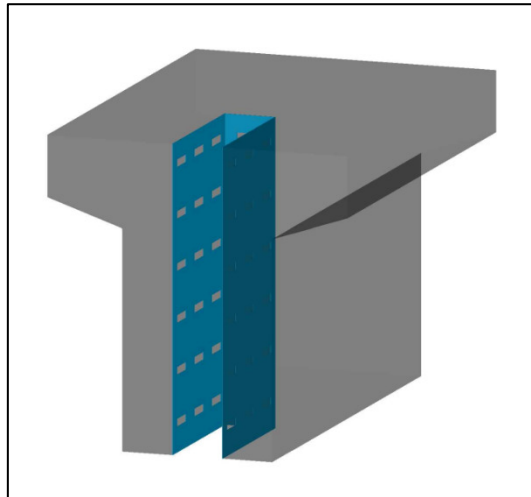
Figura 46: Detalhe do consolo metálico conectado ao pilar.



Para o funcionamento da proposta, a viga também deve apresentar um sistema especial de fabricação, o que não é um grande complicador, pois normalmente já se fazem detalhes

específicos, como por exemplo os dentes gerber. Para esse tipo de conexão, faz-se uma abertura central na viga, que servirá de encaixe com o consolo. Por dentro desse fenda, ancora-se uma chapa perfurada ou cria-se uma região com chaves de cisalhamento, que auxiliarão na solidarização dos dois elementos, gerando um engendramento maior do graute que fará a união das peças. A Figura 47 demonstra como é a estruturação dessa abertura.

Figura 47: Detalhe da abertura de encaixe da viga.



Dessa forma, nas Figura 48 e Figura 49 estão apresentados o esquema geral e um projeto básico do tipo de ligação, respectivamente.

Figura 48: Esquema geral da ligação.

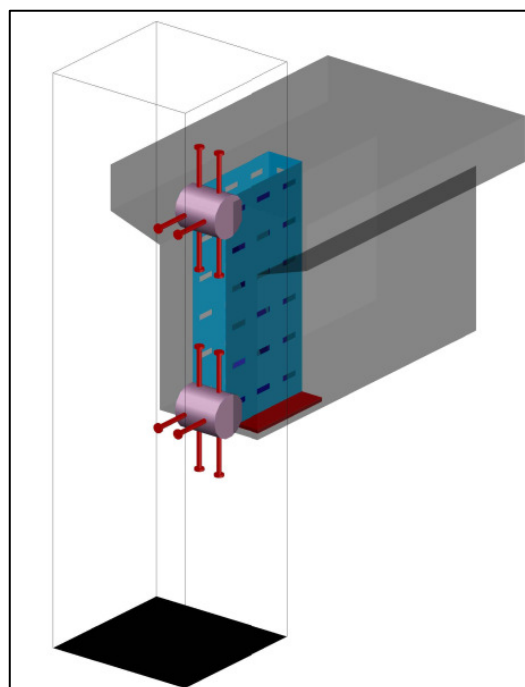
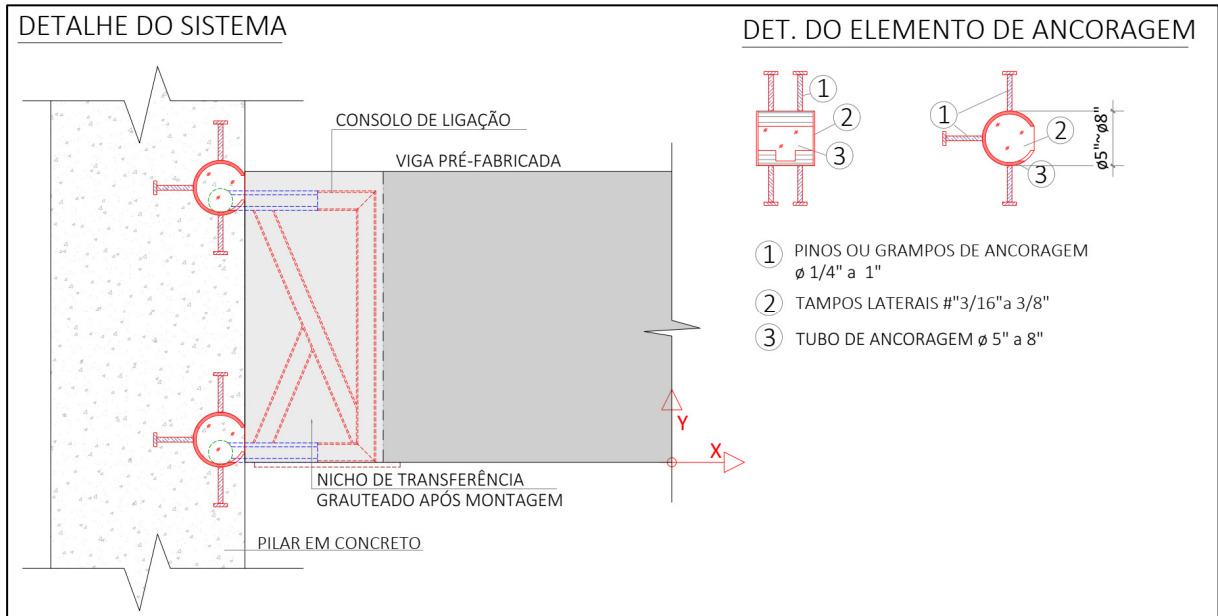


Figura 49: Detalhamento da ligação.



4. ANÁLISES E RESULTADOS

As análises elaboradas focaram principalmente na obtenção de resultados acerca da capacidade do dispositivo em suportar momentos fletores, da análise da deformação que a ligação sofrerá nessa situação e de como a peça se comportará na etapa de montagem da viga pré-fabricada. Considerou-se que a aderência entre a viga e o dispositivo fosse perfeito, bem como a ligação do dispositivo com o pilar. Dessa forma, será possível avaliar como as tensões estão distribuídas pelo consolo metálico em uma situação de correto funcionamento.

Assim, os modelos foram elaborados como vigas em balanço, sendo a maneira mais simples de se avaliar a resistência da ligação quando submetida a esforços de flexão. Nesse mesmo contexto, obtiveram-se as deformações e as rotações que o modelo apresentou, correlacionando esses valores com os parâmetros de avaliação da ligação estipulados na NBR 9062/2017. Inicialmente estudou-se um modelo específico, caracterizando todos os passos de análise. Posteriormente, foi adotada uma análise paramétrica, realizando variações tanto na altura da viga estudada como nas características do consolo, para entender o seu funcionamento. Além disso, foi elaborado um modelo geral, buscando caracterizar a situação transitória de montagem da viga, garantindo a estabilização dela somente pelo suporte nas chapas inferiores do dispositivo e suporte pelo consolo metálico.

4.1. MATERIAIS

A Norma ASTM A 500 estabelece os requisitos de fabricação para tubos de aço carbono para estruturas metálicas, com solda longitudinal (com costura) ou sem solda longitudinal (sem costura), para seções circulares, quadradas ou retangulares. Com isso, a norma estabelece as seguintes propriedades mecânicas para os quatro diferentes graus de aço, conforme Tabela 1:

Tabela 1: Propriedades mecânicas para tubos estruturais

PROPRIEDADES MECÂNICAS			
TUBOS CIRCULARES			
	GRAU A	GRAU B	GRAU C
LIMITE DE ESCOAMENTO (f_y)	230 MPa	290 MPa	315 MPa
LIMITE DE RUPTURA (f_u)	310 MPa	400 MPa	425 MPa
TUBOS QUADRADOS E RETANGULARES			
	GRAU A	GRAU B	GRAU C
LIMITE DE ESCOAMENTO (f_y)	270 MPa	315 MPa	345 MPa
LIMITE DE RUPTURA (f_u)	310 MPa	400 MPa	425 MPa

Baseado nos valores apresentados e considerando os perfis mais utilizados no mercado, serão adotadas as seguintes propriedades para o aço:

Tubos redondos (Grau C)

- $f_y = 315 \text{ MPa} / f_u = 425 \text{ MPa}$;

Tubos quadrados/ retangulares (Grau B)

- $f_y = 315 \text{ MPa} / f_u = 400 \text{ MPa}$;

Módulo de elasticidade do aço:

- $E_s = 200 \text{ GPa}$

Onde,

f_y – Limite de escoamento do aço; e

f_u – Limite de ruptura do aço.

Com isso, para a obtenção de um valor que esteja dentro de nossas limitações, e considerando que toda a força aplicada será sempre a característica, têm-se que os seguintes coeficientes de segurança:

$\gamma_s = 1,15$ (Coeficiente de segurança do aço); e

$\gamma_f = 1,40$ (Coeficiente majorador dos esforços).

Com isso, buscando atender ao critério de ruptura de Von Mises, tem-se:

$$\sigma_{ADM} = \frac{f_y}{\gamma_s \cdot \gamma_f} = \frac{315 \text{ MPa}}{1,15 \cdot 1,40} = 195,65 \text{ MPa}.$$

Para o Concreto, estão sendo consideradas as seguintes características:

- $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$; e
- $E_{CS} = 30.000 \text{ MPa}$.

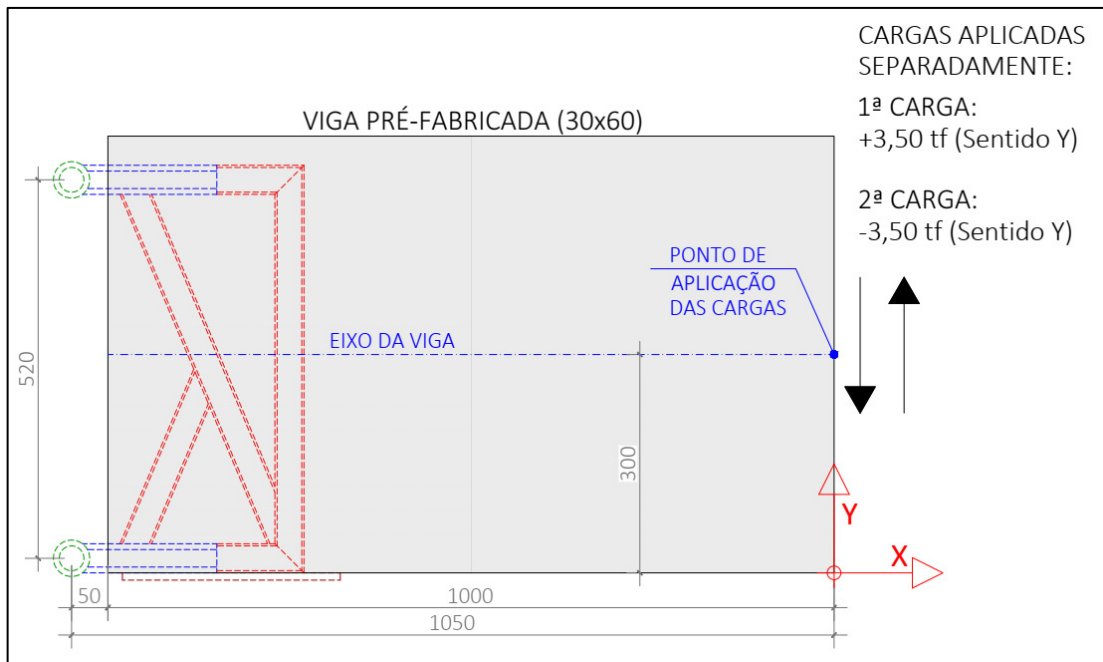
4.2. GEOMETRIA ADOTADA

Por ser uma ligação metálica, e por considerar que a aderência entre a viga de concreto e ela são perfeitos, ela será tratada basicamente como um elemento metálico de ligação, buscando compreender seu comportamento. Os primeiros testes realizados utilizam uma dimensão pré-determinada, baseado em diversos modelos estudados. Como a principal verificação a ser realizada é a capacidade da ligação resistir ao momento fletor, o modelo realizado é uma viga em balanço engastada por esse consolo.

Nas análises em geral foram estudadas algumas possibilidades para a determinação de uma configuração satisfatória, com perfis metálicos comerciais, buscando uma boa relação entre o esforço existente e a resposta obtida. O critério de ruptura utilizado será o de Von Mises, que conforme foi apresentado, indica o início da plastificação do aço.

Assim, com base em estudo acerca das tipologias e buscando uma solução que trouxesse praticidade e economia, realizou-se um ensaio com uma viga em balanço, com as características geométricas indicadas na Figura 50.

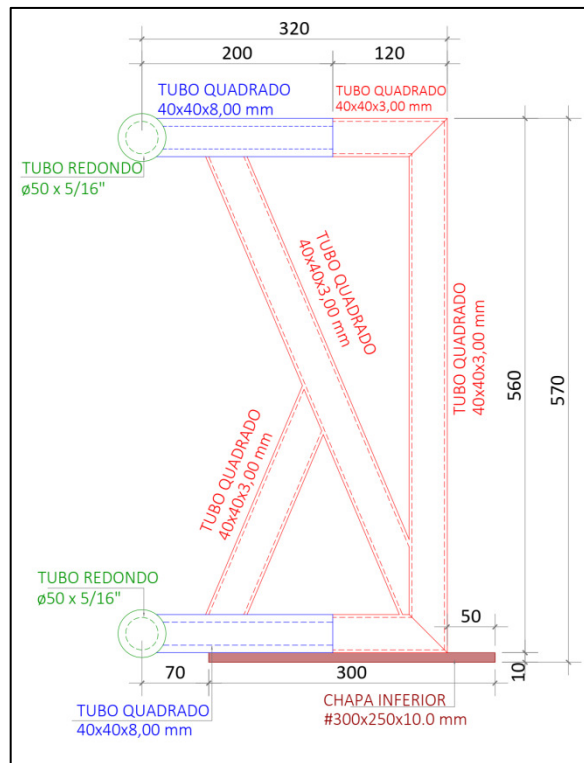
Figura 50: Características geométricas do modelo de estudo



Uma característica importante desse modelo inicial, é a aplicação de uma carga ascendente e descendente a fim de avaliar o comportamento do dispositivo quando solicitado a uma alternância de momentos, que é algo que ocorre em estruturas mais verticalizadas e uma das principais análises que se procura fazer acerca desse dispositivo.

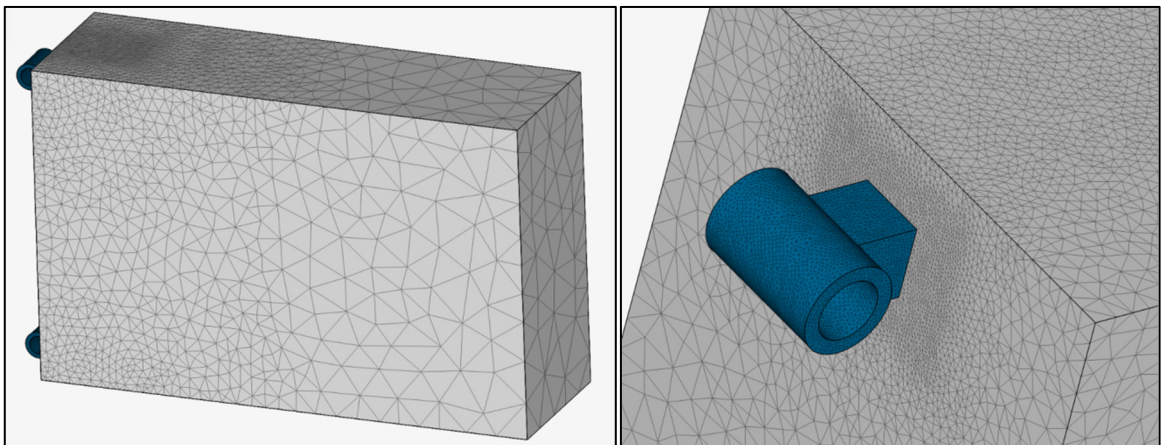
A opção por se trabalhar com uma viga em balanço é justamente na busca de caracterizar o comportamento dos elementos quando solicitados ao momento fletor, verificando como ocorrem as transmissões dos esforços para o consolo metálico, avaliando a resistência dos perfis e a rotação da ligação. Para isso, elaborou-se um modelo em elementos finitos e, após algumas análises, optou-se por trabalhar com um modelo com as características apresentadas na Figura 51.

Figura 51: Consolo metálico estudado



A Figura 52 apresenta a malha no modelo de elementos finitos. Após diversas análises preliminares, entendeu-se quais as regiões seriam necessárias passar por um refinamento para encontrar resultados mais precisos. Com isso, as regiões das duas ligações tiveram suas malhas redefinidas em regiões menores.

Figura 52: (I) Malha definida para o método dos elementos finitos (II) Região com refinamento.

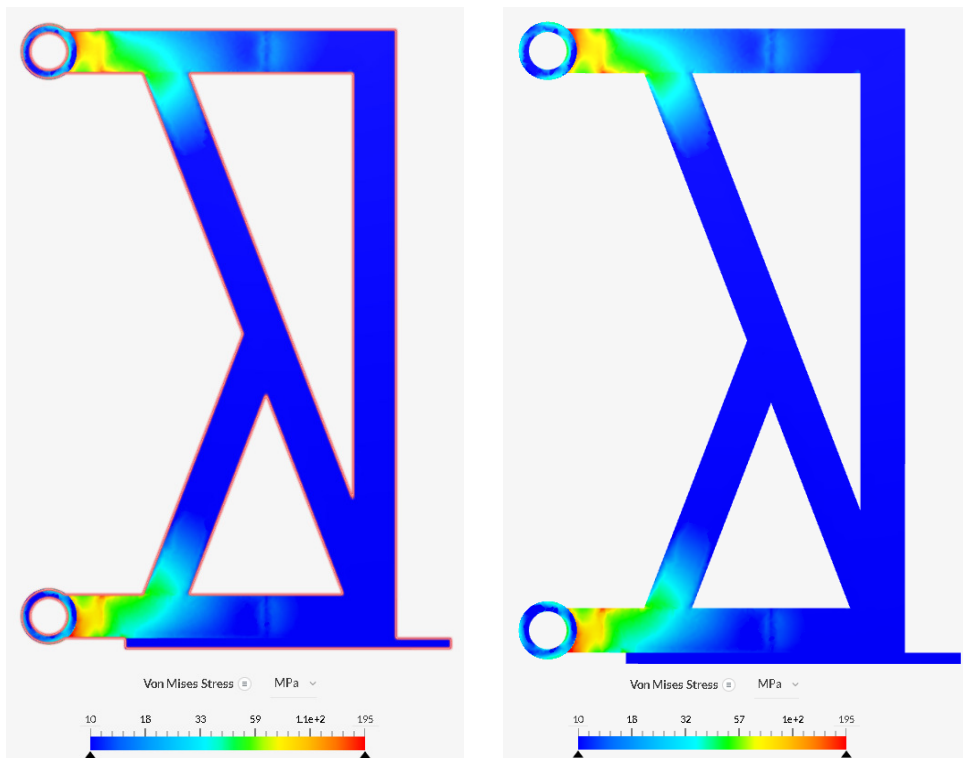


4.3. ANÁLISE ELÁSTICA DA VIGA EM BALANÇO

É uma avaliação das tensões e o entendimento de quais são os principais mecanismos de transferência de esforços da viga de concreto para o consolo metálico. Na Figura 53, mostram-se as tensões de Von Mises do elemento, considerando a carga ascendente e descendente, indicando assim que inicialmente o consolo está apresentando uma boa característica acerca de sua garantia de inversão de momentos. Além disso, as distribuições das tensões são praticamente iguais nos dois modelos, demonstrando que o papel de distribuir os esforços está essencialmente no elemento em concreto.

Como era de se esperar, as maiores tensões se concentram nas regiões mais próximas aos apoios, partindo da região do apoio e caminhando até as diagonais. Por inicialmente estar se tratando a estrutura com vinculações fixas, e a estrutura ser formada por tubos vazados, na tendência de deformar o dispositivo metálico é solicitado inicialmente nas extremidades, evidenciando-se ali as maiores tensões do modelo.

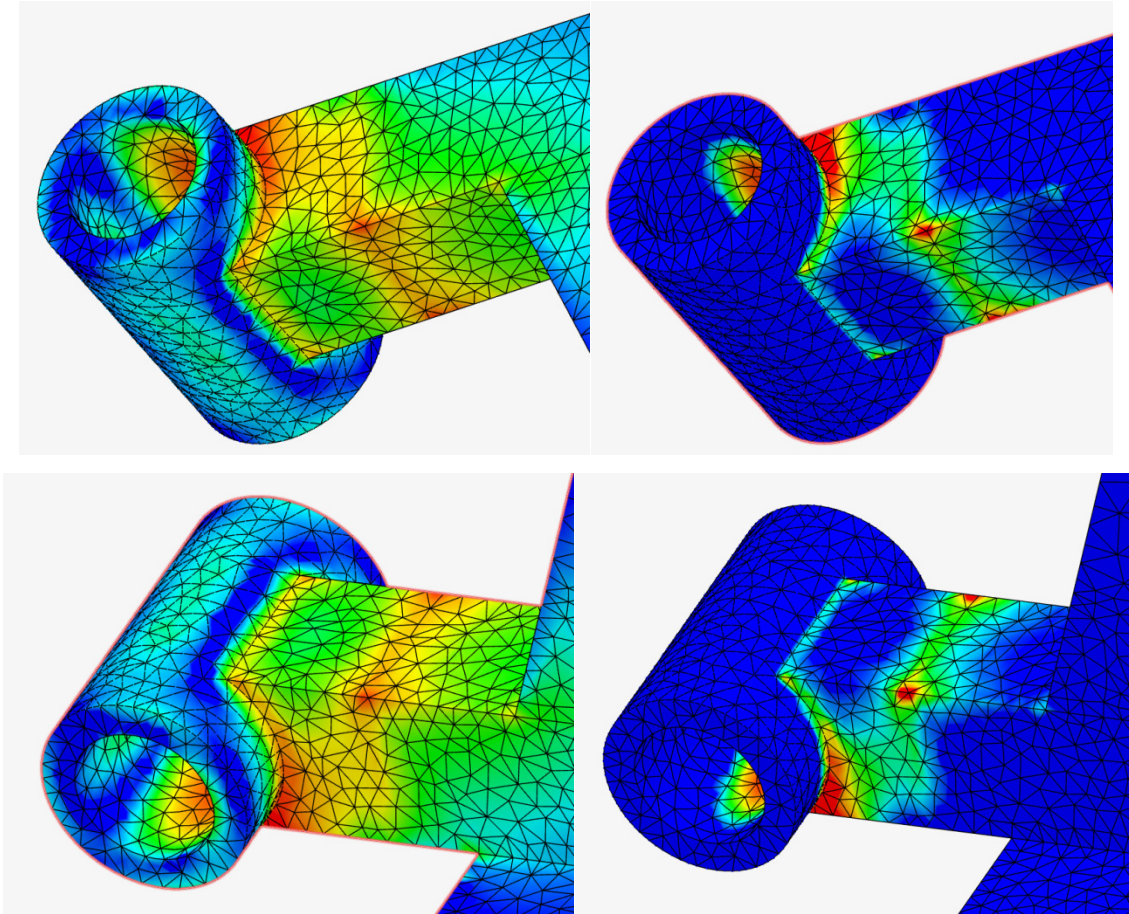
Figura 53: Tensões de Von Mises do consolo metálico para as cargas ascendentes (I) e descendentes (II)



Outro ponto que pode ser analisado na Figura 53, da esquerda para a direita, é o pico de tensão na região que se inicia a interação entre a viga de concreto e o consolo metálico. Com isso, as tensões caminham pelas laterais do perfil para o topo, explicando assim o pico de tensões na parte superior. No restante do dispositivo, as tensões têm pequena intensidade.

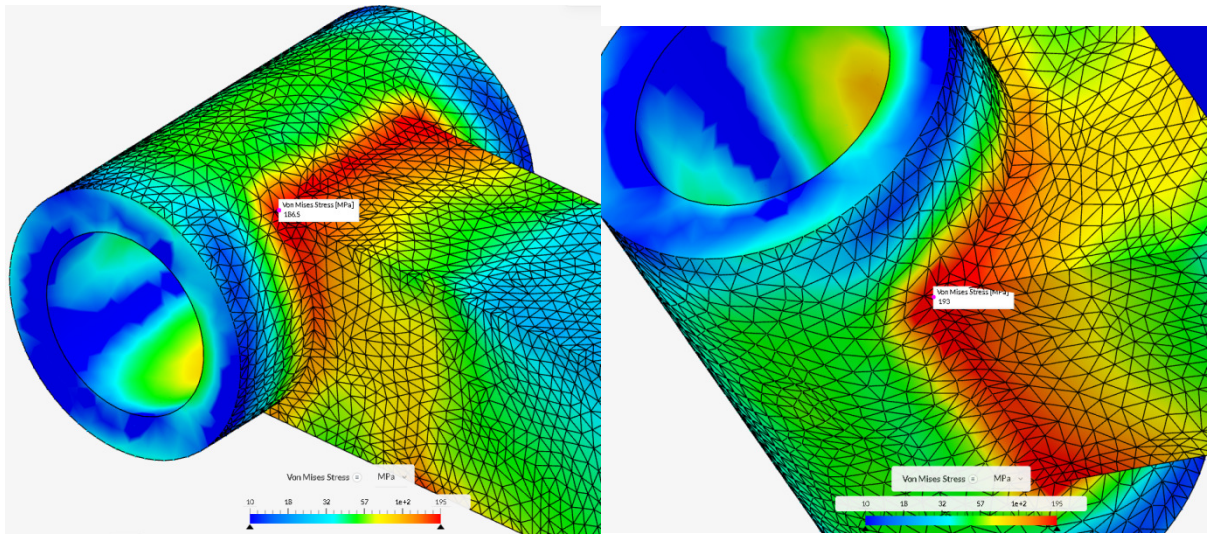
No que diz relação às extremidades das regiões de ligação entre o consolo metálico e o pilar na Figura 54, é possível notar como as forças caminham em direção às extremidades. Outro ponto é como as maiores tensões acabam se localizando na região de dobra do perfil, onde realmente a rigidez é maior. A própria norma NBR 14762, de perfis formados a frio, utiliza o método das larguras efetivas, em que essas regiões de dobras auxiliam muito na resistência.

Figura 54: Tensões Von Mises na região de ligação do dispositivo metálico com o pilar em concreto.



Ainda na Figura 54, analisando os perfis superiores e inferiores, com as escalas ajustadas, a primeira interação entre a viga de concreto e o perfil metálico ocorrem nas regiões de contatos internos entre eles. Com o detalhe ampliado, também é possível notar como as tensões são suspensas pela lateral do perfil, chegando aos tubos redondos de ancoragem.

Figura 55: Tensões máximas de Von Mises.



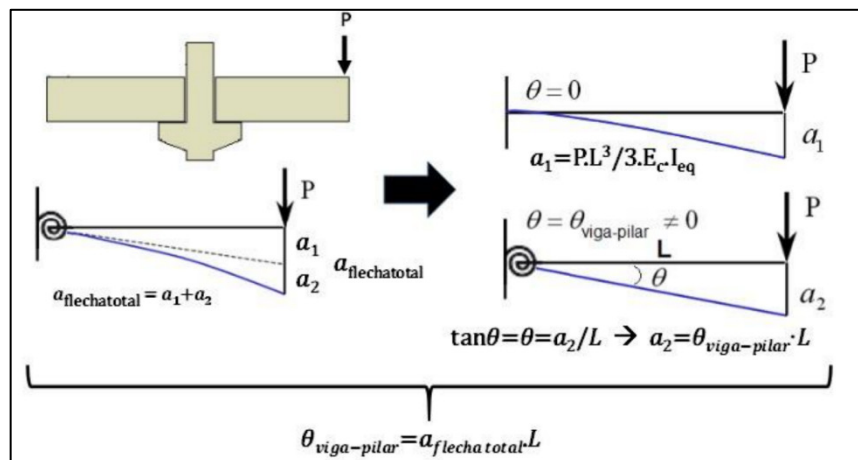
Por fim, na análise elástica do modelo proposto, verifica-se que a tensão máxima existente em qualquer elemento metálico presente é menor que a admissível, com os valores:

$$\sigma_{MÁX} = 193,0 \text{ MPa} < \sigma_{ADM} = 195,65 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

4.4. PARÂMETRO α_R

Um dos objetivos do trabalho é a obtenção de um fator de restrição da ligação, que se enquadre dentro do preconizado pela NBR 9062/2017. Para isso, procura-se obter a rotação que a ligação apresenta, de acordo com a metodologia de HADADE et al. (2018), indicando na Figura 56 a maneira de ser obtida a rotação relativa viga-pilar.

Figura 56: Metodologia que relaciona a rotação relativa viga-pilar e a flecha total na extremidade da viga.



(HADADE et al., 2018)

Com o conhecimento da deformação na extremidade da viga e realizando a comparação como o deslocamento elástico previsto, obtém-se a rotação relativa que a ligação sofre. Dessa forma, é possível obter a rigidez secante da ligação, com a seguinte relação:

$$R_{SEC} = \frac{M_{LIG}}{\theta_{LIG}} \quad (21)$$

Seguindo essa ideia, pelo modelo apresentado, é possível obter o deslocamento elástico da viga (Ver Figura 56), da seguinte maneira:

$$f_{el} = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{35 \text{ kN} \cdot (100 \text{ cm})^3}{3 \cdot 3.3000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 5400000 \text{ cm}^4} = 0,0072 \text{ cm}$$

Onde:

P – Força aplicada na ponta do balanço;

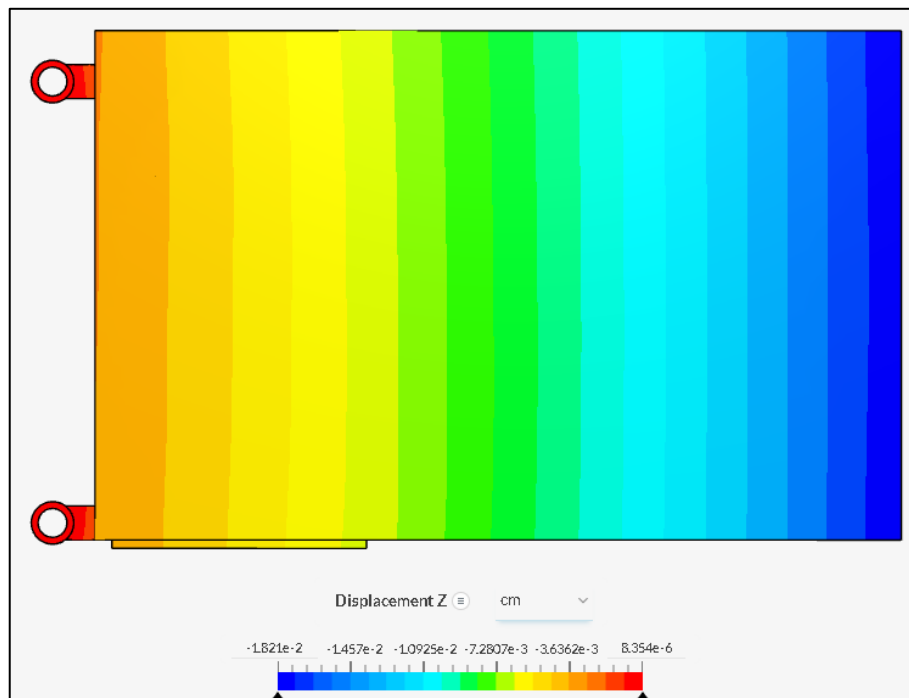
L - Vão da viga;

E – Módulo de elasticidade do concreto;

I - Inércia da viga.

Assim, analisando o modelo, tem-se que o maior deslocamento está apresentada na Figura 57.

Figura 57: Deformação da viga.



Conforme apresentado, o deslocamento obtida no modelo é de:

$$f_{mod} = 0,0182 \text{ cm}$$

Assim, utilizando o exposto em HADADE et al. (2018), a rotação da ligação é:

$$\theta_{LIG} = \frac{f_{mod} - f_{el}}{L} = \frac{0,0182 - 0,0072}{100} = 1,1 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Dessa forma, a rigidez secante da ligação fica

$$R_{SEC} = \frac{M_{LIG}}{\theta_{LIG}} = \frac{35,0}{1,1 \cdot 10^{-4}} = 318229,40 \text{ kN.m/rad}$$

Obtida a rigidez secante da ligação é possível obter o valor de α_R :

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{SEC}}{R_{SEC} \cdot L_{ef}} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{3(0,5 \cdot 3000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 540000 \text{ cm}^4)}{31822000 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{rad}} \cdot 100 \text{ cm}} \right]^{-1} = 0,597$$

Onde:

$(EI)_{SEC}$ – Rigidez secante da viga pré-fabricada, que pode ser considerada $0,5 E_c I$.

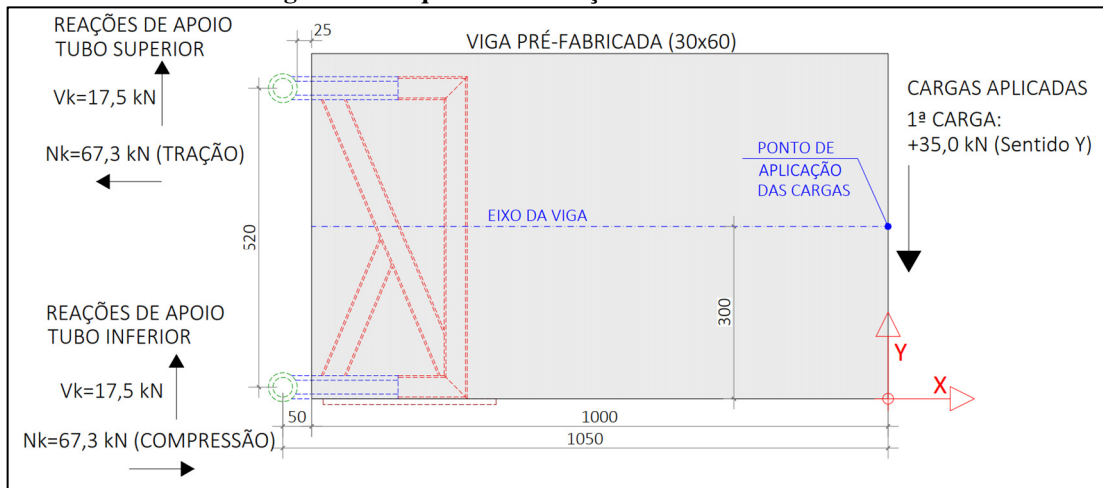
Como o valor de α_R está entre $0,15 < \alpha_R < 0,85$, a ligação pode ser classificada como semirrígida.

4.5. ANÁLISE ANALÍTICA

Uma outra questão importante para o melhor entendimento do funcionamento do modelo é uma avaliação analítica do conjunto, baseada nas normativas brasileiras. Considerando esse caso específico, analisando o funcionamento obtido na análise numérica, com a carga descendente, entende-se que o tubo superior apresenta um funcionamento próximo a uma flexo-tração e o tubo inferior apresenta um funcionamento de flexo-compressão. Outro aspecto que se pode retirar do modelo numérico, é que o nível de tensões apresentados no tubo superior e inferior é praticamente o mesmo, com o concreto distribuindo uniformemente os esforços. Sendo assim, entende-se que estarão submetidos a praticamente a mesma intensidade de esforços de cisalhamento.

Baseado nisso, tem-se os seguintes esforços:

Figura 58: Esquema de esforços do sistema analítico



Além dos esforços apresentados, para o dimensionamento dos perfis, considera-se um pequeno momento de compatibilização, relativo as folgas de montagem e distância entre o ponto de apoio do tubo e aplicação da carga:

$$M_k = 0,05 \cdot 17,5 = 0,88 \text{ kN.m}$$

Assim, os esforços para os quais os perfis deverão resistir serão:

$$M_k = 0,88 \text{ kN.m}$$

$$V_k = 17,5 \text{ kN}$$

$$N_k = 67,3 \text{ kN}$$

Como tanto a NBR 14762/2010 e NBR 8800/2008 caminham para um mesmo critério de dimensionamento e dentre os perfis utilizados existem perfis que podem ser enquadrados nas duas normas, a verificação irá utilizar a NBR 8800. Com isso, os esforços resistentes para cada será:

- **Momento fletor**

Conforme normativa, podemos considerar como um elemento de alma não-esbelta, sendo assim, o momento fletor resistente de cálculo deve ser tomado como o menor valor entre o ELU (Estado limite último) de flambagem lateral com torção (FLT), do ELU de flambagem local da mesa comprimida (FLM) e ELU da flambagem local da alma. Com isso, o momento fletor resistente é:

$$M_{Rd} = 2,65 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 0,88 \cdot 1,4 = 1,23 \text{ kN.m} \rightarrow OK!$$

- **Esforço normal (Tração e compressão)**

Por se tratar de um elemento completamente travado pelo concreto, a resistência do elemento tanto na tração quanto na compressão é praticamente a mesma, pois os coeficientes de flambagem que minoram a resistência a compressão desse perfil acabam sendo mínimos. Dessa forma:

$$N_{Rd} = 248,5 \text{ kN.m} > N_{Sd} = 67,3 \cdot 1,4 = 94,5 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

- **Esforço cortante:**

Resistência ao esforço cortante sendo definida pela área da alma do tubo:

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma} = 22,4 \text{ kN} < V_{Sd} = 17,5 \cdot 1,4 = 24,5 \text{ kN} \rightarrow \text{NÃO OK!}$$

Ou seja, como pode-se notar, pelos cálculos analíticos, os tubos não apresentam resistência adequada para atender os esforços. Nesse caso, o valor solicitante máximo deveria ser:

$$V_{Sd,máx} = \frac{22,4 \text{ kN}}{1,40} = 16,0 \text{ kN}$$

Com isso, baseando-se nas mesmas considerações inicialmente indicadas, esse conjunto suportaria no máximo 32,0 kN de esforço cortante.

- **Esforços combinados (momento + axial):**

Uma análise final que também deve ser realizada é dos esforços de momento fletor e esforço axial combinados. Para que essa verificação seja satisfeita, a relação abaixo deve apresentar valor inferior a 1:

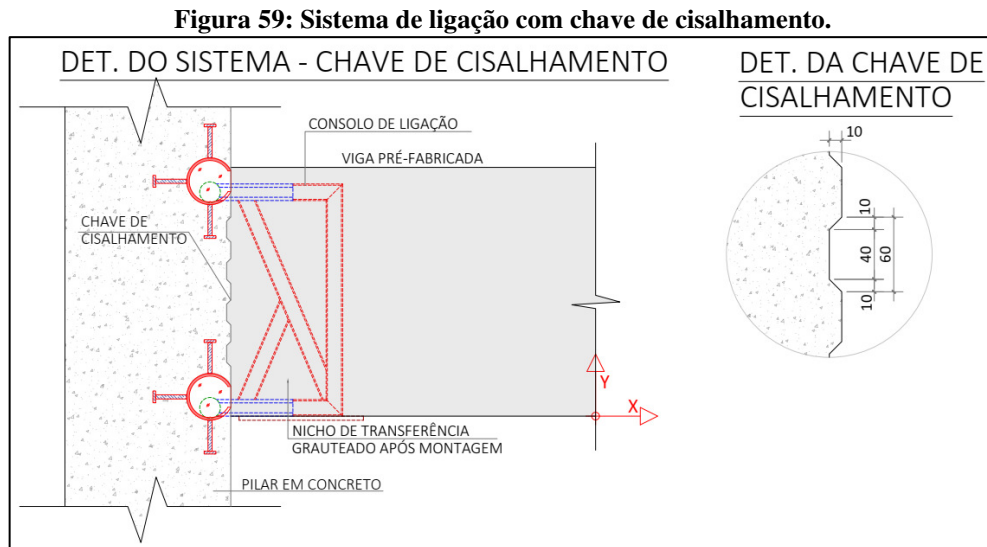
$$n = \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{X,Sd}}{M_{X,Rd}} + \frac{M_{Y,Sd}}{M_{Y,Rd}} \right) < 1$$

$$n = \frac{9,45 \text{ tf}}{24,85 \text{ tf}} + \frac{8}{9} \left(\frac{0,123}{0,265} + \frac{0}{0,265} \right) < 1$$

$$n = 0,79 < 1 \rightarrow OK!$$

4.6. CHAVE DE CISALHAMENTO

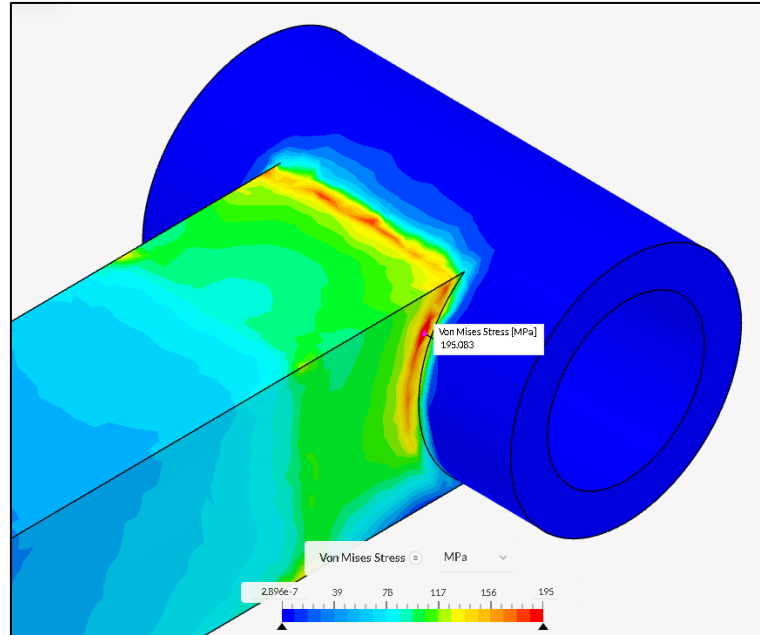
Outra consideração no entendimento do consolo metálico é a utilização de chaves de cisalhamento para auxiliar a resistência da conexão quanto a força vertical. Chaves de cisalhamento na conexão viga-pilar, são amplamente utilizadas nas soluções de ligações pré-fabricadas, tanto na conexão pilar-fundação como na ligação viga pilar. Baseado no que é exposto em FALEIROS (2018), onde após seus ensaios ele constatou que a chave de cisalhamento é capaz de suportar cerca de 40% dos esforços verticais aplicados na ligação, fez-se um modelo considerando a chave de cisalhamento, no qual é a ideia é que o ocorra o engrenamento na ligação viga-pilar. Para isso, será necessário prever chaves de cisalhamento na ligação, conforme é exposto na Figura 59.



Para o modelo numérico, por se tratar de uma análise linear, a chave de cisalhamento será considerada com um fluxo cisalhante na direção oposta da aplicação de carregamento. Optou-se por considerar essa carga de 40% indicada em FALEIROS (2018) como uma tensão distribuída na conexão viga pilar e verificar qual seria a carga máxima possível de ser aplicada. Considerando o índice obtido em FALEIROS (2018), tem-se:

$$\tau_{CIS,ch} = \frac{0,4 \cdot V_k}{A_{chave}} = \frac{14,0 \text{ kN}}{0,18 \text{ m}^2} = 77,7 \text{ kN/m}^2$$

Com a utilização da chave de cisalhamento, foi-se aumentando a força aplicada na viga, chegando ao limite de escoamento do consolo metálico na carga de 45,0 kN, gerando um aumento da ordem de resistência da ligação da ordem de 28%.

Figura 60: Tensões de Von Mises - Modelo com Chave de Cisalhamento

4.7. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Após caracterizar cada um dos ensaios previstos, para uma melhor comparação geral, foram estudados doze tipos de modelos diferentes do consolo metálico, no objetivo de avaliar o funcionamento da peça em cada caso. As variações ocorreram nas dimensões dos tubos que formam o consolo, no tipo deles (tubos vazados e barras maciças) e nas dimensões das vigas em concreto.

A metodologia dos modelos foi a mesma indicada anteriormente, considerando uma viga em balanço com 1,0 metro de comprimento, na tentativa de verificar a capacidade restritiva da ligação e absorção do momento fletor. As Figura 61 a Figura 66 apresentam as tipologias dos consolos estudados.

Figura 61: Viga 30x40 – Tubos e barras metálicas de 40 mm

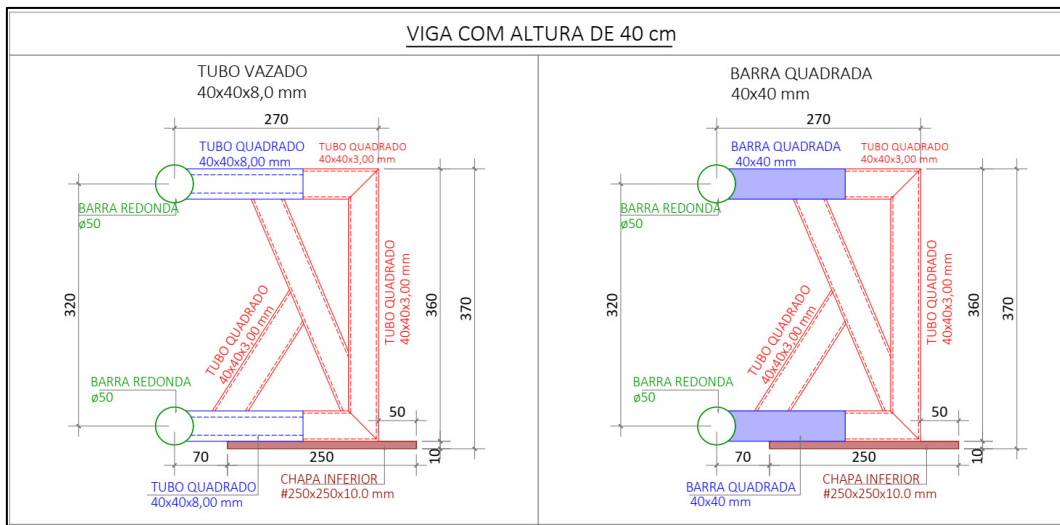


Figura 62: Viga 30x60 - Tubos e barras metálicas de 40 mm

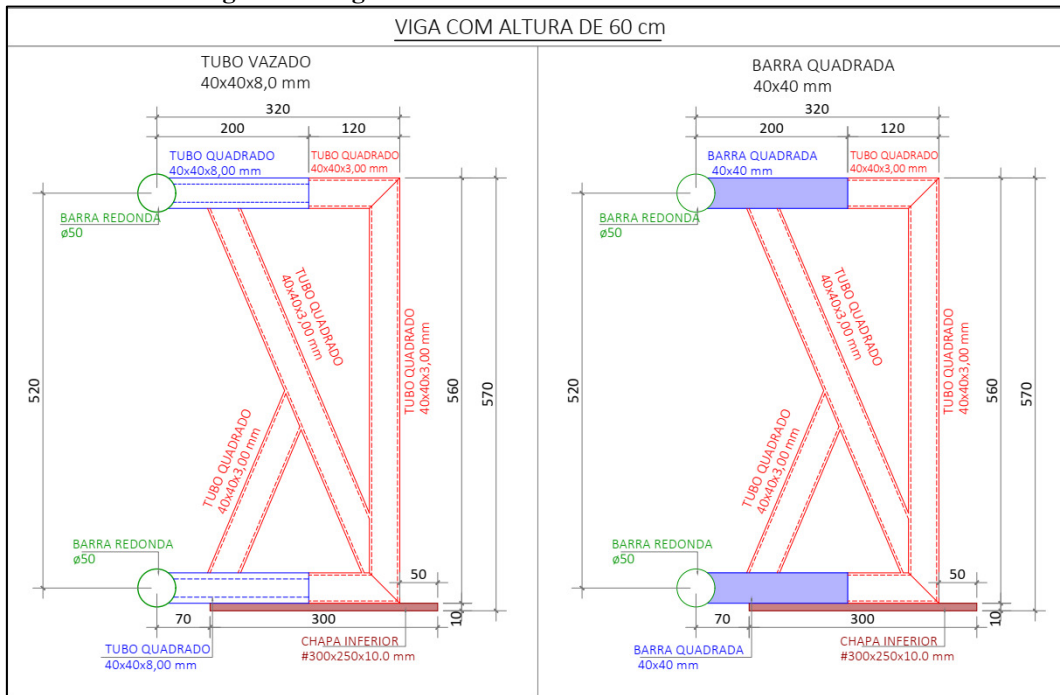


Figura 63: Viga 30x60 - Tubos e barras metálicas de 60 mm

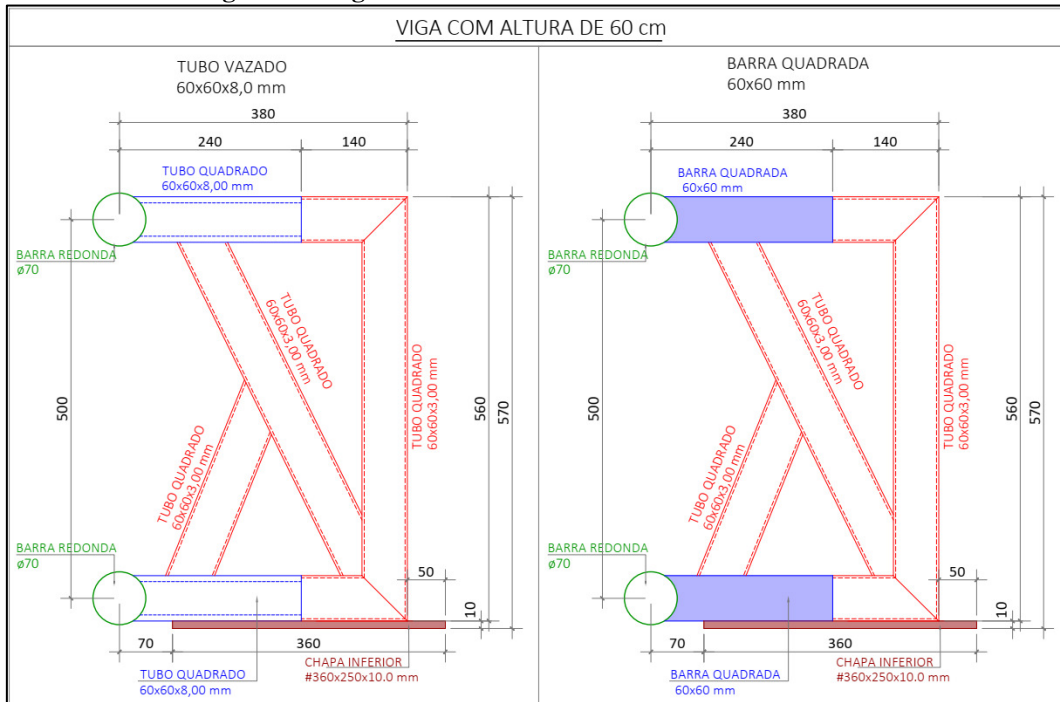


Figura 64: Viga 30x80 - Tubos e barras metálicas de 40 mm

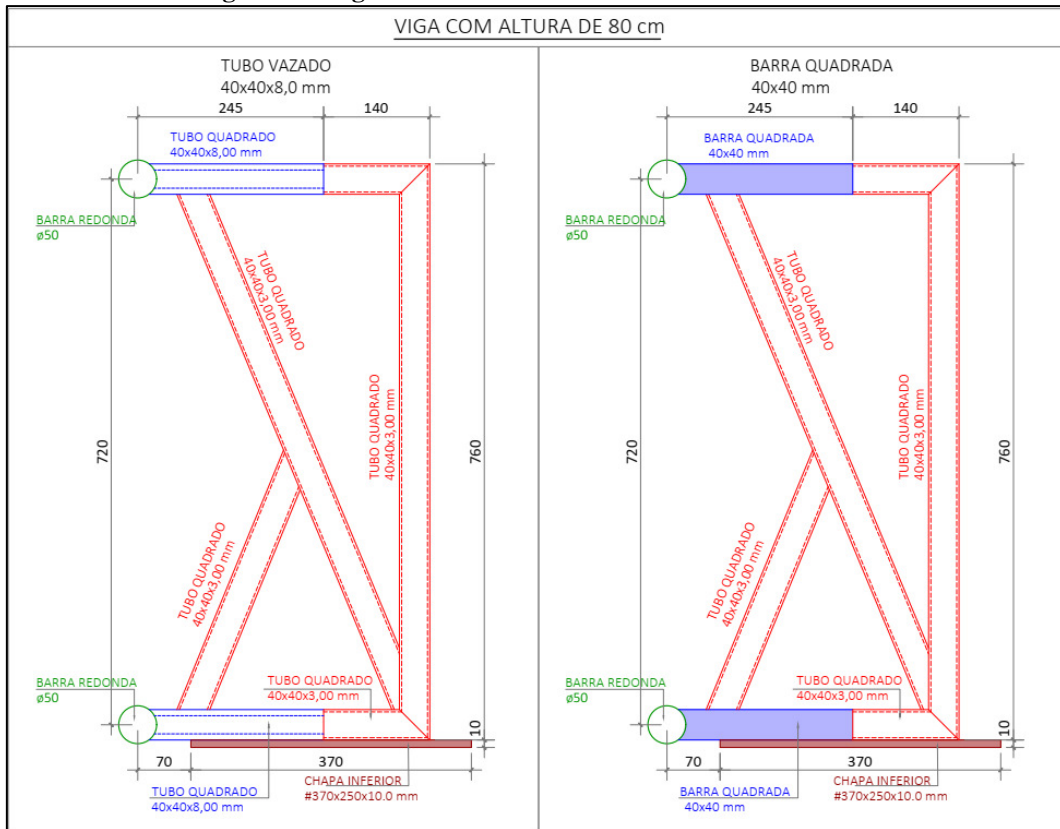


Figura 65: Viga 30x80 - Tubos e barras metálicas 60 mm

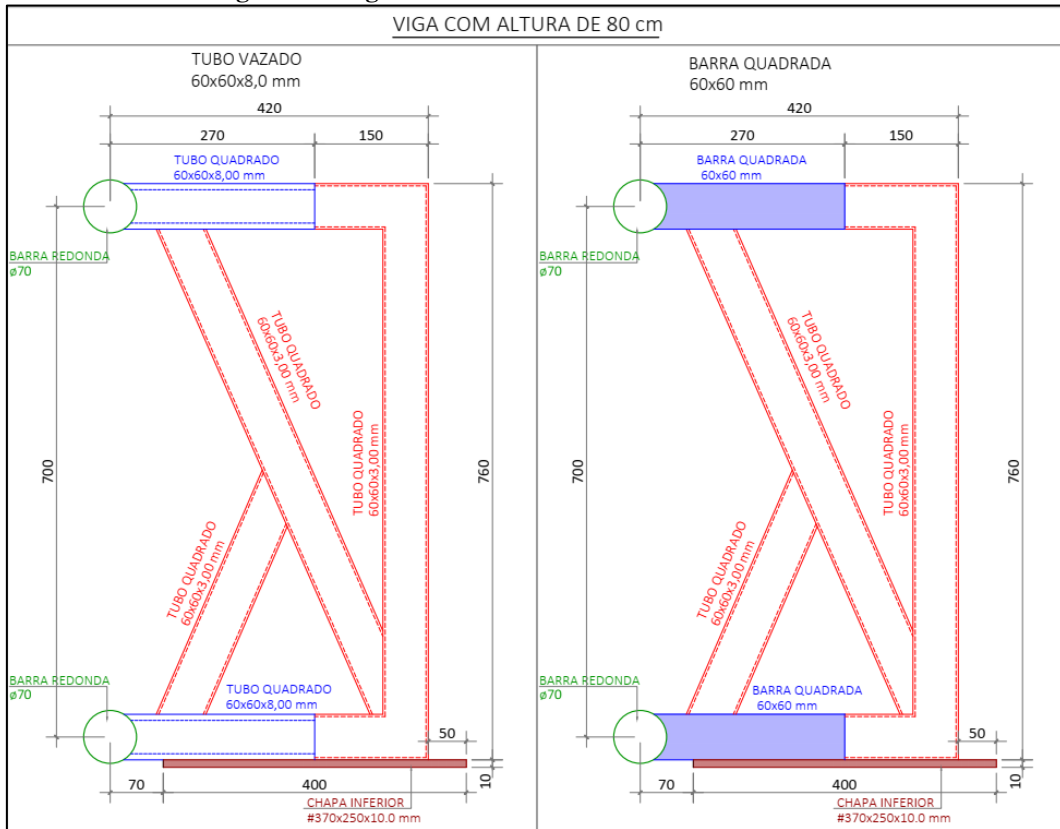
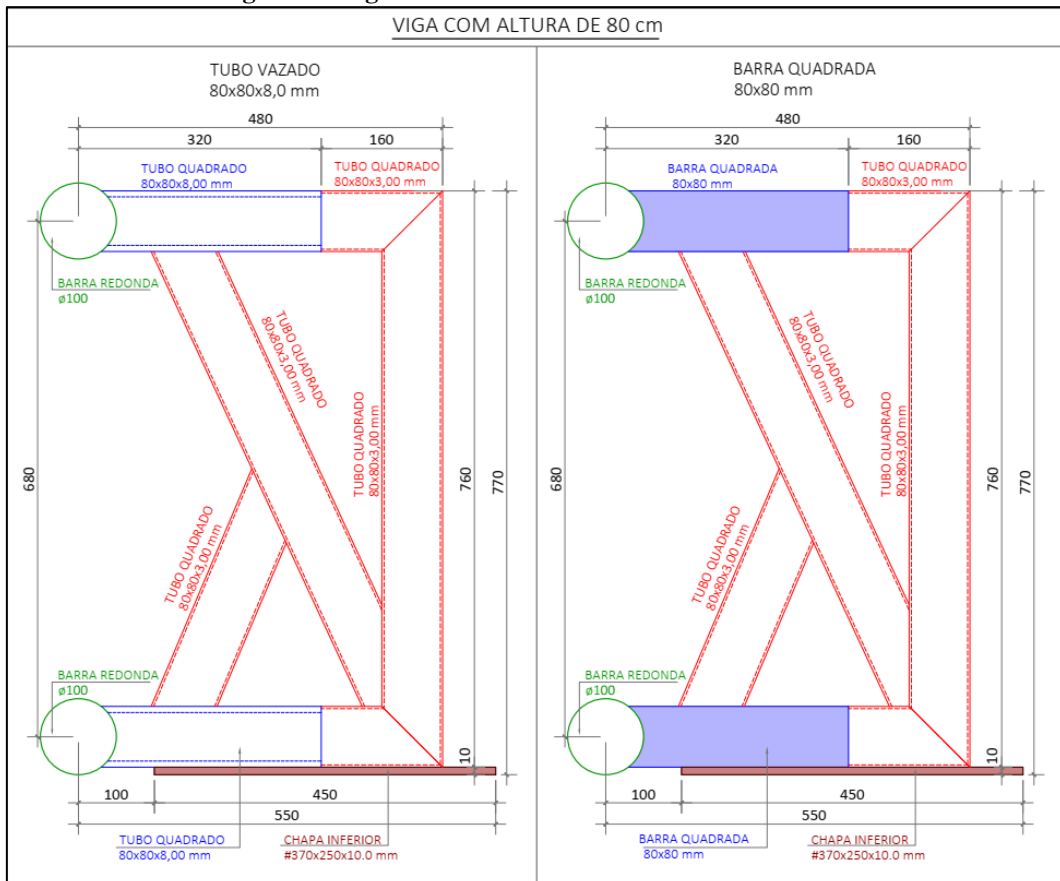


Figura 66: Viga 30x80 - Tubos e barras metálicas 80 mm



Com os modelos indicados, foram realizadas análises por elementos finitos considerando o modelo inicial. Após avaliado a carga máxima admissível nessa situação, foram obtidos o fluxo de cisalhamento em cada caso e criaram-se os modelos com a contribuição da chave de cisalhamento na ligação viga-pilar. Para esses dois modelos, além da carga máxima suportada, foram avaliadas as deformações e obtidos os parâmetros de restrição da viga. Essa consideração é importante, devido ao fato do entendimento de qual seria o ganho da utilização desse tipo de solução. Na prática, em muitas situações, quando uma ligação pré-fabricada apresenta esforços cortantes de grande magnitude, as chaves de cisalhamento são utilizadas como um artifício adicional da resistência, não sendo considerado no cálculo, mas servindo de auxílio no funcionamento das peças. Inclusive, essa pode ser uma solução que traga mais segurança na utilização desse tipo de ligação.

Por fim, realizou-se a verificação analítica das peças, verificando a carga máxima resistente e qual esforço seria preponderante na verificação. Esta consideração é interessante para avaliar o tipo de ruptura que poderá ocorrer em caso de ruína.

Tabela 2: Verificação da viga 30x40 – Tubo e barras metálicas 40 mm

VIGA 30x40 - TUBO VAZADO 40 mm			VIGA 30x40 - BARRA MACIÇA 40 mm		
PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA		PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA	
	H	B		H	B
VAZADO 40x40x8,0 mm	40 cm	30 cm	BARRA MACIÇA 40x40	40 cm	30 cm
MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE			MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE		
CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO
30,0 kN	0,0208 cm	0,0379 cm	40,0 kN	0,0278 cm	0,0415 cm
θ_{LIG}	Rsec	α_R	θ_{LIG}	Rsec	α_R
1,71E-04 rad	175781,25 kN.m/rad	0,709	1,37E-04 rad	291497,98 kN.m/rad	0,802
MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO			MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO		
ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE	ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE
9,0 kN	100,00 kN/m ²	33,0 kN	12,0 kN	133,33 kN/m ²	45,0 kN
FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}
0,0229 cm	0,0410 cm	1,81E-04 rad	0,0313 cm	0,0462 cm	1,50E-04 rad
Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR	Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR
182488,48 kN.m/rad	0,717	101%	301003,34 tf.m/rad	0,807	101%
MODELO ANALITICO			MODELO ANALITICO		
CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS		CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS	
30,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL	56,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL
	100%	92%		15%	99%

Tabela 3: Verificação da viga 30x60 - Tubo e barras metálicas 40 mm

VIGA 30x60 - TUBO VAZADO 40 mm			VIGA 30x60 - BARRA MACIÇA 40 mm		
PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA		PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA	
	H	B		H	B
VAZADO 40x40x8,0 mm	60 cm	30 cm	BARRA MACIÇA 40x40	60 cm	30 cm
MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE			MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE		
CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO
35,0 kN	0,0072 cm	0,0182 cm	68,0 kN	0,0140 cm	0,0264 cm
θ_{LIG}	Rsec	α_R	θ_{LIG}	Rsec	α_R
1,10E-04 rad	318229,44 kN.m/rad	0,567	1,24E-04 rad	548023,35 kN.m/rad	0,693
MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO			MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO		
ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE	ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE
10,5 kN	77,78 kN/m ²	45,0 kN	20,4 kN	151,11 kN/m ²	75,0 kN
FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}
0,0093 cm	0,0223 cm	1,30E-04 rad	0,0154 cm	0,0276 cm	1,22E-04 rad
Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR	Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR
345072,42 kN.m/rad	0,587	103%	616375,81 tf.m/rad	0,717	104%
MODELO ANALITICO			MODELO ANALITICO		
CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS		CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS	
30,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL	74,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL
	100%	72%		20%	99%

Tabela 4: Verificação da viga 30x60 - Tubo e barras metálicas 60 mm

VIGA 30x60 - TUBO VAZADO 60 mm			VIGA 30x60 - BARRA MACIÇA 60 mm		
PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA		PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA	
	H	B		H	B
VAZADO 60x60x8,0 mm	60 cm	30 cm	BARRA MACIÇA 60x60	60 cm	30 cm
MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE			MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE		
CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO
85,0 kN	0,0175 cm	0,0324 cm	140,0 kN	0,0288 cm	0,0384 cm
θ_{LIG}	Rsec	α_R	θ_{LIG}	Rsec	α_R
1,49E-04 rad	569694,09 kN.m/rad	0,701	9,59E-05 rad	1459334,25 kN.m/rad	0,857
MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO			MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO		
ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE	ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE
25,5 kN	188,89 kN/m ²	100,0 kN	42,0 kN	311,11 kN/m ²	170,0 kN
FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}
0,0206 cm	0,0373 cm	1,67E-04 rad	0,0350 cm	0,0459 cm	1,09E-04 rad
Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR	Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR
597947,78 kN.m/rad	0,711	101%	1556694,43 tf.m/rad	0,865	101%
MODELO ANALITICO			MODELO ANALITICO		
CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS		CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS	
86,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL	180,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL
	82%	99%		22%	98%

Tabela 5: Verificação da viga 30x80 - Tubo e barras metálicas 40 mm

VIGA 30x80 - TUBO VAZADO 40 mm			VIGA 30x80 - BARRA MACIÇA 40 mm		
PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA		PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA	
	H	B		H	B
VAZADO 40x40x8,0 mm	80 cm	30 cm	BARRA MACIÇA 40x40	80 cm	30 cm
MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE			MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE		
CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO
60,0 kN	0,0052 cm	0,0171 cm	80,0 kN	0,0069 cm	0,0182 cm
θ_{LIG}	Rsec	α_R	θ_{LIG}	Rsec	α_R
1,19E-04 rad	504555,01 kN.m/rad	0,467	1,13E-04 rad	710760,12 kN.m/rad	0,552
MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO			MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO		
ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE	ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE
18,0 kN	100,00 kN/m ²	70,0 kN	24,0 kN	133,33 kN/m ²	95,0 kN
FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}
0,0061 cm	0,0187 cm	1,26E-04 rad	0,0082 cm	0,0205 cm	1,23E-04 rad
Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR	Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR
554516,45 kN.m/rad	0,490	105%	775290,45 tf.m/rad	0,574	104%
MODELO ANALITICO			MODELO ANALITICO		
CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS		CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS	
30,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL	80,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL
	100%	62%		21%	100%

Tabela 6: Verificação da viga 30x80 - Tubo e barras metálicas 60 mm

VIGA 30x80 - TUBO VAZADO 60 mm			VIGA 30x80 - BARRA MACIÇA 60 mm		
PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA		PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA	
	H	B		H	B
VAZADO 60x60x8,0 mm	80 cm	30 cm	BARRA MACIÇA 60x60	80 cm	30 cm
MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE			MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE		
CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO
95,0 kN	0,0082 cm	0,0217 cm	165,0 kN	0,0143 cm	0,0261 cm
θ_{LIG}	Rsec	α_R	θ_{LIG}	Rsec	α_R
1,35E-04 rad	706137,41 kN.m/rad	0,551	1,18E-04 rad	1401026,00 kN.m/rad	0,709
MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO			MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO		
ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE	ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE
28,5 kN	158,33 kN/m ²	105,0 kN	49,5 kN	275,00 kN/m ²	195,0 kN
FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}
0,0091 cm	0,0225 cm	1,34E-04 rad	0,0169 cm	0,0289 cm	1,20E-04 rad
Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR	Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR
784435,80 tf.m/rad	0,577	105%	1628675,83 tf.m/rad	0,739	104%
MODELO ANALITICO			MODELO ANALITICO		
CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS		CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS	
100,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL	220,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL
	96%	98%		27%	100%

Tabela 7: Verificação da viga 30x80 - Tubo e barras metálicas 80 mm

VIGA 30x80 - TUBO VAZADO 80 mm			VIGA 30x80 - BARRA MACIÇA 80 mm		
PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA		PERFIL TUBO	SEÇÃO VIGA	
	H	B		H	B
VAZADO 80x80x8,0 mm	80 cm	30 cm	BARRA MACIÇA 80x80	80 cm	30 cm
MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE			MODELO NUMÉRICO 01 - SEM INTERFACE		
CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	CARGA MÁX.	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO
150,0 kN	0,0130 cm	0,0277 cm	275,0 kN	0,0239 cm	0,0313 cm
θ_{LIG}	Rsec	α_R	θ_{LIG}	Rsec	α_R
1,47E-04 rad	1021856,37 kN.m/rad	0,640	7,43E-05 rad	3701972,52 kN.m/rad	0,865
MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO			MODELO NUMÉRICO 02 - CHAVE DE CISALHAMENTO		
ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE	ESF. CISALHAM.	CHAVE CISALHAMENTO	CARGA MÁX. C/ CHAVE
45,0 kN	250,00 kN/m ²	190,0 kN	82,5 kN	458,33 kN/m ²	350,0 kN
FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}	FLECHA ELÁSTICA	FLECHA MODELO	θ_{LIG}
0,0165 cm	0,0330 cm	1,65E-04 rad	0,0304 cm	0,0386 cm	8,22E-05 rad
Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR	Rsec	α_R	VARIAÇÃO FATOR
1151030,71 tf.m/rad	0,666	104%	4258914,99 tf.m/rad	0,881	102%
MODELO ANALITICO			MODELO ANALITICO		
CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS		CARGA MÁX.	APROVEITAMENTO DOS PERFIS	
170,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL	460,0 kN	CORTANTE	FLETOR + AXIAL
	95%	99%		30%	100%

Na sequência, estão indicados alguns gráficos de demonstram os resultados para cada situação. O Gráfico 1 indica a variação da carga máxima resistente obtida no modelo numérico, sem a interface com a chave de cisalhamento. Na sequência, no Gráfico 2, tem-se a carga máxima resistente com a utilização da chave de cisalhamento e o Gráfico 3 apresenta a resistência máxima do conjunto pelo modelo analítico.

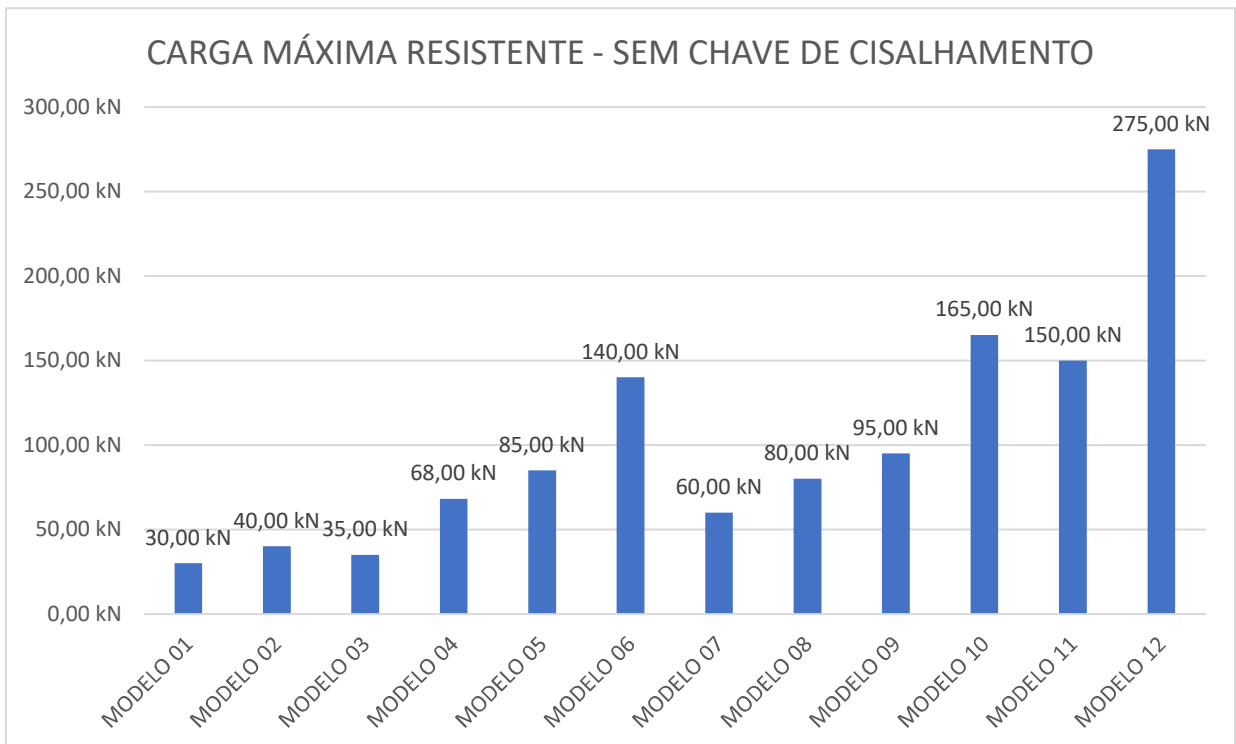


Gráfico 1: Carga máxima resistente sem a chave de cisalhamento.

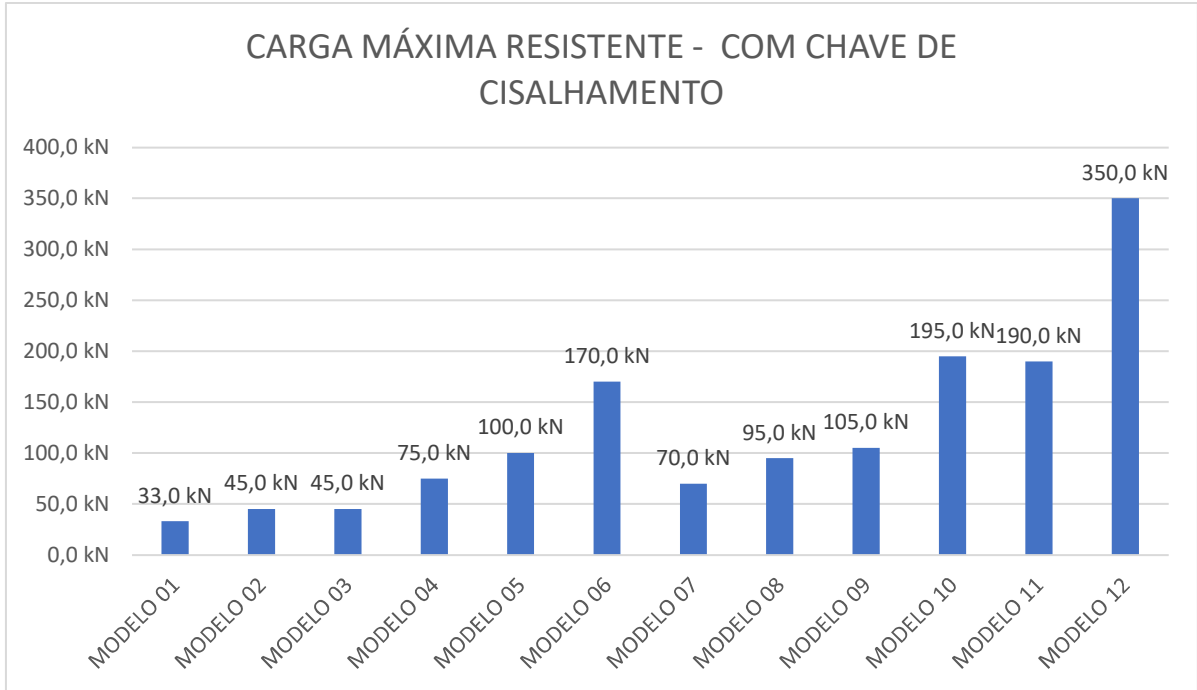


Gráfico 2: Carga máxima resistente com a chave de cisalhamento.

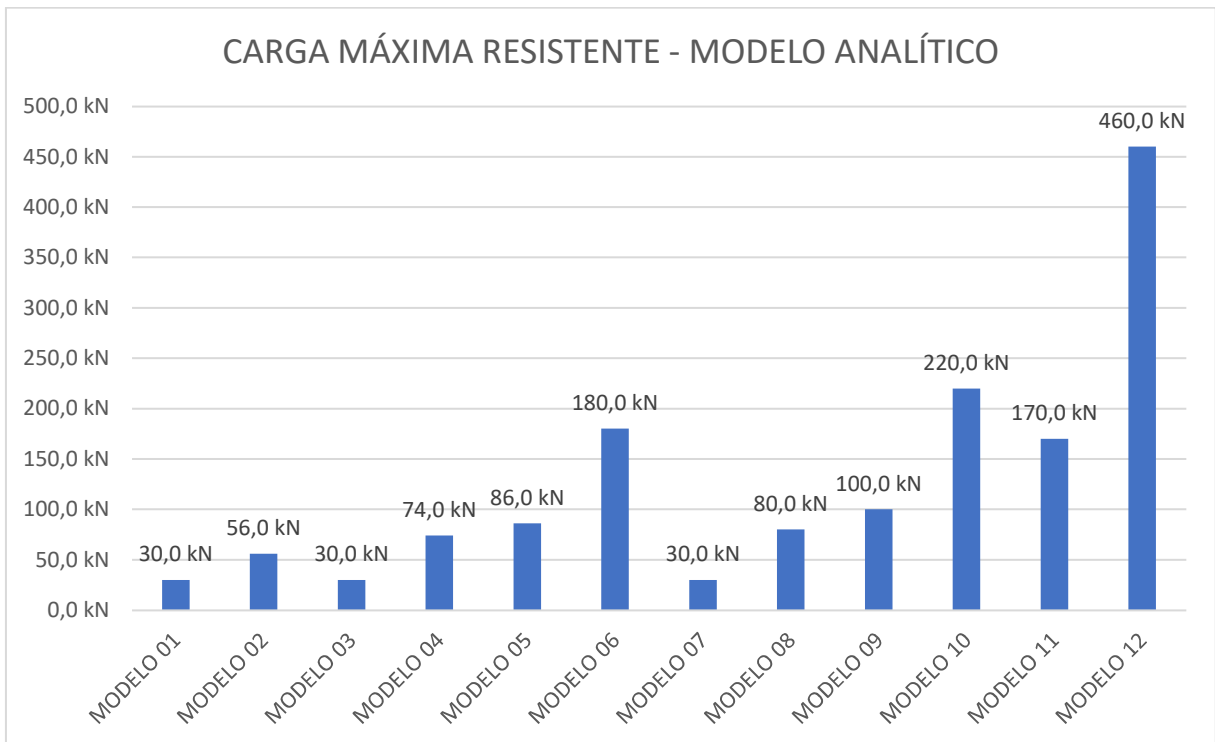


Gráfico 3: Carga máxima resistente obtido no momento analítico.

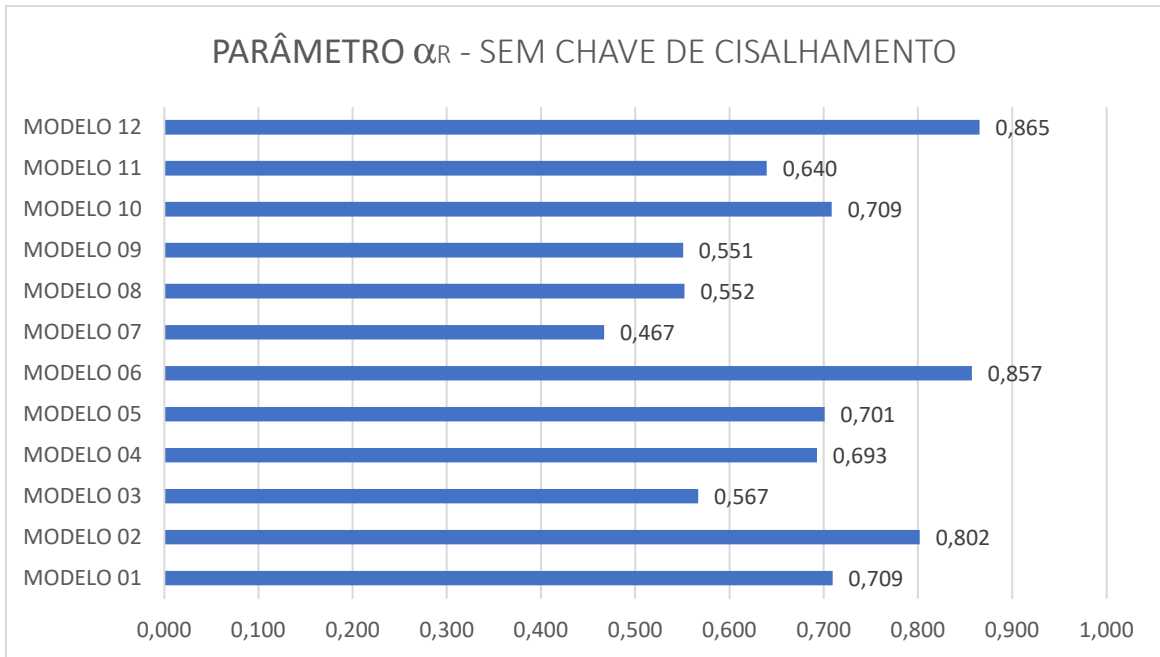


Gráfico 4: Parâmetro α_R para os casos sem a chave de cisalhamento

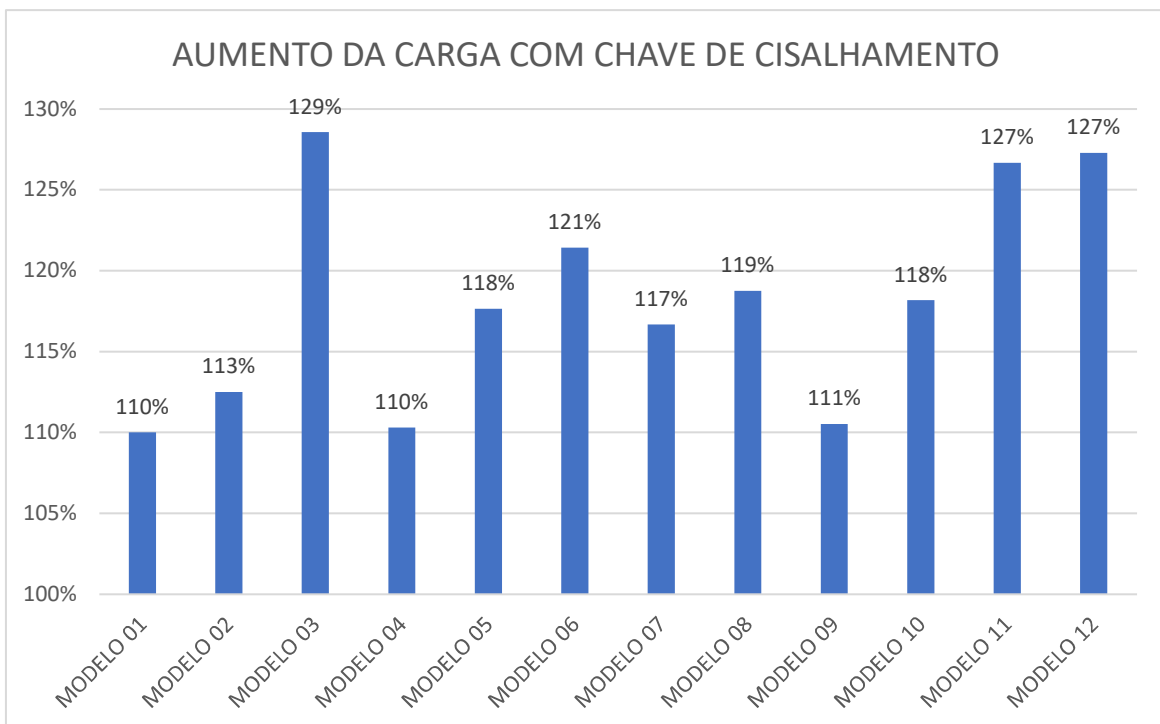


Gráfico 5: Percentual de comparação entre a carga máxima na situação sem e com a chave de cisalhamento.

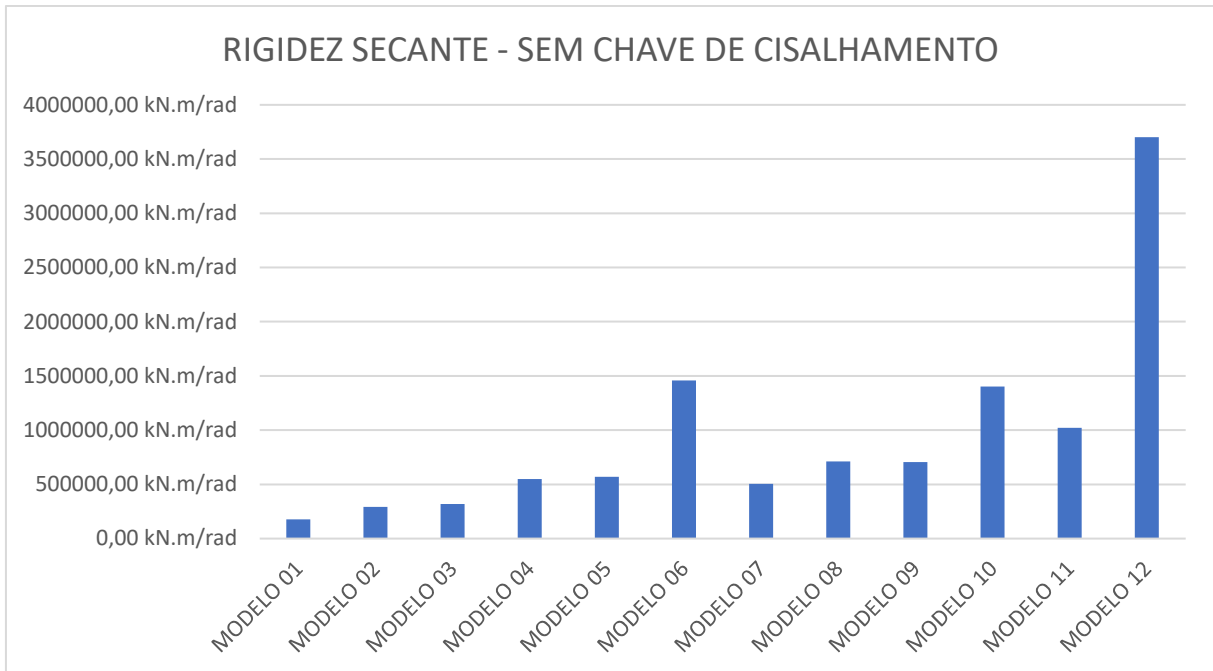


Gráfico 6: Rigidez secante - Modelo sem chave de cisalhamento.

Com base nos resultados apresentados e gráficos expostos, algumas conclusões podem ser retiradas:

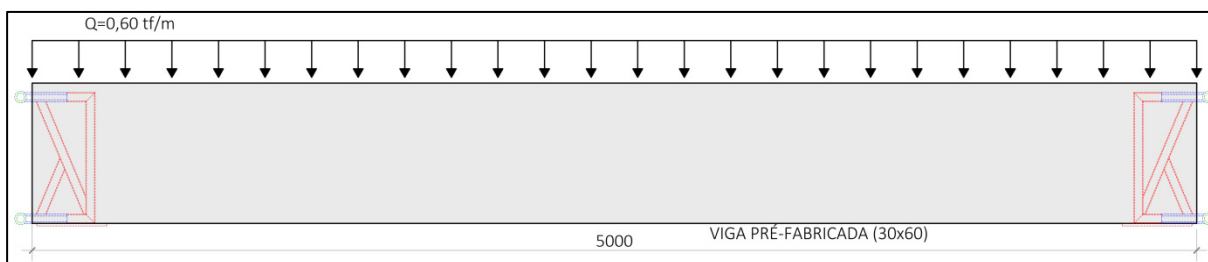
- Considerando o fluxo de cisalhamento da interface viga-pilar no modelo numérico, obteve-se um aumento médio na carga máxima de 24% do valor inicial. Considerando somente a viga com 80 cm de altura, esse valor aproxima-se de 30% maior que a carga máxima obtida pelo modelo numérico. No caso de FALEIROS (2018), foi separada a parcela de resistência da chave de cisalhamento para a carga aplicada no modelo experimental. No caso desse trabalho, está sendo considerado que a ligação da chave de cisalhamento tem uma capacidade pré-determinada e obtém-se o impacto desse alívio de cargas, na avaliação das tensões no consolo metálico estudado. Por esse motivo, acaba não sendo uma relação direta entre o valor que está sendo aplicado através de tensão na ligação viga-pilar e o valor final de resistência do consolo;
- A consideração da chave de cisalhamento praticamente não impacta no aumento do fator de restrição da ligação, com uma variação entre 1% e 5%. Isso já era esperado, pois o α_R é um parâmetro de rotação da ligação, portanto, sofre pouca influência do esforço de cisalhamento;
- A rigidez secante da ligação com a consideração das chaves de cisalhamento sofreu uma influência um pouco maior, com um aumento entre 5% e 15%;

- Em todos os modelos o valor de restrição α_R está dentro do que a literatura indica como ligação semirrígida ($0,15 < \alpha_R < 0,85$), sendo que em todos os casos o parâmetro de restrição foi maior nos modelos utilizando tubos maciços;
- Nota-se que para os consolos com tubo de uma mesma dimensão, conforme aumenta a altura da viga, o parâmetro de restrição diminui. Quando se altera de 40 cm para 60 cm e de 60 cm para 80 cm, os valores desse parâmetro caem na ordem de 80% em cada caso. Isso é esperado pelo fato de que o parâmetro é uma relação entre a rotação do apoio com a rotação total da viga. Com o aumento da altura do consolo metálico, sua rigidez aumenta, permitindo uma rotação menor, mesmo para um esforço superior;
- No caso da comparação entre o modelo numérico e o cálculo analítico, entende-se:
 - Em todos os modelos com tubos maciços, as verificações analíticas obtiveram resistências iguais ou superiores, com a superioridade da ordem entre 10% e 40%;
 - Na verificação analítica, os tubos vazados de 40 mm tiveram os limites de resistência determinados pelo esforço cortante. Nos demais casos, pelos esforços combinados de momento fletor e força axial; e
 - Nos tubos maciços, o percentual de aproveitamento do perfil ao esforço cortante é muito inferior ao obtido para os esforços combinados, sendo isso uma característica interessante para o funcionamento do consolo, pois, na grande maioria dos casos, as vigas pré-fabricadas trabalham como vigas bi-apoiadas ou com a transmissão de momentos fletores inferiores ao que é considerado nas vigas em balanço. Com isso, será possível alcançar esforços cortantes maiores nos apoios.

4.8. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DURANTE A MONTAGEM

Outro ponto importante quanto ao funcionamento da ligação é a questão da ligação provisória da viga pré-fabricada com os consolos metálicos. Durante a montagem, há um momento que a estrutura será suportada essencialmente pela chapa inferior presente no dispositivo. Nessa etapa, por se tratar de uma fase transitória extremamente delicada, deve-se garantir que não ocorra colapso ou deformação excessiva. Na busca desse entendimento, fez-se um modelo com as informações do dispositivo conforme presente na Figura 67 e características geométricas na Figura 68.

Figura 67: Características geométricas do modelo de avaliação da situação transitória.



Além do peso próprio da viga, considerou-se uma sobrecarga linear sobre a viga de 0,60 tf/m, que é capaz de garantir o trânsito de pessoas e alguma eventual sobrecarga leve que possa ocorrer durante o grauteamento da seção na ligação. A Figura 67 mostra o esquema estrutural ao qual está sendo analisado a situação transitória e a abertura na viga para o encaixe dela nos dispositivos metálicos está mais bem indicada na Figura 69. Nela é possível notar que inicialmente o único ponto de contato é pela chapa inferior.

Figura 68: Modelo de avaliação da situação transitória.

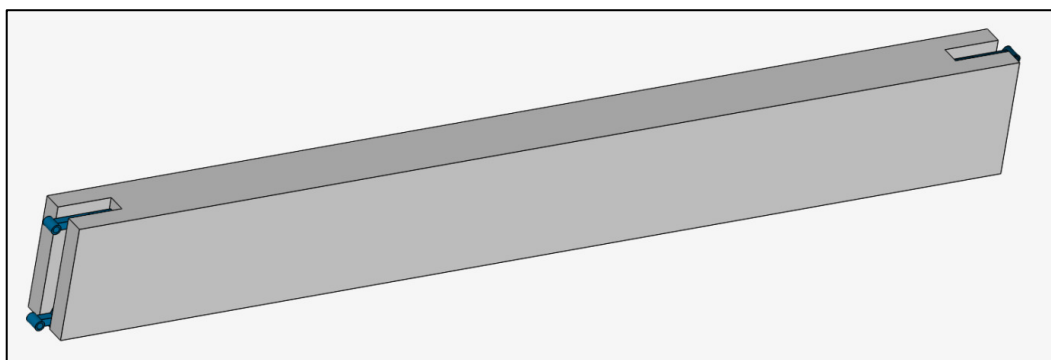
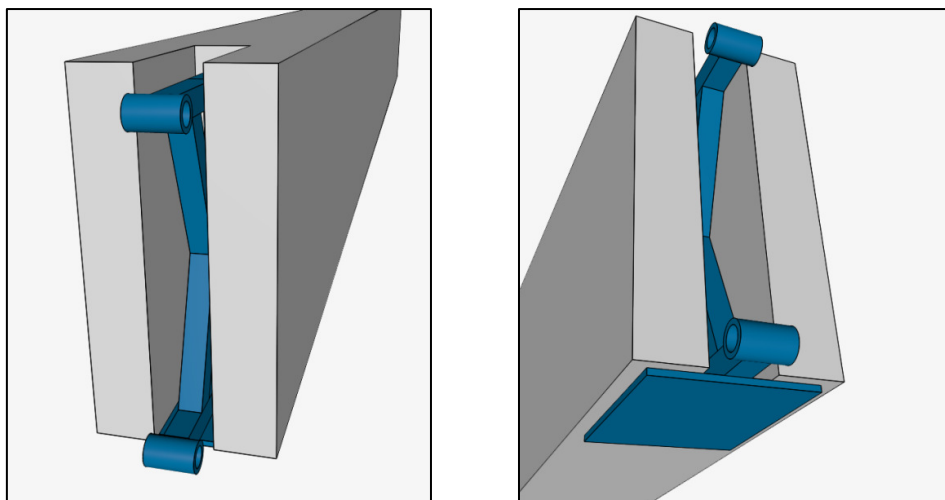


Figura 69: Abertura na viga para encaixe com o consolo metálico.



Com isso, as análises geram os resultados apresentados na Figura 70 e Figura 71. A chapa suporta os esforços e transfere para o consolo metálico que tem um trabalho parecido ao de uma treliça. Entretanto, há momentos que estão sendo transferidos pelas barras. Nota-se que a chapa inferior tem suas maiores solicitações nas regiões próximas a chegada da barra inclinada, indicando a tendência de suspensão da carga para que o dispositivo trabalhe todo em conjunto.

Figura 70: Tensões de Von Mises no dispositivo metálico durante a fase de montagem.

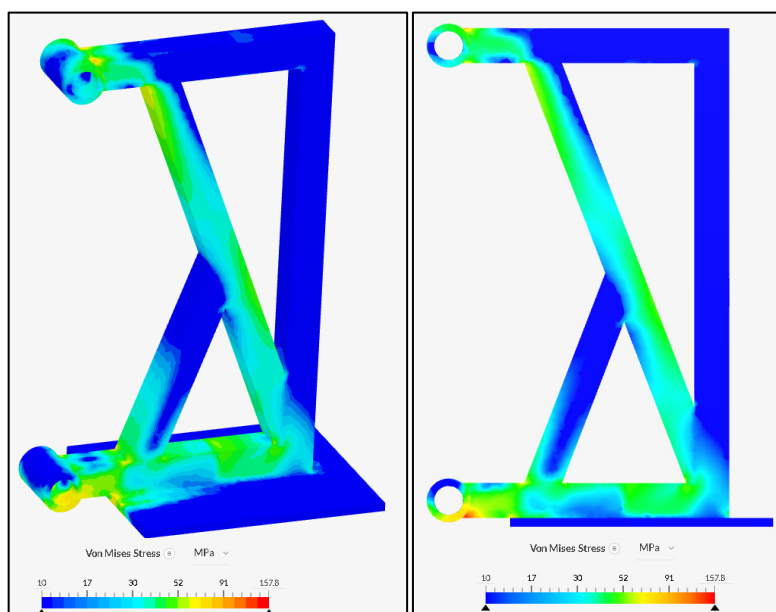
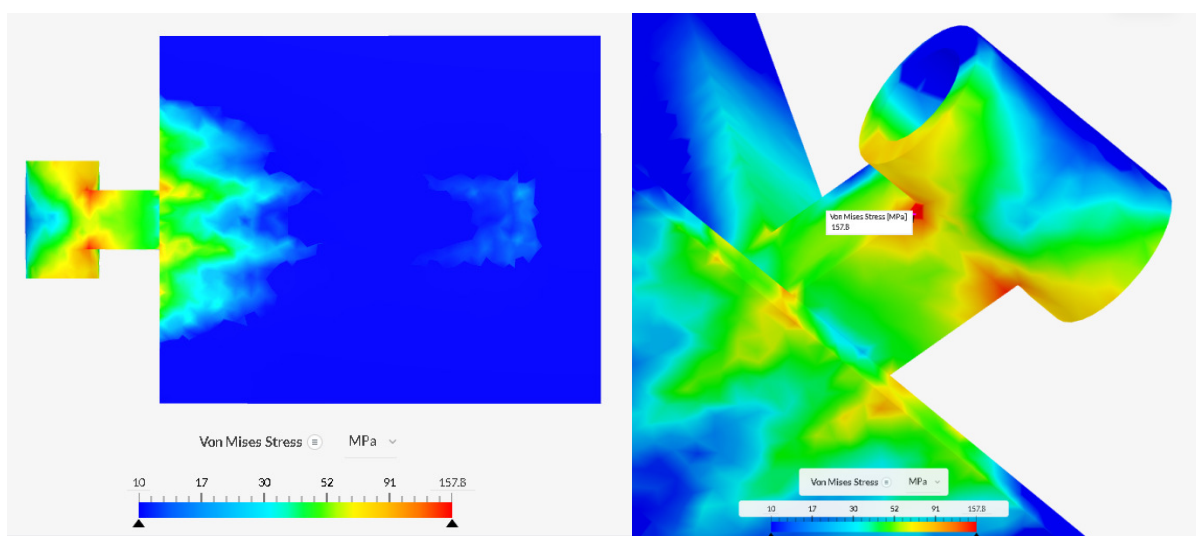


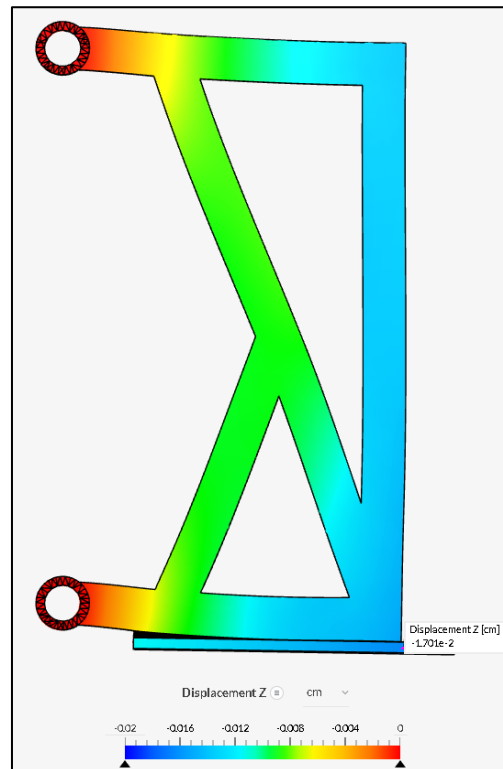
Figura 71: Tensões de Von Mises na chapa inferior do dispositivo metálico.



É possível entender que o perfil diagonal apresenta um papel importante para que todo o consolo trabalhe em conjunto nesse sistema. A Figura 71 demonstra o nível de tensões ao

qual a chapa está submetida, demonstrando como a chapa busca o perfil inferior para suporte e que as tensões as quais está submetida apresentam valores dentro dos fatores de segurança. Além disso, como demonstrado na Figura 72, verificaram-se as deformações, e os valores são extremamente pequenos, não ocasionando problema para a estrutura.

Figura 72: Deformação do dispositivo metálico na etapa de montagem.



5. CONCLUSÃO

Por fim, após o estudo teórico e modelagem numérica, entende-se que o objetivo final do trabalho foi alcançado, com os modelos da ligação apresentando um bom comportamento na transferência de esforços, com absorção de momentos fletores e restrição nas deflexões.

A utilização do critério de Von Mises permite que se trabalhe com os perfis sempre abaixo do limite do escoamento do aço, tornando a ligação dúctil, fazendo assim com que a conexão apresente um patamar de plastificação antes de uma eventual ruptura. Essa condição é uma das premissas da segurança utilizadas nas estruturas de concreto armado, pois a estrutura acaba “comunicando” a existência de algum problema por deformações acentuadas, antes da efetiva ruína.

Outra característica importante é a possibilidade da inversão de esforços na ligação, sendo possível a absorção do momento positivo no apoio, funcionando no “aporticamento” da estrutura, auxiliando assim na estabilidade global da edificação. Além disso, como o valor do parâmetro α_R de cada modelo está de acordo com a classificação da ligação como semirrígida, ela estará enquadrada dentro dos parâmetros normativos expostos na NBR 9062/2017.

Entende-se também que a utilização das chaves de cisalhamento pode trazer um ganho interessante para ligação, com um aumento na capacidade resistente do consolo. Cabe ressaltar que a presença da chave de cisalhamento tem uma função de auxílio na mobilização dos esforços na conexão. Por se tratar de um detalhe construtivo, que apresenta facilidade em sua execução, sua utilização em muitos casos pode ser utilizada como uma redundância na resistência do conjunto, não necessariamente sendo considerado no cálculo.

Por fim, entende-se que o consolo metálico estudado apresenta características gerais importantes para seu funcionamento estrutural e para sua execução. A opção de apenas posicionar os insertos metálicos previamente e uma montagem posterior do consolo, facilita muito a execução de pilares, principalmente aqueles com múltiplos níveis de apoio. Como também apontado na defesa de tese, a possibilidade da montagem provisória da viga também apresentou um resultado satisfatório, com praticamente nenhuma deformação e segurança adequada.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro. 2017. 86p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008. 247p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro. 2008. 87p.

BACHEGA, L. A. *et al.* **Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido: desenvolvimento na pesquisa, projeto e produção**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 15, n. 64, p. 43-56, 2013

BEER, F.P. e JOHNSTON, JR., E.R. **Resistência dos Materiais**, 3.º Ed., Makron Books, 1995.

BRITO, H. **Curso Básico de Resistência dos Materiais**. USP. 2015. 26 p.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Universidade de São Paulo, São Carlos: EESC-USP, 2017.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Oxford: Butterworth Heinemann, 2005.

FALEIROS JUNIOR, J. H. *Estudo experimental dos mecanismos resistentes das juntas com chave de cisalhamento em ligações pilar-viga*. 194 folhas. Tese (Doutorado em estruturas e construção civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2018.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado**. Tese (Doutorado). Universidade de São Carlos, 1999.

GUERRA, M.B.B.F. *Modelos de concepção para estruturas em concreto armado com comportamento não linear obtidos pelo método de bielas e tirantes e otimização topológica*. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2017.

HADADE, A.M.; CATOIA, B.; FERREIRA, M.A.; CARVALHO. **Caracterização experimental da relação momento-rotação de ligação viga-pilar em concreto pré-moldado R.C.** revista Matéria, v.23, n.3, 2018

HIBBELER, R. C., **Resistência dos Materiais**, 7. Ed., Pearson Education do Brasil. 2009.

IM, H.-J. *et al.* **Cyclic Loading Test for Reinforced-Concrete-Emulated BeamColumn Connection of Precast Concrete Moment Frame**. ACI Structural Journal, V. 110, No. 1, January-February 2013.

JIN, K. *et al.* **Shear Capacity of Precast Prestressed Concrete BeamColumn Joint Assembled by Unbonded Tendon**. ACI Structural Journal, V. 114, No. 1, January-February 2017.

KATAOKA, M. N. *et al.* **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto: análise experimental**. IBRACON Structures and Materials Journal • 2012 • vol. 5 • nº 6.

KHALOO, A. E DOOST, R. B. **Seismic performance of precast RC column to steel beam connections with variable joint configurations**. Engineering Structures 160 (2018) 408–418

K.-H. Yang *et al.* **Cyclic flexural tests of hybrid steel–precast concrete beams with simple connection elements**. Engineering Structures 118 (2016) 344–356

LU, C. *et al.* **An investigation on the behavior of a new connection for precast structures under reverse cyclic loading**. Engineering Structures 169 (2018) 131–140.

MEDINA, J.A.H. **Avaliação de previsões de fratura elastoplástica**. Tese doutorado. PUC – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2014.

MELO, C. E. E. *Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto*. São Paulo: PINI, 2007.

MORALES, E. D. **Análise de critérios de falha em materiais dúcteis: um estudo numérico experimental**. Dissertação de Mestrado. USP - Universidade Estadual de São Paulo, 2013.

NICOLAS, E.A. *Estudo de critérios de resistência de materiais anisotrópicos aplicados à madeira*. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2006.

NIMSE, R.B, *et al.* **Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study**. Int J Adv Struct Eng 6, 149–159 (2014).
<https://doi.org/10.1007/s40091-014-0072-3>

PINTO, J.F.A. *et al.* **Estudo do comportamento estrutural de um edifício de pequena altura em concreto pré-moldado, considerando a continuidade de ligações viga-pilar**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 15, n. 64, p. 31-42, 2013.

Precast / Prestressed Concrete Institute – PCI Design Handbook. **PRECAST AND PRESTRESSED CONCRETE – 6th EDITION**. Chicago, Illinois, 2004.

POPOV, E. P. **Introdução à mecânica dos sólidos**. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1978. 535p.

PSYCHARIS, I. N. E MOUZAKIS, H. P. **Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading**. Engineering Structures 41 (2012) 413–427

SAWASAKI, F. Y.; EL DEBS, M. K. **Estudo Teórico Experimental de Ligação Viga-Pilar com Almofada de Argamassa e Chumbador para Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 15, n. 65, p. 1-15, 2016

SCHIEL, F. **Introdução à resistência dos materiais**. São Paulo: Editora Harper e Row, 1984. 395 p.

ZHANG, J. *et al.* **Development and experimental investigation of hybrid precast concrete beam–column joints**. Engineering Structures 219 (2020)

ZHANG, Z. Y. *et al.* **Seismic performance of a novel interior precast concrete beam-column joint using ultra-high performance concrete.** *Engineering Structures* 222 (2020).

7. ANEXO A – MODELOS DE ESTUDO

Todos os modelos estudados para a análise paramétrica foram realizados no *software* Simscale. Na sequência, estão indicados cada um dos modelos, as cargas máximas obtidas e os dados de cada uma das análises.

Tabela 8: Lista de modelos

ANÁLISE PARAMÉTRICA - MODELOS		
MODELOS	VIGA	TUBOS
MODELO 01	VIGA 30x40	TUBO VAZADO 40x40x3,0 mm
MODELO 02		BARRA MACIÇA 40x40 mm
MODELO 03	VIGA 30x60	TUBO VAZADO 40x40x3,0 mm
MODELO 04		BARRA MACIÇA 40x40 mm
MODELO 05		TUBO VAZADO 60x60x3,0 mm
MODELO 06		BARRA MACIÇA 60x60 mm
MODELO 07	VIGA 30x80	TUBO VAZADO 40x40x3,0 mm
MODELO 08		BARRA MACIÇA 40x40 mm
MODELO 09		TUBO VAZADO 60x60x3,0 mm
MODELO 10		BARRA MACIÇA 60x60 mm
MODELO 11		TUBO VAZADO 80x80x3,0 mm
MODELO 12		BARRA MACIÇA 80x80 mm

Tabela 9: Carga máximo admissível em cada modelo

CARGAS MÁXIMAS ADMISSÍVEIS EM CADA MODELO			
MODELOS	CARGA MÁXIMA	CARGA MÁX. COM CISALHAMENTO	CARGA MÁXIMA PELO MODELO
MODELO 01	30,0 kN	33,0 kN	30,0 kN
MODELO 02	40,0 kN	45,0 kN	56,0 kN
MODELO 03	35,0 kN	45,0 kN	30,0 kN
MODELO 04	68,0 kN	75,0 kN	74,0 kN
MODELO 05	85,0 kN	100,0 kN	86,0 kN
MODELO 06	140,0 kN	170,0 kN	180,0 kN
MODELO 07	60,0 kN	70,0 kN	30,0 kN
MODELO 08	80,0 kN	95,0 kN	80,0 kN
MODELO 09	95,0 kN	105,0 kN	100,0 kN
MODELO 10	165,0 kN	195,0 kN	220,0 kN
MODELO 11	150,0 kN	190,0 kN	170,0 kN
MODELO 12	275,0 kN	350,0 kN	460,0 kN

7.1. MODELO 01 – VIGA 30x40 – TUBO VAZADO 40x40x8,0 mm

Tabela 10: Modelo 01 - Dados de análise

MODELO 01	
VIGA 30x40 - TUBO VAZADO 40x40x8,0 mm	
Nº NÓS	614066 nós
Nº ARESTAS	6817 arestas
Nº FACES	846684 faces
Nº VOLUMES	406574 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	8466847 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	406574 elementos

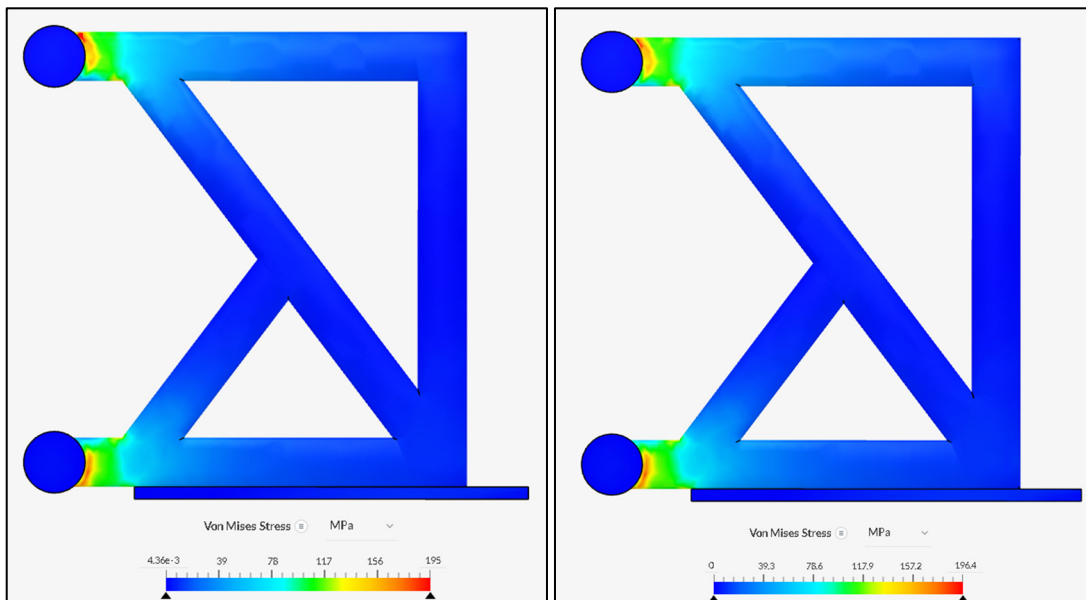


Figura 73: Modelo 01 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

7.2. MODELO 02 – VIGA 30x40 – TUBO MACIÇO 40x40 mm

Tabela 11: Modelo 02 - Dados de análise

MODELO 02	
VIGA 30x40 - BARRA MACIÇA 40 mm	
Nº NÓS	731989 nós
Nº ARESTAS	5232 arestas
Nº FACES	1033094 faces
Nº VOLUMES	502516 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	1033094 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	502516 elementos

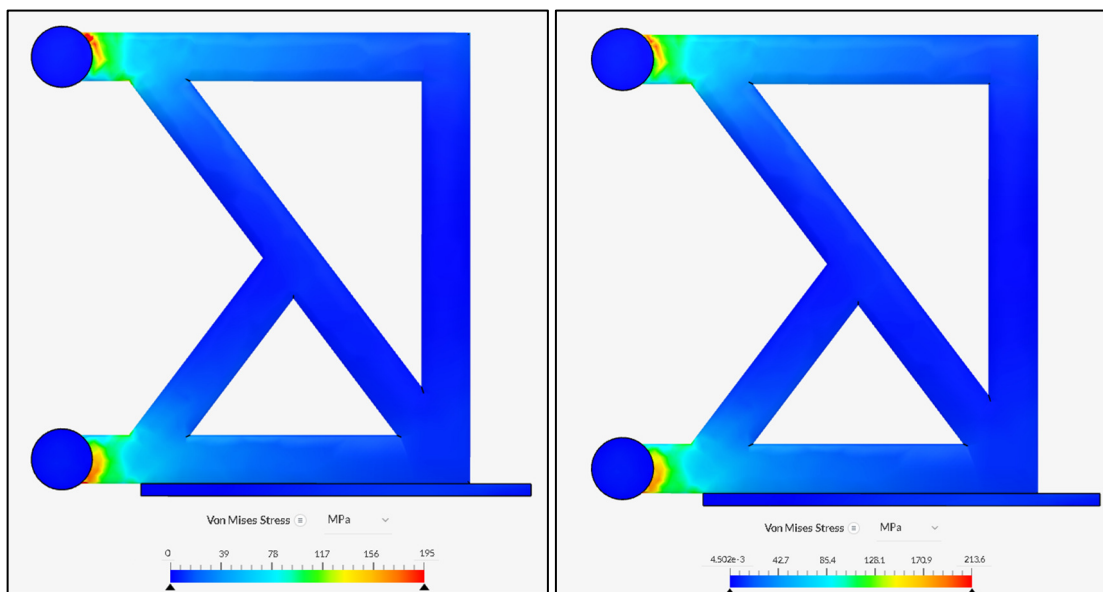


Figura 74: Modelo 02 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

7.3. MODELO 03 – VIGA 30x60 – TUBO VAZADO 40x40x8,0 mm

Tabela 12: Modelo 03 - Dados de análise

MODELO 03	
VIGA 30x60 - TUBO VAZADO 40x40x8,0 mm	
Nº NÓS	742648 nós
Nº ARESTAS	6954 arestas
Nº FACES	112546 faces
Nº VOLUMES	456786 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	984217 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	578455 elementos

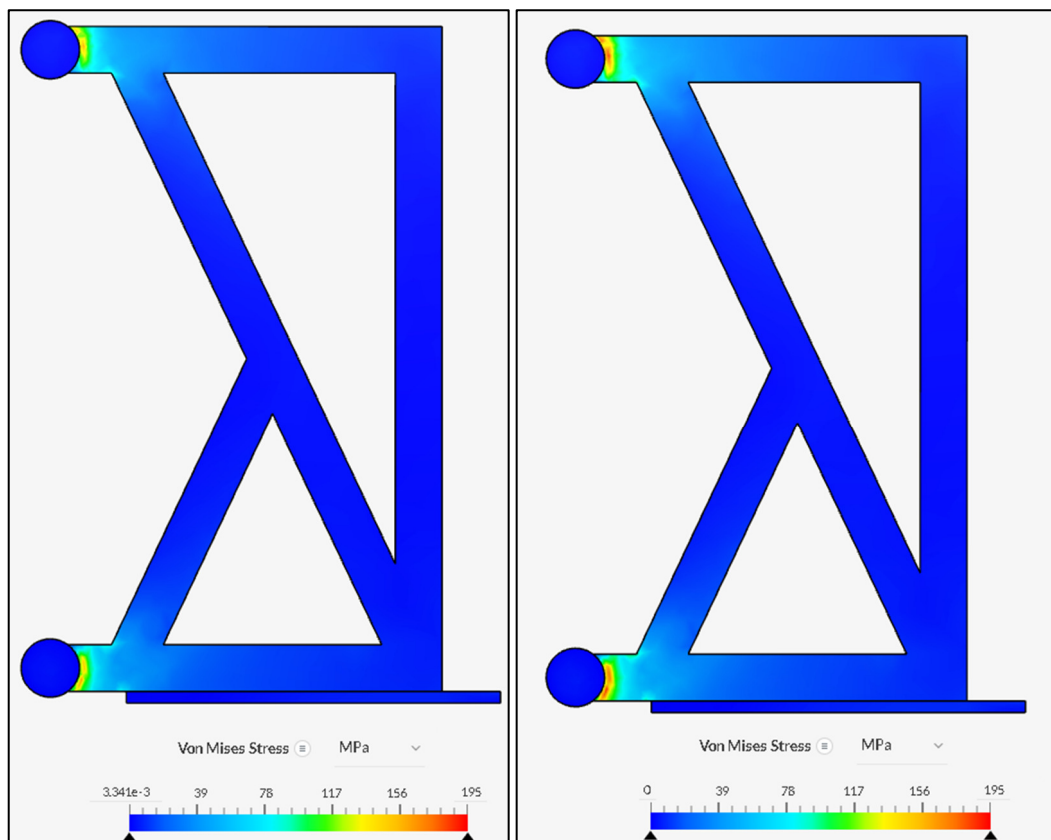


Figura 75: Modelo 03 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

7.4. MODELO 04 – VIGA 30x60 – BARRA MACIÇA 40x40 mm

Tabela 13: Modelo 04 - Dados de análise

MODELO 04	
VIGA 30x60 - BARRA MACIÇA 40x40 mm	
Nº NÓS	916257 nós
Nº ARESTAS	5040 arestas
Nº FACES	1297562 faces
Nº VOLUMES	631864 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	1297562 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	631864 elementos

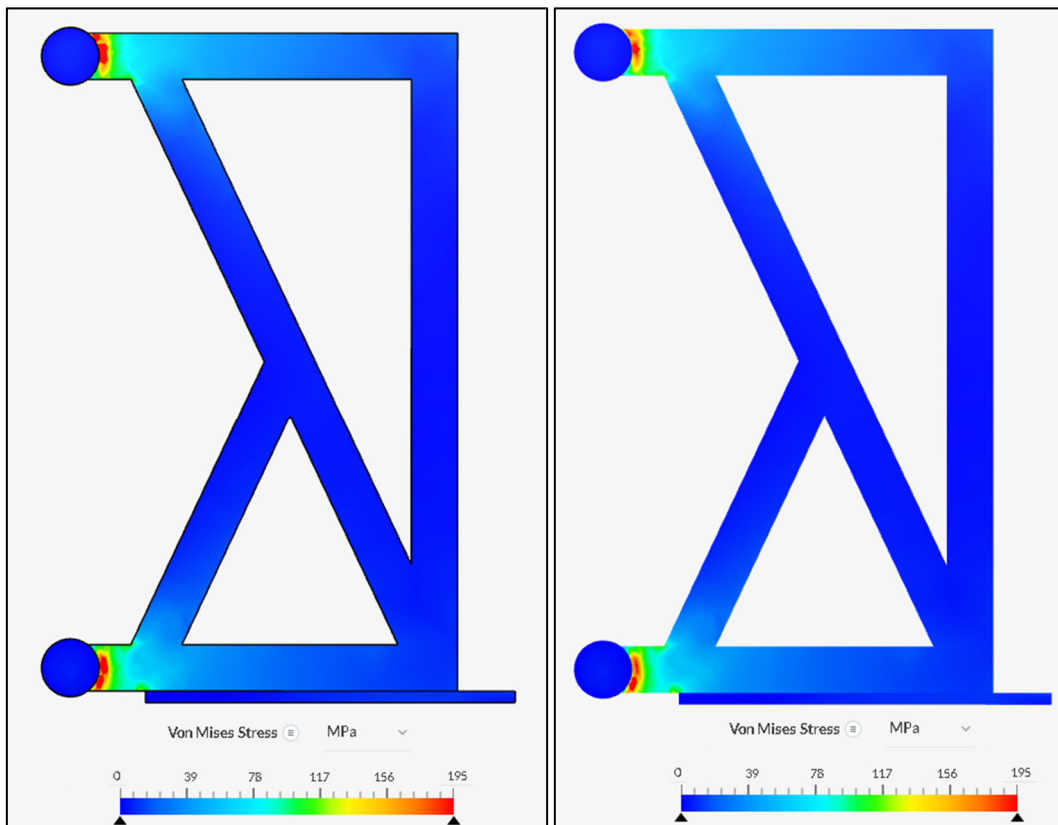


Figura 76: Modelo 04 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

7.5. MODELO 05 – VIGA 30x60 – TUBO VAZADO 60x60x8,0 mm

Tabela 14: Modelo 05 - Dados de análise

MODELO 05	
VIGA 30x60 - TUBO VAZADO 60x60x8,0 mm	
Nº NÓS	1074747 nós
Nº ARESTAS	7715 arestas
Nº FACES	1484260 faces
Nº VOLUMES	712527 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	1484260 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	712527 elementos

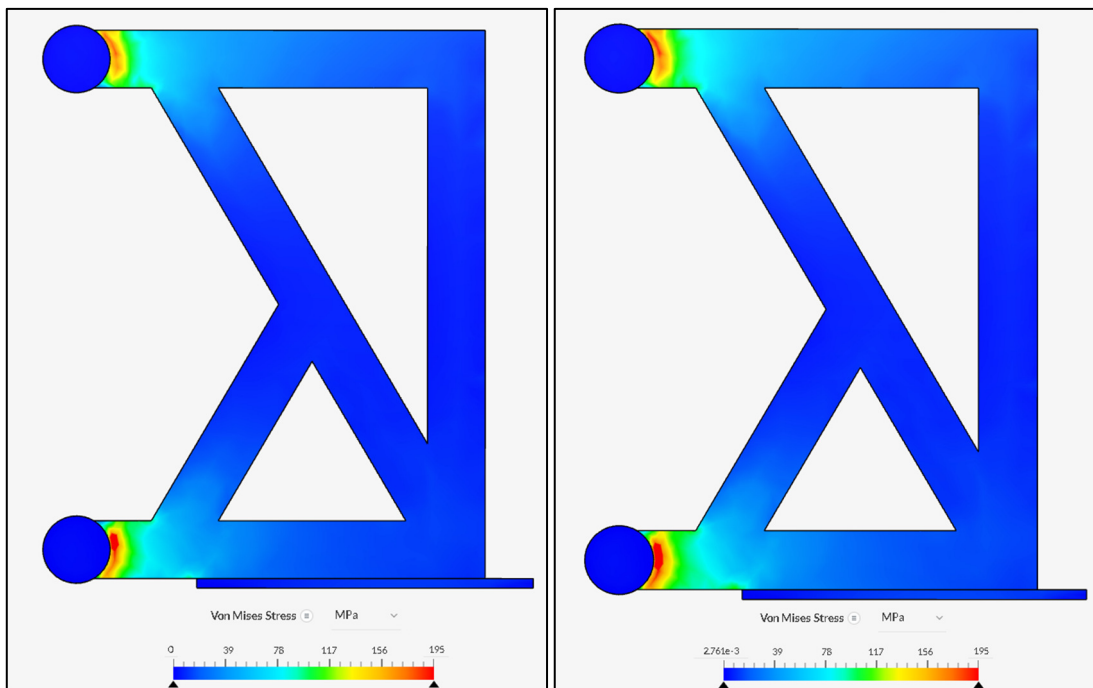


Figura 77: Modelo 05 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

7.6. MODELO 06 – VIGA 30x60 – BARRA MACIÇA 60x60 mm

Tabela 15: Modelo 06 - Dados de análise

MODELO 06	
VIGA 30x60 - BARRA MACIÇA 60x60 mm	
Nº NÓS	1272264 nós
Nº ARESTAS	5447 arestas
Nº FACES	2109282 faces
Nº VOLUMES	1032399 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	2109282 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	1032399 elementos

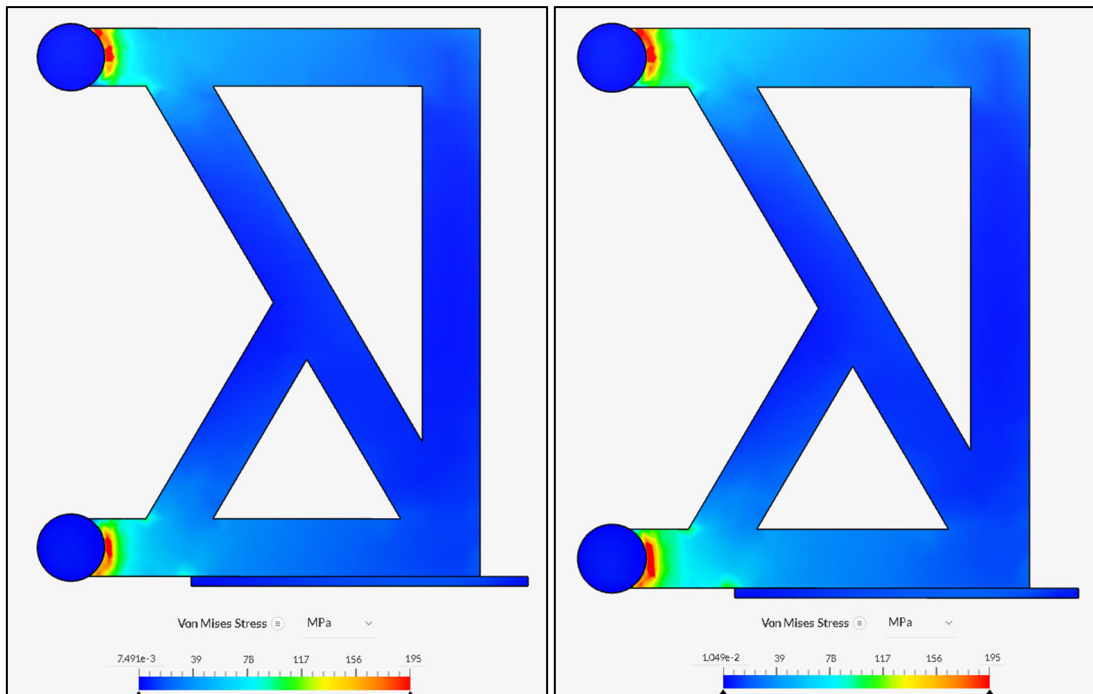


Figura 78: Modelo 06 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

7.7. MODELO 07 – VIGA 30x80 – TUBO VAZADO 40x40x8,0 mm

Tabela 16: Modelo 07 - Dados de análise

MODELO 07	
VIGA 30x80 - TUBO VAZADO 40x40x8,0 mm	
Nº NÓS	995779 nós
Nº ARESTAS	8866 arestas
Nº FACES	1381118 faces
Nº VOLUMES	664719 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	1381118 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	664719 elementos

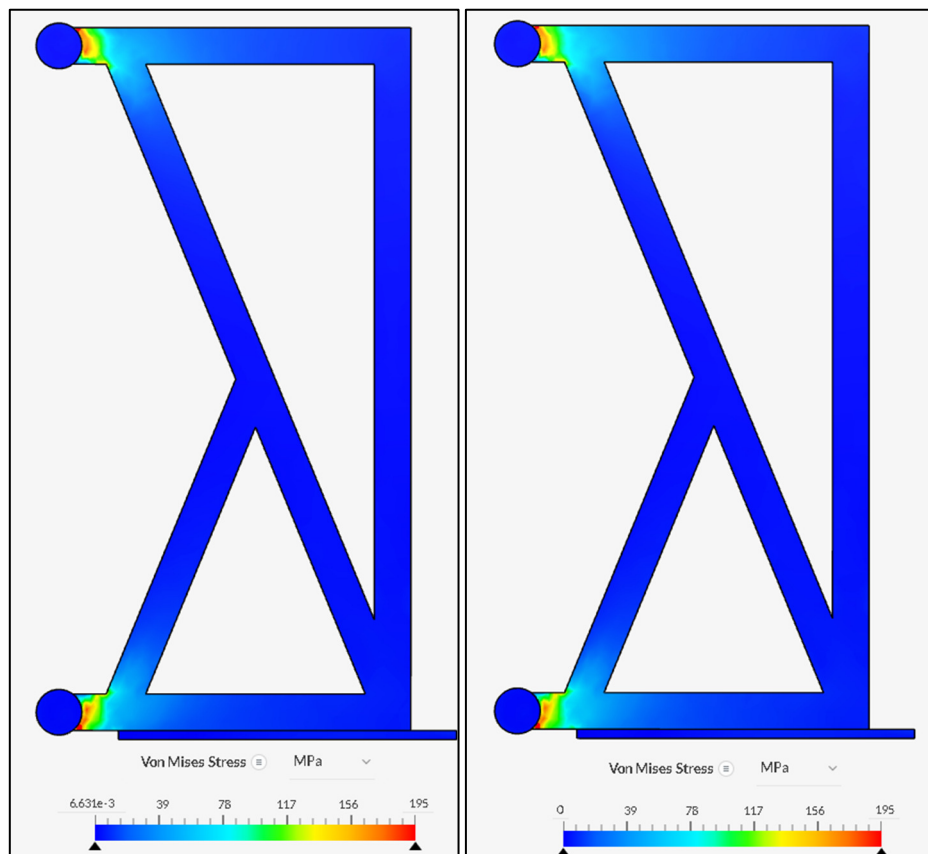
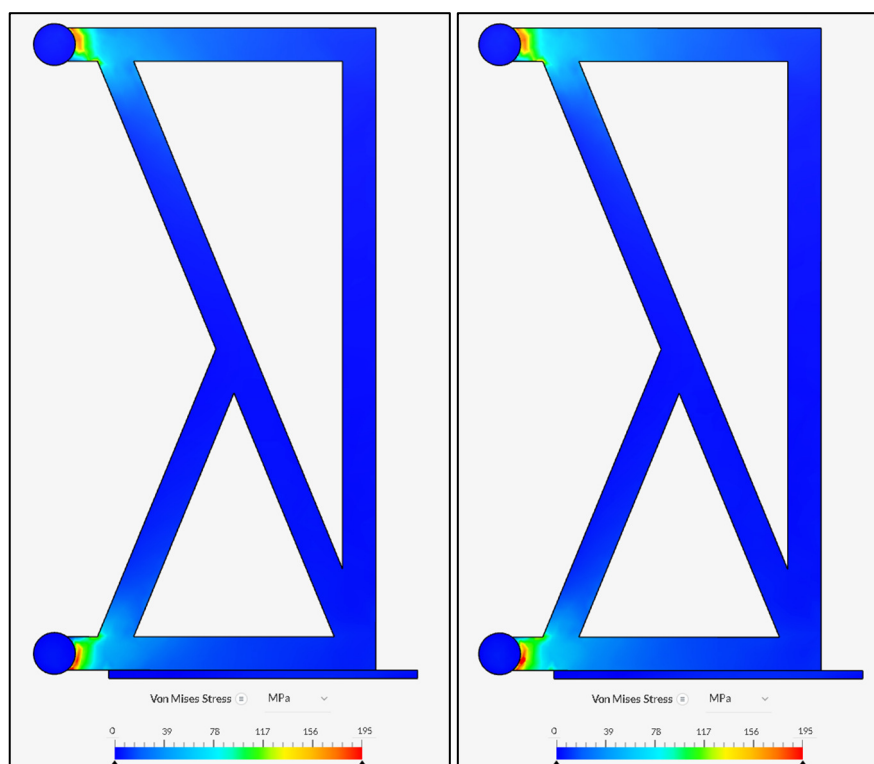


Figura 79: Modelo 07 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento

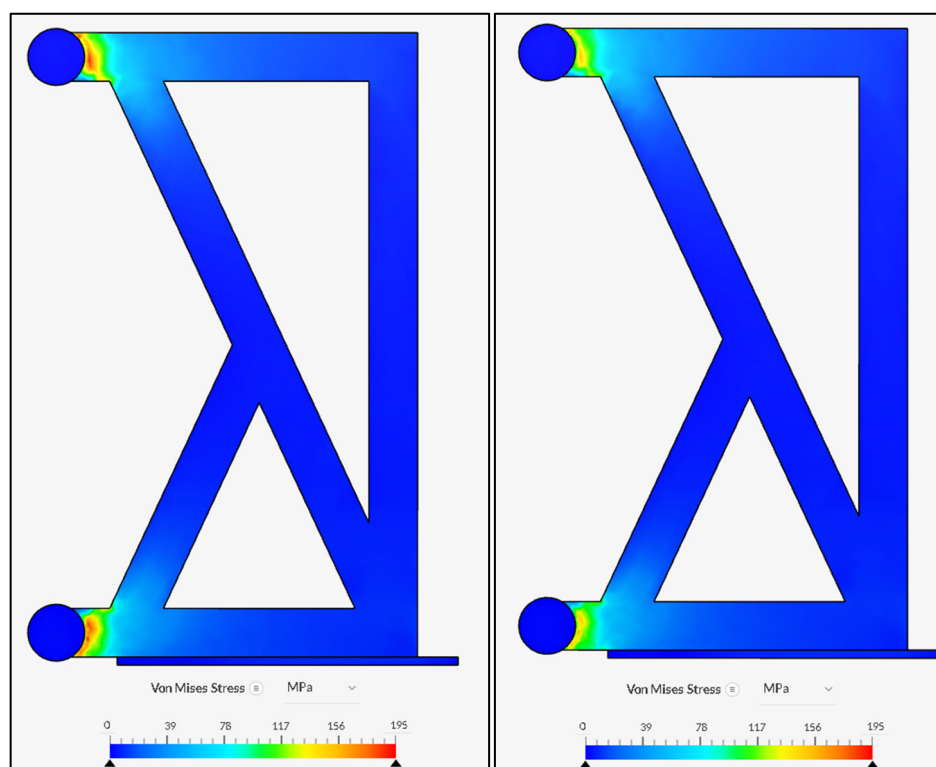
7.8. MODELO 08 – VIGA 30x80 – BARRA MACIÇA 40x40 mm**Tabela 17: Modelo 08 - Dados de análise**

MODELO 08	
VIGA 30x80 - BARRA MACIÇA 40x40 mm	
Nº NÓS	1193184 nós
Nº ARESTAS	6240 arestas
Nº FACES	1694265 faces
Nº VOLUMES	826046 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	1694265 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	826046 elementos

**Figura 80: Modelo 08 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento**

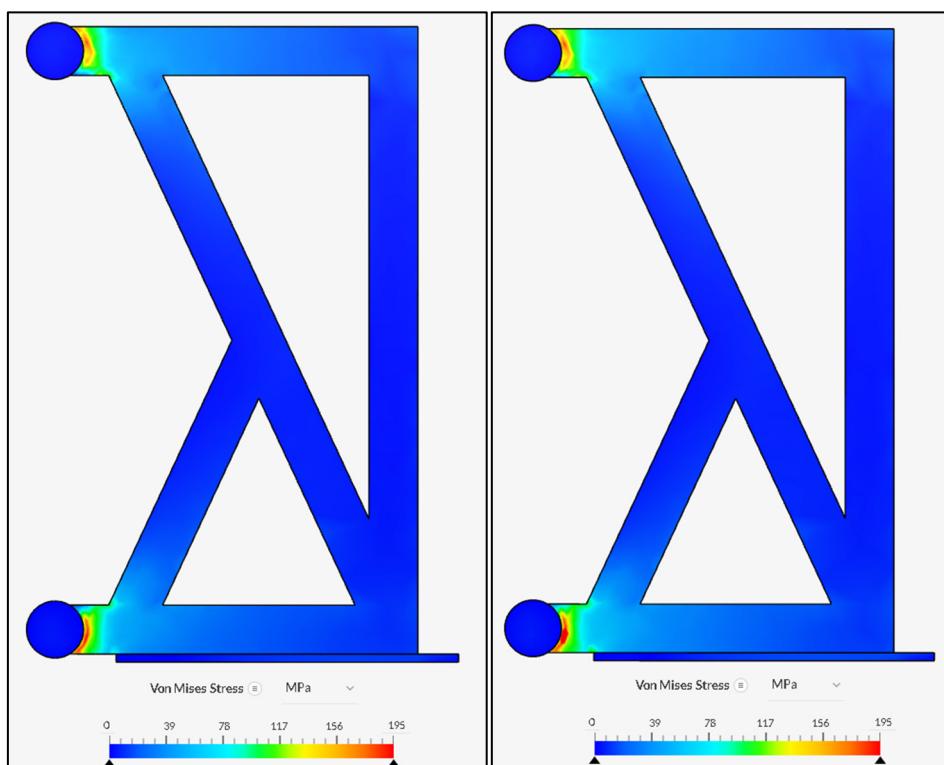
7.9. MODELO 09 – VIGA 30x80 – TUBO VAZADO 60x60x8,0 mm**Tabela 18: Modelo 09 - Dados de análise**

MODELO 09	
VIGA 30x80 - TUBO VAZADO 60x60x8,0 mm	
Nº NÓS	1325041 nós
Nº ARESTAS	9303 arestas
Nº FACES	1830549 faces
Nº VOLUMES	879034 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	1830549 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	879034 elementos

**Figura 81: Modelo 09 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento**

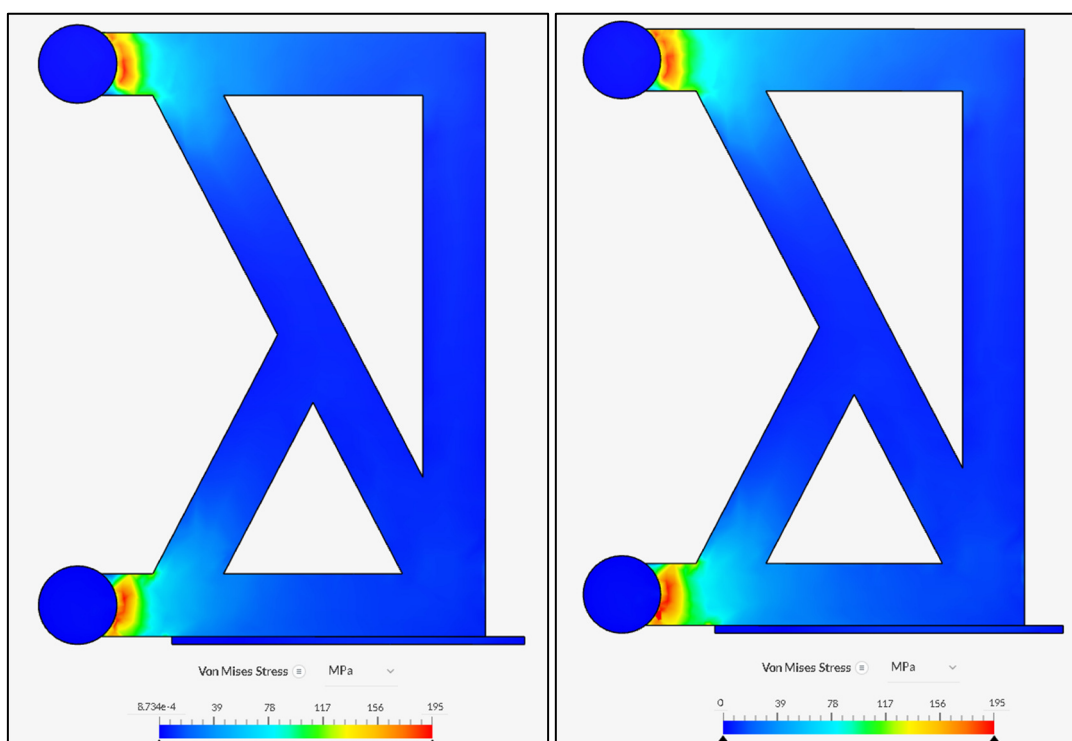
7.10. MODELO 10 – VIGA 30x80 – BARRA MACIÇA 60x60 mm**Tabela 19: Modelo 10 - Dados de análise**

MODELO 10	
VIGA 30x80 - BARRA MACIÇA 60x60 mm	
Nº NÓS	1859603 nós
Nº ARESTAS	6588 arestas
Nº FACES	2664630 faces
Nº VOLUMES	1305226 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	2664630 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	1305226 elementos

**Figura 82: Modelo 10 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento**

7.11. MODELO 11 – VIGA 30x80 – TUBO VAZADO 80x80x8,0 mm**Tabela 20: Modelo 11 - Dados de análise**

MODELO 11	
VIGA 30x80 - TUBO VAZADO 80x80x8,0 mm	
Nº NÓS	1825819 nós
Nº ARESTAS	9870 arestas
Nº FACES	2521700 faces
Nº VOLUMES	1210367 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	2521700 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	1210367 elementos

**Figura 83: Modelo 11 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento**

7.12. MODELO 12 – VIGA 30x80 – BARRA MACIÇA 80x80 mm

Tabela 21: Modelo 12 - Dados de análise

MODELO 12	
VIGA 30x80 - BARRA MACIÇA 80x80 mm	
Nº NÓS	2923885 nós
Nº ARESTAS	6982 arestas
Nº FACES	4213013 faces
Nº VOLUMES	2068809 elementos
Nº ELEM. TRINGULAR	4213013 elementos
Nº ELEM. TETRAÉDRICOS	2068809 elementos

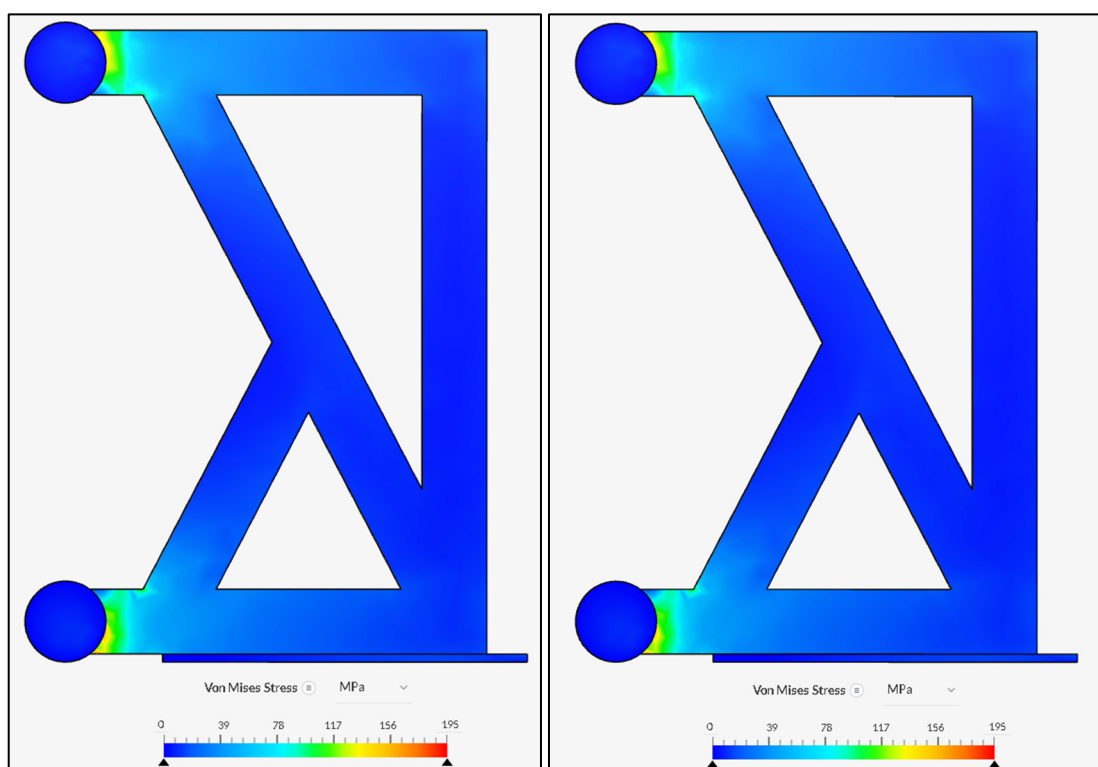


Figura 84: Modelo 12 - Tensões de Von Mises (I) Modelo sem chave de cisalhamento (II) Modelo com chave de cisalhamento