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

LUCAS MOGNON SANTIAGO PRATES

MODELAGEM DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM LAJE ALVEOLAR PRÉ FABRICADA DE CONCRETO

MARINGÁ
2022

LUCAS MOGNON SANTIAGO PRATES

MODELAGEM DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM LAJE ALVEOLAR PRÉ FABRICADA DE CONCRETO

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins
Coorientador: Prof. Dr. Felipe Piana Vendramell Ferreira

MARINGÁ
2022

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

Prates, Lucas Mognon Santiago

P912m Modelagem de conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto com laje alveolar pré fabricada de concreto / Lucas Mognon Santiago Prates. -- Maringá, PR, 2022.

120 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.
Coorientador: Prof. Dr. Felipe Piana Vendramell Ferreira .
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Construção - Aço-concreto. 2. Conector de cisalhamento. 3. Lajes alveolares. 4. Método dos elementos finitos. 5. Ensaio de cisalhamento direto. I. Martins, Carlos Humberto, orient. II. Ferreira , Felipe Piana Vendramell , coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1821

Jane Lessa Monção - CRB 9/1173

LUCAS MOGNON SANTIAGO PRATES

MODELAGEM DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO COM LAJE ALVEOLAR PRÉ FABRICADA DE CONCRETO

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 01/06/2022, 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. Carlos Humberto Martins
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador

Prof. Dr. Felipe Piana Vendramell Ferreira
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia
Professor Coorientador

Signer ID: AVBOCMR3M7

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Faculdade de Engenharia
Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Alexandre Rossi
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à Deus por me conceder esta oportunidade, a coragem e determinação para completar este desafio. Agradeço principalmente minha mãe Angela pelo apoio e amor incondicional, que não mediu esforços para que eu pudesse ter a oportunidade de realizar meus sonhos, pelas palavras de incentivo que foram fundamentais nessa jornada. Agradeço também ao Valdair, pelos ensinamentos que foram fundamentais na minha formação, à minha namorada Larissa, por sempre me apoiar e estar ao meu lado tanto nos bons quanto nos maus momentos, ao meu pai Júlio e à minha irmã Julia, e a toda minha família por estarem ao meu lado em todos os momentos.

Ao meu orientador, Professor Dr. Carlos Humberto Martins, e ao meu coorientador, Professor Dr. Felipe Piana Vendramell Ferreira, por todos os ensinamentos, materiais, correções e atenção que direcionaram a mim. Agradeço pela amizade e por me aceitarem para desenvolver este trabalho.

A todos os Professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que contribuíram para minha formação, muito obrigado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES), pela bolsa concedida.

Por fim, agradeço a todos aqueles que de alguma forma fizeram parte desta longa jornada.

RESUMO

A análise da interação aço-concreto em sistemas mistos de aço e concreto é um fator determinante no comportamento conjunto desses materiais. O emprego de lajes alveolares pré-fabricada de concreto na construção civil vem aumentando devido a rapidez de execução e redução no peso próprio dos sistemas de piso. O presente trabalho objetivou avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto com lajes alveolares pré-fabricadas de concreto. Para isso, foram realizadas modelagens numéricas no software ABAQUS. Os modelos numéricos foram calibrados considerando ensaios experimentais. Análises de sensibilidade foram realizadas variando o tipo de análise, o coeficiente de atrito na interface aço-concreto, bem como o modelo constitutivo do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça. Após o estudo de validação, a influência de parâmetros como quantidade de linhas de conectores, tipo de preenchimento dos alvéolos e altura da laje alveolar pré-fabricada foram investigadas. No total foram processados 198 modelos de elementos finitos. Os resultados do estudo numérico foram comparados com modelos analíticos que preveem a capacidade resistente dos conectores de cisalhamento. Concluiu-se que a análise dynamic implicit (quasi static) apresentou melhor convergência da trajetória de equilíbrio quando comparada à análise static general general ou a static riks. O coeficiente de atrito de 0,5 foi indicado para prever o comportamento da relação carga-deslizamento de todos os modelos considerados. Por fim, verificou-se a ruptura do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça para o modelo constitutivo multilinear, capaz de representar a fratura na relação tensão-deformação. Sobre a quantidade de linhas de conectores, verificou-se um aumento de em média 108% na resistência da estrutura como um todo para modelos com duas linhas de conectores em comparação a utilização de apenas uma. O tipo de preenchimento dos alveolos que apresentou melhores resultados foi o de preenchimento parcial (chave de cisalhamento), com resultados similares ao de preenchimento total, porém com um volume de concreto menor. Finalmente, a influência da altura da laje alveolar pode ser percebida, com um aumento da resistência de acordo com a progressão da altura da laje alveolar pré-fabricada.

Palavras-chave: Conector de cisalhamento tipo pino com cabeça; Lajes alveolares; Ensaio de cisalhamento direto; Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The analysis of steel-concrete interaction in composite steel and concrete structures is a determining factor in the joint behavior of these materials. The use of precast concrete hollow core slabs in civil construction has been increasing due to the speed of execution and reduction in the weight of flooring systems. The present study aimed to evaluate the behavior of headed stud shear connectors in push-out tests with precast concrete hollow core slabs. For this, numerical modeling was performed in the ABAQUS software. Numerical models were calibrated considering experimental tests. Sensitivity analyses are performed by varying the type of analysis, the friction coefficient at the steel-concrete interface, as well as the constitutive model of the headed stud shear connector. After the validation study, the influence of parameters such as the number of connector lines, type of filling and height of the precast hollow core slab were investigated. In total, 198 finite element models were processed. Numerical results were compared with analytical models that predict the strength of shear connectors. It was concluded that the dynamic implicit analysis (quasi-static) showed better convergence of the equilibrium trajectory when compared to the static analysis, such as arc-length method. The friction coefficient of 0.5 was indicated to predict the load-slip relationship behavior of all models considered. Finally, the headed stud shear connector rupture was verified for the constitutive model capable of representing the fracture in the stress-strain relationship. Regarding the number of connector lines, there was an average increase of 108% in the resistance of the structure for models with two lines of connectors compared to the use of only one. The type of filling of the hollow core slab that presented the best results was the partial filling (shear key), with similar results to the total filling, but with a smaller volume of concrete. Finally, the influence of the height of the hollow core slab can be perceived, with an increase in resistance according to the progression of the height of the precast hollow core slab.

Keywords: Headed stud shear connector; Hollow core slabs; Push-out; Finite element method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1:Tipos de aplicação do sistema misto 13
Figura 1.2: Conectores de cisalhamento: (a) pino com cabeça, (b) perfil U laminado. 14
Figura 1.3: Conectores de cisalhamento Perfobond: contínuo e descontínuo. 14
Figura 1.4: Conectores de cisalhamento Crestbond: contínuo e descontínuo. 15
Figura 1.5: Exemplos de alvéolos em laje alveolares pré-fabricadas 15
Figura 2.1: Conector espiral 19
Figura 2.2: Conector rígido 19
Figura 2.3: Detalhe do conector tipo pino com cabeça utilizado por Viest (1956) 20
Figura 2.4: Ensaio de cisalhamento direto, dimensões em mm. 22
Figura 2.5: Determinação da capacidade de deslizamento δ_u 23
Figura 2.6: Plano de falha cônico. 25
Figura 2.7: Modo de falha no conector de cisalhamento. 25
Figura 2.8: Modo de falha do concreto. 25
Figura 2.9: Modelo de elementos finitos típico para os espécimes do ensaio de cisalhamento direto 31
Figura 2.10: Ensaio de cisalhamento horizontal, dimensões em mm 34
Figura 2.11: Influência da taxa de armadura transversal na ductilidade 35
Figura 4.1: Modelo Araújo et al. (2016) 46
Figura 4.2: Geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 200 mm do modelo Araújo et al. (2016), dimensões em mm 47
Figura 4.3: Geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 150 mm do modelo Araújo et al. (2016), dimensões em mm 48
Figura 4.4: Modelo Batista e Landesmann (2016) 48
Figura 4.5: Visão frontal da geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 150 mm do modelo Batista e Landesmann (2016), dimensões em mm 49
Figura 4.6: Visão lateral da geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 150 mm do modelo Batista e Landesmann (2016), dimensões em mm 50
Figura 4.7: Detalhes da seção transversal do modelo PO-1 (dimensões em mm) 50
Figura 4.8: Detalhes da seção transversal do modelo PO-2 (dimensões em mm) 51
Figura 4.9: Detalhes da seção transversal do modelo PO-3 (dimensões em mm) 51
Figura 4.10: Detalhes da seção transversal do modelo PO-4 (dimensões em mm) 52

Figura 4.11: Detalhes da seção transversal do modelo PO-5 (dimensões em mm)..... 52
Figura 4.12: Ensaio de cisalhamento direto para lajes alveolares pré-moldadas 53
Figura 4.13: Partes do ensaio de cisalhamento direto, considerando a simetria a meia altura do perfil metálico..... 55
Figura 4.14: Método de Newton-Raphson. (a) Completo; (b) Modificado..... 56
Figura 4.15: Primeira iteração de um incremento 57
Figura 4.16: Relação tensão-deformação para os elementos de aço 59
Figura 4.17: Propriedades de contato 63
Figura 4.18: Detalhe do contato nos conectores..... 63
Figura 4.19: Graus de liberdade de um sistema tridimensional. 64
Figura 4.20: Condições de contorno e discretização 65
Figura 4.21: Modelos numéricos avaliados no estudo de validação. 66
Figura 4.22: Resultados para o modelo PO-1 considerando o modelo constitutivo multilinear. 67
Figura 4.23: Resultados para o modelo PO-2 considerando o modelo constitutivo multilinear. 68
Figura 4.24: Resultados para o modelo PO-3 considerando o modelo constitutivo multilinear. 68
Figura 4.25: Resultados para o modelo PO-4 considerando o modelo constitutivo multilinear. 70
Figura 4.26: Resultados para o modelo PO-5 considerando o modelo constitutivo multilinear. 70
Figura 4.27: Resultados para todos os modelos considerando o modelo constitutivo multilinear..... 72
Figura 4.28: Deformação plástica no conector de cisalhamento para o modelo PO-4 considerando o modelo constitutivo multilinear. 73
Figura 4.29: Dano por compressão para o modelo PO-4 considerando o modelo constitutivo multilinear..... 74
Figura 4.30: Resultados para todos os modelos considerando modelo constitutivo multilinear e η=0.5 76
Figura 4.31: Tensões de Von Mises em MPa para o modelo PO-5..... 77
Figura 4.32: Resultados para o estudo de validação com análise de sensibilidade 78
Figura 4.33: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-1. 80
Figura 4.34: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-1..... 80

Figura 4.35: Tensões de von Mises modelo PO-1 80
Figura 4.36: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-1. 81
Figura 4.37: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-1. 82
Figura 4.38: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-2. 83
Figura 4.39: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-2 83
Figura 4.40: Tensões de von Mises modelo PO-2. 83
Figura 4.41: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-2. 84
Figura 4.42: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-2. 85
Figura 4.43: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-3. 86
Figura 4.44: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-3 86
Figura 4.45: Tensões de von Mises modelo PO-3. 86
Figura 4.46: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-3. 87
Figura 4.47: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-3. 88
Figura 4.48: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-4. 89
Figura 4.49: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-4 89
Figura 4.50: Tensões de von Mises modelo PO-4. 89
Figura 4.51: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-4. 90
Figura 4.52: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-4. 91
Figura 4.53: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-5. 92
Figura 4.54: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-5 92
Figura 4.55: Tensões de von Mises modelo PO-5. 92
Figura 4.56: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-5. 93
Figura 4.57: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO150-SL-19-1 94
Figura 4.58: Modelos avaliados no estudo paramétrico. 95
Figura 4.59: Dimensões do perfil metálico utilizado. 95
Figura 4.60: Dimensões dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. 96
Figura 4.61: Geometria com uma linha de conectores. 96
Figura 4.62: Geometria com duas linhas de conectores 96
Figura 4.63: Detalhamento lajes alveolares pré-fabricadas com uma linha de conectores, dimensões em mm. 97
Figura 4.64: Detalhamento lajes alveolares pré-fabricadas com duas linhas de conectores, dimensões em mm. 98
Figura 4.65: Modelo com preenchimento total dos alvéolos 99
Figura 4.66: Modelo com nenhum dos alvéolos 99

Figura 4.67: Modelo com preenchimento parcial (chave de cisalhamento) dos alvéolos 99
Figura 4.68: Dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 150mm 100
Figura 4.69: Dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 200mm 100
Figura 4.70: Dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 265mm 100
Figura 5.1: Modelos com concreto de resistência 50MPa e preenchimento total. 102
Figura 5.2: Modelos com concreto de resistência 50MPa e preenchimento nulo. 102
Figura 5.3: Modelos com concreto de resistência 50MPa e preenchimento parcial. 102
Figura 5.4: Modelos com concreto de resistência 40MPa e preenchimento total. 103
Figura 5.5: Modelos com concreto de resistência 40MPa e preenchimento nulo. 103
Figura 5.6: Modelos com concreto de resistência 40MPa e preenchimento parcial. 103
Figura 5.7: Modelos com concreto de resistência C50 e uma linha de conectores. 104
Figura 5.8: Modelos com concreto de resistência C50 e duas linhas de conectores. 105
Figura 5.9: Modelos com concreto de resistência C40 e uma linha de conectores. 105
Figura 5.10: Modelos com concreto de resistência C40 e duas linhas de conectores. 106
Figura 5.11: Modelos com concreto de resistência C50 e uma linha de conectores. 106
Figura 5.12: Modelos com concreto de resistência C50 e duas linhas de conectores. 107
Figura 5.13: Modelos com concreto de resistência C40 e uma linha de conectores. 107
Figura 5.14: Modelos com concreto de resistência C40 e duas linhas de conectores. 107
Figura 5.15: Comparação com ABNT NBR 8800:2008 108
Figura 5.16: Comparação EN 1994-1-1:2004 108
Figura 5.17: Comparação AS/NZS 2327:2017 109
Figura 5.18: Comparação manual SCI P401 (2014) 109
Figura 5.19: Comparação Lam (2007) 110
Figura 5.20: Comparação Araújo et al (2016) 110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Estudos sobre conectores de cisalhamento com lajes maciças 32
Tabela 2: Estudos sobre conectores de cisalhamento com lajes alveolares 38
Tabela 3: Características geométricas dos modelos. 54
Tabela 4: Características físicas dos materiais dos modelos. 54
Tabela 5: Parâmetros para o CDP 62
Tabela 6: Definição das superfícies de contato 63
Tabela 7: Tipo e dimensão dos elementos 66
Tabela 8: Resultados dos modelos numéricos comparados aos resultados experimentais. 79
Tabela 9: Dimensões do perfil metálico avaliado no estudo paramétrico, dimensões em mm. 95
Tabela 10: Dimensões dos conectores de cisalhamento avaliados no estudo paramétrico, dimensões em mm. 96

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO 13
1.1 JUSTIFICATIVA 16
1.2 OBJETIVO GERAL 17
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 17
1.4 METODOLOGIA 18
CAPÍTULO 2 ESTADO DA ARTE 19
2.1 CONECTORES DE CISALHAMENTO 19
2.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO 21
2.3 MODOS DE FALHA 24
2.4 CONTEXTO HISTÓRICO 25
2.5 LAJES MACIÇAS E MISTAS DE AÇO E CONCRETO 27
2.6 LAJES ALVEOLARES PRÉ FABRICADAS 33
CAPÍTULO 3 MODELOS ANALÍTICOS 39
3.1 ABNT NBR 8800:2008 39
3.2 EN 1994-1-1 (2004) 40
3.3 AS/NZS 2327 41
3.4 SCI P401 (2014) 42
3.5 ACI 318-08 43
3.6 PUBLICAÇÕES DE MODELOS ANALÍTICOS PARA RESISTÊNCIA DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA EM LAJES ALVEOLARES 43
CAPÍTULO 4 MODELO NUMÉRICO: ESTUDO DE VALIDAÇÃO 46
4.1 MODELOS DE VALIDAÇÃO 46
4.2 PARTES 55
4.3 MÉTODO DE ANÁLISE 55
4.4 MODELOS CONSTITUTIVOS 58
4.4.1 AÇO 58
4.4.2 CONCRETO 60
4.5 SUPERFÍCIES DE CONTATO 62
4.6 CONDIÇÕES DE CONTORNO E DISCRETIZAÇÃO 64

4.7 RESULTADOS ESTUDO DE VALIDAÇÃO 66
4.7.1 INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE 67
4.7.2 INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE ATRITO 71
4.7.3 INFLUÊNCIA DO MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONECTOR DE CISALHAMENTO 75
4.7.4 MODELOS FINAIS 77
4.8 ESTUDO PARAMÉTRICO GEOMÉTRICO 94
CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO 101
5.1 INFLUÊNCIA DAS LINHAS DE CONECTORES 101
5.2 INFLUÊNCIA DO PREENCHIMENTO DOS ALVÉOLOS 104
5.3 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA LAJE ALVEOLAR 106
5.4 COMPARAÇÃO COM NORMAS E MANUAIS 108
CAPÍTULO 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 111
6.1 CONCLUSÕES 111
6.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS 113
CAPÍTULO 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 114

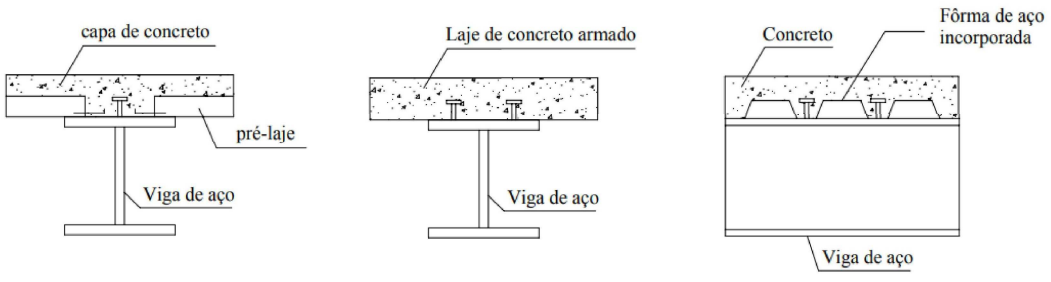
CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a utilização de estruturas mistas de aço-concreto vem ganhando destaque na construção civil, devido às diversas vantagens econômicas e construtivas que proporcionam. O concreto possui uma boa resistência quando submetido à compressão, porém baixa resistência à tração. O aço, diferente do concreto, apresenta resistência à tração. Em elementos mistos de aço e concreto, o objetivo é que cada elemento estrutural trabalhe de forma mais eficiente e solidária, aumentando assim a capacidade resistente do sistema estrutural.

Vigas mistas de aço e concreto, em edifícios de múltiplos pavimentos, são sistemas estruturais formados por perfis de aço e uma laje de concreto. A laje de concreto pode ser executada *in-loco* – maciça ou mista, ou ainda por unidades pré-fabricadas de concreto. Nas últimas décadas a solução que vem sendo cada vez mais utilizada é o uso de perfis I, associados a lajes alveolares pré-fabricadas de concreto. A **Figura 1.1** ilustra algumas alternativas do sistema misto aplicado a sistemas horizontais, considerando a laje disposta na mesa superior do perfil de aço, denominado de sistemas convencionais.

Figura 1.1:Tipos de aplicação do sistema misto



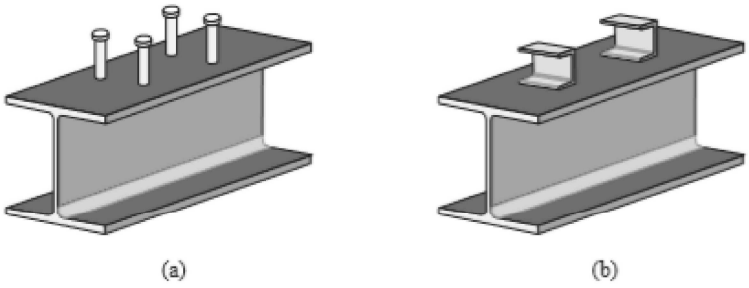
Fonte: Alva (2000), adaptado.

Um mecanismo essencial do sistema misto de aço e concreto é a interação entre as superfícies de contato. A conexão entre os elementos estruturais é realizada por meio de

dispositivos mecânicos, que permitem a transmissão das forças longitudinais do aço para o concreto e vice-versa, além de resistir a forças transversais ao eixo, que podem causar a separação dos elementos na interface aço-concreto (VERÍSSIMO, 2007). Nesse contexto, os conectores de cisalhamento são instalados com solda na mesa superior do perfil de aço, antes da concretagem.

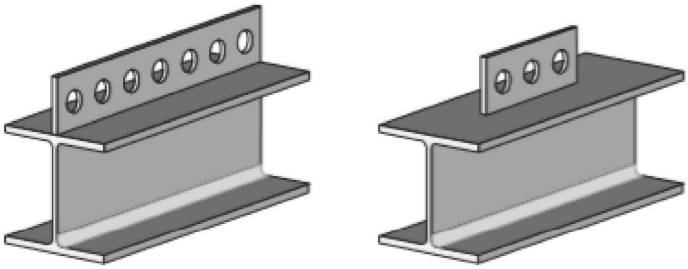
Existem variedades de dispositivos mecânicos para serem utilizados como conectores de cisalhamentos. No Brasil, os mais utilizados em sistemas de piso de edifícios são o conector tipo pino com cabeça e o conector em perfil U laminado, conforme ilustrado na **Figura 1.2**. Contudo, a maioria dos edifícios em aço utilizam lajes mistas com fôrma de aço incorporada, ou laje pré-fabricada de concreto, que são soluções incompatíveis com o conector U, pois sua produtividade na instalação é pequena e é indicado para sistemas com laje maciça. O conector *perfobond* consiste basicamente em uma chapa de aço plana com furos circulares, soldada ao perfil metálico, conforme **Figura 1.3**. Por fim, o último conector é o *crestbond* que é um conector de cisalhamento em chapa contínua endentada, conforme mostrado na **Figura 1.4** (VERÍSSIMO, 2007).

Figura 1.2: Conectores de cisalhamento: (a) pino com cabeça, (b) perfil U laminado.



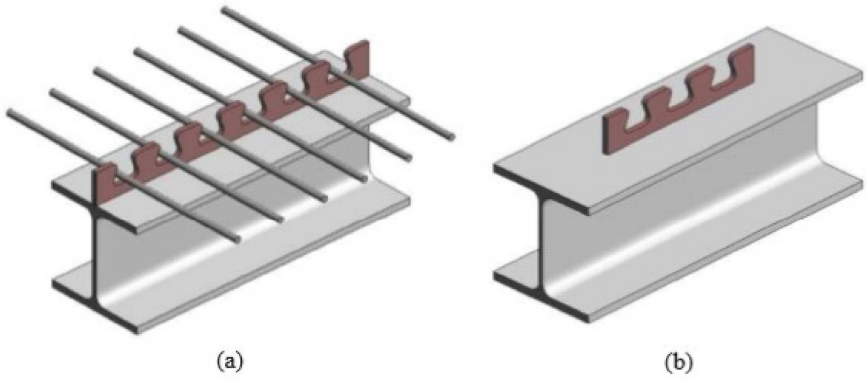
Fonte: Veríssimo (2007)

Figura 1.3: Conectores de cisalhamento Perfobond: contínuo e descontínuo.



Fonte: Veríssimo (2007)

Figura 1.4: Conectores de cisalhamento Crestbond: contínuo e descontínuo.

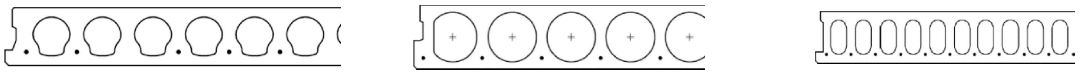


Fonte: Veríssimo (2007)

Justifica-se a escolha da laje alveolar, para escopo de análise, por se tratar de um elemento industrializado e que demanda apenas a execução de uma capa de concreto *in loco* para o acabamento liso e uniforme. Além disso, a laje alveolar apresenta como vantagem, a capacidade de vencer grandes vãos, e a presença dos alvéolos para favorecer um mecanismo de transferência de forças entre os componentes, gerando o comportamento conjunto aço-concreto, que é imprescindível para os elementos mistos (HICKS; LAWSON, 2003; LAM, 1998).

As lajes alveolares são fabricadas com concreto de alta resistência à compressão, possuem armadura ativa em aços especiais para protensão e o processo de montagem é simples e rápido pois dispensam fôrmas e escoramento. Os alvéolos, responsáveis pela diminuição do peso da laje quando comparada à laje maciça de mesma altura, podem ser não circulares (**Figura 1.5a**), circulares (**Figura 1.5b**) ou alongados (**Figura 1.5c**). A resistência ao cisalhamento é um dos grandes problemas das lajes alveolares pré-fabricadas de concreto, principalmente devido a redução da área de seção transversal, diminuindo a região resistente ao cisalhamento, que são apenas as paredes (almas), entre as aberturas (HICKS; LAWSON, 2003).

Figura 1.5: Exemplos de alvéolos em laje alveolares pré-fabricadas



(a) Alvéolos não circulares b) Alvéolos circulares (c) Alvéolos alongados

Fonte: Hicks e Lawson (2003)

A utilização de lajes alveolares pré-fabricadas de concreto e perfis I duplamente simétrico, para a constituição de uma viga mista de aço e concreto, é uma combinação relativamente recente e pouco utilizada no Brasil. Os trabalhos de Lam (1998), Lam et al. (1998), Lam et al. (2000a) e Lam et al. (2000b), foram os primeiros estudos a investigar o comportamento desses elementos. Posteriormente a esse pioneirismo, diversas foram as publicações envolvendo os autors (LAM; EL-LOBODY, 2005; LAM, 2002;LAM, 2007a, 2007b; LAM; ELLIOTT; NETHERCOT, 2000; NETHERCOT, 2000a, 2000b).

Estudos sobre vigas mistas com lajes pré-fabricadas são recentes, com poucos pesquisadores envolvidos no tema. Quando se lança o olhar para os estudos brasileiros, esses são ainda mais escassos.

1.1 JUSTIFICATIVA

A tendência da construção civil é a sua industrialização. Nesse aspecto inserem-se os elementos mistos de aço e concreto, o aço possui resistência superior à do concreto armado, resultando em estruturas mais leves de execução rápida e com maior precisão dimensional, característica fundamental em sistemas industrializados. A utilização de elementos industrializados alia a velocidade de execução com a segurança de trabalhar com elementos estruturais que passam por rigoroso controle de qualidade, além de evitar o desperdício de materiais e atender aos requisitos de sustentabilidade. Inseridos nesse âmbito estão os perfis de aço e as lajes alveolares pré-fabricadas de concreto. Unindo as melhores características do aço (perfil metálico) e concreto (lajes alveolares pré-fabricadas), esses elementos trabalham de forma solidária: o concreto resistindo a compressão, enquanto o aço resiste a tração. Isso proporciona uma economia do volume de aço sem perda de capacidade resistente.

O comportamento de sistemas mistos de aço e concreto pode variar, dependendo da interação na interface dos elementos estruturais. O estudo da capacidade resistente e deformações desses conectores é de grande importância para o desenvolvimento de projetos de estruturas mistas de aço e concreto, pois não existem especificações ou formulações na norma brasileira, para o comportamento de conectores em lajes alveolares. Assim, a modelagem numérica desses elementos estruturais mostra ser uma ferramenta essencial para avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento, pois permite uma análise considerando a não-linearidade física e geométrica dos elementos, e apresenta uma grande similaridade de carga resistente e deformações com resultados experimentais, possibilitando

diversas configurações dos elementos, e sem os altos custos que um ensaio experimental apresentaria.

Finalmente, seja do ponto de vista da industrialização e modernização da construção civil ou da redução de consumo de materiais e mão de obra, o estudo desses elementos é de extrema importância para o avanço do conhecimento na área das estruturas mistas de aço-concreto.

1.2 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o comportamento de conectores tipo pino com cabeça por meio de ensaios de cisalhamento direto de vigas de aço com lajes alveolares pré-fabricadas.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Dentre os objetivos específicos, pode-se citar:

- Desenvolver modelo numérico para análise da interface aço-concreto em ensaios de cisalhamento direto
- Avaliar e caracterizar a interface aço-concreto com a utilização de conector tipo pino com cabeça;
- Verificar o modo de ruptura do elemento, seja por esmagamento do concreto ou pela ruptura do conector;
- Verificar por meio de análise numérica a influência de parâmetros como: método de análise, coeficiente de atrito, modelo constitutivo do conector de cisalhamento;
- Avaliar por meio de análise numérica, a influência de parâmetros como: preenchimento dos alvéolos, altura da laje alveolar pré-fabricada e influência da quantidade de linhas de conectores;
- Analisar os resultados obtidos, comparando-os com os resultados analíticos e experimentais e as disposições apresentadas pelas normas técnicas e manuais de cálculo;

1.4 METODOLOGIA

Esse trabalho tem foco no estudo do comportamento dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. Para isso são utilizados modelos numéricos, levando em consideração a variação das propriedades dos materiais e geometria dos conectores tipo pino com cabeça, bem como laje alveolar.

A modelagem numérica será realizada no pacote computacional ABAQUS®, disponível com 3 licenças *Academic Research* (licenças sem limitação da quantidade de nós) no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá. Nas análises numéricas, são utilizados resultados experimentais disponíveis na literatura para validar os modelos numéricos. Assim, a modelagem numérica será utilizada para:

- Definir a geometria dos modelos físicos;
- Prever a capacidade resistente e de modos de falha dos modelos físicos;
- Após a validação iniciar a análise paramétrica (parâmetros que iremos considerar e a sua variação) com o objetivo de verificar a interface aço-concreto por meio do ensaio de cisalhamento direto (Ensaio do EN 1994-1-1 (2004) para determinar a resistência e ductilidade de conectores de cisalhamento);
- Realizar uma análise de sensibilidade com lajes alveolares pré-fabricadas e o conector pino com cabeça, variando o método de análise, coeficiente de atrito na interface aço-concreto e o modelo constitutivo do conector de cisalhamento;
- Realizar uma análise paramétrica com lajes alveolares pré-fabricadas e o conector pino com cabeça, variando a altura da laje e quantidade de linhas de conectores;
- Avaliar os resultados considerando a laje alveolar com diferentes preenchimentos de alvéolos;
- Comparar os resultados obtidos numericamente com: NBR 8800:2008, EN 1994-1-1 (2004), ACI 318-08 (2008), Publicações, Manuais SCI e Norma Australiana NZA/AS 2327 (2017).

CAPÍTULO 2

ESTADO DA ARTE

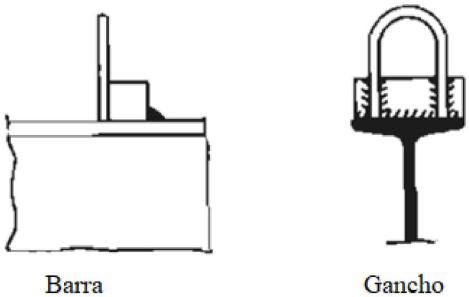
No presente capítulo é apresentado o estado da arte. Primeiramente, alguns conceitos sobre os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, bem como o ensaio de cisalhamento direto são apresentados. Posteriormente, os estudos de ensaios de cisalhamento direto são abordados em função do tipo de laje, como a laje maciça, mista de aço e concreto (com fôrma de aço incorporada) e alveolar pré-fabricada.

2.1 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Os conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos que associam os elementos de aço e concreto para formar o sistema estrutural misto. A função principal de um conector é transmitir as tensões de cisalhamento horizontais na interface aço-concreto, bem como impedir o movimento relativo entre os elementos que compõem o sistema misto. Os primeiros estudos de conectores de cisalhamento foram desenvolvidos na Suíça, década de 1930. Nesse cenário, os conectores de cisalhamento eram formados por barras no formato de hélice (**Figura 2.1**), nominados de "conector espiral" (CHAPMAN, 1964). Na Europa, até a década de 1960 os estudos foram voltados para os conectores rígidos combinados com ganchos e presilhas (**Figura 2.2**).

Figura 2.1: Conector espiral

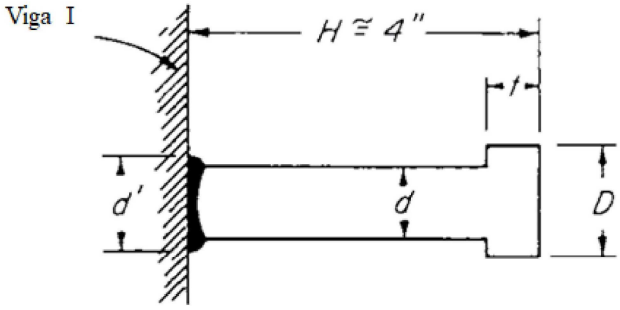
Figura 2.2: Conector rígido



Fonte: Chapman (1964), adaptado

Por outro lado, os engenheiros americanos apresentavam uma preferência para o estudo de conectores flexíveis, pois sua fabricação era mais simples. A partir da década de 1960 os estudos começaram a apresentar preferências para o conector flexível tipo pino com cabeça, que foi apresentado por Viest (1956), conforme a **Figura 2.3**. (CHAPMAN, 1964; LAM, 1998).

Figura 2.3: Detalhe do conector tipo pino com cabeça utilizado por Viest (1956)



Detalhe do Conector Tipo Pino

Fonte: Viest (1956), adaptado

O tipo mais comum de conector de cisalhamento utilizado para elementos mistos de aço e concreto é o tipo pino com cabeça. As vantagens desse tipo de conector são aplicação de solda rápida, pouca obstrução da armadura da laje, e devido a sua geometria cilíndrica, possuem uma igual resistência e rigidez ao cisalhamento em todas as direções normais ao eixo do conector (JOHNSON; BUCKBY, 1994).

Existem dois fatores que influenciam no diâmetro dos conectores tipo pino com cabeça. Um é o processo de solda, que se torna mais difícil e caro para diâmetros acima de 20mm. O outro é a espessura da superfície em que o conector tipo pino com cabeça está soldado. Em alguns estudos realizados foi possível notar que a capacidade resistente do conector pode ser atingida apenas se a relação do diâmetro com a espessura da superfície for menor que 2,7. Nesse contexto, um limite de 2.5 é apresentado no EN 1994-1-1 (2004). Johnson e Buckby (1994) descreveram que a capacidade resistente do conector tipo pino com cabeça é aproximadamente 150kN.

A principal característica de um conector de cisalhamento é a relação entre a força de cisalhamento horizontal e o deslizamento relativo na interface de conexão. A curva força por deslizamento, idealmente, deve ser fundamentada em ensaios de vigas mistas de tamanho real. Entretanto, na prática, ensaios mais simples de tamanho reduzido são realizados para tal

avaliação. De todos os dados presentes na literatura, referentes a capacidade resistente dos conectores tipo pino com cabeça, a maioria foram obtidos por ensaios de cisalhamento direto. Contudo, vários fatores influenciam a relação força por deslizamento, e devem ser levados em consideração para a realização desses ensaios, como por exemplo: número de conectores de cisalhamento, tensão de cisalhamento longitudinal, espessura de concreto próximo aos conectores, ligação da interface aço-concreto e grau de compactação do concreto em volta da base de cada conector (JOHNSON; BUCKBY, 1994).

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como flexíveis ou rígidos. Os conectores flexíveis permitem um maior deslizamento relativo na interface aço-concreto, e assim uma menor rigidez seguida de ruptura dúctil (VIANNA, 2009). Por outro lado, o conector rígido não se deforma sob aplicação de carga e proporciona uma conexão sem deslizamento. Nesse contexto, o modo de falha é caracterizado como frágil, com esmagamento ou cisalhamento do concreto ao redor do conector (VIANNA, 2009). Segundo o EN 1994-1-1 (2004) conectores dúcteis são aqueles que permitem uma capacidade de deslizamento suficiente para justificar o comportamento plástico ideal de uma conexão de cisalhamento na estrutura. Um conector é classificado como dúctil se o valor característico da capacidade de deslizamento (δ_{uk}) for igual ou maior que 6mm.

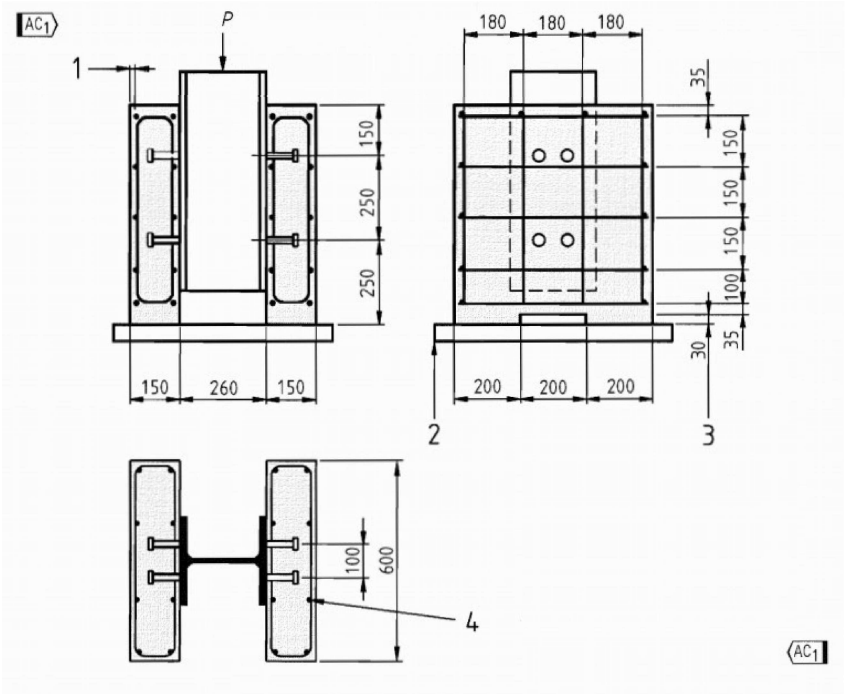
> "Um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo (ou quase nulo) para cargas de serviço e ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis em estado limite último."(VERÍSSIMO, 2007)

2.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Com o objetivo de promover uma padronização para ensaios dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, a EN 1994-1-1 (2004) estabeleceu uma especificação para tal ensaio. Essa normatização foi proposta devido as múltiplas formas de realização deste tipo de ensaio em diversos lugares do mundo. Ensaios de cisalhamento direto consistem em um perfil I de aço na posição vertical entre duas lajes de concreto, onde conectores de cisalhamento, que devem ser ensaiados, garantem a conexão entre a laje de concreto com o

perfil de aço. O conjunto é submetido a uma carga vertical no perfil que produz uma força cisalhante na interface entre o concreto e a mesa do perfil, conforme a **Figura 2.4**.

Figura 2.4: Ensaio de cisalhamento direto, dimensões em mm.



Fonte: EN 1994-1-1 (2004)

Conforme a norma EN 1994-1-1 (2004) **,** os procedimentos do ensaio de cisalhamento direto são:

1. A carga deve ser primeiramente aplicada com incrementos de até 40% da carga de falha prevista, e então 25 ciclos de carga/descarga com 5% a 40% da carga de falha prevista devem ser realizados;
2. Incrementos de carga subsequentes devem ser impostos de modo que a falha não ocorra em menos de 15 minutos;
3. O deslizamento longitudinal entre a laje de concreto e a seção de aço devem ser medidos continuamente durante o carregamento ou em cada incremento de carga. O deslizamento deve ser medido no mínimo até a carga ser aplicada até 20% antes da carga máxima.
4. Próximo aos conectores deve ser medida a separação entre a seção de aço e a laje;
5. Se três ensaios em espécimes nominalmente idênticos forem realizados e o desvio padrão entre o resultado individual de cada modelo em relação à média obtida de

todos os ensaios não for maior que 10%, a resistência de cálculo do conector pode ser determinada pela **Eq (2.1)**.

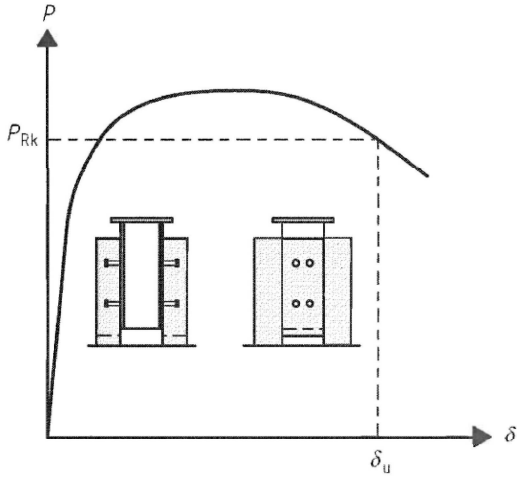
$$q_{ed} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \tag{2.1}$$

Em que f_u é a resistência à ruptura especificada para o material do conector, f_{ut} é a resistência à ruptura do conector obtida no ensaio experimental, γ_V é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25 e P_{Rk} é a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos reduzida em 10%.

Se o desvio padrão em relação à média exceder 10%, pelo menos três ensaios a mais do mesmo tipo devem ser realizados. Então, a análise dos resultados deve ser realizada de acordo com a EN 1990 (2002), Anexo D. Assim o conector será composto de dois elementos separados, onde um resiste ao esforço cortante longitudinal e a outra resiste as forças que tendem a separar a laje da viga de aço. As junções que resistem a separação dos dois elementos dos conectores devem apresentar uma rigidez suficiente para que quando os conectores forem submetidos a 80% da carga máxima, o movimento longitudinal da laje em relação a viga deve ser menos que a metade.

O valor da capacidade de deslizamento δ_u, deve ser tomado como o máximo valor medido no nível de carga característica, conforme a **Figura 2.5**. A carga característica é adotada como o mínimo valor de teste de δ_u reduzido em 10%, ou determinado pela avaliação estatística de todos os resultados.

Figura 2.5: Determinação da capacidade de deslizamento δ_u



Fonte: EN 1994-1-1 (2004)

Para a realização do ensaio algumas preparações dos corpos de prova são necessárias. As lajes de concreto devem ser posicionadas horizontalmente, a ligação entre a interface das mesas da viga de aço e o concreto devem ser engraxadas a fim de eliminar a aderência química, o concreto deve curar ao ar livre, para cada mistura, o mínimo de quatro espécimes de concreto deve ser preparado ao mesmo tempo da preparação da laje, para definição da resistência do concreto, e a resistência f_{ctm} deve ser tomada como a média. A resistência ao escoamento de uma amostra representativa do material dos conectores de cisalhamento deve ser determinada. Ensaios de cisalhamento direto permitem a obtenção das relações entre forças aplicadas e deformações de uma forma mais simples e direta do que os ensaios de flexão.

2.3 MODOS DE FALHA

A capacidade resistente do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é determinada quando a carga máxima do ensaio de cisalhamento direto é observada. Embora esse ensaio tenha o objetivo de medir o deslocamento em relação ao aumento de carga proporcionando informações importantes sobre o problema, é muito difícil determinar o modo de falha exato do corpo de prova. Geralmente, três modos de falha são observados a partir dos ensaios de cisalhamento direto. O primeiro modo de falha é a do cone de concreto, onde nenhuma falha do conector é observada. Para este modo, o concreto começa a falhar na compressão antes do conector de cisalhamento começar a escoar. A falha por compressão progride através da espessura do concreto formando um cone ao redor do conector, conforme **Figura 2.6** (LAM; EL-LOBODY, 2005). O segundo modo de falha ocorre quando o conector cedeu totalmente e nenhuma falha do concreto é observada. Este modo de falha é identificado como o modo de falha do conector onde a tensão de escoamento é alcançada pelo elemento enquanto a tensão máxima do elemento de concreto não é atingida, conforme **Figura 2.7** (LAM; EL-LOBODY, 2005). Finalmente, o terceiro modo de falha é a combinação da falha do conector e do concreto quando as tensões máximas, conforme a **Figura 2.8** (LAM; EL-LOBODY, 2005).

Figura 2.6: Plano de falha cônico.

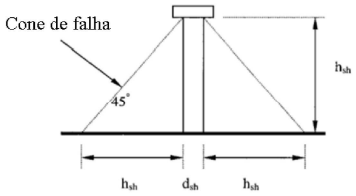


Figura 2.7: Modo de falha no conector de cisalhamento.

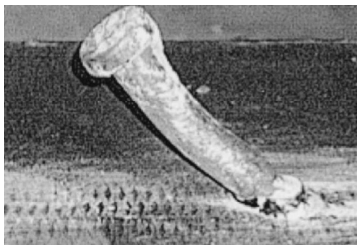
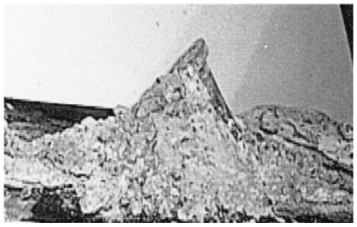


Figura 2.8: Modo de falha do concreto.



Fonte: (LAM; EL-LOBODY, 2005), adaptado.

2.4 CONTEXTO HISTÓRICO

Os primeiros estudos de elementos mistos de aço e concreto foram desenvolvidos no início do século XX. Na época, os pesquisadores visavam a análise da interação entre o aço e o concreto sem qualquer tipo de dispositivo mecânico. Nesse cenário, estudos experimentais foram realizados no Canadá e reportados por Mackay, Gilespie e Leluau [1](1923). Outros ensaios foram desenvolvidos entre 1923 até 1939, e uma boa interação entre o perfil de aço e a laje de concreto foram observados. O principal estudo em vigas mistas foi realizado por Batho, Lash e Kirkham[2] (1939). Os autores concluíram que a teoria para concreto armado era aplicável as vigas mistas, contando que o contato entre os elementos esteja presente, e a falha ocorra devido ao escorregamento entre eles, constatando a ineficiência da ligação natural. Essas primeiras investigações indicaram que a utilização de dispositivos mecânicos para aumentar a resistência da interface aço-concreto era a melhor opção. O primeiro estudo com conectores foi realizado na Suíça por Voellmy na década de 1930. A partir da década de 1940, todos os estudos de vigas mistas de aço e concreto consideraram conectores mecânicos. Esses estudos visaram formas de conectores mecânicos mais viáveis. Em 1943, na Universidade de Lehigh foram realizados uma série de ensaios experimentais, onde conectores rígidos de diversas formas foram analisados: espirais, de ângulos flexíveis, de canais flexíveis e com seções H rígidas. (LAM, 1998).

[1] Mackay, H. M., Gillespie, P. and Leluau, C., 'Report on the strength of steel I-bearns haunched with concrete', Engineering Journal, Eng. Inst. Of Canada, Vol. 6, No. 8,1923, pp365-369.

[2] Batho, C., Lash, S. D. and Kirkham, R. H. H., 'The properties of composite beams, consisting of steel joists encased in concrete, under direct and sustained loading', Journal, Institution of Civil Engineering, Vol. 11, No. 49 1939, pp6l-114.

Os estudos de conectores do tipo pino tiveram início com Viest (1956).O autor constatou, por meio de ensaios de cisalhamento direto, que esse tipo de conexão é adequado para a resistência ao cisalhamento, e que a capacidade resistente ao cisalhamento é dependente do diâmetro e altura do pino e da resistência do concreto (LAM, 1998). Já os estudos com conectores do tipo pino com cabeça começaram na Universidade de Lehigh com Thurlimann (1959) e Driscoll e Slutter (1961), que realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto e também ensaios de flexão de vigas. Contudo, apenas em Chapman (1964); Chapman e Balakrishnan (1964) o comportamento de conectores tipo pino com cabeça foi investigado. Nesse estudo, os autores descreveram o conector tipo pino com cabeça como flexível, e que apresenta uma curva força por deslizamento característica diferente de conectores rígidos, para uma mesma capacidade de carga. Apesar desse tipo de conector ter sido utilizado nos Estados Unidos, até então não havia resultados experimentais disponíveis sobre o comportamento de vigas mistas com esses conectores. A resistência ao cisalhamento dos conectores tipo pino com cabeça não foi apresentada até 1971 (LAM, 1998).

Ollgaard, Slutter e Fisher (1971) investigaram o comportamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em lajes de concreto de densidade normal e leve. O objetivo era que recomendações normativas fossem desenvolvidas a partir dos resultados obtidos. Para o estudo foram realizados ensaios de cisalhamento direto. As principais conclusões foram que a capacidade resistente do conector era influenciada pela resistência a compressão e o modulo de elasticidade do concreto. As propriedades de resistência à tração e a densidade do concreto não apresentaram influência na capacidade resistente do conector. A resistência ao cisalhamento foi aproximadamente proporcional à área de seção transversal dos conectores.

Em Menzies (1971), para verificar os *Codes of Practice*, CP 117[3] Part 1 e Part 2[4], foram comparadas as resistências teóricas com os resultados obtidos experimentalmente por meio de ensaios de cisalhamento direto. Verificou-se que as recomendações devem ser distintas para os conectores embutidos em concretos de densidade leve e conectores em concretos de densidade normal. Apesar do uso de lajes alveolares pré-fabricadas de concreto ter começado na década de 1940, poucos são os estudos que investigaram o comportamento

[3] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. CP117: Part 1 – Composite construction in structural steel and concrete: simply-supported beams in building, London, 1965.

[4] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. CP117: Part 2 – Composite construction in structural steel and concrete: beams for bridges, London, 1967.

de conectores de cisalhamento com esse tipo de laje. O primeiro estudo foi desenvolvido por Hamilton (1989), o qual realizou ensaios de flexão em vigas. Nesses ensaios foram consideradas lajes alveolares com 150mm de altura e conectores tipo pino com cabeça de 19mm de diâmetro. Os resultados mostraram um aumento maior que 70% da capacidade resistente da viga mista comparada à viga de aço (LAM, 1998). Posteriormente, Moy e Tayler (1996) avaliaram a capacidade resistente dos conectores tipo pino com cabeça em vigas mistas com lajes de concreto pré-fabricadas. Os resultados mostraram que um comprimento mínimo de 100mm de concreto moldado in loco deve ser utilizado para evitar reduções na capacidade resistente do conector. Os estudos de Hamilton (1989) e Moy e Tayler (1996) foram precursores no estudo de conectores de cisalhamento em lajes alveolares de concreto . No final da década de noventa, se destacam alguns estudos de Lam (1998; 2000a; 2000b; 2002; 2006; 2007a;2007b). Nesses estudos, dois modos de falha foram observados, falha brusca devido a ruptura do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça associada com a alta taxa de armadura transversal, e a fratura do concreto devido ao escoamento da armadura transversal resultando em uma perda de rigidez e resistência. É importante mencionar que nesses estudos não foi levado em consideração a capa de concreto da PCHCS.

2.5 LAJES MACIÇAS E MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Kim et al. (2001) desenvolveram estudos experimentais de ensaios de cisalhamento direto em lajes maciças com forma de aço incorporada. Neste estudo também foi desenvolvido o primeiro modelo numérico para avaliar o comportamento de conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto. Para a maioria dos ensaios realizados foi observado o modo de falha por arrancamento do concreto e esmagamento do concreto na base do conector. O modelo de elementos finitos desenvolvido demonstrou um padrão de fraturas similar ao observado nos ensaios experimentais. O modo de falha observado no modelo numérico foi de arrancamento do concreto, e o apesar de introduzidas as propriedades não-lineares dos conectores não foi observado o escoamento.

Estudos numéricos realizados por Lam e El-Lobody (2005) esclareceram o comportamento da relação carga por deslizamento e a capacidade resistente dos conectores tipo pino com cabeça. Para isso, os autores desenvolveram um modelo numérico de elementos finitos para a simulação de ensaios de cisalhamento direto. Um estudo paramétrico foi realizado, variando o diâmetro do conector tipo pino com cabeça, bem como a resistência do

concreto. Os resultados numéricos obtidos apresentaram uma boa similaridade com os ensaios experimentais e com os dados obtidos através dos métodos analíticos presentes em norma. Segundo o autor as normas BS 5950 (BSI 1990) e a AISC (1999) apresentam resultados que podem estar superestimando a capacidade de resistência ao cisalhamento do conector do tipo pino cabeça de 22mm. Os autores concluíram que ensaios numéricos através do modelo de elementos finitos parece ser um possível substituto dos caros ensaios experimentais do tipo cisalhamento direto para determinação da capacidade de carga cisalhante dos conectores.(LAM; EL-LOBODY, 2005).

Cruz e Valente (2005) realizaram ensaios experimentais para avaliar a influência do diâmetro do conector tipo pino com cabeça em concreto de baixa densidade. Os autores compararam os resultados obtidos com ensaios realizados em concreto de densidade normal. Na maioria dos casos, a falha ocorreu nos conectores.. Os autores também realizaram uma comparação dos ensaios de cisalhamento direto convencional (POST) e o ensaio de cisalhamento direto único (SPOT) onde apenas um conector é testado. Foi observado que nos ensaios SPOT a carga resistida apresentou-se 10% a 20% maior que nos ensaios POST. De modo geral, segundo os ensaios realizados, o concreto de baixa densidade mostrou uma perda de capacidade resistente em comparação com espécimes de concreto com densidade normal, e os conectores apresentaram comportamento dúctil, conforme o EN 1994-1-1 (2004).

Ellobody e Young (2006) desenvolveram um estudo numérico através de um modelo de elementos finitos não linear para caracterizar o comportamento de conectores de cisalhamento em lajes mistas com perfil metálico. O estudo paramétrico levou em consideração a geometria do perfil metálico, o diâmetro e altura do conector tipo pino com cabeça, a resistência do concreto. Os resultados obtidos da capacidade dos conectores foi comparada ao AISC, BS 5950 e ao EN 1994-1-1 (2004). Foi observado que as especificações da AISC e BS 5950 superestimaram a capacidade do conector em 27% e 25% respectivamente. As especificações do EN 1994-1-1 (2004) foram geralmente conservadoras, exceto em alguns casos onde superestimaram a capacidade dos conectores de cisalhamento em até 11%.

Nguyen e Kim (2009) estudaram conectores de cisalhamento de grandes dimensões por meio do método dos elementos finitos. Um estudo paramétrico foi realizado para avaliar a influência do diâmetro do conector e da resistência do concreto. Os resultados obtidos foram comparados com as especificações da AASHTO (2004) e do EN 1994-1-1 (2004). A norma americana superestimou a capacidade resistente dos conectores de cisalhamento em até 26%.

Por outro lado, a noma europeia se mostrou conservadora para conectores com até 27mm de diâmetro, entretanto, superestimou a capacidade resistente para conectores com diâmetros maiores que 30mm. Para todos os diâmetros de conectores estudados a ductilidade foi maior que 6mm.

Xu et al. (2012) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto para verificar o comportamento dos conectores de cisalhamento quando agrupados. Para então tornar a construção desses elementos viável devido ao aumento do uso de técnicas de protensão em vigas mistas de aço e concreto, os autores propuseram uma nova técnica de agrupamento dos conectores. Posteriormente, um estudo paramétrico foi realizado para avaliar a influência do diâmetro e altura do conector. Os autores concluíram que na utilização de conectores agrupados ocorre uma perda de 35% da rigidez e de 10% da capacidade de resistência do conector quando comparado com a utilização de conectores isolados.

No estudo de Guezouli e Lachal (2012) um novo modelo de elemento finito não linear 2D foi proposto para analisar o comportamento de conectores de cisalhamento em ensaios de cisalhamento direto. Para obter uma melhor visão da complexa interação que ocorre na interface, um modelo de elementos finitos 2D com algoritmo foi criado. O objetivo do estudo foi avaliar os efeitos sobre o comportamento global, forças internas locais e deformações da conexão em um teste de cisalhamento direto padrão. Os autores concluíram que a introdução de elementos de contato entre a laje-viga e conector-concreto leva a uma mudança significativa dos resultados em termos de rigidez, resistência e distribuição de força entre os conectores.

Como continuação ao estudo de Guezouli e Lachal (2012), Guezouli et al. (2013) desenvolveram um modelo numérico 2D simplificado para avaliar os mecanismos de transferência de forças internas nos conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto. As análises numéricas levaram em consideração o arranjo dos conectores, a resistência do concreto, taxa de armadura de reforço da laje e as condições de contorno da laje. Os autores concluíram que a transferências de forças não era total levando em consideração a carga aplicada e a resistência observada para cada conector, assim assumindo que a força de cisalhamento resistida por cada conector é igual a carga total aplicada dividida pelo número de conectores é conservadora.

Shen e Chung (2016) investigaram o comportamento estrutural das conexões de cisalhamento com diferentes configurações, sendo uma o ensaio de cisalhamento direto padrão e a outra o ensaio de cisalhamento direto com uma inclinação das lajes. 24 ensaios

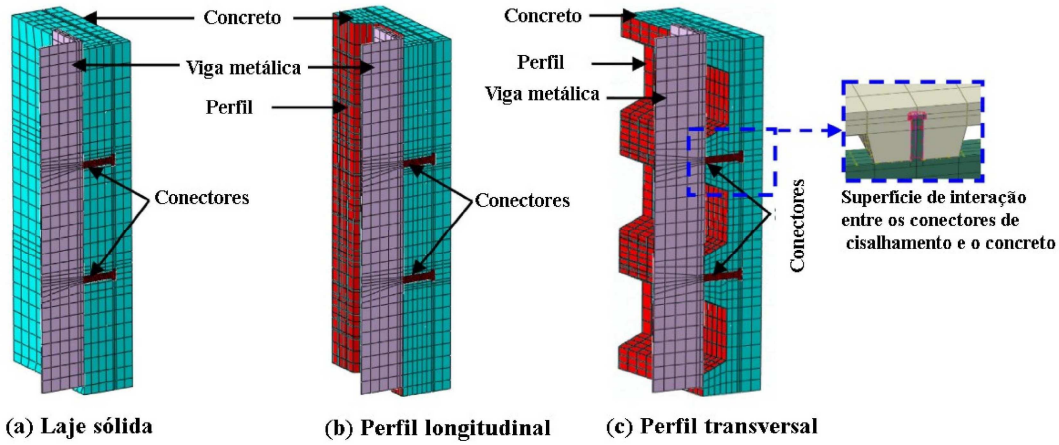
experimentais foram realizados. Além disso, um modelo avançado de elementos finitos foi estabelecido para examinar o comportamento estrutural dos conectores de cisalhamento em diferentes configurações e forças de cisalhamento, bem como uma combinação de forças de tensão e cisalhamento. Os autores concluíram que o mecanismo de transferência de cargas de conectores de cisalhamento em lajes maciças ocorre de forma diferente do observado em lajes mistas. (SHEN; CHUNG, 2016).

No estudo de Han et al. (2017) um modelo numérico de conectores de cisalhamento em ensaios de cisalhamento direto com lajes de concreto com incorporação de pedaços de borracha. Os parâmetros analisados foram a concentração de borracha na laje de concreto, diâmetro dos conectores e resistência do concreto. Concluiu-se que as especificações da AASHTO LRFD estavam mais próximas aos valores observados no ensaios, enquanto o EN 1994-1-1 (2004) se aprestou conservador.

Cao e Shao (2019) desenvolveram um modelo de elementos finitos para analisar o comportamento de conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto com lajes de concreto de ultra alto desempenho. Foi avaliado a influência do diâmetro e altura dos conectores, a resistência a compressão do concreto de ultra alto desempenho. Os resultados obtidos através das análises numéricas foram comparados com os modelos analíticos presentes na literatura e concluiu-se que apenas uma das equações apresentou resultados similares aos obtidos numericamente. O parâmetro que apresentou relevância na resposta dos conectores levando em consideração a curva carga-deslizamento, tensão de escoamento e carga última de cisalhamento foi o diâmetro do conector.

Katwal et al. (2020) estudaram o mecanismo de compartilhamento de carga entre os conectores de cisalhamento e os perfis metálicos por meio do desenvolvimento de modelos de elementos finitos 3D de ensaios de cisalhamento direto. Interações de contato realistas foram consideradas entre os pinos de cisalhamento e o concreto para simular o comportamento de deslizamento. Um estudo paramétrico foi realizado para verificar a influência de diversos parâmetros: orientação do perfil, posição do conector, diâmetro e altura dos pinos, tipo de concreto, altura da nervura, espessura de cobertura, tensão de escoamento das chapas e nível de carregamento transversal. E assim, a carga final e a força atuante no pino obtidas a partir da análise paramétrica foram comparadas com as orientações do AS / NZS 2327 e EN 1994-1-1 (2004) (KATWAL; TAO; UY, 2020).

Figura 2.9: Modelo de elementos finitos típico para os espécimes do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Katwal et al. (2020), adaptado

A **Figura 2.9** apresenta o modelo de elementos finitos usado para quantificar as cargas transferidas pelos conectores e perfis em testes de cisalhamento direto. Os perfis metálicos nos ensaios de cisalhamento direto apresentaram uma significativa quantidade de carga resistente, que está na faixa de 20 a 65%. Portanto, a carga transportada pelos perfis nos testes de cisalhamento direto não é desprezível. A análise paramétrica indica que a carga transportada pela chapa e a resistência ao cisalhamento dos conectores são afetadas por muitos fatores, como o número de conectores por nervura, localização e diâmetro do conector, resistência do concreto, altura da nervura, orientação e espessura do perfil e presença de carregamento transversal (KATWAL; TAO; UY, 2020). Segundo o autor, as normativas AS / NZS 2327 (2017) e EN 1994-1-1 (2004). geralmente superestimam a força de cisalhamento real de um conector. Em média, a resistência ao cisalhamento dos pinos é superestimada em 130% para amostras com perfis metálicos transversais e 28,4% para amostras com perfis em paralelo.

Gao et al. (2021) realizou estudos experimentais e numéricos para avaliar o comportamento de conectores de cisalhamento pré-fabricados (PCSS) em comparação ao modelo convencional de conectores de cisalhamento (CSS), o modelo PCSS utiliza um arranjo horizontal para a posição dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, ao contrário do modo convencional onde os conectores são posicionados na vertical. Um total de 12 ensaios de cisalhamento direto foram desenvolvidos. Concluiu-se que os espécimes PCSS apresentaram uma maior ductilidade, e a capacidade última é de 39% a 67% maior que os espécimes CSS.

No estudo numérico de Xu et al. (2022) foi avaliado o comportamento de conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto com lajes de concreto de ultra alto desempenho. No estudo paramétrico foi levado em consideração a influência do diâmetro e altura conectores, espessura da cobertura de concreto e a resistência a compressão do concreto de ultra alto desempenho. Concluiu-se que a resistência ao cisalhamento aumentou como uma função parabólica em relação ao aumento do diâmetro do conector de cisalhamento e de forma linear em relação a resistência do concreto. Um modelo teórico foi estabelecido que apresentou convergência com resultados do modelo desenvolvido e de outros resultados experimentais presentes na literatura.

Meng et al. (2022) desenvolveram um estudo numérico para uma proposta de modelo analítico para descrever o comportamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em lajes maciças analisando curvas de carga-deslizamento e modos de falha presentes na literatura. A proposta do modelo analítico considera o conector e o concreto em volta como um modelo de viga de forma idealizada, sendo a rigidez equivalente determinada analiticamente como uma função do diâmetro do conector, altura do conector, e parâmetros das propriedades dos materiais do conector e do concreto. Foram realizados 72 modelos de elementos finitos para análise paramétrica. O modelo analítico proposto atingiu bons resultados quando comparado com ensaios experimentais. A **Tabela 1** apresentada um resumo das principais investigações sobre conectores de cisalhamento em vigas mistas com lajes maciças.

Tabela 1: Estudos sobre conectores de cisalhamento com lajes maciças

Referência	Investigação	Objetivos
Kim et al. (2001)	Numérica	Primeiro modelo numérico de ensaios de cisalhamento direto para observar o modo de falha, propriedades não lineares não foram utilizadas.
Lam e El-Lobody (2005)	Experimental e numérica	Desenvolver um modelo numérico para simular o comportamento de conectores tipo pino com cabeça.
Cruz; Valente (2005)	Experimental	Investigar o comportamento de conectores do tipo pino com cabeça em lajes com concreto de baixa e normal densidade.
Ellobody e Young (2006)	Numérica	Análise do comportamento de conectores de cisalhamento em ensaios de cisalhamento direto com lajes mistas com perfil metálico.
Nguyen e Kim (2009)	Numérica	Investigar o comportamento de conectores do tipo pino com cabeça de grandes dimensões.
Xu et al. (2012)	Experimental e numérica	Investigar o comportamento de conectores do tipo pino com cabeça quando agrupados.
Guezouli e Lachal (2012)	Numérica	Desenvolver um modelo numérico 2D para avaliar o comportamento dos conectores em um ensaio de cisalhamento direto.

Referência	Investigação	Objetivos
Guezouli et al. (2013)	Numérica	Desenvolver um modelo numérico 2D para avaliar o comportamento dos conectores em um ensaio de cisalhamento direto. Complementou o estudo anterior com variação de diferentes parâmetros.
Shen e Chung (2016)	Experimental e numérica	Investigar o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento em lajes maciças e mistas sob tensões de cisalhamento e tensão.
Han et al. (2017)	Numérica	Estudo do comportamento de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto em lajes com incorporação de pedaços de borracha.
Cao e Shao (2019)	Numérica	Comportamento de conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto em lajes com concreto de ultra alto desempenho.
Katwal et al. (2020)	Numérica	Desenvolver um modelo numérico para simular o comportamento de conectores tipo pino com cabeça em lajes mistas com perfil metálico.
Gao et al. (2021)	Experimenta e numérica	Comportamento de conectores tipo pino com cabeça pré-fabricados em ensaios de cisalhamento direto com arranjo horizontal.
Xu et al. (2022)	Numérica	Comportamento de conectores tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto em lajes com concreto de ultra alto desempenho.
Meng et al. (2022)	Numérica	Análise paramétrica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto de lajes maciças, proposta de modelo analítico para cálculo da resistência.

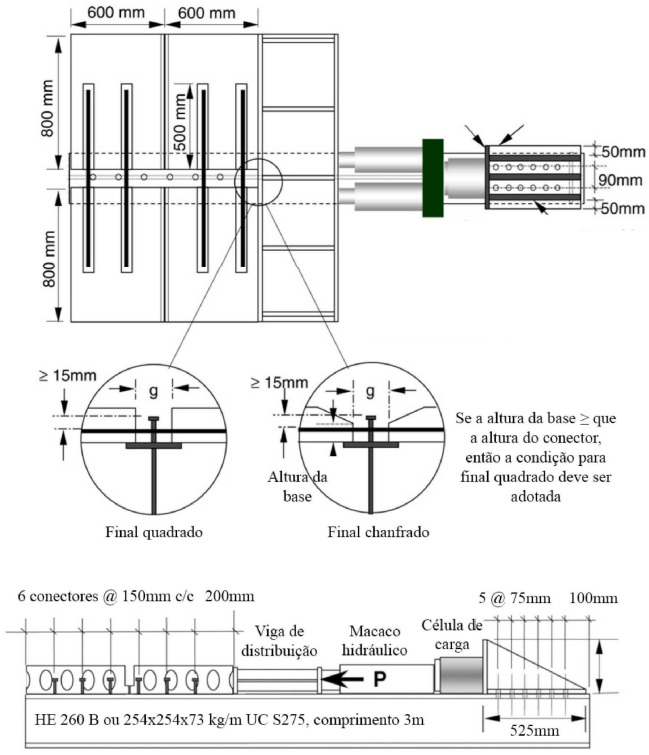
2.6 LAJES ALVEOLARES PRÉ FABRICADAS

Lam (1998) desenvolveu um extensivo estudo vigas mistas de concreto e aço com lajes alveolares. Nesse estudo foram realizados diversos ensaios experimentais: compressão horizontal, cisalhamento direto, flexão de viga. Em conjunto, um modelo de elementos finitos foi utilizado para analisar parâmetros que não foram avaliados nos ensaios experimentais. Através dos ensaios de cisalhamento direto foi possível avaliar os efeitos de diversos parâmetros analisados. O primeiro foi o efeito do vão ocupado pelo concreto de preenchimento entre as lajes pré-moldadas, foi observado que existe um aumento de capacidade de resistência ao cisalhamento e da rigidez com o aumento da largura do vão, e que o vão ótimo é de 70mm, sendo que a capacidade não apresenta ganhos a partir desse ponto. Também foi avaliado o efeito da resistência do concreto de preenchimento, quando comparado os valores de resistência de lajes maciças à média da resistência do concreto de preenchimento e da laje alveolar, a capacidade da estrutura foi a mesma. Posteriormente, é apresentado o efeito da utilização de lajes alveolares contínuas, segundo o autor lajes alveolares contínuas, ou seja, sem juntas entre os painéis pré-fabricados, apresentam valores

de resistência maiores, pois devido ao pequeno comprimento da laje de concreto, havia a tendência dessa junta se abrir e iniciar as fissuras do espécime. Por fim, verificou-se que a capacidade de resistência ao cisalhamento do conector tipo pino com cabeça não está relacionado apenas a tensão de escoamento do conector. (LAM, 1998).

Lam et al. (1998) com o objetivo de determinar a resistência de conectores tipo pino com cabeça em vigas mistas com lajes alveolares, foram realizados 12 ensaios de cisalhamento direto. Nesse trabalho foram avaliados os efeitos da variação de alguns parâmetros: taxa de armadura transversal, largura da junta e a resistência do concreto de preenchimento. Foram analisadas lajes maciças moldadas *in-loco* e lajes alveolares. A partir de um estudo paramétrico, os autores concluíram que a variação da largura da junta entre as lajes alveolares alterou a resistência do conector. Uma equação para a resistência de conectores de cisalhamento em lajes alveolares foi proposta. A equação proposta para resistência do conector apresentou uma boa aproximação em relação aos ensaios experimentais. O trabalho também indicou que a resistência do concreto influencia na resistência do conector de cisalhamento.

Figura 2.10: Ensaio de cisalhamento horizontal.

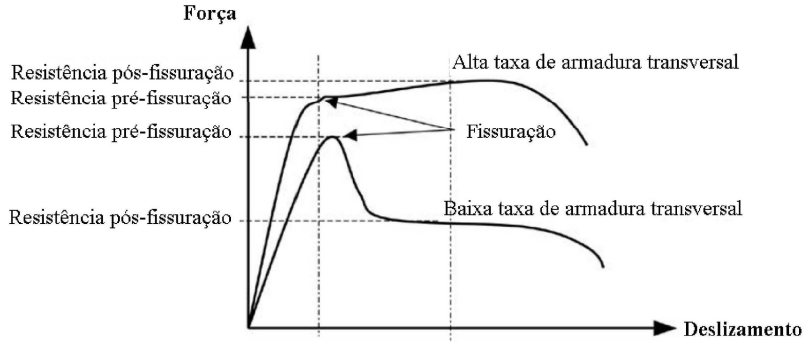


Fonte: Lam (2007a), adaptado

Complementando o trabalho de Lam et al. (1998), Lam (2007a) realizou 72 ensaios de cisalhamento direto em escala real para avaliar o comportamento do conector pino com cabeça em lajes alveolares. O objetivo do estudo também foi revisar o arranjo do ensaio de cisalhamento direto padrão, e propor um novo procedimento de teste para ser utilizado em vigas mistas com lajes alveolares pré-moldadas. Segundo o autor, o ensaio de cisalhamento direto padrão não é adequado para análise de lajes alveolares pré-moldadas devido a alguns fatores, como por exemplo: as dimensões da laje e a armadura especificada, pois lajes alveolares apenas utilizam armadura transversal. Estudos demonstram que a resistência do conector medida em ensaios de cisalhamento padrão, pode ser influenciada pelas forças de fricção desenvolvidas entre a base das lajes e a reação do solo, e assim, aumentando a resistência ao cisalhamento medida. Por isso foi proposto um novo tipo de ensaio horizontal, mostrado na **Figura 2.10**. Os resultados obtidos apresentaram boa relação com os métodos apresentados pela BS5950, EN 1994-1-1 (2004) e equações propostas em outros trabalhos.

A junta entre as lajes alveolares é preenchida com concreto moldado *in-loco* para garantir o comportamento unificado das lajes alveolares e o perfil metálico, através dos conectores de cisalhamento. Lam (2007a) avaliou lajes maciças e alveolares com diversas larguras de junta, e observou que a resistência do conector aumentou com a largura da junta, até um limite. E a altura da laje alveolar utilizada não influenciou na resistência do conector. Sobre as armaduras transversais, verificou-se que o comportamento dúctil da estrutura estava ligado à alta taxa de armadura transversal, ou seja, o conector manteve sua resistência com o início da falha do concreto. Para baixas taxas de armadura foi observado uma queda brusca na resistência. A **Figura 2.11** mostra o comportamento da ligação em relação a taxa de armadura.

Figura 2.11: Influência da taxa de armadura transversal na ductilidade



Fonte: Lam (2007a), adaptado

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, Lam (2007a) propôs uma modificação na equação recomendada pela EN 1994-1-1 para ruptura da ligação por falha no concreto, essas modificações levariam em consideração a largura da junta entre as lajes, e a presença de armadura transversal. Assim, permitindo que a expressão fosse aplicada para o caso de lajes alveolares. Para a ruptura por corte nos conectores, a equação não foi alterada pois não existem evidências que a laje alveolar influencie na resistência.

Araújo et al. (2016), com o objetivo de obter informações sobre os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, considerando lajes alveolares pré-fabricadas de concreto, realizaram ensaios de cisalhamento direto. Vinte corpos de prova foram analisados, as lajes possuíam duas alturas diferentes e uma capa de concreto de no mínimo 40mm. Todos os espécimes analisados apresentaram modo de falha devido ao esmagamento no concreto, e em algumas análises, especialmente naquelas em que existiam uma grande taxa de armadura transversal, pode-se observar que o elemento resistiu ao carregamento mesmo após atingir a carga máxima. Segundo os autores quando o concreto utilizado apresentava uma resistência maior que 40MPa a ruptura por cisalhamento ocorre pela separação do conector pino cabeça e a viga de aço, porém quando a resistência do concreto era menor que 30 MPa, a falha era determinada pela resistência do concreto realizado *in loco*. A armadura transversal é o fator dominante que afeta tanto a capacidade resistente do conector quanto o máximo deslizamento na interface. Os autores apresentaram uma equação que pode estimar a capacidade resistente de conectores tipo pino cabeça para a utilização de lajes alveolares com capa de concreto.

Batista e Landesmann (2016) realizaram uma série de ensaios experimentais para avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em conjunto com lajes alveolares pré-fabricadas através de ensaios de cisalhamento direto. Foram fabricados 8 espécimes para ensaios de cisalhamento direto. Observou-se que o aumento do diâmetro do conector no ensaio apresentou um aumento de aproximadamente 4% na resistência média. Concluiu-se que a região de concreto de enchimento na ligação entre lajes e perfil de aço permaneceu integra, sem indícios de fissuração em todos os oito ensaios realizados. Todos os ensaios resultaram na ruptura brusca dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça.

Souza et al. (2017) desenvolveram ensaios experimentais e numéricos para análise de conectores de cisalhamento em lajes alveolares pré-fabricadas, visando determinar a capacidade resistente dos conectores tipo pino com cabeça. Três ensaios experimentais foram realizados. De modo geral, a falha foi causada pela transferência de forças que foi aplicada na

laje pelos conectores, os modelos romperam no concreto através de rachaduras ao longo da altura e pelo esmagamento e fissuração do concreto adjacente ao conector. Também foram realizadas análises numéricas não lineares para verificar a confiabilidade de modelos numéricos para replicar ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório. Os resultados obtidos no modelo numérico foram satisfatórios e apresentaram grande semelhança quando comparados com os modelos experimentais. Com o modelo validado, um estudo paramétrico foi realizado variando a resistência do concreto e a tensão de escoamento do conector de cisalhamento, 24 modelos numéricos foram analisados e para cada tensão de escoamento do conector 8 valores de resistência do concreto foram utilizados. Os autores chegaram à conclusão que quando compararam os resultados obtidos com as normas vigentes, eles foram conservadores, apresentando valores de resistência ao cisalhamento menores que os obtidos numericamente (SOUZA; KATAOKA; EL DEBS, 2017).

Rolim (2019) desenvolveu um estudo numérico sobre o comportamento de conectores tipo pino com cabeça em vigas mistas aço-concreto com lajes alveolares. Foram criados 27 modelos para avaliar a influência da classe do concreto, espessura do capeamento estrutural e altura do painel alveolar. Verificou-se que o parâmetro que mais influência em ensaios de cisalhamento direto é a resistência do concreto utilizado.

Conforme apresentado até aqui, não existem estudos que apresentam o desenvolvimento de modelos numéricos, considerando ensaios de cisalhamento direto com lajes alveolares pré-moldadas de concreto. Embora os testes de cisalhamento direto sejam usados para investigar o comportamento de conectores de cisalhamento, tais testes são caros e demoram para serem executados (NGUYEN; KIM, 2009). Assim, a modelagem numérica desses ensaios mostra-se uma ferramenta essencial para avaliar a relação carga-deslizamento de conectores de cisalhamento, pois trata-se de uma análise considerando a não linearidade geométrica e física, que apresenta similaridade de carga resistente e deformações com resultados experimentais, permitindo diferentes configurações geométricas dos elementos. Dessa forma, este trabalho visa desenvolver uma análise paramétrica, considerando parâmetros que não foram avaliados nos estudos anteriores. Pretende-se assim abranger de uma forma ampla os parâmetros que podem influenciar na capacidade de resistência ao cisalhamento de conectores tipo pino com cabeça em vigas mistas aço-concreto com lajes alveolares e maciças. A **Tabela 2** apresentada um resumo das principais investigações sobre conectores de cisalhamento em vigas mistas com lajes alveolares pré-fabricadas.

Tabela 2: Estudos sobre conectores de cisalhamento com lajes alveolares

Referência	Investigação	Objetivos
Lam (1998)	Experimental e numérica	Caracterizar o comportamento desse sistema por meio de ensaio de cisalhamento direto e de flexão positiva.
Lam *et al* (1998)	Experimental	Determinar a capacidade resistente de conectores do tipo pino com cabeça em lajes alveolares.
El-lobody e Lam (2002)	Numérica	Investigar a capacidade resistente de conectores do tipo pino com cabeça em lajes alveolares.
Lam (2007)	Experimental	Desenvolver nova metodologia para ensaio de cisalhamento direto em vigas mistas com lajes alveolares e parametrizar propriedade geométrica.
Araujo *et al.* (2016)	Experimental	Investigar a resistência de conectores de cisalhamento em um sistema de lajes alveolares com uma capa de concreto.
Batista e Landesmann (2016)	Experimental	Avaliar o comportamento de conectores de cisalhamento em ensaios de cisalhamento direto de lajes alveolares pré-fabricadas com uma capa de concreto.
Souza *et al.* (2017)	Experimental e numérica	Investigar a resistência de conectores de cisalhamento em um sistema de lajes alveolares com uma capa de concreto em piso de pequena altura.
Rolim (2019)	Numérica	Investigar a resistência de conectores de cisalhamento vigas mistas de aço-concreto com lajes alveolares.
Presente estudo	Numérica	Avaliar o comportamento de conectores tipo pino com cabeça por meio de ensaios de cisalhamento direto de vigas de aço com lajes alveolares pré-fabricadas.

CAPÍTULO 3

MODELOS ANALÍTICOS

A seguir serão apresentadas as equações para o cálculo da capacidade resistente de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. São apresentados os modelos analíticos presentes nas normas ABNT NBR 8800:2008, AS/NZS 2327:2017, EN 1994-1-1:2004 e SCI P401 (2014) para os conectores tipo pino com cabeça. A seguir, serão apresentadas as equações encontradas nas bibliografias pesquisadas.

3.1 ABNT NBR 8800:2008

A capacidade resistente do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dado pelo menor valor das duas equações a seguir, as quais referem-se ao esmagamento do concreto e ruptura do conector, respectivamente.

$$q_n = \frac{1}{2}\frac{A_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \tag{3.1}$$

$$q_n = \frac{A_{cs}R_g R_p f_u}{\gamma_{cs}} \tag{3.2}$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_u é o limite de resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

R_g é o coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p é o coeficiente para consideração da posição do conector;

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25

As propriedades do concreto de densidade normal devem obedecer à ABNT NBR 6118:2003 Assim, a resistência característica à compressão para este tipo de concreto, fck, deve ser definida entre 20MPa e 50MPa e os seguintes valores devem ser adotados:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \tag{3.3}$$

$$E_{cs} = 0{,}85E_{ci} \tag{3.4}$$

Onde:

E_{ci} é o módulo de elasticidade longitudinal, considerado como módulo de deformação tangente inicial, onde E_{ci} e f_{ck} são em MPa (para a situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias);

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço.

3.2 EN 1994-1-1 (2004)

Segundo o EN 1994-1-1 (2004) a capacidade resistente de um conector tipo pino com cabeça deve ser determinada através da **Eq. (3.5)** e **Eq. (3.6)**.

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8f_u\pi d^2/4}{\gamma_V} \tag{3.5}$$

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V} \tag{3.6}$$

Onde α é definido pelo menor valor:

$$\alpha = 0{,}2\left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \; para \; 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \tag{3.7}$$

$$\alpha = 1 \; para \; h_{sc}/d > 4 \tag{3.8}$$

γ_V é o fator parcial (valor recomendado de 1,25);

d é o diâmetro da haste do conector, $16mm \leq d \leq 25mm$;

f_u é o limite de resistência à ruptura do aço do conector não maior que 500N/mm²;

$f_{ck}^{`}$ é a resistência característica do concreto à compressão, com densidade não menor que 1750 kg/m³;

h_{sc} é a altura nominal do conector;

3.3 AS/NZS 2327

Conforme a AS/NZS 2327 (2017) a capacidade resistente de um conector em lajes maciças é definida pela **Eq. (3.9)** e **Eq. (3.10)**.

$$P_{Rk} = \alpha_{shear} d_{bs}^2 f_{uc} \tag{3.9}$$

$$P_{Rk} = 0{,}29 d_{bs}^2 \sqrt{f_{cj}^{`} E_c} \tag{3.10}$$

d_{bs} diâmetro nominal da haste do conector, onde $15{,}9mm \leq d_{bs} \leq 25mm$;

f_{uc} é o limite de resistência à ruptura do aço do conector não maior que 500 MPa;

$f_{cj}^{`}$ é a resistência característica do concreto à compressão, mas não maior que 100 MPa;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

α_{shear} é 0,70 para conectores do tipo pino com cabeça e de 0,50 para conectores estruturais parafusados de alta resistência com rosca no dentro do plano de cisalhamento;

3.4 SCI P401 (2014)

Segundo o SCI P401 (2014) a capacidade resistente de um conector tipo pino com cabeça deve ser determinada através da **Eq. (3.5)** e **Eq. (3.6)**.

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8 f_u \pi d^2/4}{\gamma_V} = 0{,}16 f_u \pi d^2 \tag{3.11}$$

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} = 0{,}232 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \tag{3.12}$$

Onde α é definido pelo menor valor:

$$\alpha = 0{,}2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \; para \; 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \tag{3.13}$$

$$\alpha = 1 \; para \; h_{sc}/d > 4 \tag{3.14}$$

d é o diâmetro da haste do conector, $16mm \leq d \leq 25mm$;

f_u é o limite de resistência à ruptura do aço do conector

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, com densidade não menor que 1750 kg/m³;

h_{sc} é a altura nominal do conector;

E_{cm} é o modo de elasticidade secante do concreto.

A recomendação SCI P401 (2014) cita que para lajes alveolares, deve-se levar em consideração um fator de redução k para levar em consideração a influência do confinamento dos conectores de cisalhamento devido à presença das armaduras transversais, e a geometria dos conectores em comparação com a laje alveolar. Se respeitadas as recomendações presentes no SCI P401 (2014) para vão mínimo e armaduras transversais, o valor de k pode ser determinado como 0,9.

3.5 ACI 318-08

Segundo a ACI 318-08 a capacidade resistente de um conector tipo pino com cabeça deve ser determinado através da **Eq. (3.15)** para a ruptura por corte dos conectores de cisalhamento e a **Eq. (3.16)** para ruptura no concreto.

$$P_{Rd} = 0{,}65 f_u \pi d^2/4 \tag{3.15}$$

$$P_{Rd} = 0{,}66 \left(\frac{l_e}{d}\right)^{0{,}2} \sqrt{d}\lambda\sqrt{f_c}(c_{a1})^{1{,}5} \tag{3.16}$$

d é o diâmetro da haste do conector, $16mm \leq d \leq 25mm$;

λ igual a 1 para concreto com densidade normal;

f_c é a resistência característica do concreto à compressão em MPa;

c_{a1} é a distância do último conector até o final da laje alveolar pré-fabricada;

l_e é a altura do conector de cisalhamento, descontando 10mm da cabeça do conector.

3.6 PUBLICAÇÕES DE MODELOS ANALÍTICOS PARA RESISTÊNCIA DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA EM LAJES ALVEOLARES

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto desenvolvidos por Lam et al. (1998) foi proposto uma modificação na equação de ruptura no concreto do EN 1994-1-1, para estimar a resistência de conectores tipo pino com cabeça na ligação mista com lajes alveolares. Foram adicionados alguns coeficientes β, λ e ω, para levar em consideração efeitos da junta longitudinal, da armadura transversal e da junta transversal, respectivamente. Outras alterações foram propostas nos coeficientes de resistência do concreto f_{cp}., e do módulo de elasticidade do concreto E_{cp}. Esses valores devem ser a média da resistência e do módulo de elasticidade do concreto moldado *in-loco* e do concreto da laje alveolar.

Para a ruptura por corte dos conectores, Lam et al. (1998) e Lam (2007a) adotam a mesma equação proposta pelo EN 1994-1-1 (2004), sendo que não existem evidências observadas nos ensaios experimentais sobre a influência da laje alveolar na ruptura do

conector. As equações propostas para estimativa da resistência da ligação são mostradas nas **Eqs. (3.17)-(3.18)**.

Ruptura no concreto

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29\alpha\beta\varepsilon d^2\sqrt{\omega f_{cp}E_{cp}}}{\gamma_V} \tag{3.17}$$

Ruptura por corte no conector

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8 f_u A_{cs}}{\gamma_V} \tag{3.18}$$

Sendo:

$$\alpha = 0{,}2\left(\frac{h}{d} + 1\right) < 1 \tag{3.19}$$

$\beta =$ coeficiente que leva em consideração a largura da junta longitudinal (g), é dado por $0{,}5(\frac{g}{70} + 1) < 1$. O valor mínimo da junta longitudinal deve ser o diâmetro dos conectores mais duas vezes a dimensão do agregado graúdo;

$\varepsilon =$ coeficiente que leva em consideração a armadura transversal ($f_y \geq 460\ MPa$), é dado por $0{,}5(\frac{\phi}{20} + 1) < 1$, sendo o diâmetro da armadura transversal maior ou igual a 8mm;

$\omega =$ coeficiente devido à presença de junta transversal da laje alveolar, igual a $0{,}5(\frac{w}{600} + 1) < 1{,}5$;

$w =$ altura da laje alveolar;

$f_{cp} =$ média das resistências características à compressão do concreto de preenchimento e do concreto da laje alveolar. Essa resistência obtida de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos (MPa).

$E_{cp} =$ média do módulo de elasticidade do concreto de preenchimento e do concreto da laje alveolar (MPa);

γ_V = é o fator parcial (valor recomendado de 1,25);

f_u = tensão última do material do conector de cisalhamento.

Lam et al. (1998) apresentam uma comparação dos valores estimados pela equação sugerida com os valores dos ensaios experimentais onde os valores estimados, para lajes alveolares, ficaram em média 2% abaixo dos valores experimentais. Sugere-se assim, uma boa aproximação para o cálculo resistência dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça para ligações mistas com lajes alveolares.

Araújo et al. (2016) também propuseram uma alteração nas equações que determinam a ruptura de lajes alveolares pré-fabricadas, tanto para ruptura por esmagamento quanto pela ruptura por corte dos conectores de cisalhamento. Foram adicionados alguns coeficientes β, λ e ε, para levar em consideração efeitos da junta longitudinal, da altura da laje alveolar e da armadura transversal, respectivamente

As equações propostas para estimativa da resistência da ligação são mostradas nas **Eqs. (3.20)** e **(3.21).**

Ruptura no concreto

$$P_u = 0{,}29\alpha\beta\lambda\varepsilon d^2\sqrt{f_c E_c} \tag{3.20}$$

Ruptura por corte no conector

$$P_u = \frac{0{,}75 f_u \pi d^2}{4} \tag{3.21}$$

Sendo:

$$\alpha = 0{,}2\left(\frac{h}{d}+1\right) < 1 \tag{3.22}$$

β = coeficiente que leva em consideração a largura da junta longitudinal (g), é dado por $0{,}5(\frac{g}{71}+1) < 1$. Sendo g>30mm.

ε = coeficiente que leva em consideração a armadura transversal, é dado por $\frac{\varphi}{23}+1$. Sendo 8mm < φ < 16mm.

λ = coeficiente que leva em consideração a altura da laje, é dado por $0{,}43(\frac{H+c}{150}+1) < 1$.

CAPÍTULO 4

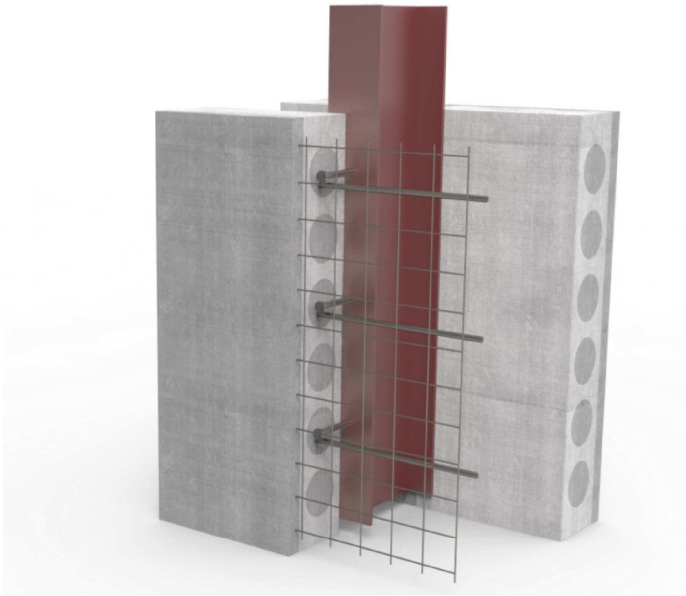
MODELO NUMÉRICO: ESTUDO DE VALIDAÇÃO

Esta seção apresenta o desenvolvimento do modelo de elementos finitos de ensaios de cisalhamento direto, considerando lajes maciças e lajes alveolares pré-moldadas de concreto. Para isso, foram realizados estudos considerando o tipo de análise, a variação do coeficiente de atrito na interface aço-concreto, e o modelo constitutivo do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça.

4.1 MODELOS DE VALIDAÇÃO

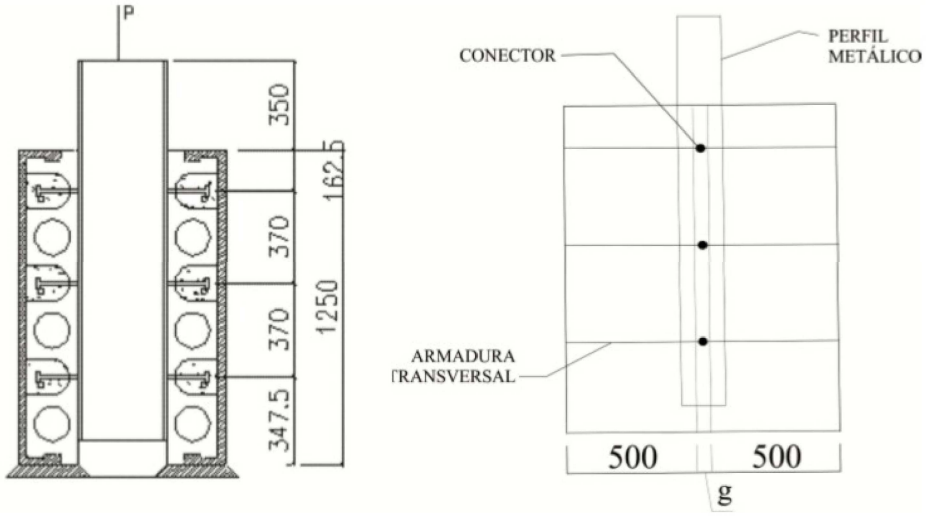
Foram utilizados quatro modelos de Araújo et al. (2016) e um modelo de Batista e Landesmann (2016) para a validação da análise numérica deste trabalho, visando a análise em específico de vigas mistas com lajes alveolares pré-moldadas em conjunto com uma capa de concreto moldada *in-loco*.

Figura 4.1: Modelo Araújo et al. (2016)



Para validação do comportamento dos modelos experimentais M-150-0, M-150-16, M-200-0 e M-200-16, foi utilizado um concreto de resistência de 50 MPa para o concreto da laje alveolar pré-fabricada, que se aproxima das características mecânicas dos modelos experimentais. Os modelos correspondentes a esses ensaios experimentais são: PO-1, PO-2, PO-3 e PO-4. Nos modelos com laje de 200mm de altura o espaçamento dos conectores foi de 370mm, conforme a **Figura 4.2**. Esses espaçamentos foram projetados para que os conectores coincidissem com os alvéolos das lajes.

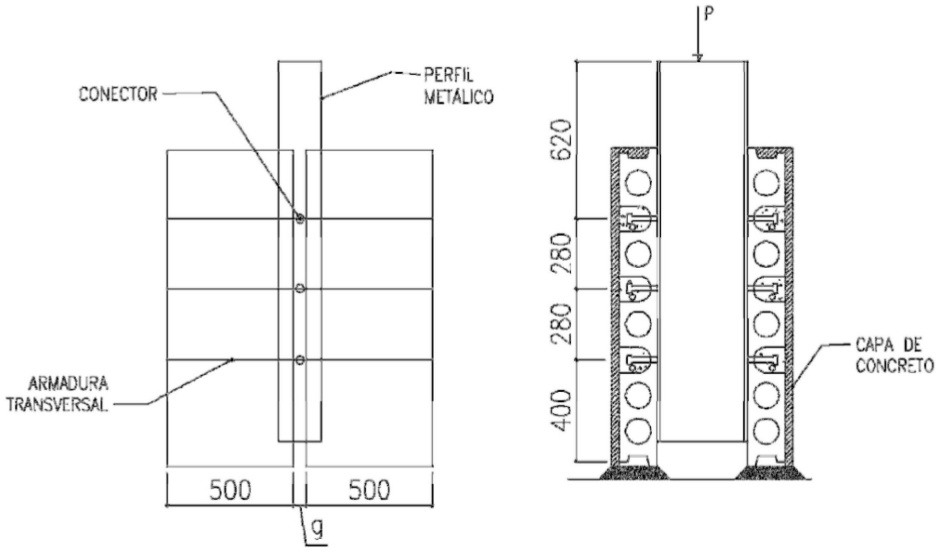
Figura 4.2: Geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 200 mm do modelo Araújo et al. (2016), dimensões em mm



Fonte: Paulo (2007)

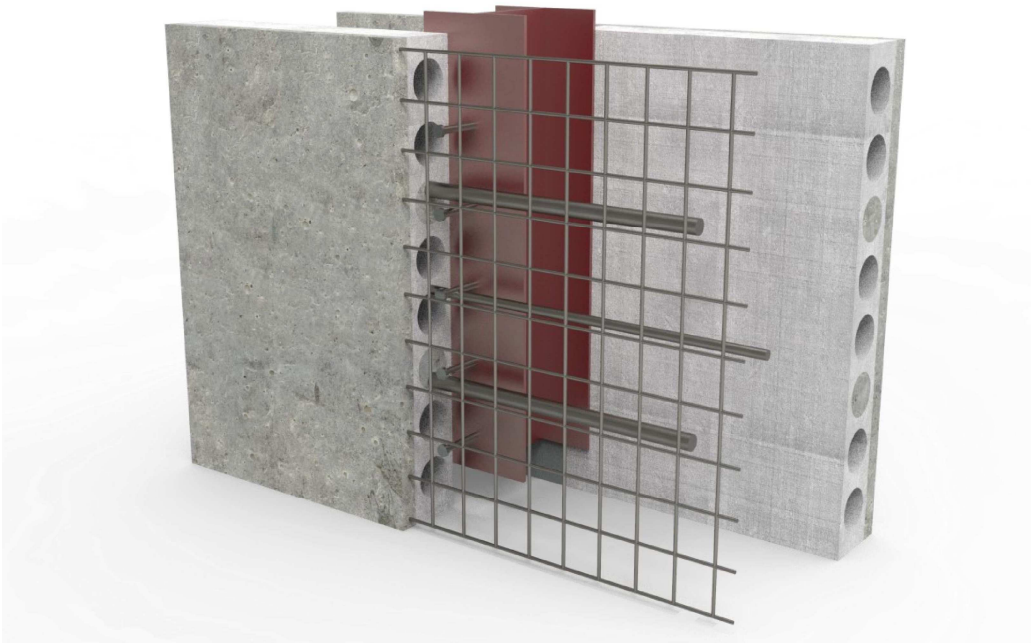
Os perfis metálicos possuíam comprimento de 1500mm, onde foram soldados três conectores em cada mesa do perfil. Nos modelos com laje de 150mm de altura, o espaçamento dos conectores era de 280mm, conforme a **Figura 4.3**. Para os modelos PO-1 e PO-3 não foram posicionadas armaduras transversais, ao contrário dos modelos PO-2 e PO-4, onde três armaduras de 16mm foram posicionadas próximas a parte superior dos conectores. O capeamento das lajes foi realizado *in-loco*, com uma espessura de 50mm.

Figura 4.3: Geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 150 mm do modelo Araújo et al. (2016), dimensões em mm



Fonte: Paulo (2007), adaptado

Figura 4.4: Modelo Batista e Landesmann (2016)



Para o modelo PO-5 de Batista e Landesmann (2016), a laje alveolar pré-fabricada utilizada tinha 150mm de altura, 1243mm de largura e 800mm de comprimento. O perfil metálico possuía comprimento de 1157mm, onde foram soldados cinco conectores de cada mesa do perfil. O espaçamento dos conectores é de 200mm. Foram utilizadas três barras de

armadura transversal, sendo a central de 12.5mm de diâmetro e 1706mm de comprimento e as outras de 20mm de diâmetro e 1356mm de comprimento, todas essas características geométricas podem ser verificadas através da **Figura 4.5** e da **Figura 4.6**.

Figura 4.5: Visão frontal da geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 150 mm do modelo Batista e Landesmann (2016), dimensões em mm

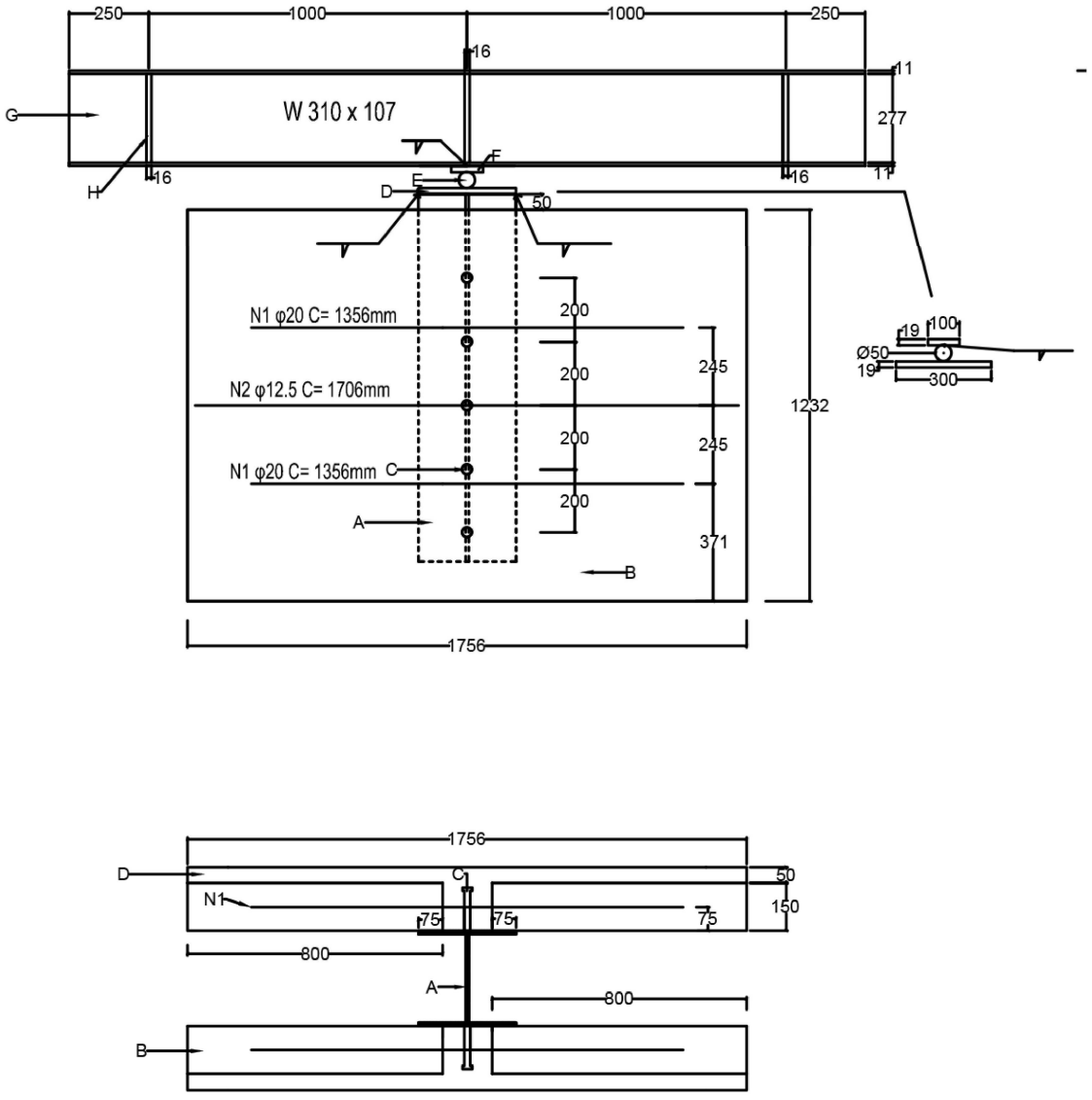
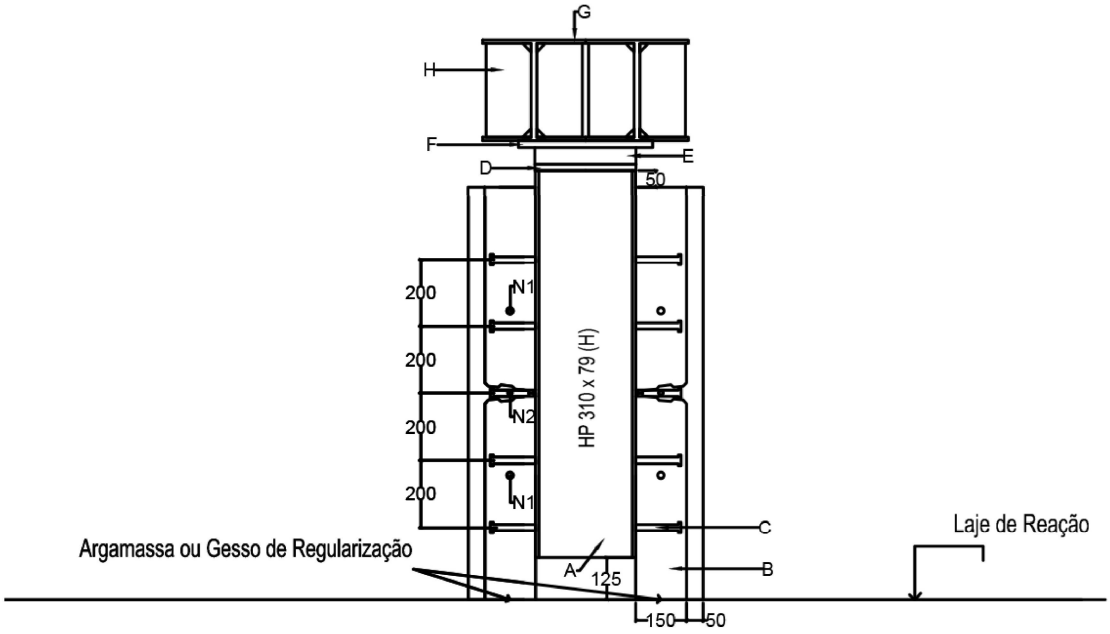


Figura 4.6: Visão lateral da geometria do modelo de cisalhamento direto com laje alveolar de 150 mm do modelo Batista e Landesmann (2016), dimensões em mm



Na **Figura 4.7** pode-se verificar a geometria do modelo numérico desenvolvido com base nos estudos experimentais de Araújo et al. (2016) para lajes alveolares pré-moldadas com 150mm de altura e alvéolos circulares com 100mm de diâmetro. É possível verificar a altura dos conectores de cisalhamento utilizados e o posicionamento das armaduras transversais nos alvéolos.

Figura 4.7: Detalhes da seção transversal do modelo PO-1 (dimensões em mm)

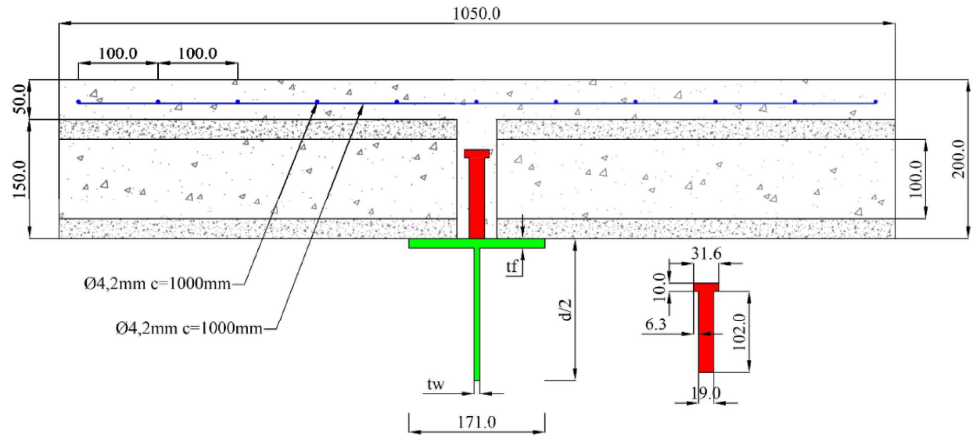
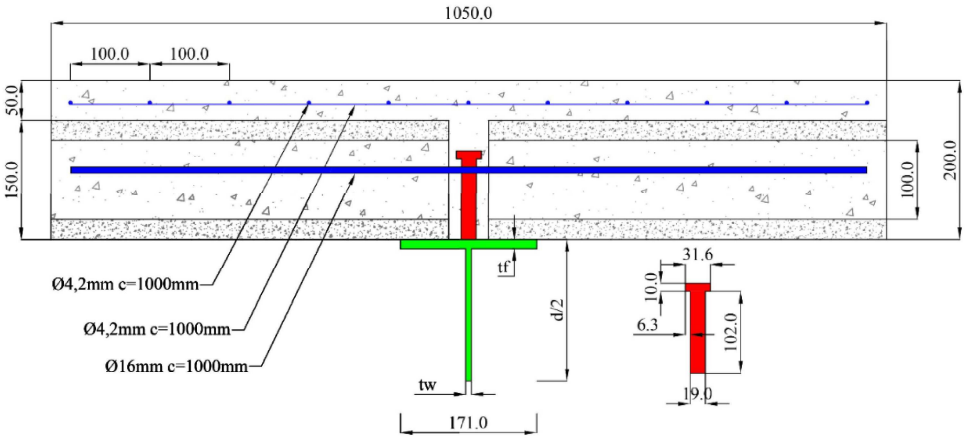


Figura 4.8: Detalhes da seção transversal do modelo PO-2 (dimensões em mm)



Na **Figura 4.9** e da **Figura 4.10** pode-se verificar a geometria do modelo numérico desenvolvido com base nos estudos experimentais de Araújo et al. (2016) para lajes alveolares pré-moldadas com 200mm de altura e alvéolos circulares com 140mm de diâmetro. É possível verificar a altura dos conectores de cisalhamento utilizados, e o posicionamento das armaduras transversais nos alvéolos.

Figura 4.9: Detalhes da seção transversal do modelo PO-3 (dimensões em mm)

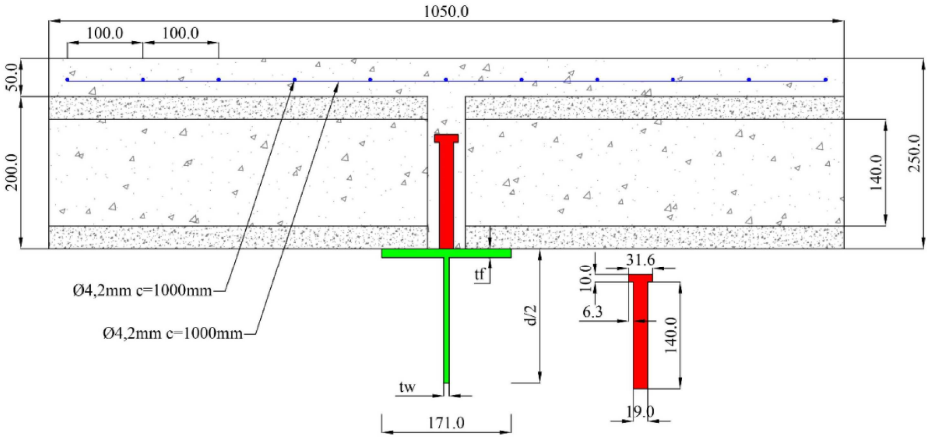
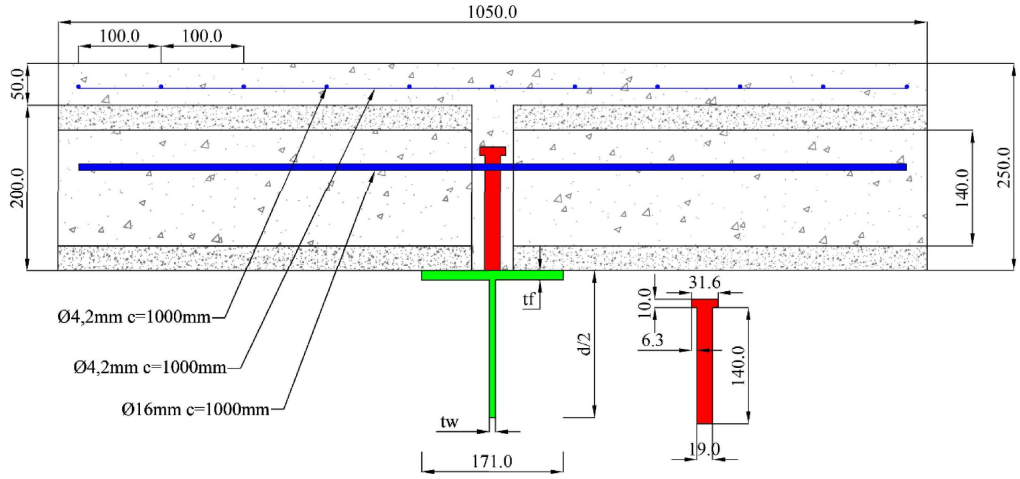
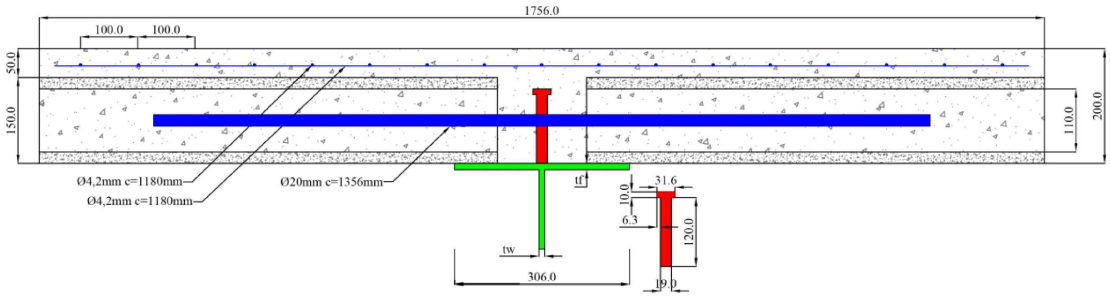


Figura 4.10: Detalhes da seção transversal do modelo PO-4 (dimensões em mm)



Na **Figura 4.11** pode-se verificar a geometria do modelo numérico desenvolvido com base nos estudos experimentais de Batista e Landesmann (2016) para lajes alveolares pré-moldadas com 150mm de altura e alvéolos circulares com 110mm de diâmetro. É possível verificar a altura dos conectores de cisalhamento utilizados, e o posicionamento das armaduras transversais nos alvéolos.

Figura 4.11: Detalhes da seção transversal do modelo PO-5 (dimensões em mm)



Em todos os modelos uma malha de aço Q138 foi posicionada na capa de concreto. **Figura 4.12** mostra os principais componentes geométricos dos ensaios desenvolvidos, enquanto a **Tabela 3** e a **Tabela 4** apresentam as características geométricas e as propriedades dos materiais, respectivamente.

Figura 4.12: Ensaio de cisalhamento direto para lajes alveolares pré-moldadas

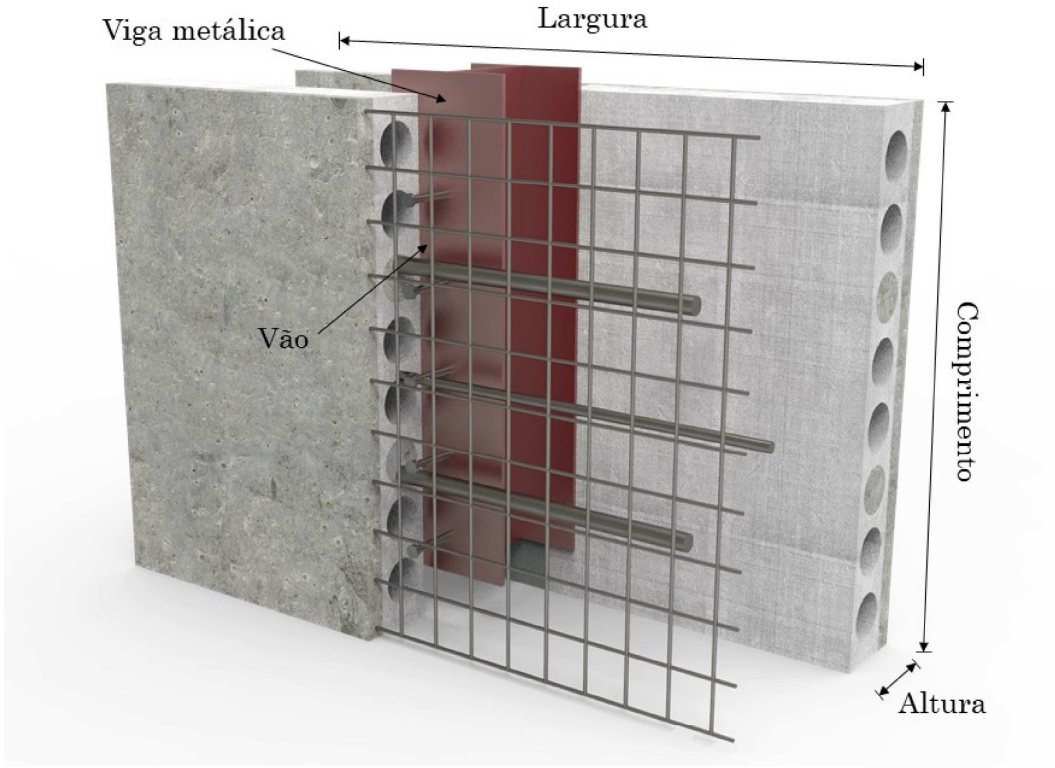


Tabela 3: Características geométricas dos modelos.

Modelo	Refs.	Laje alveolar pré-fabricada					Viga metálica			Conector		Armadura transversal	
		W (mm)	L (mm)	H (mm)	G (mm)	d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	h_{sc} (mm)	d_{sc} (mm)	Φ (mm)	L_Φ (mm)
PO-1	Araújo et al. (2016)	1250	1050	200	50	355	171	11.6	7.2	112	19	-	-
PO-2	Araújo et al. (2016)	1250	1050	200	50	355	171	11.6	7.2	112	19	16	1000
PO-3	Araújo et al. (2016)	1250	1050	250	50	355	171	11.6	7.2	150	19	-	-
PO-4	Araújo et al. (2016)	1250	1050	250	50	355	171	11.6	7.2	150	19	16	1000
PO-5	Batista e Landesmann (2016)	1756	1232	200	156	301	306	11	11	135	19	16/20	1356

Tabela 4: Características físicas dos materiais dos modelos.

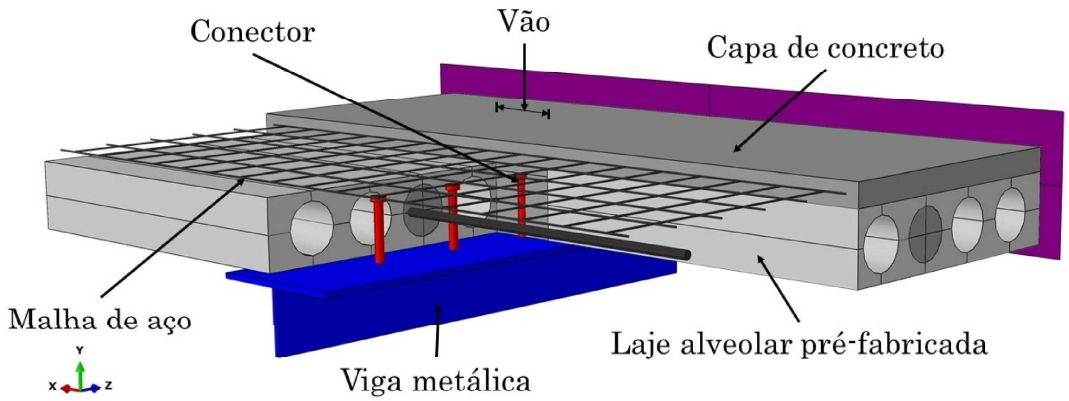
Modelo	Refs.	Laje alveolar pré-fabricada		Concreto		Armadura transversal			Conector			
		f_y (MPa)	E_s (GPa)	$f_{c,HCU}$ (MPa)	$f_{c,in-situ}$ (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	ε_u (%)
PO-1	Araújo et al. (2016)	345	200	50	45.9	-	-	-				
PO-2	Araújo et al. (2016)	345	200	50	43.45	605	750	205				
PO-3	Araújo et al. (2016)	345	200	50	43.05	-	-	-	460	559	200	18.8
PO-4	Araújo et al. (2016)	345	200	50	54	605	750	205				
PO-5	Batista e Landesmann (2016)	345	200	50	38	500	500	205				

Todos os modelos experimentais apresentaram ruptura pelo corte do conector de cisalhamento, assim como nos modelos numéricos, onde a primeira condição de falha analisada foi o corte dos conectores. Esse fato pode ser garantido pois o plano de tensões do concreto não atingiu o cone de ruptura que pode ser observado em outros estudos onde o modo de falha ocorreu no concreto.

4.2 PARTES

Figura 4.13 ilustra todos os componentes estruturais que foram modelados para representar os ensaios de cisalhamento direto, como o perfil metálico, o conector tipo pino com cabeça, a laje alveolar pré-moldada de concreto, a capa e o vão de concreto *in-situ*, armaduras transversais e malha de aço.

Figura 4.13: Partes do ensaio de cisalhamento direto, considerando a simetria a meia altura do perfil metálico



4.3 MÉTODO DE ANÁLISE

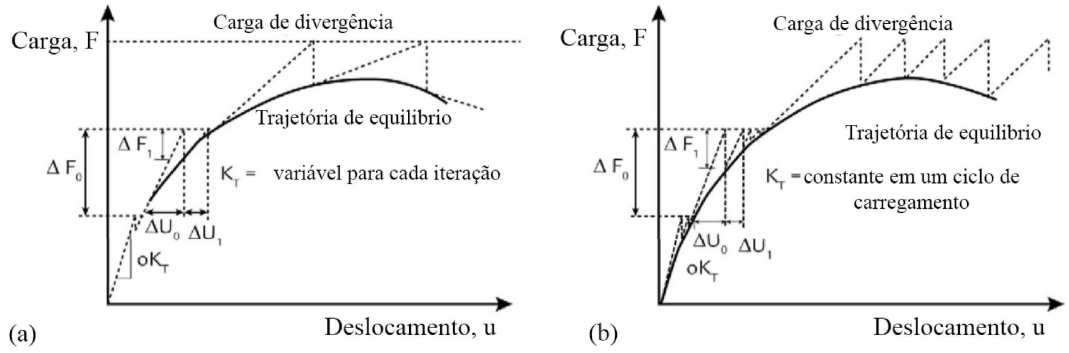
Foram utilizados três métodos de análise para desenvolver o modelo numérico: Dynamic Implicit, Static General e Static Riks. O método Statc General é geralmente utilizado para análises estáticas em que os efeitos de inercia são negligenciados. A análise pode ser ou não linear e ignora os efeitos de materiais que apresentam propriedades dependentes do tempo. Já o método Static Riks também é utilizado para problemas estáticos geométricamente não lineares, onde a resposta da relação carga-deslocamento apresenta um uma diminuição da rigidez, e a estrutura deve liberar a energia de deformação para manter o

equilibrio. Assim o método riks consegue representar a parte negativa de uma curva carga-deformação (rigidez nula ou negativa) enquanto o método general vai abortar. (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012; LAM; EL-LOBODY, 2005; NGUYEN; KIM, 2009).

O modelo Dynamic quasi-static é utilizado para modelos não lineares quando uma consideravel dissipação de energia for verificada, possibilita análise de estabilidade e melhora a convergência para soluções estáticas. Devido a simulação ser para modelos estáticos, é necessário garantir que os efeitos dinamicos não foram negligenciados na análise através do método Dynamic Implicit. Isso é realizado através da comparação da energia cinética (KE) com a energia interna (IE). Neste contexto, pode-se ignorar os efeitos dinâmicos da análise se a relação entre as energias for menor que 5% (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012; KATWAL; TAO; HASSAN, 2018; KATWAL; TAO; UY, 2020).

A análise não linear aplicada neste estudo utiliza o método de Newton-Raphson, que permite avaliar forças e momentos nos elementos para determinar os deslocamentos da estrutura. Nesse método, a rigidez tangente é usada para estimar o incremento de deslocamento. A rigidez secante é usada para impor o equilíbrio. Se o erro gerado não for aceitável, outra iteração é realizada. No método de Newton-Raphson padrão, a rigidez tangente é corrigida a cada iteração (**Figura 4.14a**), já no Newton-Raphson modificado, a rigidez é corrigida somente na primeira iteração (**Figura 4.14b**). Para este trabalho, foi adotado o método padrão (VELLASCO et al., 2014).

Figura 4.14: Método de Newton-Raphson. (a) Completo; (b) Modificado

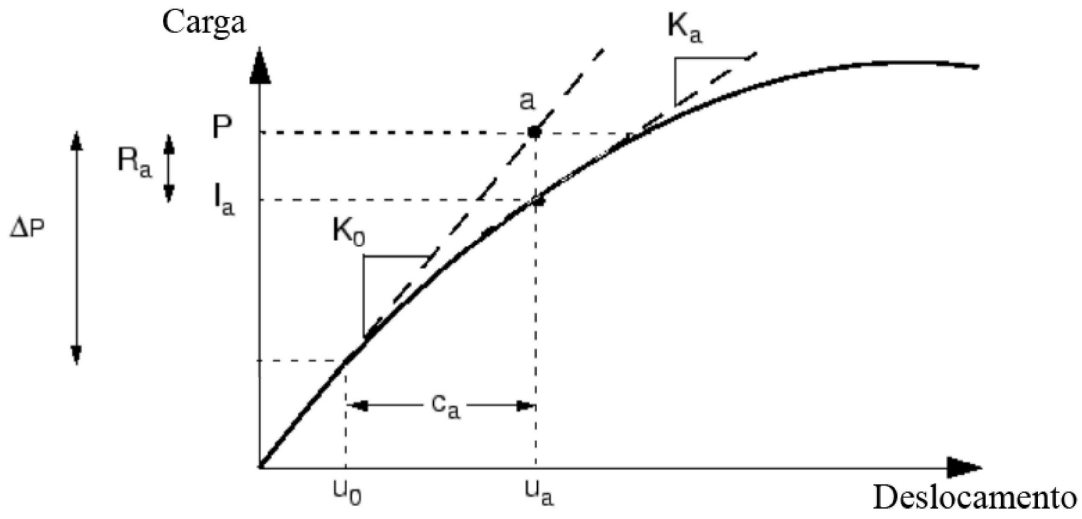


Fonte: Vellasco et al. (2014), adaptado

As iterações de equilíbrio no programa ABAQUS para modelos não lineares podem ser explicadas através da **Figura 4.15**, que mostra a resposta de uma estrutura a um incremento de carga ΔP, o programa usa ΔP e a rigidez inicial da estrutura K_0, que é baseada

na configuração em u_0, para calcular a correção de deslocamento c_a, para a estrutura. Utilizando c_a a configuração da estrutura é atualizada para u_a. Assim, é formado uma nova matriz de rigidez para a estrutura, denominada K_a, e é calculado a força equilibradora I_a. A diferença entre P e I_aé denominada força residual R_a para a iteração (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012).

Figura 4.15: Primeira iteração de um incremento



Fonte: Dassault Systèmes Simulia (2012), adaptado

Se o valor de R_a é zero para cada grau de liberdade do modelo, o ponto a na **Figura 4.15** estaria situado exatamente na curva de deflexão, e assim a estrutura estaria em equilíbrio. Em um problema não-linear é praticamente impossível obter um valor de R_a igual a zero, sendo assim o programa compara essa força residual com um valor de tolerância. Se R_a é menor que a tolerância residual a configuração da estrutura atualizada é aceita como a solução de equilíbrio. Contudo, para que a solução seja válida, o programa ainda verifica se a correção de deslocamento C_a é pequena em relação ao incremento total de deslocamento $\Delta u_a = u_a - u_0$. Se C_a for maior que 1% do incremento de deslocamento, uma nova iteração é realizada. Se os dois critérios de convergência forem satisfeitos, pode-se dizer que a convergência para aquele incremento de carga foi atingida. Se a solução não apresentar convergência, o

ABAQUS realiza outra iteração para tentar atingir o equilíbrio entre as forças internas e externas (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012).

4.4 MODELOS CONSTITUTIVOS

O programa ABAQUS possui diversas ferramentas no módulo *Property* para definir as características físicas dos materiais, tanto em seu comportamento elástico como plástico (ROLIM, 2019). Para este estudo, foram definidas as propriedades mecânicas não lineares para cada tipo de material. Essas propriedades foram definidas de acordo com as características dos materiais ensaiados experimentalmente por Lam e El-Lobody (2005) e Araújo et al. (2016), em conjunto com modelos constitutivos presentes na literatura. Abaixo serão apresentados os modelos constitutivos utilizados para representar os elementos de aço e concreto sistema estrutural estudado.

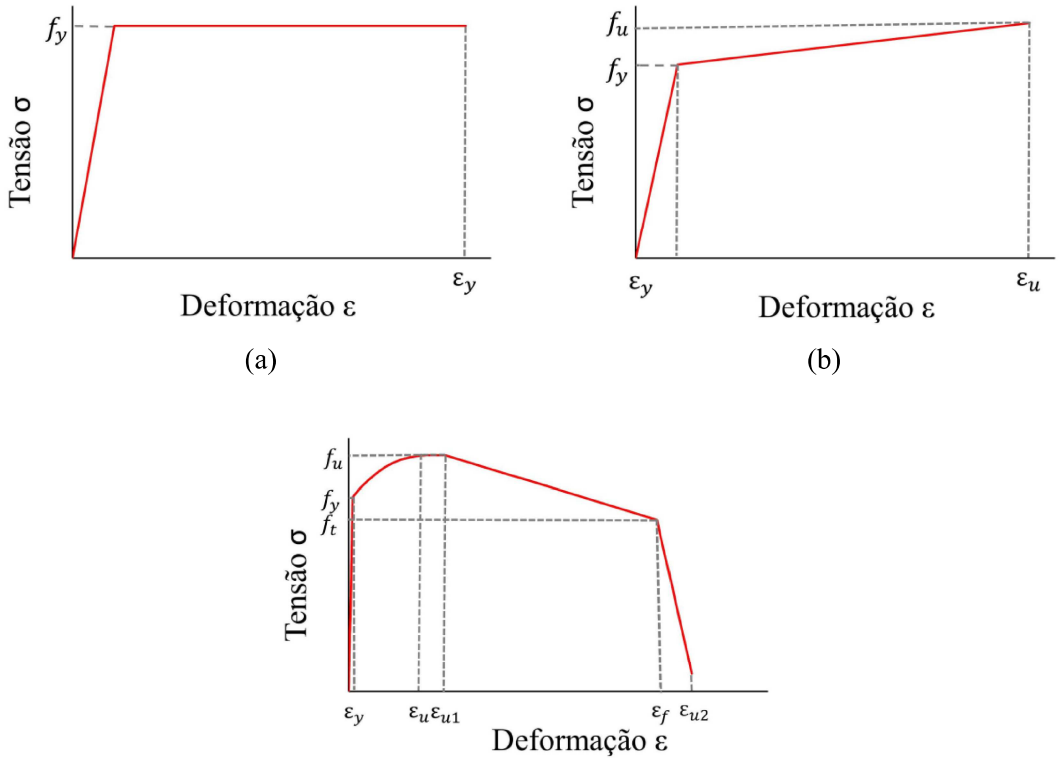
4.4.1 AÇO

Diferentemente do concreto, o aço é um material homogêneo cujo comportamento é de fácil compreensão. O comportamento a tração do aço pode ser descrito em quatro fases: o comportamento elástico, o patamar de escoamento, a região de encruamento, e a estricção ou amolecimento, que leva o material à ruptura. Geralmente a modelagem do comportamento do aço é tratada em um estado de tensão uniaxial. Normalmente, na condição de cargas de tração, o aço é representado como um material elásto-plástico perfeito, ou com encruamento linear. A relação tensão-deformação do aço é particularmente importante em modelos analíticos, numéricos e de projeto para estruturas com grandes deformações plásticas (BONO, 2008).

Como o objetivo do estudo é a verificação das tensões na interface viga-laje e principalmente as tensões exercidas no conector de cisalhamento, para a viga metálica foi utilizado o modelo elasto-plástico perfeito (**Figura 4.16a**), já o comportamento reológico das armaduras da laje foi representado pelo modelo elasto-plástico com encruamento positivo (**Figura 4.16b**). Dois modelos constitutivos distintos foram utilizados para modelos o conector de cisalhamento do tipo pino com cabeça: o bilinear com encruamento linear e o modelo de Hassan (**Figura 4.16c**) (HASSAN, 2016; HASSAN et al., 2021). Esse modelo multilinear permite verificar o comportamento pós pico dos conectores de cisalhamento, onde o estágio de falha foi desenvolvido para representar a fratura do conector. O modelo σ-ε é

representado pelas **Eqs. (4.1-4.4)**, sendo $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$, $\varepsilon_u = 22\varepsilon_y$, $\varepsilon_{u1} = 25\varepsilon_y$, $\varepsilon_f = 80\varepsilon_y$, e $\varepsilon_{u2} = 90\varepsilon_y$ (KATWAL; TAO; HASSAN, 2018).

Figura 4.16: Relação tensão-deformação para os elementos de aço



Fonte: O autor.

$$\sigma = \begin{cases} E_s\varepsilon, 0 \le \varepsilon \le \varepsilon_y \\ f_u - (f_u - f_y)\left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_y}\right)^p, \varepsilon_y \le \varepsilon \le \varepsilon_y \\ f_u, \varepsilon_u \le \varepsilon \le \varepsilon_{u1} \\ f_u - (f_u - f_f)\left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{u1}}{\varepsilon_f - \varepsilon_{u1}}\right)^{p'}, \varepsilon_{u1} \le \varepsilon \le \varepsilon_f \\ f_f - f_f\left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_f}{\varepsilon_{u2} - \varepsilon_f}\right), \varepsilon_f \le \varepsilon \le \varepsilon_{u2} \end{cases} \quad (4.1)$$

$$p = E_{u1}\left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_y}{f_u - f_y}\right) \quad (4.2)$$

$$p' = E'_{u1}\left(\frac{\varepsilon_f - \varepsilon_{u1}}{f_u - f_f}\right) \quad (4.3)$$

$$f_f = f_u - (\varepsilon_f - \varepsilon_{u1})E'_{u1} \quad (4.4)$$

Os valores de E_{u1} e E'_{u1} são $0.025E_s$ e $0.006E_s$, respectivamente. A implementação dos valores de relação tensão-deformação deve ser feita com valores de tensão real, de acordo com as **Eqs. (4.5) e (4.6).**

$$\sigma^{true} = \sigma^{nom}(1 + \varepsilon^{nom}) \quad (4.5)$$

$$\varepsilon^{true} = ln(1 + \varepsilon^{nom}) \quad (4.6)$$

4.4.2 CONCRETO

O concreto é um material composto pela mistura de agregados, cimento e água. Por se tratar de uma mistura, o concreto apresenta microfissuras sem aplicação de qualquer ação externa. No entanto, com a aplicação de ações externas ocorre a formação e o aumento de novas fissuras que colaboram para o comportamento não linear. Quando submetido a compressão uniaxial, o concreto apresenta três fases de comportamento da curva tesão-deformação. Uma primeira fase elástico-linear que prevalece até o material atingir cerca de 30% da sua resistência a compressão. Na segunda fase, verifica-se um comportamento não linear leve até 75% da resistência a compressão do concreto. E por último, o comportamento do concreto torna-se totalmente não linear. Entretanto, o concreto, não apresenta o mesmo comportamento quando solicitado a compressão uniaxial. Devido a essa situação, muitos estudos foram desenvolvidos para melhor compreensão do comportamento do concreto sob carregamento biaxial e triaxial (ROSSI, 2021).

De acordo com Krahl (2018) os modelos que representam o comportamento do concreto devem tentar incorporar características experimentalmente observadas, como as fraturas microscópicas e a propagação das microfissuras, para descrever o comportamento macroscópico do material. A descrição desse comportamento irreversível, com deformações plásticas e redução da rigidez (dano), pode ser obtido por meio do acoplamento da evolução do dano com modelos da teoria da plasticidade. Consequentemente, o concreto é modelado como um meio contínuo e isotrópico com o comportamento do material governado pelo modelo dano-plasticidade (*Damage-Plasticity model*).

Para o comportamento do concreto, foi adotado o modelo CDP (Concrete Damage Plasticity). O CDP é um critério adotado para representar o comportamento de materiais frágeis, como o concreto (Hillerborg, Modéer e Petersson (1976), Lubliner et al. (1989) e Lee e Fenves (1998)). O modelo considera três hipóteses baseadas na teoria da plasticidade: a

superfície de escoamento inicial determina quando a deformação plástica começa; a regra de amolecimento/encruamento que é dependente da pressão e confinamento define como a superfície de falha evolui com a deformação plástica; a regra de fluxo que é dependente não apenas na pressão de confinamento mas também na taxa de incremento desse confinamento que determina a direção da deformação plástica (YU et al., 2010). Assim, a relação entre tensão e deformação é determinada por uma grandeza de degradação, conhecida como de dano. Nesse contexto, o dano associado aos mecanismos de falha do concreto, como fissuração e esmagamento, resulta na degradação da rigidez do material (FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020).

Para o comportamento do concreto à tração e à compressão, é adotado o modelo de Carreira e Chu (1985), conforme as **Eqs. (4.7), (4.8)** e **(4.9)**.

$$\frac{\sigma}{f_{cm}} = \frac{\beta_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)}{\beta_c - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^{\beta_c}} \tag{4.7}$$

$$\beta_c = \left(\frac{f_{cm}}{32{,}4}\right)^3 + 1{,}55 \quad (MPa) \tag{4.8}$$

$$\frac{\sigma}{f_{tm}} = \frac{\beta_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}\right)}{\beta_c - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}\right)^{\beta_c}} \tag{4.9}$$

onde f_{cm} é a resistência média a compressão do concreto, f_{tm} é a resistência média a tração do concreto; ε_c é a deformação a compressão e ε_t a deformação a tração.

Os valores dos parâmetros do CDP para análises numéricas com concreto convencional, que serão utilizadas nesse estudo são apresentados na **Tabela 5**. Esses valores foram determinados através de estudos de pesquisadores como Katwal et al. (2020); Nguyen et al. (2019) e Rossi (2021).

Tabela 5: Parâmetros para o CDP

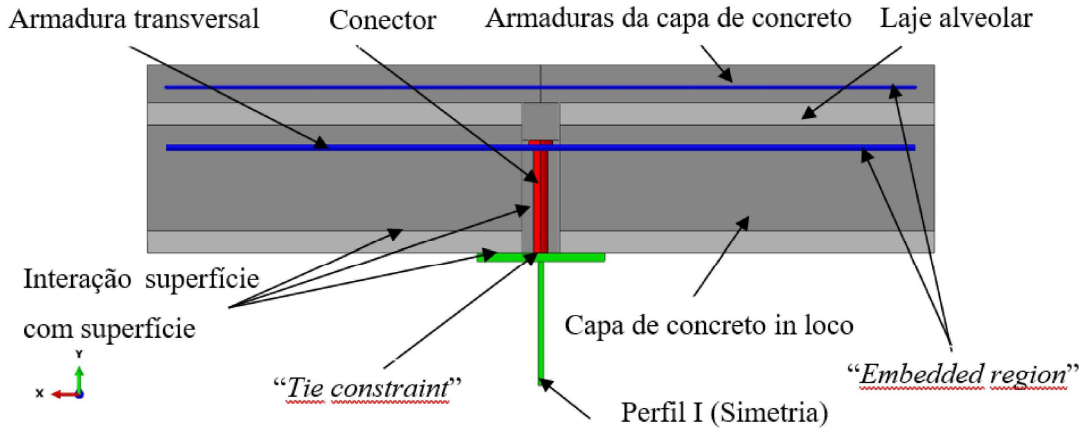
Parâmetro	Valor	Referência
ψ (Concreto *in-loco*)	36º	(ROSSI et al., 2020, 2021a, 2021b)
ψ (Concreto laje alveolar)	28º	(FERREIRA et al., 2021b; FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020; NGUYEN; TAN, 2021)
ξ	0,1	Default
$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	1,16	Default
K_c	0,666	Default
μ	0,001	(FERREIRA et al., 2021b, 2021c, 2021d; FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2020, 2021; KATWAL; TAO; UY, 2020; ROSSI et al., 2020, 2021a, 2021b)

4.5 SUPERFÍCIES DE CONTATO

Para a interação entre os elementos presentes no modelo numérico foram utilizados alguns comandos disponíveis no ABAQUS, como as opções de interação (*interaction*) e restrição (*constraint*). Na **Figura 4.17** os detalhes do modelo podem ser observados. Os conectores de cisalhamento foram modelados e inseridos no volume de concreto (FERREIRA et al., 2021a, 2021b, 2021c, 2021d; FERREIRA; MARTINS; DE NARDIN, 2021; ROSSI et al., 2020, 2021a, 2021b; WIJESIRI PATHIRANA et al., 2016). Nessa metodologia de interação, é extraído da laje o volume do conector de cisalhamento, e assim ocorre a otimização do contato entre as superfícies da laje com o conector. Essa retirada de volume pode ser verificada na **Figura 4.18**.

A restrição do tipo *tie* foi aplicada na superfície entre os conectores de cisalhamento e a mesa da viga metálica, e em toda a superfície de concreto em contato com a base rígida usada no ensaio. No caso do modelo de Araújo et al. (2016) e Batista e Landesmann (2016), foi utilizada a restrição *tie* entre o concreto pré-fabricado da laje alveolar e o moldado in loco da capa. Esse modelo permite a simulação da aderência perfeita entre as superfícies de contato do concreto. Já o contato entre o concreto e as armaduras transversais, e a malha de aço utilizada foi realizado por meio da interação do tipo *embedded region.* Esse tipo de elemento permite especificar que ele está incorporado ou embebido em outro elemento. Quanto a interação do tipo superfície-superfície, foi considerado o comportamento normal e tangencial entre o contato laje-conector e laje-perfil. Pode-se verificar o tipo de interação e as superfícies *master* e *slave* conforme apresentado na **Tabela 6.**

Figura 4.17: Propriedades de contato



Na **Figura 4.18** é possível visualizar o detalhe das superfícies de contato criadas no modelo entre os conectores de cisalhamento e o concreto moldado *in-loco*.

Figura 4.18: Detalhe do contato nos conectores

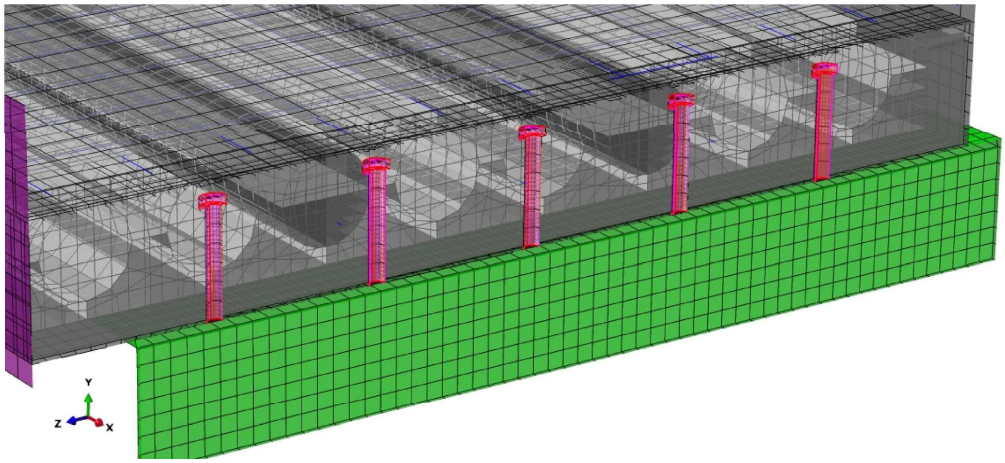


Tabela 6: Definição das superfícies de contato

Interação	**Superfície**		**Tipo**
	Master	**Slave**	
Vão e conector de cisalhamento	Gap	Conector de cisalhamento	Normal/Tangential
Laje alveolar pré-fabricada e perfil metálico	Laje alveolar pré-fabricada	Perfil metálico	Normal/Tangential
Gap and steel profile	Perfil metálico	Vão	Normal/Tangential
Perfil metálico e conector de cisalhamento	Perfil metálico	Conector de cisalhamento	Tie
Laje alveolar pré-fabricada e vão	Laje alveolar pré-fabricada	Vão	Tie

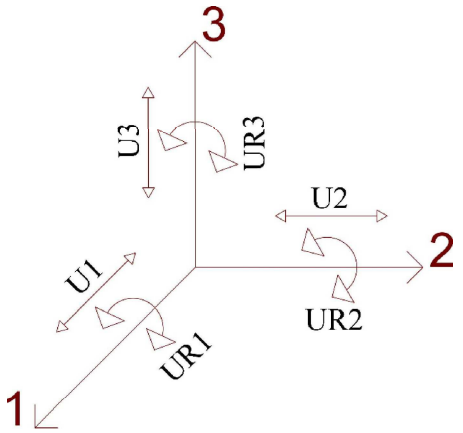
Laje alveolar pré-fabricada e concreto de preenchimento	Laje alveolar pré-fabricada	Concreto de preenchimento	Tie
Laje alveolar pré-fabricadae capa de concreto	Capa de concreto	Laje alveolar pré-fabricada	Tie
Gap e concreto de preenchimento	Vão	Concreto de preenchimento	Tie
Malha de aço e capa de concreto	-	-	Embedded
Armadura transversal e concreto de preenchimento	-	-	Embedded
Capa de concreto e vão	Capa de concreto	Vão	Tie
Base e laje alveolar pré-fabricada	Base	Laje alveolar pré-fabricada	Normal/Tangential
Base e capa de concreto	Base	Capa de concreto	Normal/Tangential
Base e vão	Base	Vão	Normal/Tangential

4.6 CONDIÇÕES DE CONTORNO E DISCRETIZAÇÃO

O software ABAQUS permite total liberdade para o desenvolvimento de modelos numéricos, e assim, existe uma necessidade da imposição de condições de contorno que representam o estado real da estrutura do modelo a ser estudado (LAM; EL-LOBODY, 2005). Para exemplificar essas condições, é necessário o entendimento da nomenclatura para os eixos utilizados para estruturas em 3D no software.

O sistema tridimensional de coordenadas x, y e z corresponde respectivamente aos eixos 1, 2 e 3. Quando o modelo se desloca, ele pode apresentar movimentos de translação e rotação. Assim, qualquer modelo tridimensional apresenta 6 graus de liberdade, e para exemplificar as nomenclaturas e direções, pode-se verificar na **Figura 4.19**, os graus de liberdade de um sistema tridimensional.

Figura 4.19: Graus de liberdade de um sistema tridimensional.



U1 – Translação no eixo 1
U2 – Translação no eixo 2
U3 – Translação no eixo 3
UR1 – Rotação no eixo 1
UR2 – Rotação no eixo 2
UR3 – Rotação no eixo 3

Fonte: O autor

As condições de contorno e a discretização do modelo numérico são apresentadas na **Figura 4.20**. O modelo proposto foi desenvolvido levando em consideração a simetria do ensaio de cisalhamento direto, assim os vínculos foram posicionados sendo que na alma do perfil metálico foi aplicada a condição de simetria onde apenas o grau de liberdade de deslocamento no eixo 2 estava restrito (U2=0). Na base do modelo, toda a chapa que recebe a reação da laje foi considerada a condição de engaste, onde todos os graus de liberdade foram restritos, e no topo do perfil metálico, com exceção da direção 3, em toda sua seção foram aplicadas restrições de deslocamento e rotação (U1=U2=0). Para a aplicação da carga foi utilizado um ponto de referência no centro geométrico do meio do perfil utilizado na simulação, onde a função *coupling* foi aplicada, permitindo assim a aplicação de um deslocamento (U3>0) e distribuição do deslocamento aplicado pela área do perfil metálico.

Os conectores de cisalhamento, perfis de aço, base de apoio, concreto moldado in loco e a laje alveolar foram discretizados com elementos finitos do tipo sólido C3D8R, que possuem oito nós, integração reduzida, suporta análise plástica com deformações elevadas e permite a visualização das fissuras através do critério de resistência CDP (*Concrete Damage Plasticity*). As armaduras da laje, tanto a de capeamento, quanto a transversal foram discretizadas com elementos de treliça T3D2 com dois nós e de aproximação linear, contendo três graus de liberdade por nó. A **Tabela 7** apresenta os elementos finitos e suas respectivas dimensões utilizados na discretização de cada elemento estrutural modelados para a representação das amostras analisadas de ensaios de cisalhamento padrão de conectores de cisalhamento.

Figura 4.20: Condições de contorno e discretização

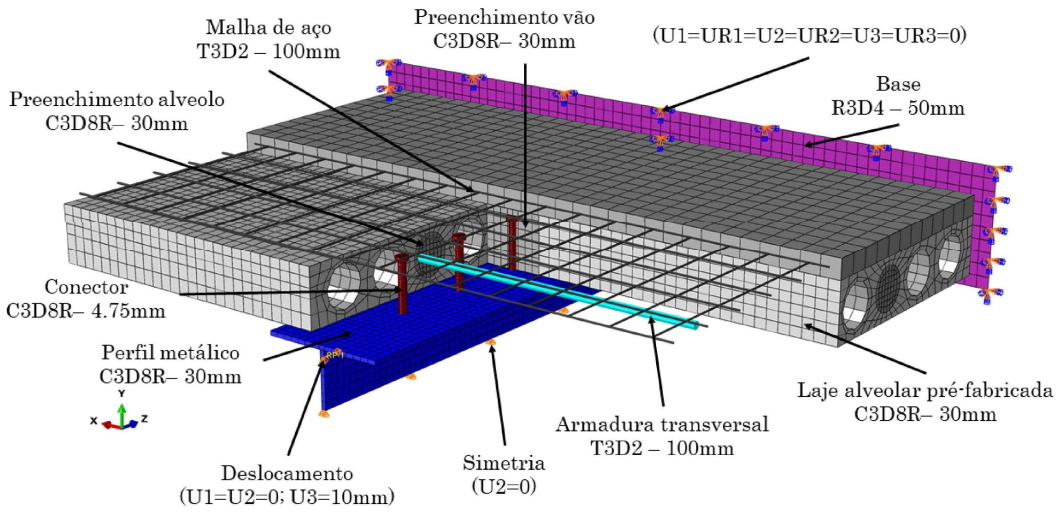


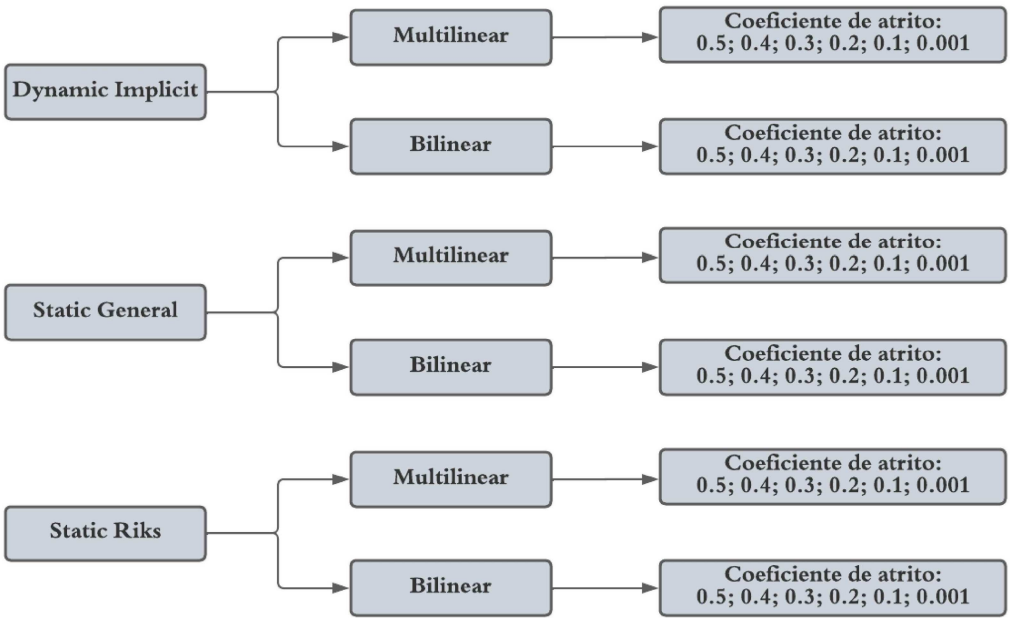
Tabela 7: Tipo e dimensão dos elementos

Parte do modelo	Tipo do elemento	Dimensão do elemento
Armaduras	T3D2	100 mm
Conector de cisalhamento	C3D8R	4,75 mm
Perfil metálico	C3D8R	30 mm
Concreto *in-loco*	C3D8R	30 mm
Laje alveolar	C3D8R	30 mm
Base	C3D8R	50 mm

4.7 RESULTADOS DO ESTUDO DE VALIDAÇÃO

A metodologia aplicada para o desenvolvimento do estudo para cada ensaio experimento é apresentado na **Figura 4.21**. Um total de 160 modelos de elementos finitos foram realizados. Nessa seção os resultados de análises de sensibilidade são discutidos com base em parâmetros como tipo de análise, variação do coeficiente de atrito, e o modelo constitutivo do conector tipo pino com cabeça. Ao final será apresentado o resultado da validação do modelo numérico.

Figura 4.21: Modelos numéricos avaliados no estudo de validação.

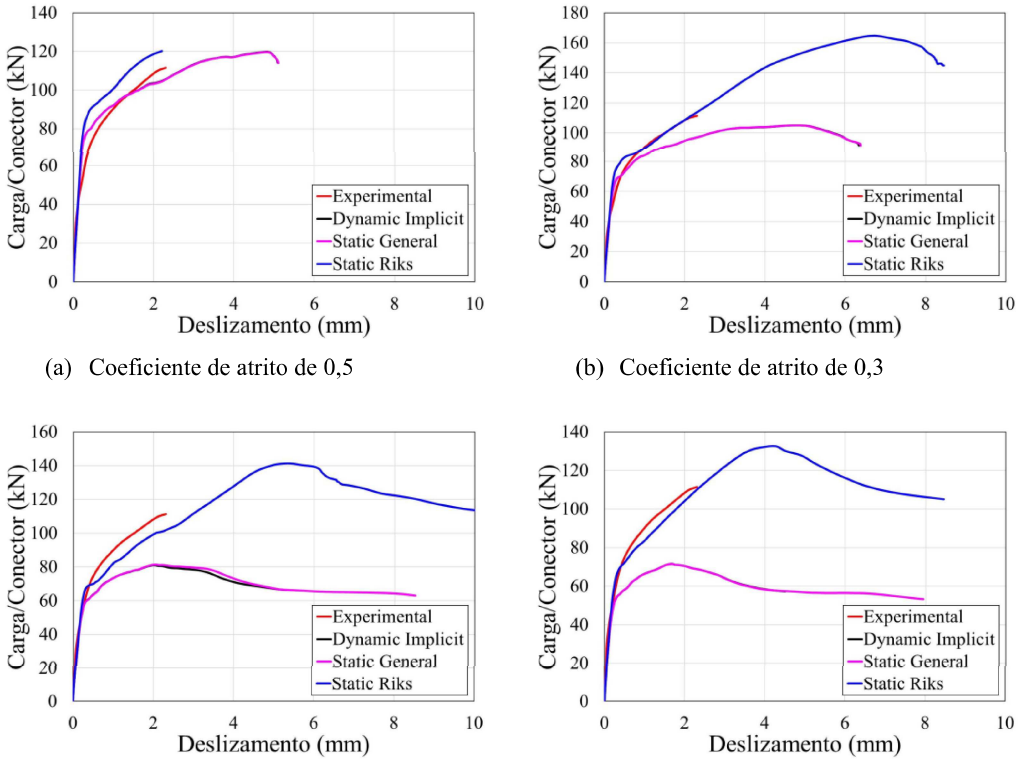


4.7.1 INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE

Da **Figura 4.22** até a **Figura 4.26** são apresentadas as curvas carga deslizamento e o comportamento da trajetória de equilíbrio levando em consideração, a variação do tipo de análise para os modelos PO-1, PO-2, PO-3, PO-4 e PO-5, respectivamente.

Considerando o modelo PO-1 (**Figura 4.22**), os métodos Dynamic Implicit e Static General apresentaram resultados similares para a curva carga-deslizamento, conforme **Figura 4.22a-d**. Pode-se verificar que os dois modelos apresentaram diferenças consideráveis com a variação do coeficiente de atrito. O método Static Riks não apresentou consistência com a variação do coeficiente de atrito, e em algumas análises abortou antes que a resistência última pudesse ser observada, como mostra a **Figura 4.22a**.

Figura 4.22: Resultados para o modelo PO-1 considerando o modelo constitutivo multilinear.



(a) Coeficiente de atrito de 0,5

(b) Coeficiente de atrito de 0,3

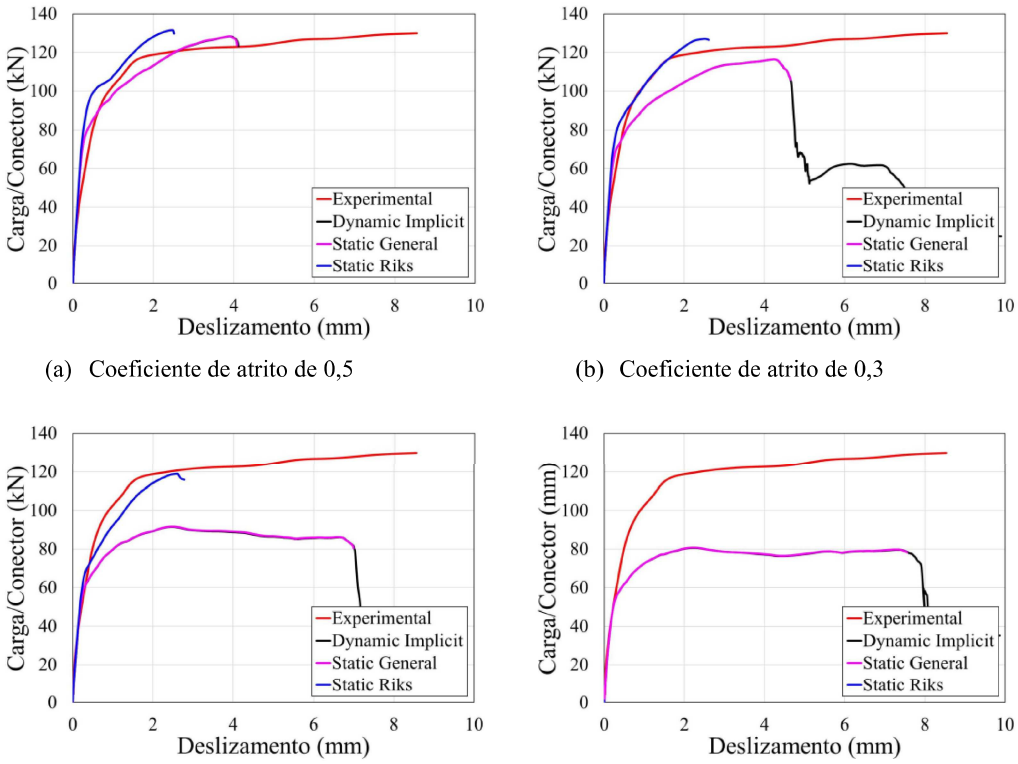
(c) Coeficiente de atrito de 0,1

(d) Coeficiente de atrito de 0,001

Considerando o modelo PO-2 (**Figura 4.23**), os métodos Dynamic Implicit e Static General apresentaram resultados similares. Contudo, conforme a **Figura 4.23b-d**, verifica-se que o método Dynamic apresenta mais resultados em relação aos incrementos quando

comparado ao modelo Static General, demonstrando a perda de rigidez na trajetória de equilíbrio. Por sua vez, o método Static Riks apresentou resultados similares independente da variação do coeficiente de atrito. (**Figura 4.23a-c**), mas para o coeficiente de atrito de 0,001, a análise foi terminada com apenas alguns incrementos de carga e o modelo não atingiu convergência, conforme a **Figura 4.23d**.

Figura 4.23: Resultados para o modelo PO-2 considerando o modelo constitutivo multilinear.



(a) Coeficiente de atrito de 0,5

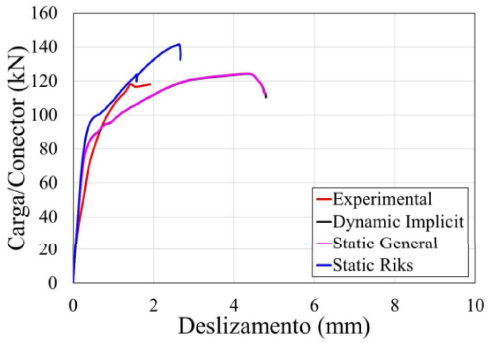
(b) Coeficiente de atrito de 0,3

(c) Coeficiente de atrito de 0,1

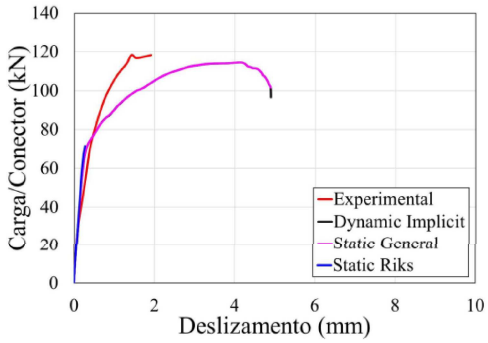
(d) Coeficiente de atrito de 0,001

Em relação a análise de sensibilidade do modelo PO-3 (**Figura 4.24**), o método Static Riks foi instável para resolução do problema, apresentando perda de rigidez em diversos pontos, conforme a as **Figura 4.24a** e **Figura 4.24d**. Pode-se observar, de acordo com a **Figura 4.24c** que para o coeficiente de atrito igual a 0,1, a trajetória de equilíbrio apresentou um pico de carregamento e abortou em seguida. Os métodos Dynamic implicit and Static general apresentaram resultados similares, apresentando resultados similares aos observados nos ensaios experimentais, conforme **Figura 4.24a**.

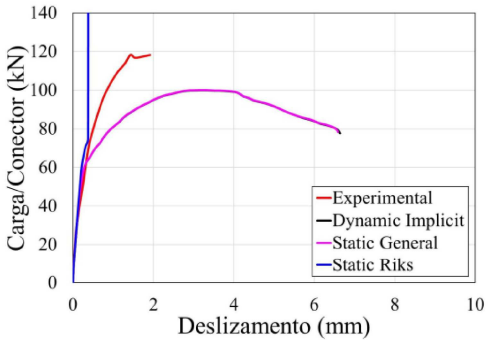
Figura 4.24: Resultados para o modelo PO-3 considerando o modelo constitutivo multilinear.



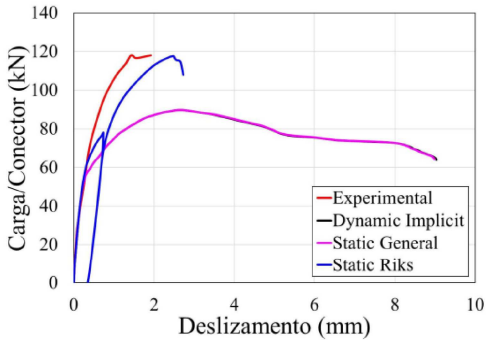
(a) Coeficiente de atrito de 0,5



(b) Coeficiente de atrito de 0,3



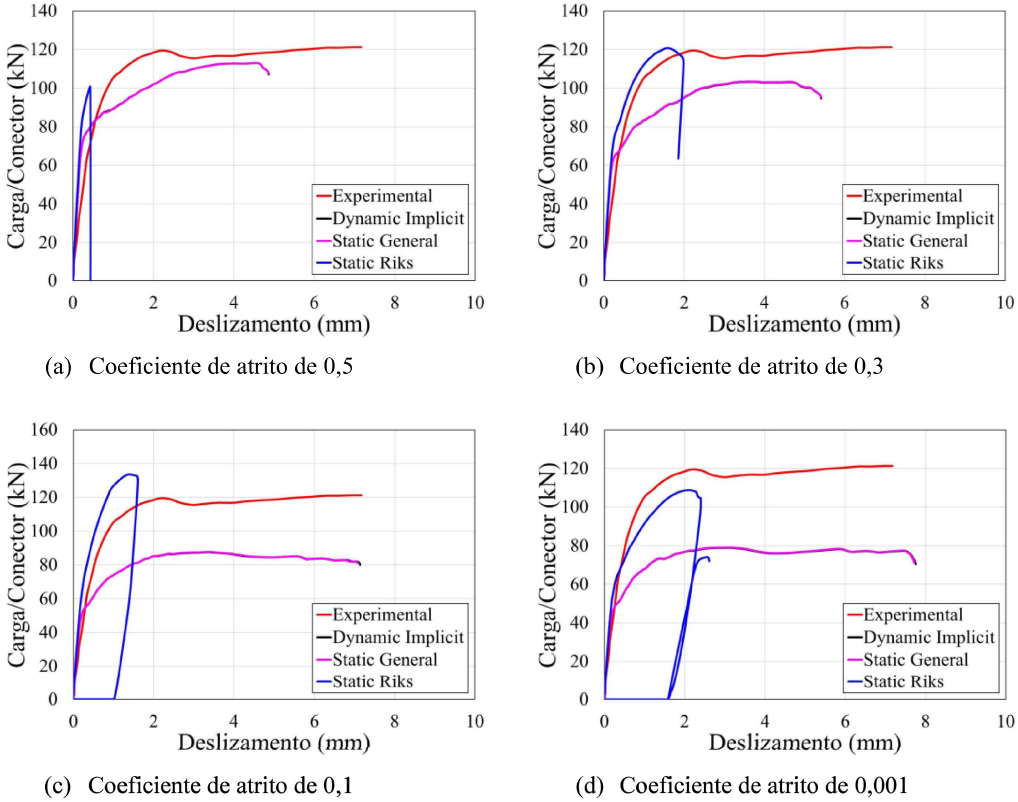
(c) Coeficiente de atrito de 0,1



(d) Coeficiente de atrito de 0,001

Por outro lado, no modelo 4 PO-4 o método Static riks também não apresentou variações mesmo com a alteração do coeficiente de atrito. Também é possível observar o efeito *snap-back* na curva carga-deslizamento, conforme **Figura 4.25d**. Para todas as análises Static riks, o modelo apresentou uma perda de rigidez (**Figura 4.25a**). Os modelos Dynamic implicit e Static general apresentaram resultados similares.

Figura 4.25: Resultados para o modelo PO-4 considerando o modelo constitutivo multilinear.



(a) Coeficiente de atrito de 0,5

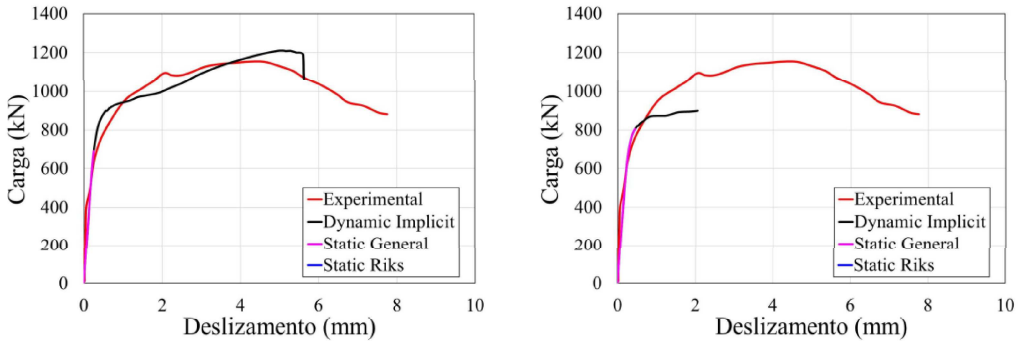
(b) Coeficiente de atrito de 0,3

(c) Coeficiente de atrito de 0,1

(d) Coeficiente de atrito de 0,001

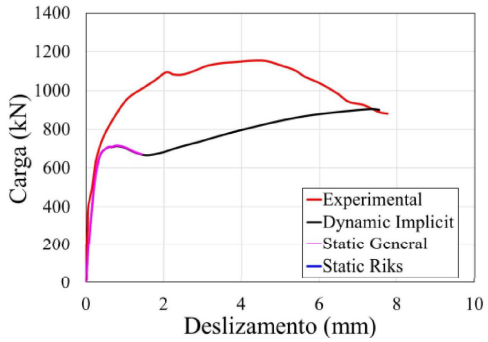
Por fim, no modelo PO-5 (**Figura 4.26**), o único método que apresentou a curva carga-deformação para todos os modelos foi o Dynamic implicit. O método Static general apresentou inconsistência nos resultados, abortando prematuramente, conforme **Figura 4.26a-c**. Para o método Static riks nenhum modelo apresentou convergência.

Figura 4.26: Resultados para o modelo PO-5 considerando o modelo constitutivo multilinear.

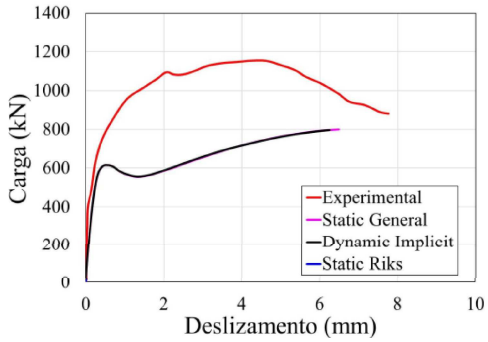


(a) Coeficiente de atrito de 0,5

(b) Coeficiente de atrito de 0,3



(c) Coeficiente de atrito de 0,1



(d) Coeficiente de atrito de 0,001

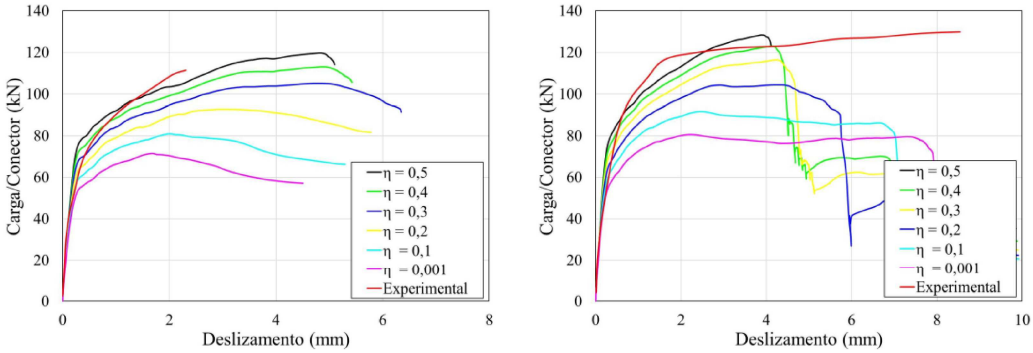
Assim, de acordo com as análises desenvolvidas, os métodos que se apresentaram mais consistentes foram: dynamic implicit e static general. Dentre os dois pode-se destacar a eficiência do método dinâmico que ao contrário do static general conseguiu processar todos os modelos numéricos. Outro fator de destaque é o tempo de processamento, comparando o método dinâmico com o static general para o mesmo modelo, PO-5 (**Figura 4.26d**), levando em consideração a mesma quantidade de incrementos (2000), e que os dois models foram processados nas mesmas configurações e máquina. O modelo dynamic implicit atingiu um *wallclock* time de 105877s ou 29,41hrs e o modelo static general atingiu um *wallclock* time de 140468s ou 39,01hrs. O método static riks não foi incluído nessa comparação pois abortou em todas as análises do modelo PO-5.

4.7.2 INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE ATRITO

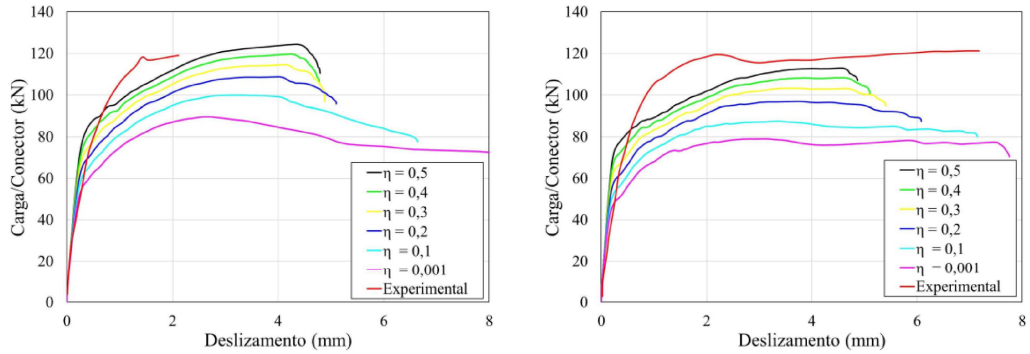
Considerando o modelo PO-1 verifica-se que a curva que melhor representa o ensaio experimental é a de coeficiente de atrito igual a 0,5. Também se percebe que com a diminuição do coeficiente de atrito, a resistência última cai drasticamente. Também se observa o fenômeno em que os coeficientes de atrito mais próximos de zero permitem um deslizamento da estrutura mesmo após passar pela fase da perda de rigidez. A respeito do Modelo PO-2 na **Figura 4.27(b)**, destaca se o fenômeno em que o modelo apresenta a ruptura gradativa dos conectores de cisalhamento, efeito que não foi observado para o coeficiente de atrito de 0,001. A curva que melhor se aproxima do ensaio experimental foi a do modelo com coeficiente 0,5. Sobre o Modelo PO-3 é possível verificar que para coeficientes maiores que 0,2 o deslizamento do modelo diminui bastante. Os coeficientes de atrito de 0,4 e 0,5 foram os que melhores representaram a curva obtida nos ensaios experimentais. Por outro lado, no

Modelo PO-4 quando comparado com o modelo PO-3 **Figura 4.27(c)**, observamos que o deslizamento foi maior devido à presença das armaduras transversais. Finalmente, no Modelo PO-5, **Figura 4.27(e)** verifica-se que os modelos que apresentaram ruptura evidente foram com os coeficientes de 0,5 e 0,4, ao contrário dos outros que tiveram uma perda de rigidez inicial seguido por um aumento de carga.

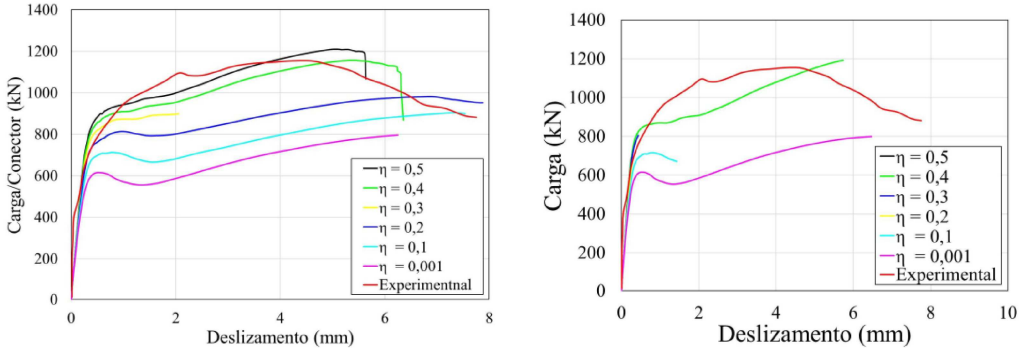
Figura 4.27: Resultados para todos os modelos considerando o modelo constitutivo multilinear.



(a) Modelo PO-1 Dynamic Implicit (b) Modelo PO-2 Dynamic Implicit



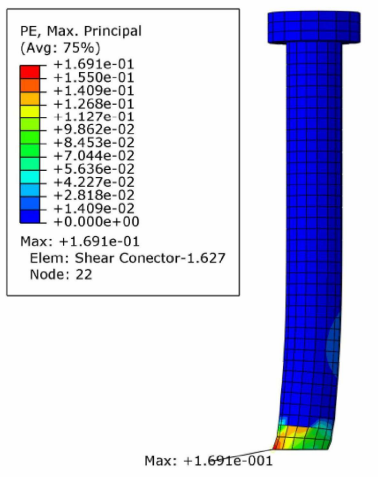
(c) Modelo PO-3 Dynamic Implicit (d) Modelo PO-4 Dynamic Implicit



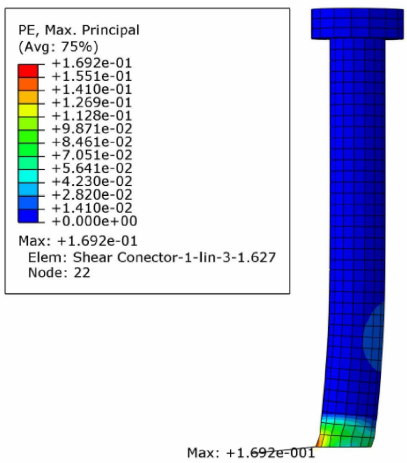
(e) Modelo PO-5 Dynamic Implicit (f) Modelo PO-5 Static General

Na **Figura 4.28** pode-se observar a deformação plástica do conector para o modelo 4 no momento de ruptura, para o coeficiente de atrito 0,5 (**Figura 4.28a**). A ruptura ocorreu com uma carga de 110kN e um deslizamento de 4,70mm. Para o coeficiente de 0,3 (**Figura 4.28b**), a ruptura ocorreu com 101kN e 4,85mm. Para o coeficiente de 0,1 (**Figura 4.28c**), a ruptura ocorreu 83kN e um deslizamento de 5,76mm e por fim para o coeficiente de 0,001 (**Figura 4.28d**), a ruptura ocorreu para uma carga de 77kN e deslizamento de 6,03mm.

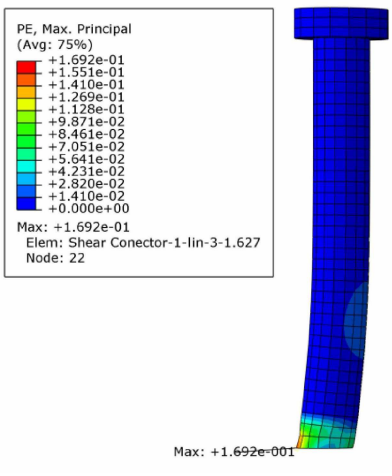
Figura 4.28: Deformação plástica no conector de cisalhamento para o modelo PO-4 considerando o modelo constitutivo multilinear.



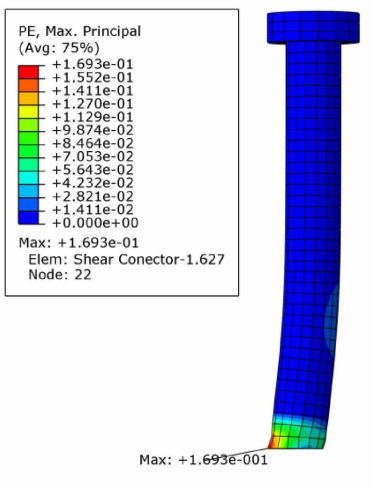
(a) Deformação plástica na ruptura para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,5



(b) Deformação plástica na ruptura para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,3



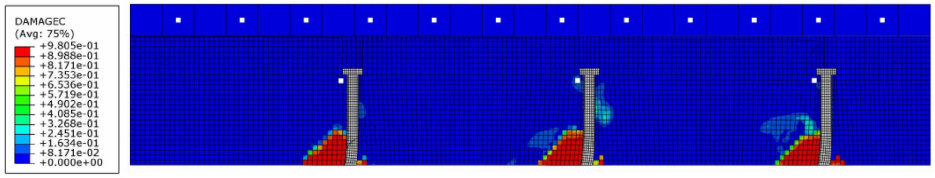
(c) Deformação plástica na ruptura para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,1



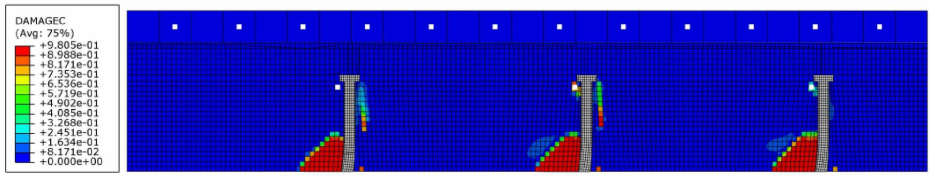
(d) Deformação plástica na ruptura para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,001

A progressão de danos por compressão na laje de concreto, ou seja, a compressão no concreto no momento da ruptura para cada coeficiente de atrito, pode ser observada na **Figura 4.29**. Verifica-se pouco dano por compressão na laje, este que aumenta gradativamente com a diminuição do coeficiente de atrito. Como exemplo, o dano por compressão é apresentado para os valores de coeficiente de atrito de 0,5 (**Figura 4.29a**), 0,4(**Figura 4.29b**), e 0,3(**Figura 4.29c**). Após essa análise conclui-se que o coeficiente de atrito está diretamente ligado a carga de resistência da estrutura, assim como o deslizamento efetivo. Por fim, o coeficiente de atrito que melhor representou as curvas dos ensaios experimentais foi o de 0.5.

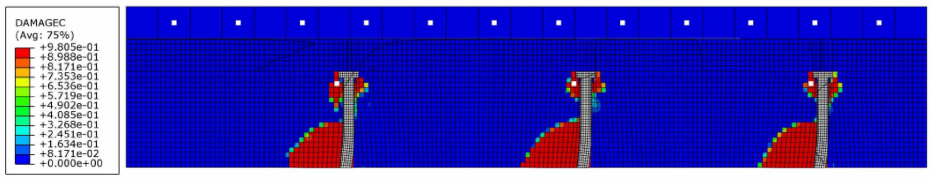
Figura 4.29: Dano por compressão para o modelo PO-4 considerando o modelo constitutivo multilinear.



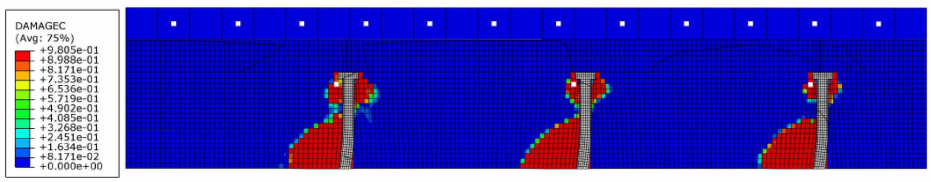
(a) Dano no concreto para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,5



(b) Dano no concreto para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,3



(c) Dano no concreto para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,1

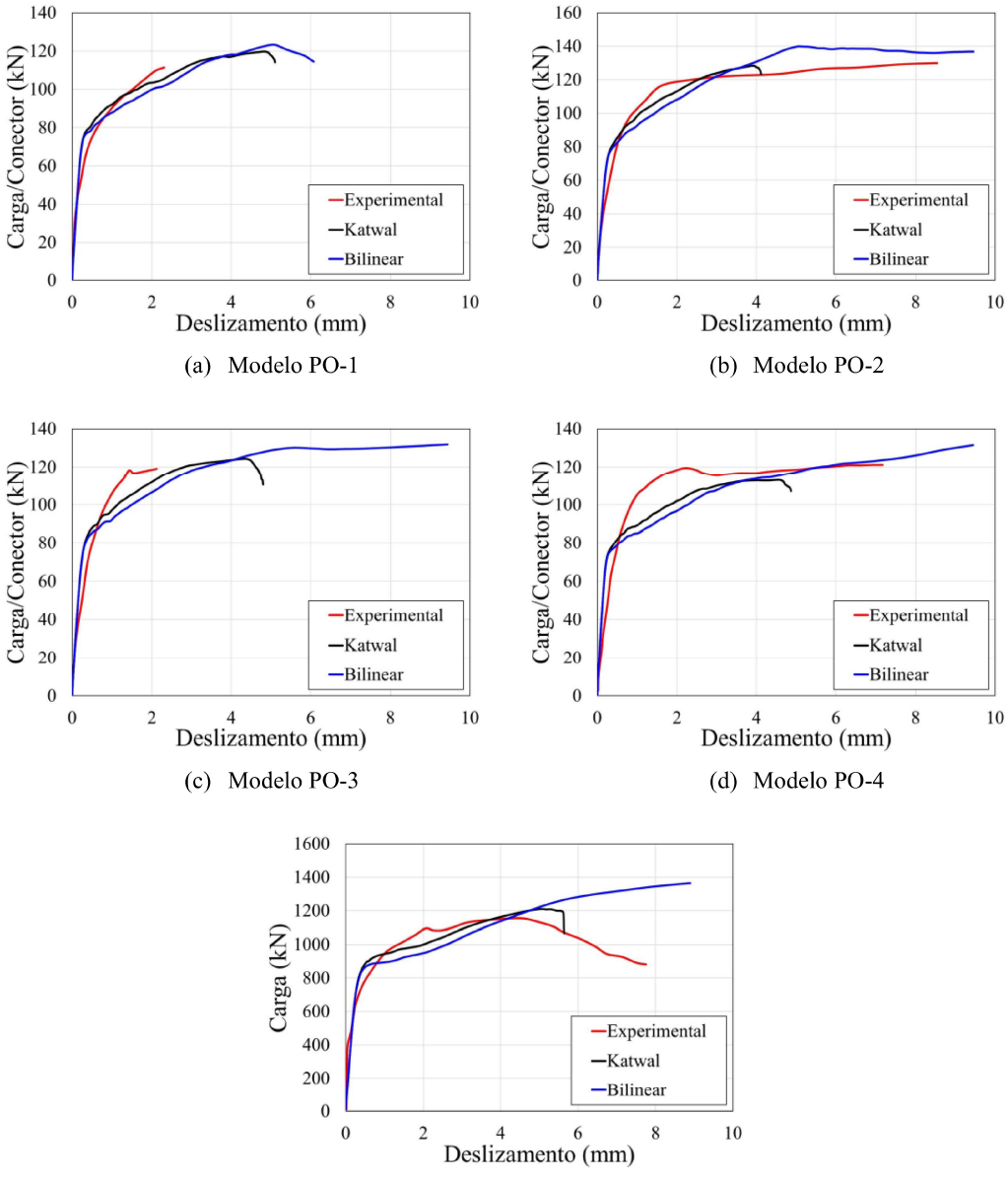


(d) Dano no concreto para o modelo PO-4 com coeficiente de atrito de 0,001

4.7.3 INFLUÊNCIA DO MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONECTOR DE CISALHAMENTO

Os resultados da influência na variação do modelo constitutivo do conector de cisalhamento são apresentados na Figura 4.30. Considerando o Modelo 1, **Figura 4.30a**. A variação dos modelos constitutivos não teve grande relevância na curva carga deslocamento, percebe-se apenas uma ligeira variação na carga última, bem como do deslizamento verificado. A respeito do Modelo 2 observa-se através da **Figura 4.30b** que o modelo multilinear atinge a carga última bem próxima a verificada no ensaio experimental, porém apresenta um deslizamento no momento de ruptura inferior ao real. Sobre o Modelo 3 verifica-se na **Figura 4.30c** que a análise multilinear apresentou ruptura com menos de 6mm de deslizamento, contrário ao modelo bilinear que apresentou um aumento da curva carga-deformação até um deslizamento de 9mm. Por outro lado, no Modelo 4, como ilustrado na **Figura 4.30d** a curva do modelo bilinear apresenta similaridade com a curva do modelo multilinear. Contudo, com 4mm de deslizamento, o modelo multilinear apresenta uma perda de rigidez após atingir a tensão de ruptura, ao contrário do modelo bilinear que continua aumentando a curva carga-deformação até abortar com aproximadamente 10mm. Finalmente, no Modelo 5 percebe-se através da **Figura 4.30e** que o modelo bilinear não consegue replicar a curva de descarregamento, e não apresenta um ponto específico de fácil percepção de onde ocorreu a ruptura do modelo. Ao contrário do modelo multilinear, isso ocorre pois o modelo multilinear apresentado por Hassan (2016) e Katwal et al. (2018) utiliza de uma relação tensão deformação em que a fratura é levada em consideração, e após atingir a deformação última o modelo apresenta perca de rigidez. A explicação desse fenômeno também está relacionada as tensões reais que cada modelo requisita para utilização no ABAQUS. Realizando a conversão para tensões reais, o modelo bilinear apresenta uma tensão última de 664MPa, **Figura 4.31a**, ao contrário dos 588MPa, **Figura 4.31b**, do modelo multilinear.

Figura 4.30: Resultados para todos os modelos considerando modelo constitutivo multilinear e η=0.5



(a) Modelo PO-1

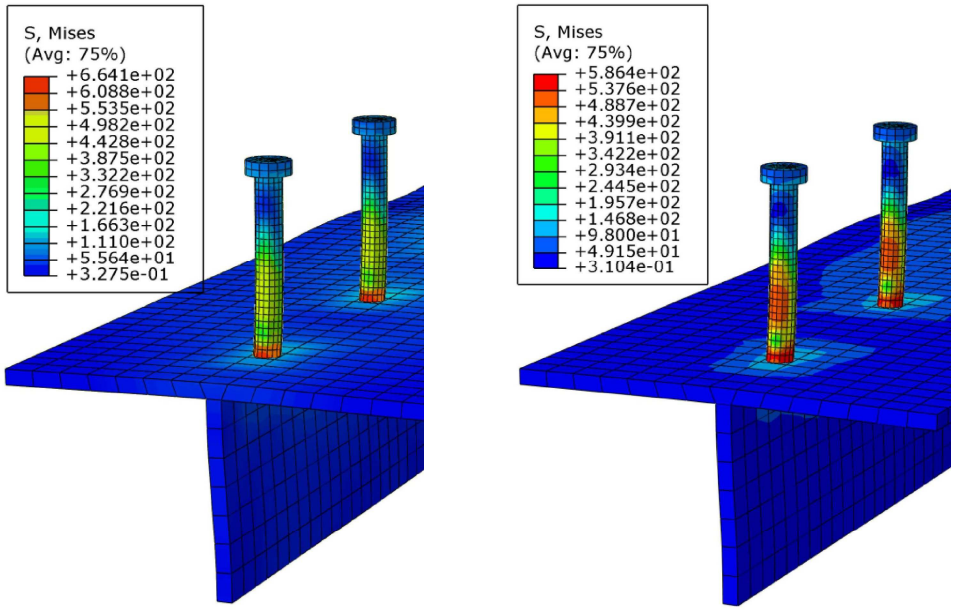
(b) Modelo PO-2

(c) Modelo PO-3

(d) Modelo PO-4

(e) Modelo PO-5

Figura 4.31: Tensões de Von Mises em MPa para o modelo PO-5



(a) Bilinear (b) Multilinear

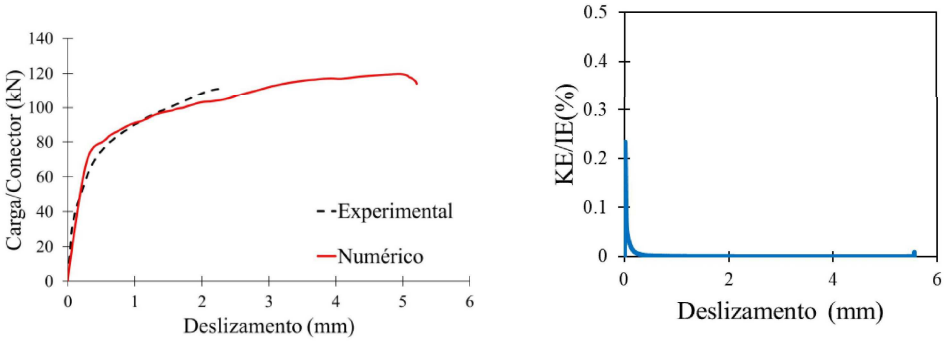
Em relação aos modelos constitutivos, pode-se destacar que o modelo multilinear apresenta uma curva mais próxima aos ensaios experimentais quando comparada ao modelo bilinear. Outro fator que torna o modelo multilinear melhor para este tipo de análise é a perda de rigidez na curva carga-deslizamento, demonstrando assim que o modelo atingiu seu estado último, ao contrário do modelo bilinear, que a curva atinge um patamar e continua até que aborte a simulação.

4.7.4 MODELOS FINAIS

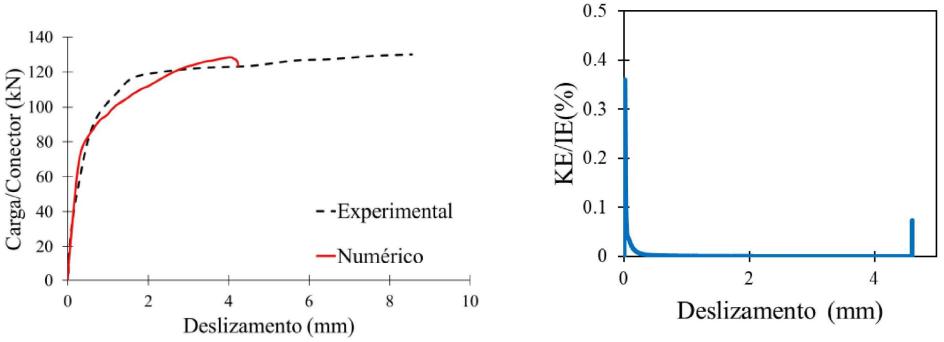
A seguir, na Figura 4.32, os resultados dos modelos PO-1 (**Figura 4.32a**), PO-2 (**Figura 4.32b**), PO-3 (**Figura 4.32c**), PO-4 (**Figura 4.32d**) e PO-5 (**Figura 4.32e**) são apresentados, após as análises de sensibilidade. Neste contexto, os resultados levam em consideração o método de análise dynamic implicit, com um coeficiente de atrito de 0,5 e um modelo constitutivo multilinear, este que representa a fratura do conector de cisalhamento. Para que o modelo dynamic implicit possa ser utilizado para resolver problemas estáticos, é necessário garantir que os efeitos dinâmicos sejam insignificantes. Isso deve ser analisado comparando a energia cinética (KE) do modelo como um todo pela energia interna (IE). Para todos os modelos desenvolvidos, a relação KE/IE foi menor que 1%. Assim, pode-se concluir

que os efeitos dinâmicos da análise podem ser ignorados. A **Tabela 8** mostra os resultados dos modelos de elementos finitos em comparação aos ensaios experimentais.

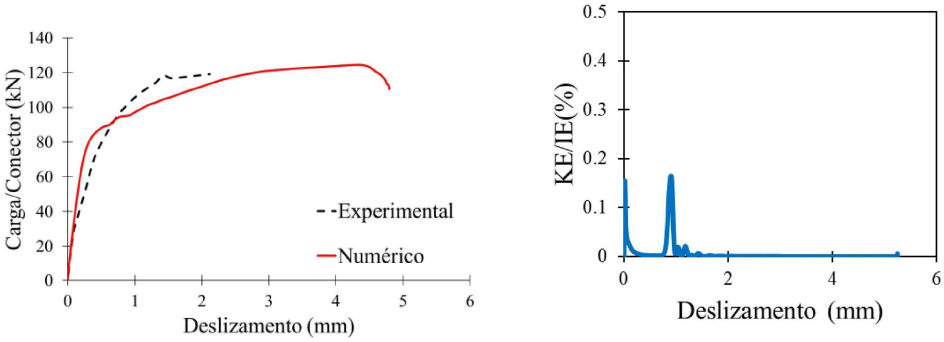
Figura 4.32: Resultados para o estudo de validação com análise de sensibilidade



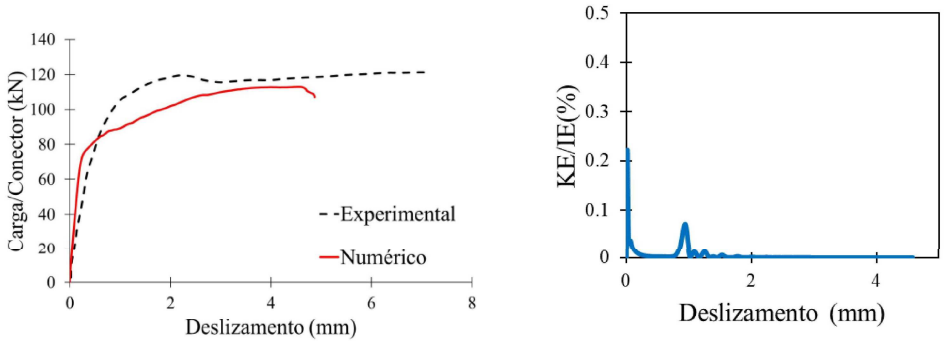
(a) Modelo PO-1



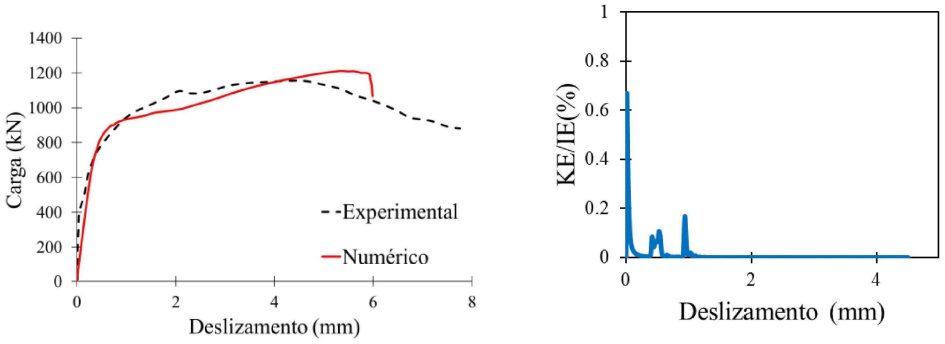
(b) Modelo PO-2



(c) Modelo PO-3



(d) Modelo PO-4



(e) Modelo PO-5

Tabela 8: Resultados dos modelos numéricos comparados aos resultados experimentais.

Modelo	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,num}$ (kN)	$\frac{P_{u,exp}}{P_{u,num}}$
PO-1	134,26	115,35	1,16
PO-2	129,53	125,98	1,02
PO-3	118,74	123,21	0,96
PO-4	121,14	111,08	1,09
PO-5	1162	1208	0,96

Na **Figura 4.33** observa-se a deformação plástica do conector de cisalhamento no momento da ruptura, a deformação plástica (PE) que define a ruptura segundo o modelo constitutivo multilinear é de 0,164. A **Figura 4.34** e a **Figura 4.35** representam as tensões de von Mises no conector de cisalhamento e no modelo completo no momento de ruptura, respectivamente. A ruptura ocorreu com uma carga de 115,35kN e um deslizamento de 3,42mm.

Figura 4.33: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-1.

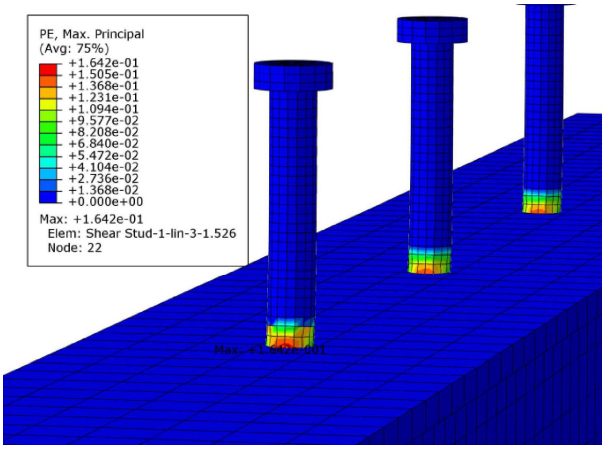


Figura 4.34: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-1.

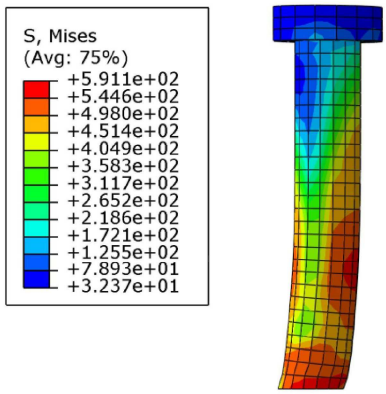
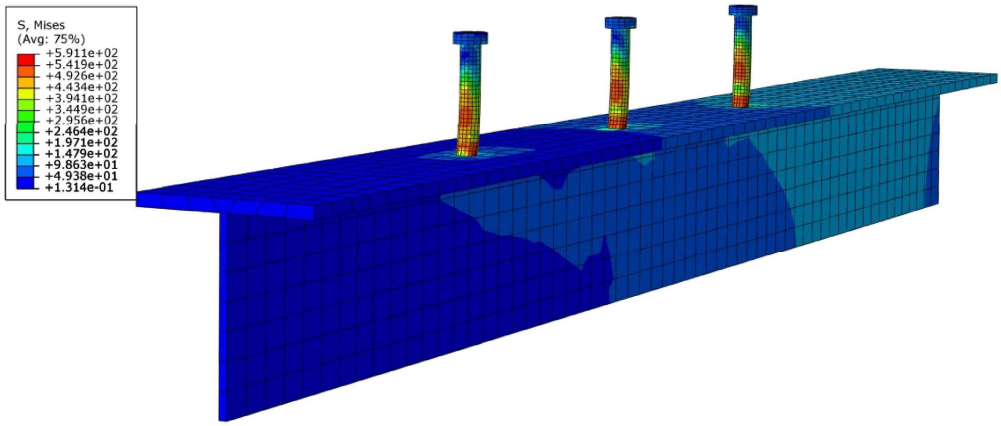
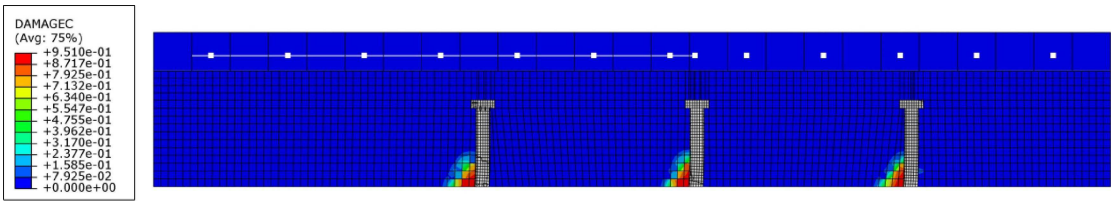


Figura 4.35: Tensões de von Mises modelo PO-1

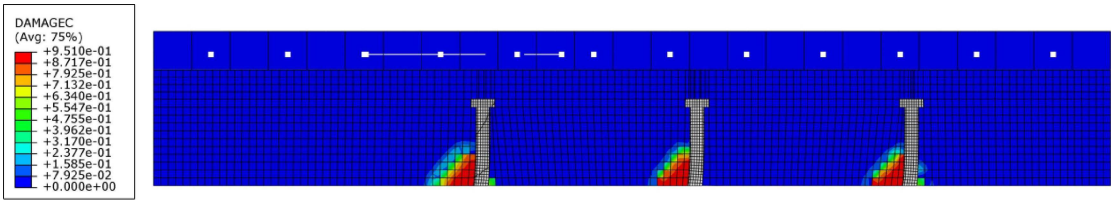


A **Figura 4.36** representa a progressão de dano por compressão do modelo PO-1 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.36e** pode-se verificar o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Pode-se verificar que por se tratar do modelo sem armaduras transversais, a laje de concreto apresenta uma progressão de danos que mostra um estado próximo do cone de concreto que define a ruptura da estrutura por esmagamento do concreto, contudo a ruptura por corte dos conectores pode ser identificada antes.

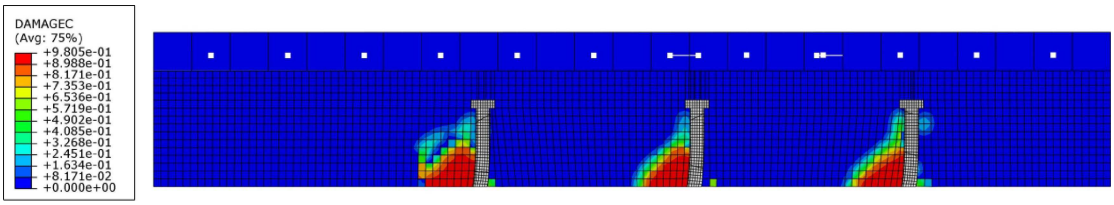
Figura 4.36: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-1.



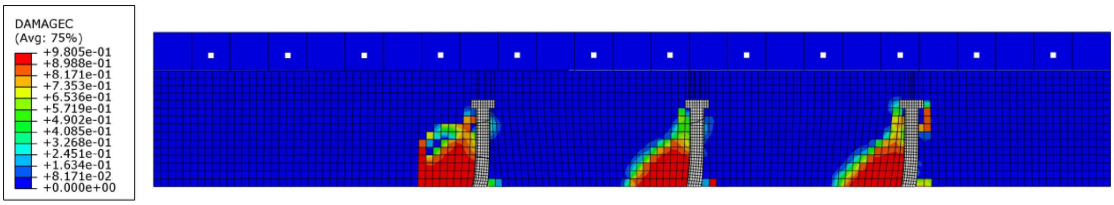
(a) ¼ dos incrementos totais.



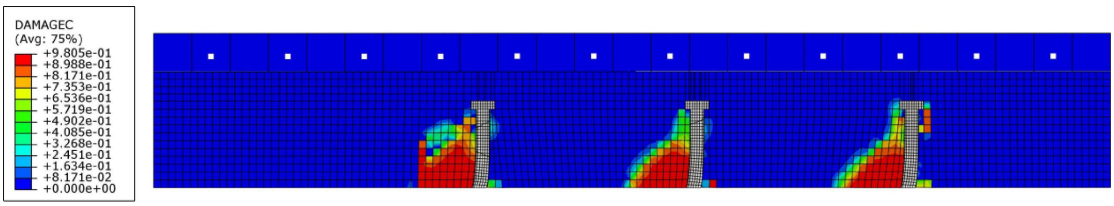
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



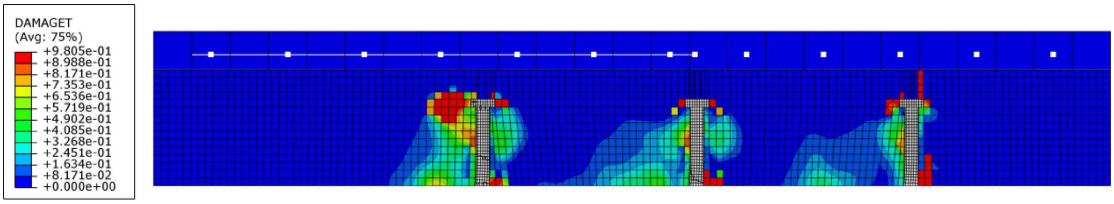
(d) incremento último total.



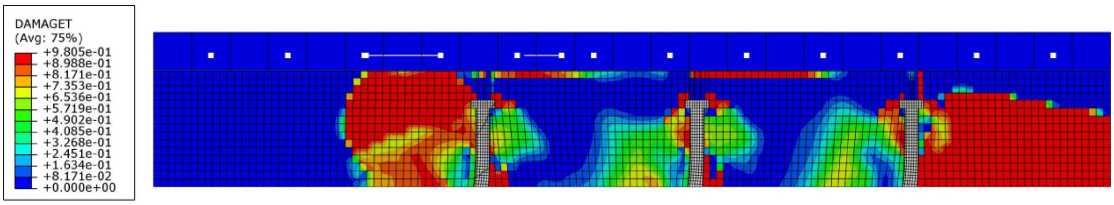
(e) incremento de ruptura

A **Figura 4.37** representa a progressão de dano por tração do modelo PO-1 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.37e** pode-se verificar o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se que a laje apresenta dano em praticamente todo seu comprimento, fato que pode ser explicado pela ausência de armaduras transversais

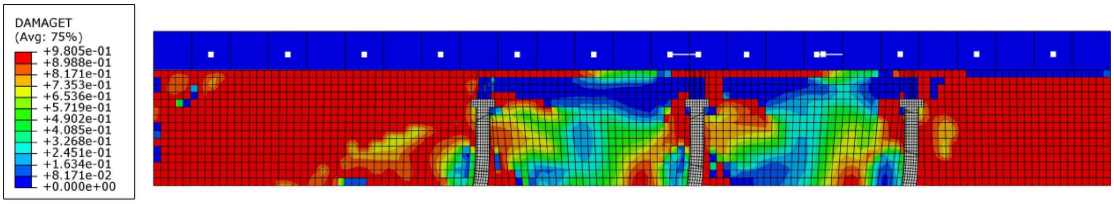
Figura 4.37: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-1.



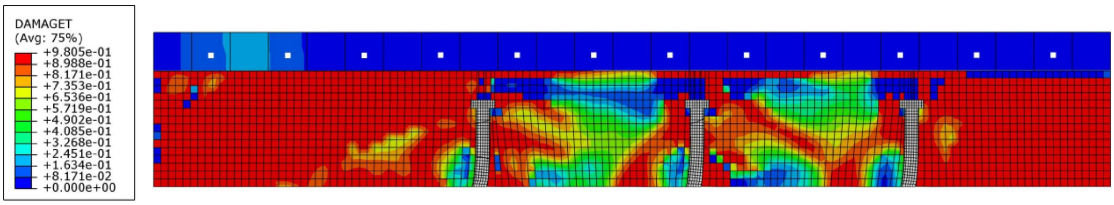
(a) ¼ dos incrementos totais.



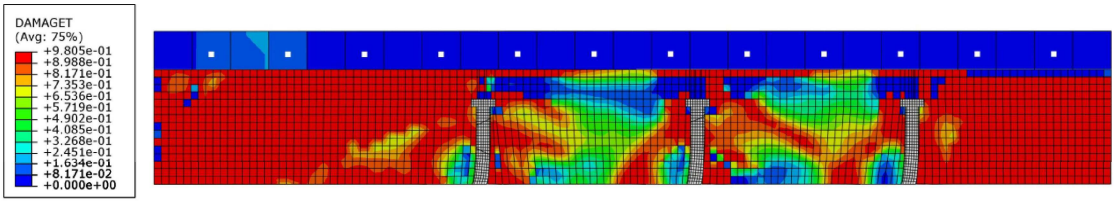
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.



(e) incremento de ruptura

Na **Figura 4.38** pode-se verificar a deformação plástica do conector de cisalhamento no momento da ruptura. A **Figura 4.39** e a **Figura 4.40** representam as tensões de von Mises no conector de cisalhamento e no modelo completo no momento de ruptura, respectivamente. A ruptura ocorreu com uma carga de 125,98kN e um deslizamento de 3,43mm.

Figura 4.38: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-2.

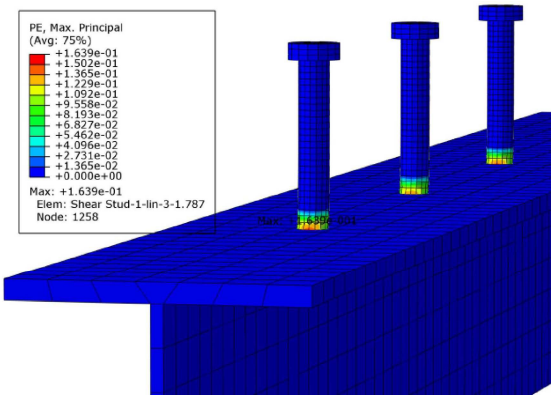


Figura 4.39: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-2.

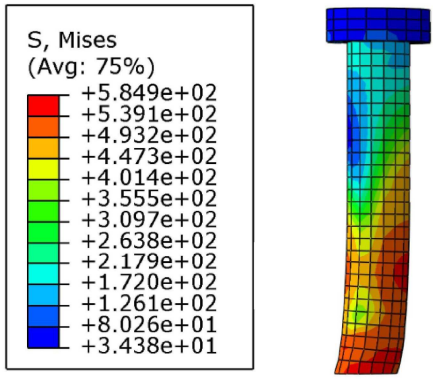
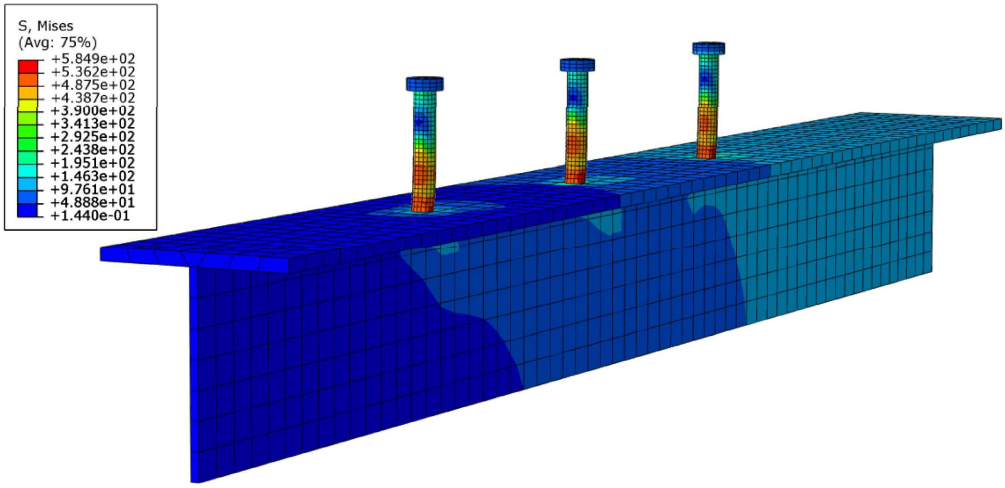
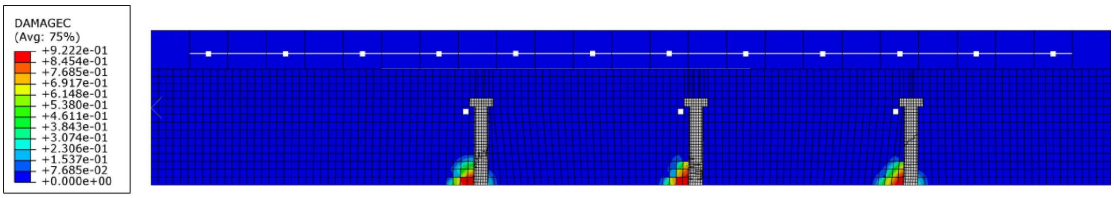


Figura 4.40: Tensões de von Mises modelo PO-2.

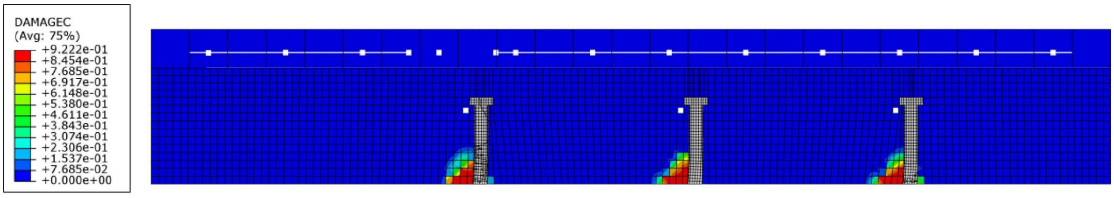


A **Figura 4.41** representa a progressão de dano por compressão do modelo PO-2 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.41e** verifica-se o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se pouco dano por compressão no modelo, devido a presença de armaduras transversais.

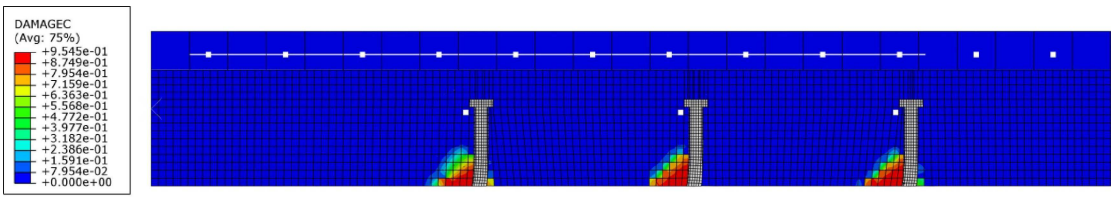
Figura 4.41: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-2.



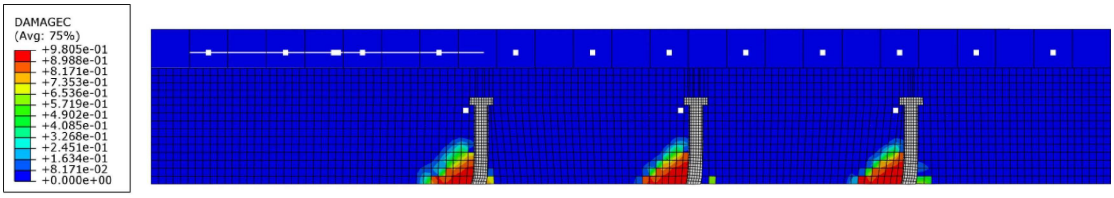
(a) ¼ dos incrementos totais.



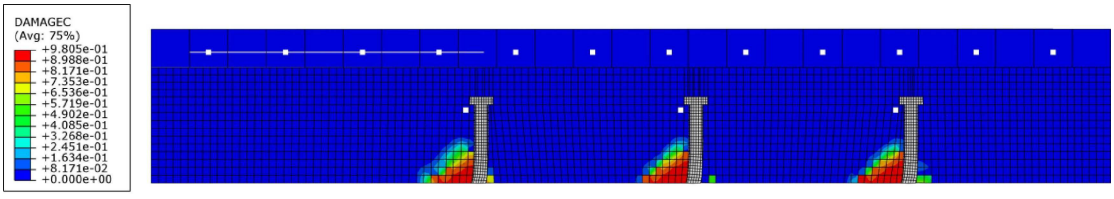
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



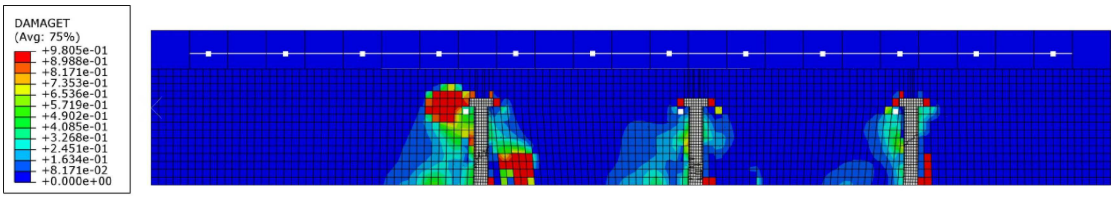
(d) incremento último total.



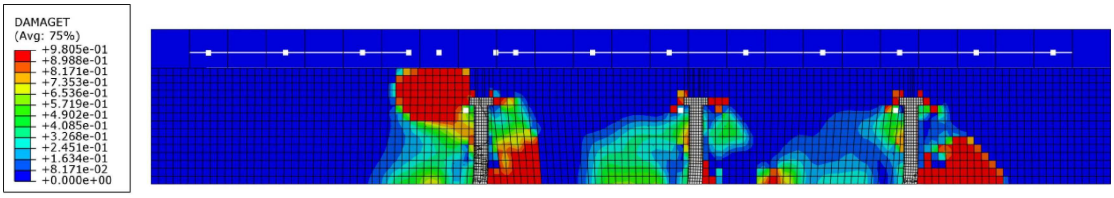
(e) incremento de ruptura

A **Figura 4.42** representa a progressão de dano por tração do modelo PO-1 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.42e** pode-se verificar o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se que a laje apresenta dano em praticamente todo seu comprimento, porém quando comparado ao modelo PO-1 o dano é menor.

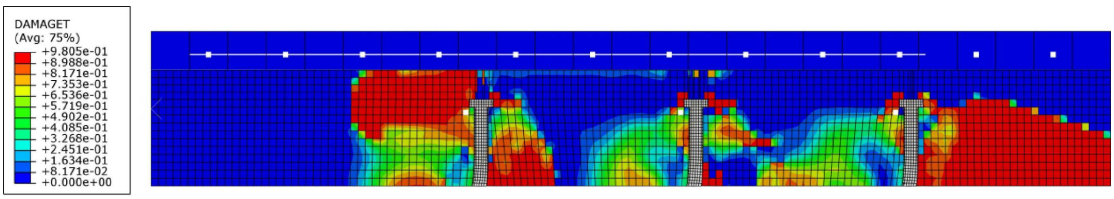
Figura 4.42: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-2.



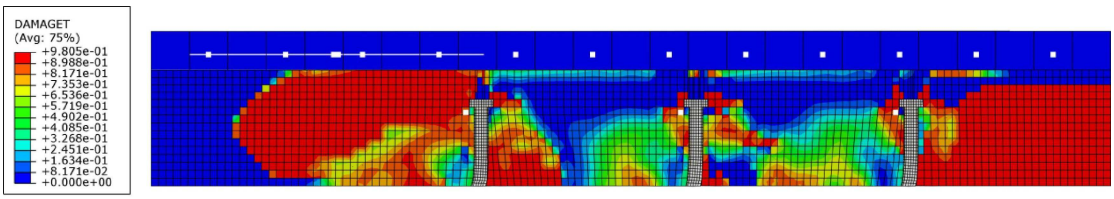
(a) ¼ dos incrementos totais.



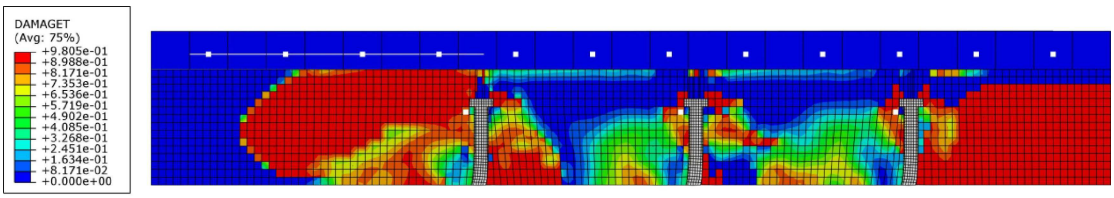
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.



(e) incremento de ruptura

A **Figura 4.43** apresenta a deformação plástica do conector de cisalhamento no momento da ruptura. A **Figura 4.44** e a **Figura 4.45** representam as tensões de von Mises no conector de cisalhamento e no modelo completo no momento de ruptura, respectivamente. A ruptura ocorreu com uma carga de 123,21kN e um deslizamento de 3,80mm.

Figura 4.43: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-3.

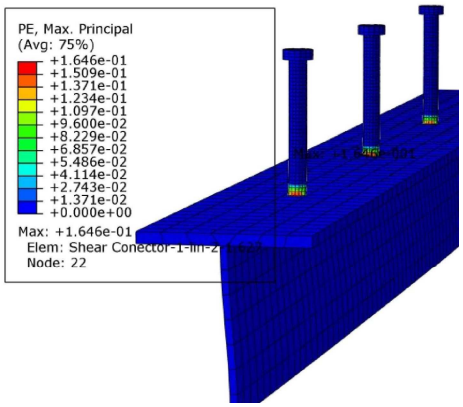


Figura 4.44: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-3.

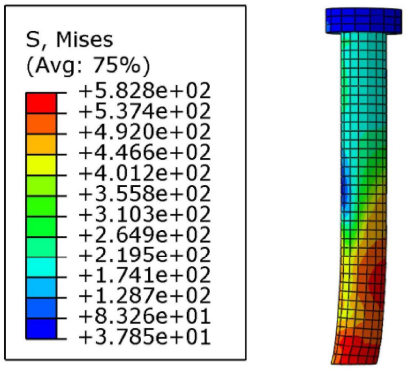
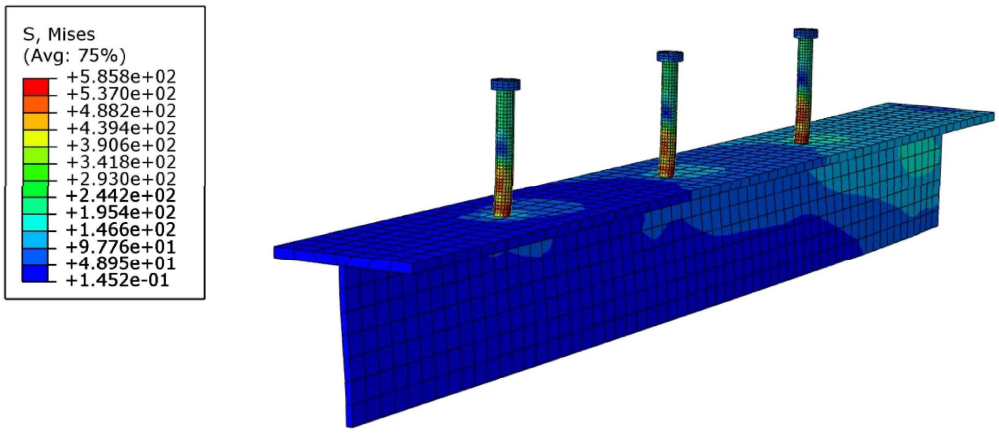
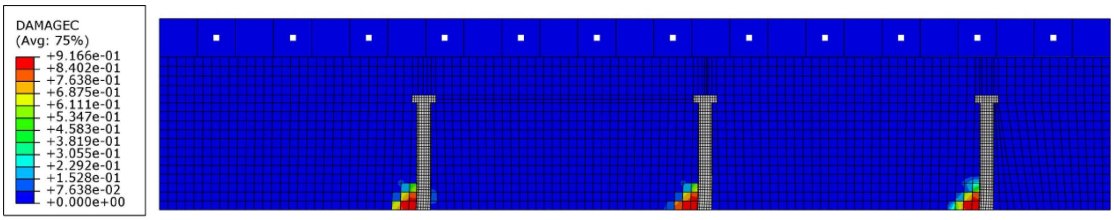


Figura 4.45: Tensões de von Mises modelo PO-3.

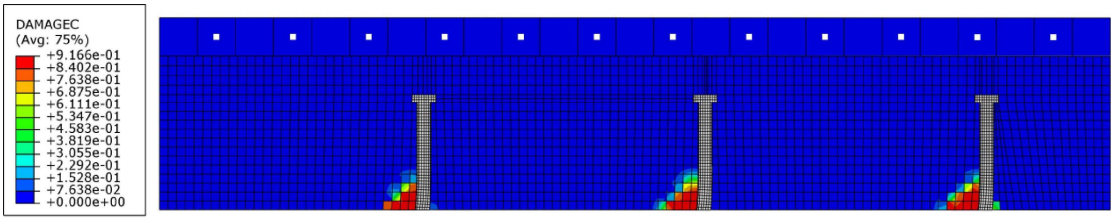


A **Figura 4.46** representa a progressão de dano por compressão do modelo PO-3 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.46e** verifica-se o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. O modelo com 200mm de altura e sem armaduras transversais apresentou uma progressão do dano por compressão baixa.

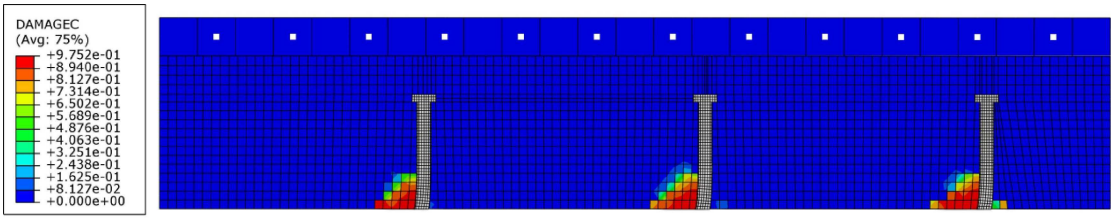
Figura 4.46: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-3.



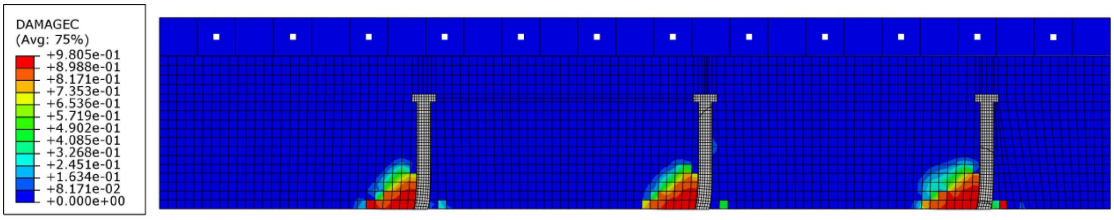
(a) ¼ dos incrementos totais.



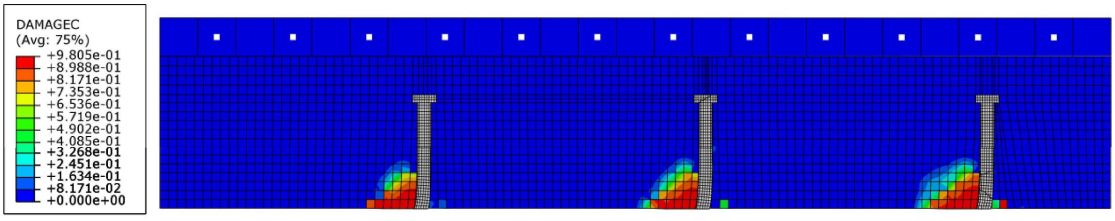
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.

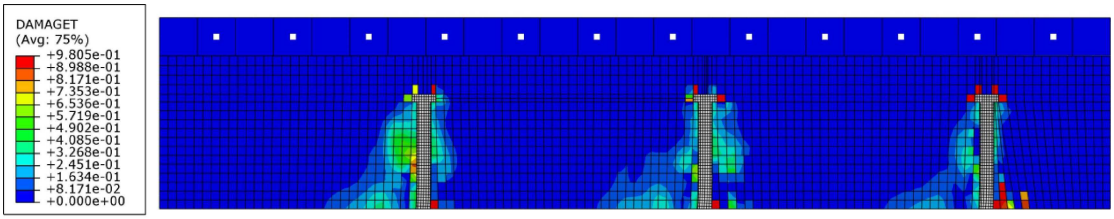


(e) incremento de ruptura

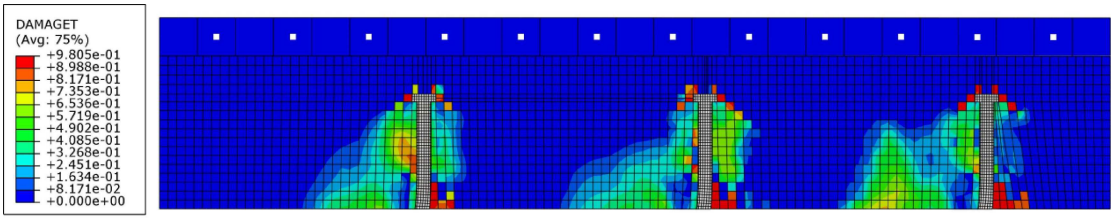
A **Figura 4.47** representa a progressão de dano por tração do modelo PO-3 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.47e** pode-se verificar o dano

no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se que a laje apresenta dano por tração em volta dos conectores de cisalhamento, mas esse dano não se propagou pelo comprimento total.

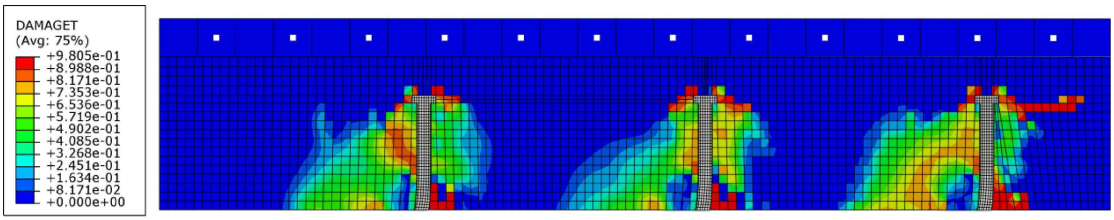
Figura 4.47: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-3.



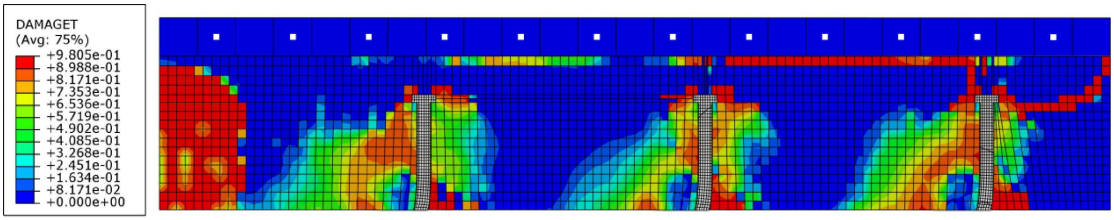
(a) ¼ dos incrementos totais.



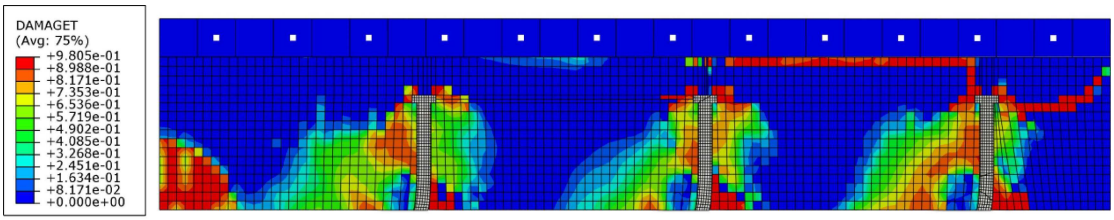
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.



(e) incremento de ruptura

A **Figura 4.48** apresenta a deformação plástica do conector de cisalhamento no momento da ruptura. A **Figura 4.49** e a **Figura 4.50** representam as tensões de von Mises no conector de cisalhamento e no modelo completo no momento de ruptura, respectivamente. A ruptura ocorreu com uma carga de 111,08kN e um deslizamento de 3,25mm.

Figura 4.48: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-4.

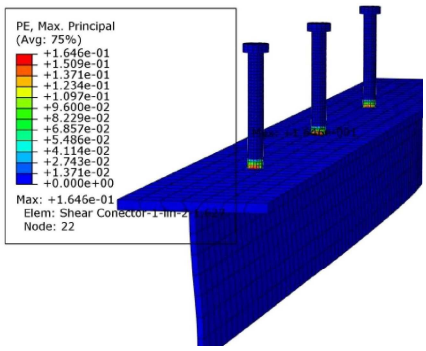


Figura 4.49: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-4.

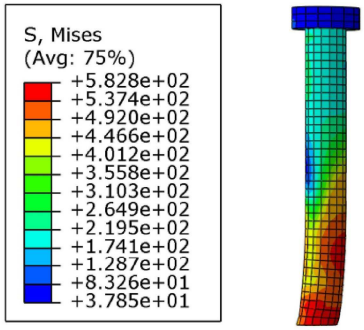
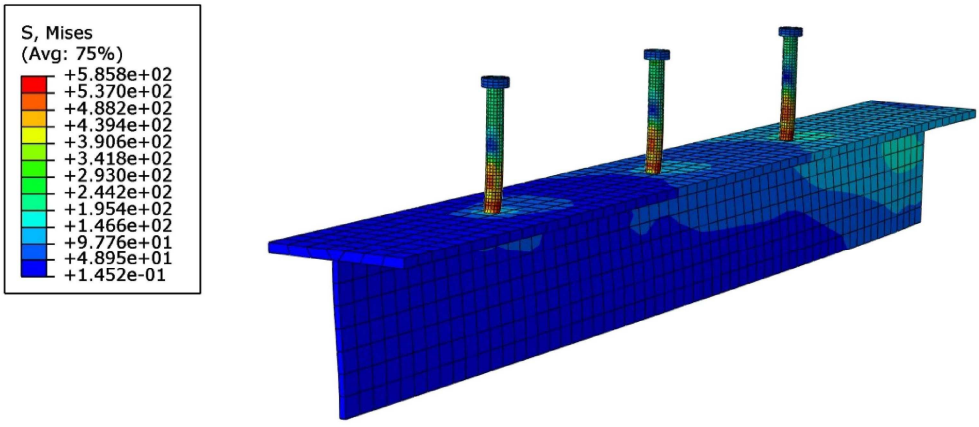
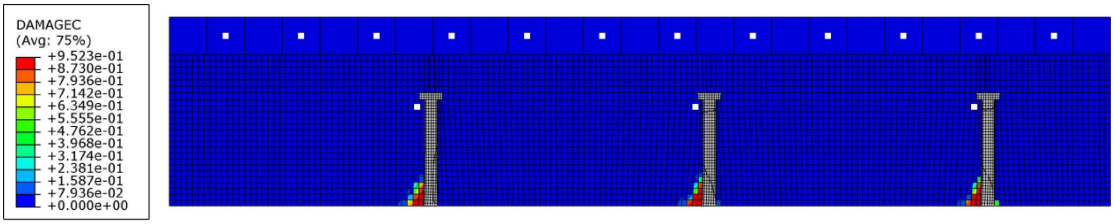


Figura 4.50: Tensões de von Mises modelo PO-4.

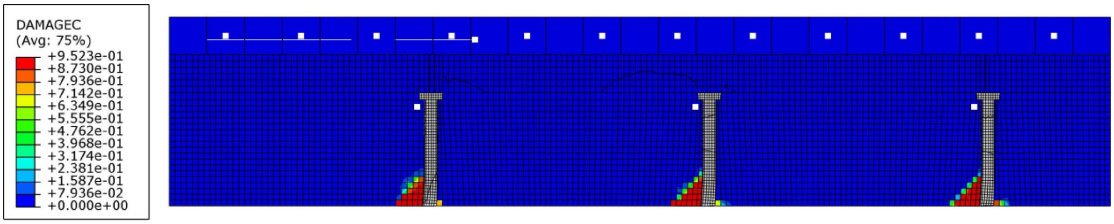


A **Figura 4.51** representa a progressão de dano por compressão do modelo PO-4 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.51e** observa-se o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. O modelo com 200mm de altura e com armaduras transversais apresentou uma progressão de danos por compressão baixa.

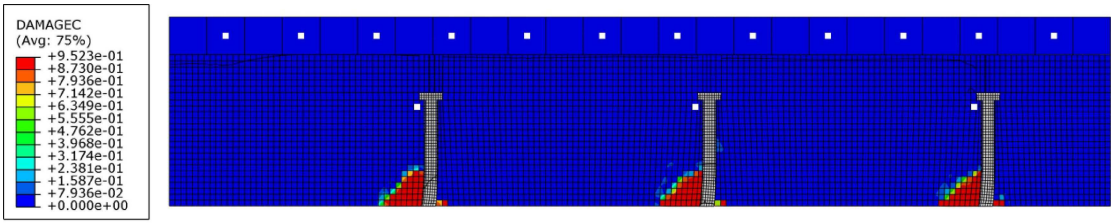
Figura 4.51: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-4.



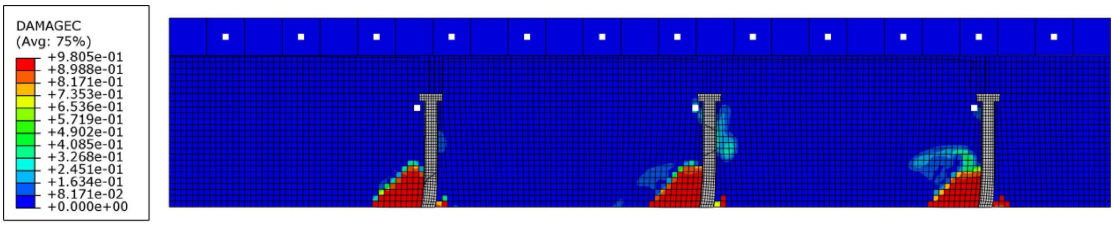
(a) ¼ dos incrementos totais.



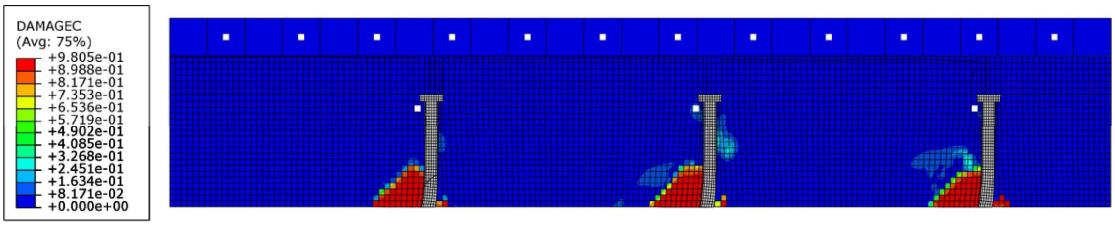
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.

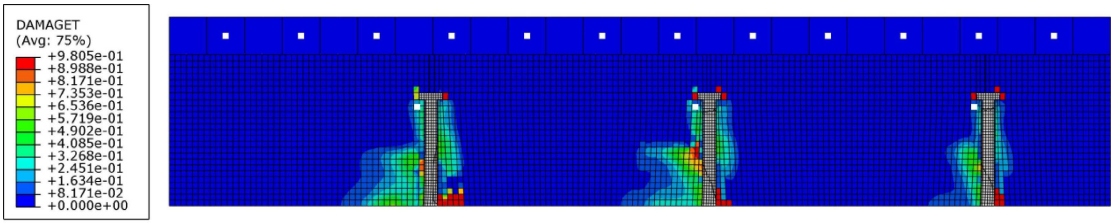


(e) incremento de ruptura

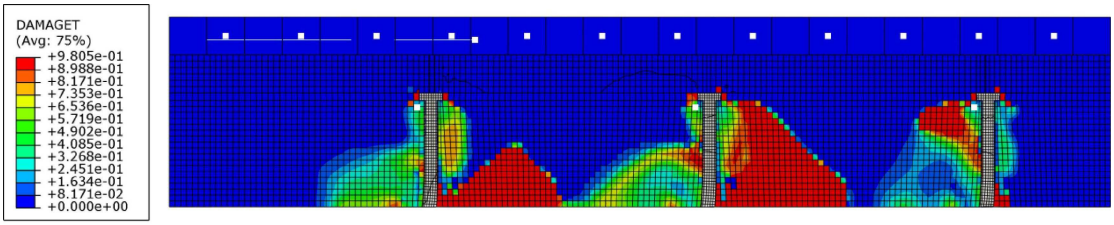
A **Figura 4.52** representa a progressão de dano por tração do modelo PO-4 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.52e** verifica-se o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se que a laje apresenta dano por

tração em volta dos conectores de cisalhamento, mas esse dano não se propagou pelo comprimento total, e ficou concentrado entre o primeiro e o segundo conector.

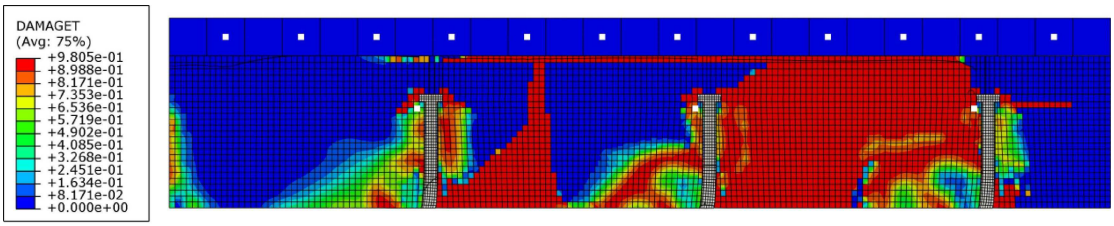
Figura 4.52: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO-4.



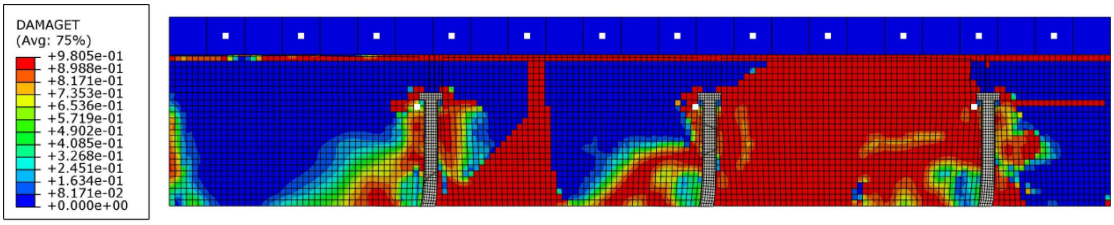
(a) ¼ dos incrementos totais.



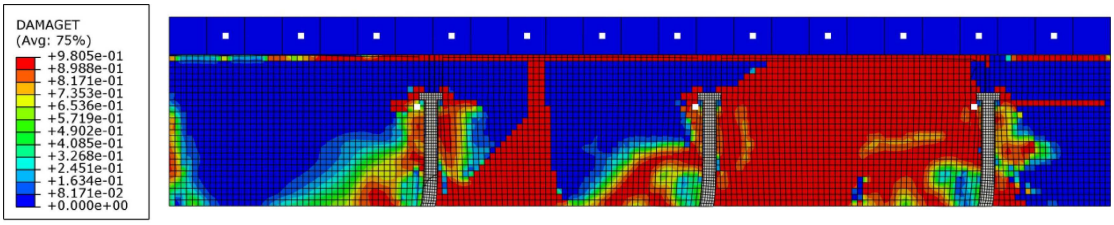
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.



(e) incremento de ruptura

Na **Figura 4.53** ilustra a deformação plástica do conector de cisalhamento no momento da ruptura. A **Figura 4.54** e a **Figura 4.55** representam as tensões de von Mises no conector de cisalhamento e no modelo completo no momento de ruptura, respectivamente. A ruptura ocorreu com uma carga de 1208kN e um deslizamento de 5,25mm.

Figura 4.53: Deformação plastica definindo ruptura do modelo PO-5.

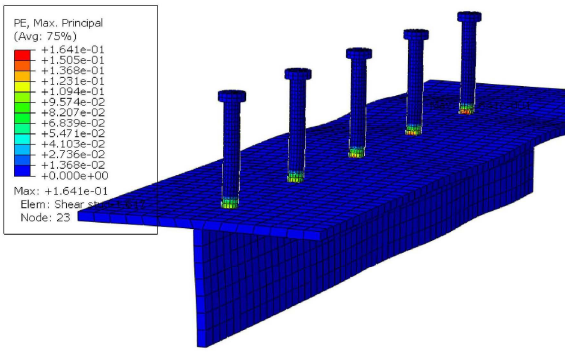


Figura 4.54: Tensões de von Mises no conector no momento de ruptura modelo PO-5.

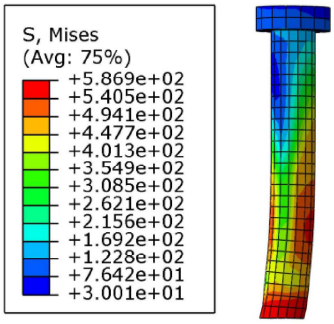
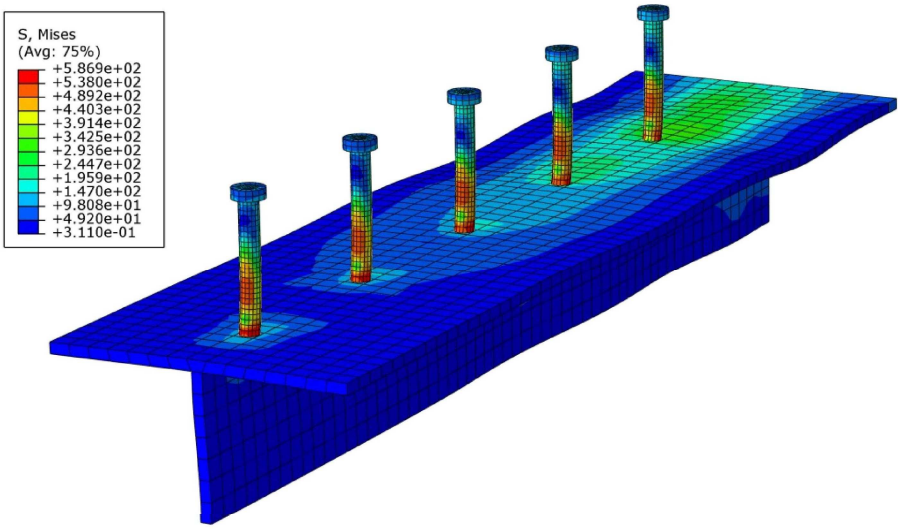
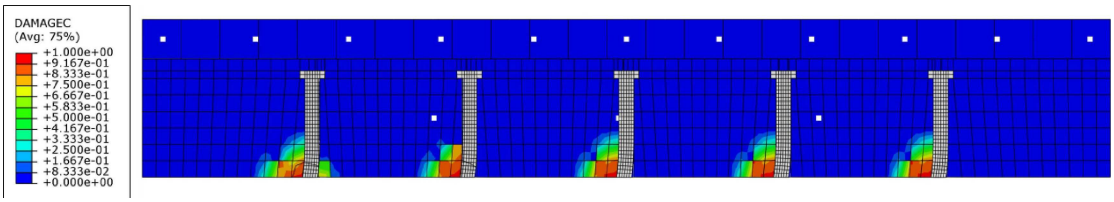


Figura 4.55: Tensões de von Mises modelo PO-5.

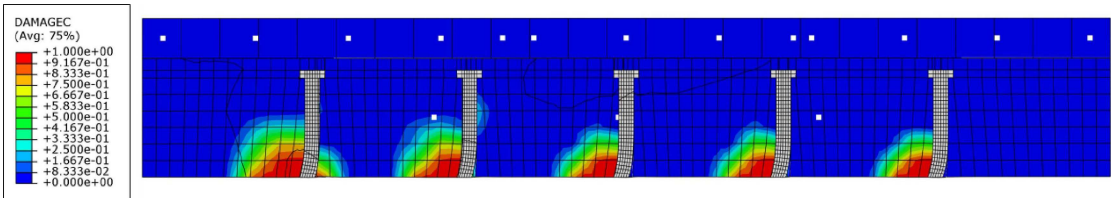


A **Figura 4.56** representa a progressão de dano por compressão do modelo PO-5 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.56** e pode-se verificar o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se que os conectores próximos a base do modelo apresentam danos por compressão com maior magnitude.

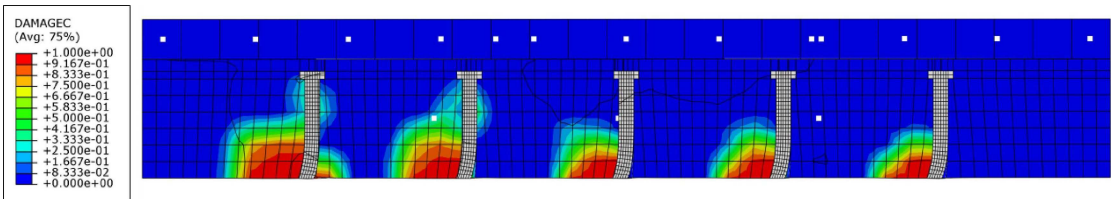
Figura 4.56: Dano por compressão do modelo Tensões de von Mises modelo PO-5.



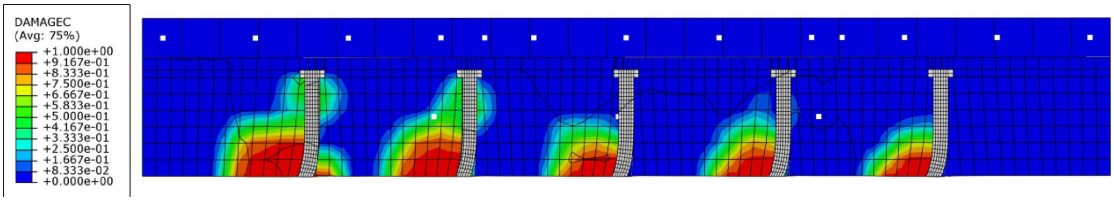
(a) ¼ dos incrementos totais.



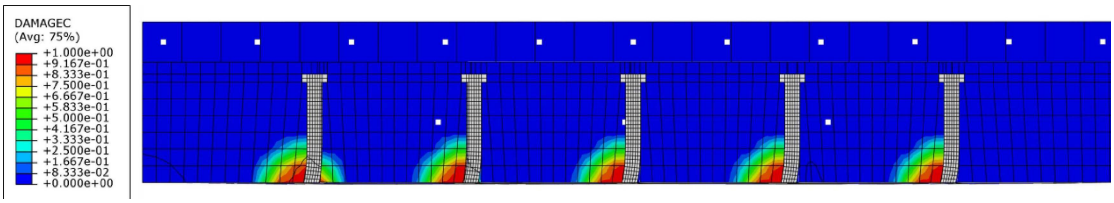
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



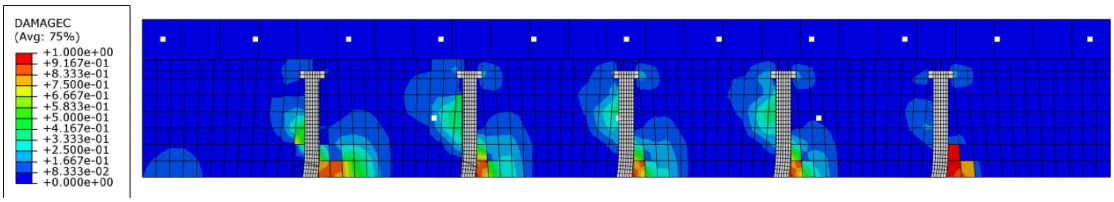
(d) incremento último total.



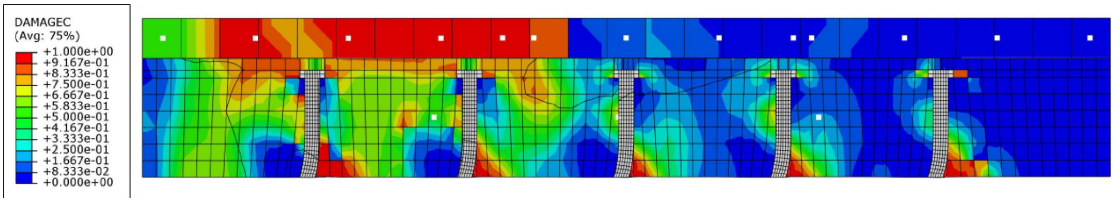
(e) incremento de ruptura

A **Figura 4.57** representa a progressão de dano por tração do modelo PO-5 em passo de tempo de ¼ dos incrementos totais analisados, e na **Figura 4.57e** verifica-se o dano no momento de fratura do conector de cisalhamento. Verifica-se que a laje apresenta dano por tração em volta dos conectores de cisalhamento, e uma tendência de concentração na base da laje.

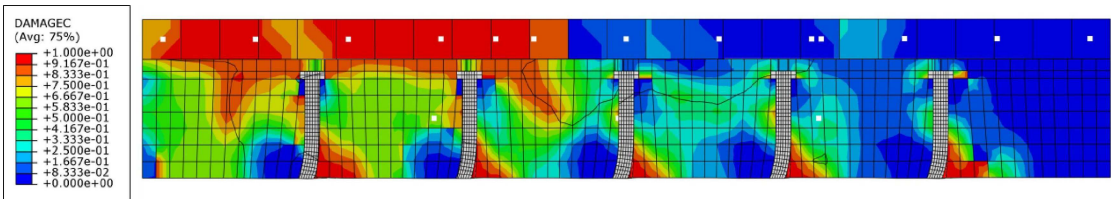
Figura 4.57: Dano por tração do modelo Tensões de von Mises modelo PO150-SL-19-1.



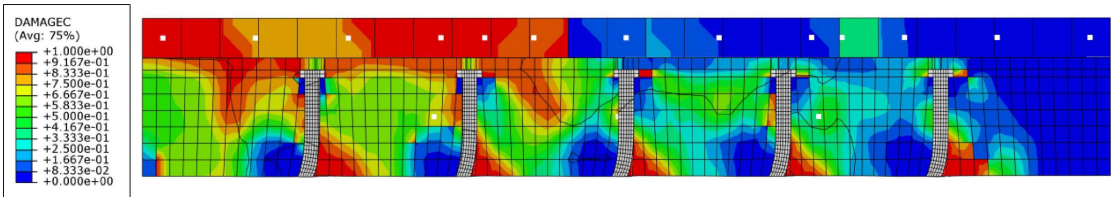
(a) ¼ dos incrementos totais.



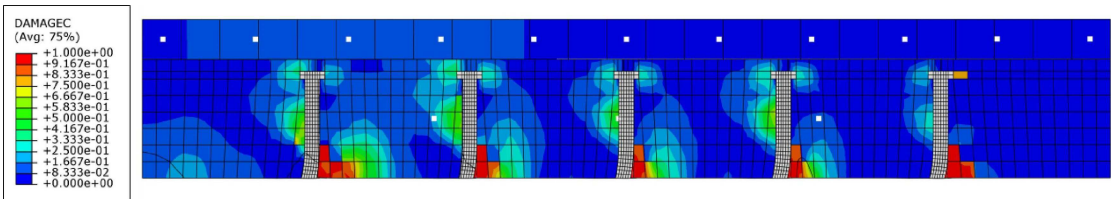
(b) ½ dos incrementos totais.



(c) ¾ dos incrementos totais.



(d) incremento último total.



(e) incremento de ruptura

4.8 ESTUDO PARAMÉTRICO GEOMÉTRICO

O estudo paramétrico visa avaliar a influência dos principais parâmetros na resistência ao cisalhamento do conector tipo pino com cabeça em ensaios de cisalhamento direto, especialmente os parâmetros de linhas de conectores e preenchimento dos alvéolos das lajes alveolares pré-fabricadas.

A metodologia aplicada para o desenvolvimento do estudo avaliando parâmetros geométricos é apresentada na **Figura 4.58**. Um total de 36 modelos de elementos finitos foram desenvolvidos. Nessa seção serão apresentados os modelos que variam parâmetros como linhas de conectores, resistência do concreto de preenchimento, altura da laje alveolar e preenchimento dos alvéolos.

Figura 4.58: Modelos avaliados no estudo paramétrico.

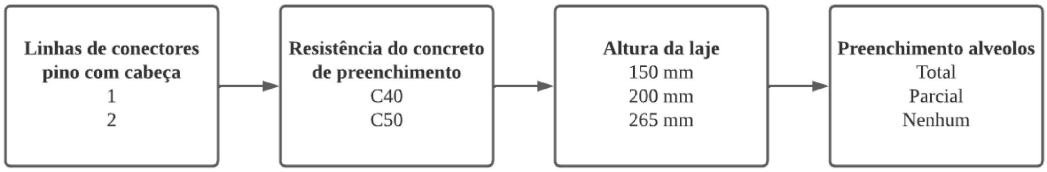


Figura 4.59: Dimensões do perfil metálico utilizado

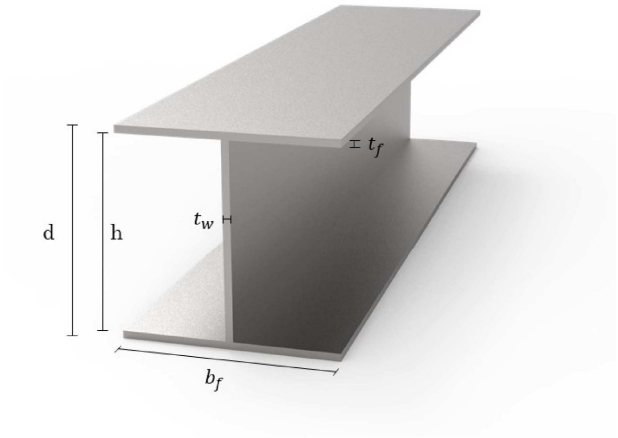


Tabela 9: Dimensões do perfil metálico avaliado no estudo paramétrico, dimensões em mm.

HP 310x79,0 (H)	
d	299
h	277
b_f	306
t_f	11
t_w	11

.

Para os modelos foram utilizadas resistências de concreto de 50MPa e 40MPa. Esses valores foram definidos visando a ruptura do conector antes da ruptura do concreto, fato observado por Araujo et al. (2016), que verificaram ruptura por corte dos conectores para todos os modelos com concreto de resistência acima de 40MPa. Essa configuração foi adotada devido a dificuldade de definir um critério de ruptura para os modelos paramétricos através do dano no concreto.

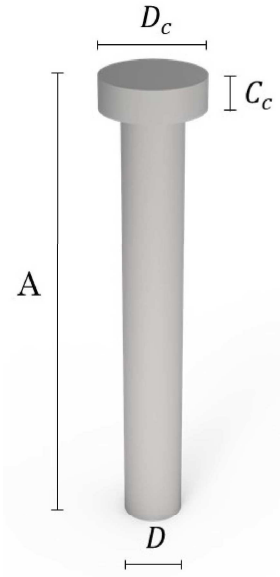


Figura 4.60: Dimensões dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

Tabela 10: Dimensões dos conectores de cisalhamento avaliados no estudo paramétrico, dimensões em mm.

Altura da laje alveolar	D_c	C_c	A	D
150	32	10	100	19
200	32	10	140	19
265	32	10	200	19

Figura 4.61: Geometria com uma linha de conectores.

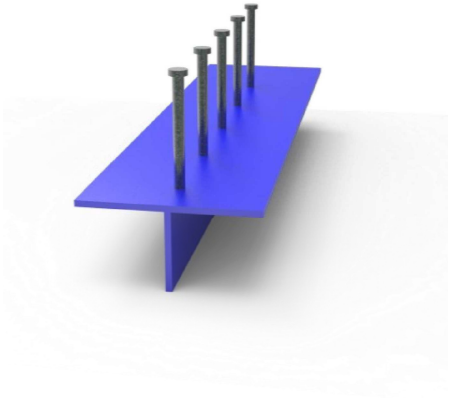


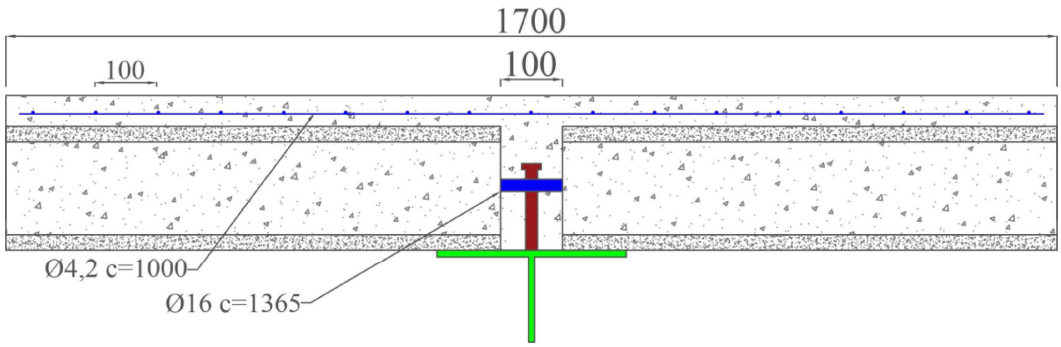
Figura 4.62: Geometria com duas linhas de conectores

Os modelos da análise paramétrica foram definidos de acordo com as recomendações da SCI P401 (2014) e do EN 1994-1-1 (2004). Para os conectores de cisalhamento é recomendado pelo EN 1994-1-1 (2004), um espaçamento mínimo de 5D e um espaçamento máximo de 6 h_{sc}, para as análises realizadas foi utilizado um espaçamento de 200mm. Sobre a altura do conector de cisalhamento é recomendada uma altura suficiente para que ele se projete acima das armaduras transversais em lajes alveolares pré-moldadas de concreto. No modelo desenvolvido foram utilizadas duas armaduras transversais com 1356mm de

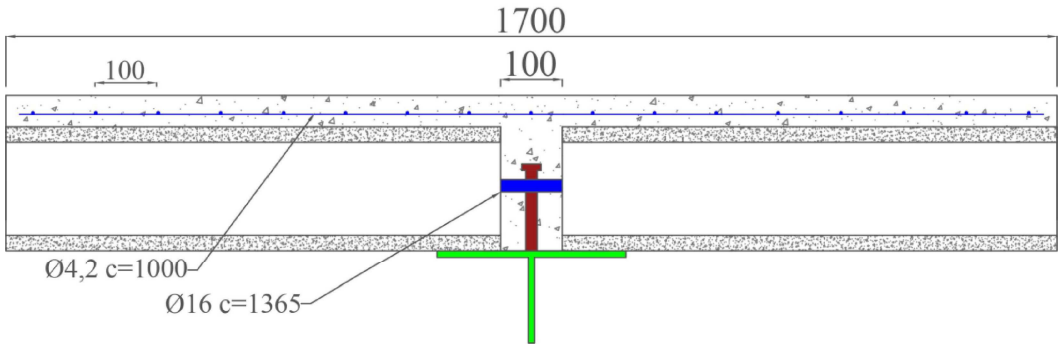
comprimento, conforme recomendação da SCI P401 (2014) que determina um valor mínimo de 1000mm para garantir a ancoragem das armaduras transversais nos alvéolos.

O vão entre as unidades de lajes alveolares pré-fabricadas foi de 100mm (**Figura 4.63**) para as análises com uma linha de conectores e de 200mm (**Figura 4.64**) para duas linhas de conectores, conforme o recomendado pela SCI P401 (2014) que especifica um valor mínimo de 50mm livre para garantir um espaço suficiente de aplicação do concreto de preenchimento.

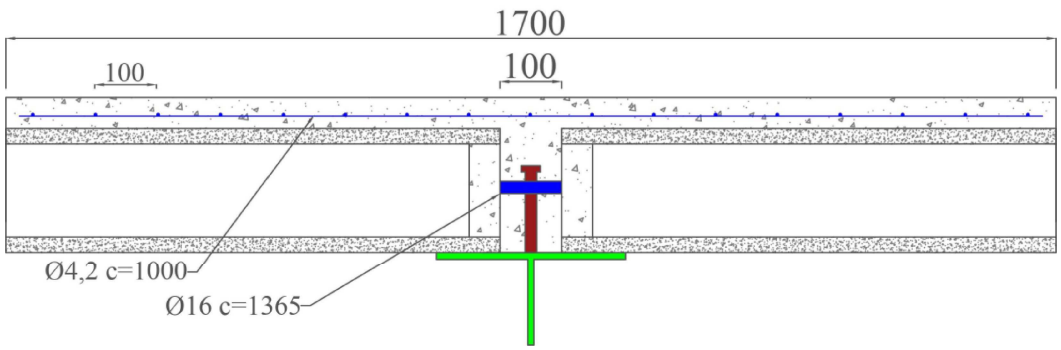
Figura 4.63: Detalhamento lajes alveolares pré-fabricadas com uma linha de conectores, dimensões em mm.



(a) Configuração de laje com preenchimento completo

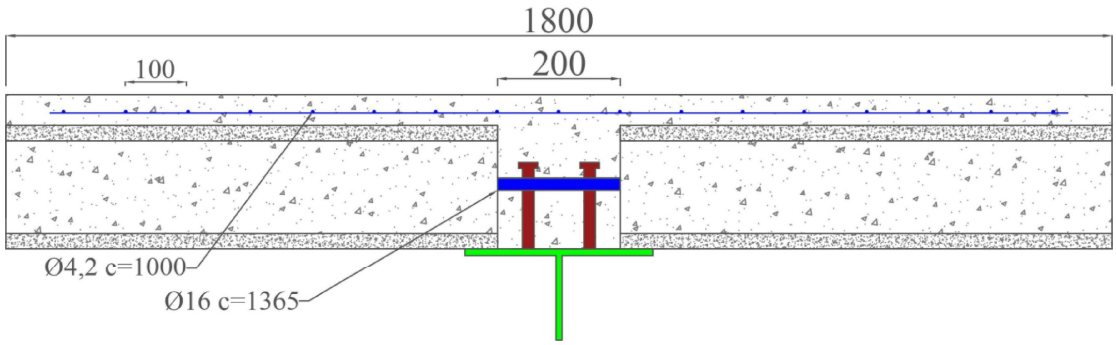


(b) Configuração de laje com preenchimento nulo

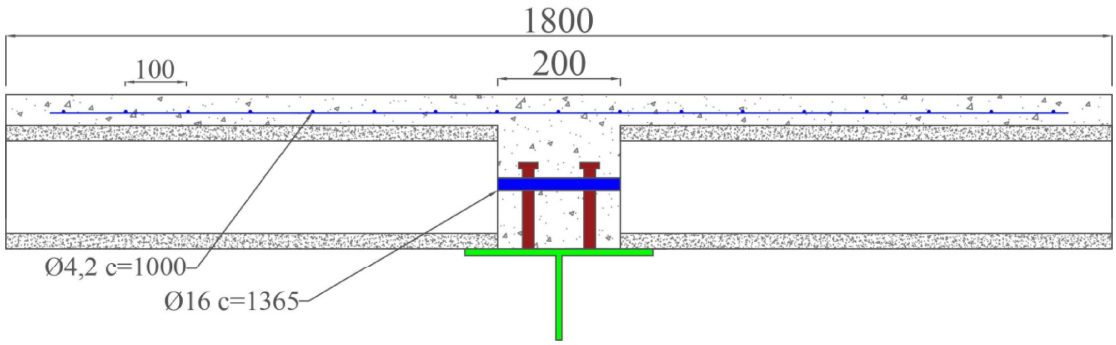


(c) Configuração de laje com preenchimento parcial (chave de cisalhamento)

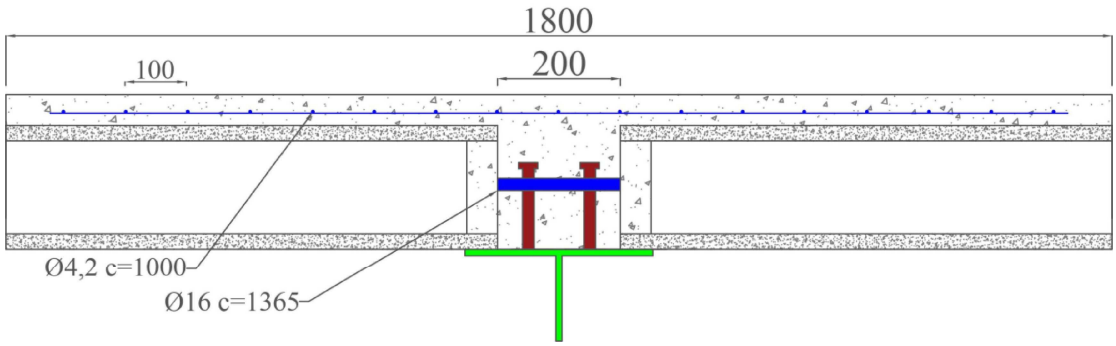
Figura 4.64: Detalhamento lajes alveolares pré-fabricadas com duas linhas de conectores, dimensões em mm.



(a) Configuração de laje com preenchimento completo



(b) Configuração de laje com preenchimento nulo



(c) Configuração de laje com chave de cisalhamento

Para realização do estudo paramétrico a configuração geométrica dos modelos foi baseada nos ensaios experimentais desenvolvidos por Batista e Landesmann (2016). Observa-se através da **Figura 4.65**, **Figura 4.66** e **Figura 4.67** a modelagem da variação do preenchimento dos alvéolos, sendo um modelo com o preenchimento total (**Figura 4.65**), um modelo com preenchimento apenas nos alvéolos em que as armaduras transversais estarão

posicionadas (**Figura 4.66**), por fim o preenchimento parcial dos alvéolos, que consiste no preenchimento dos alvéolos com as armaduras transversais e uma chave de cisalhamento de concreto que possui 50mm de espessura (**Figura 4.67**).

Figura 4.65: Modelo com preenchimento total dos alvéolos

Figura 4.66: Modelo com nenhum dos alvéolos

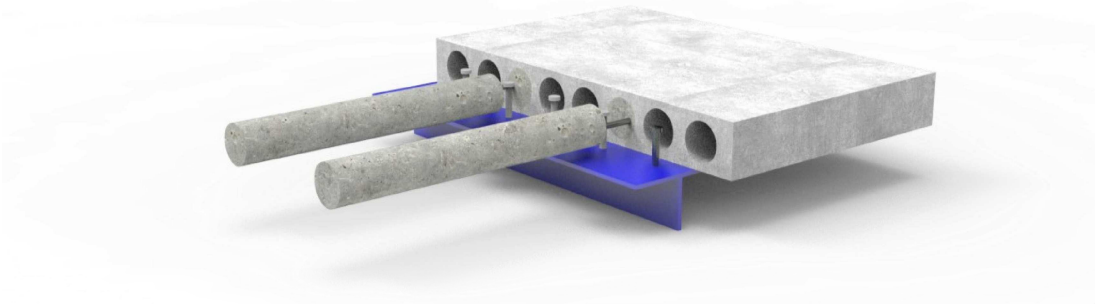
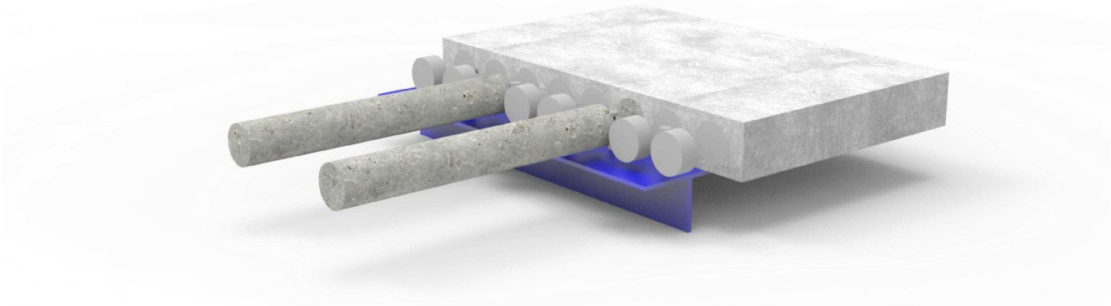


Figura 4.67: Modelo com preenchimento parcial (chave de cisalhamento) dos alvéolos



A geometria das lajes alveolares pré-moldadas adotada para os estudos paramétricos é apresentada abaixo. A **Figura 4.68** apresenta as dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 150mm de altura, as dimensões da laje de altura de 200mm podem ser verificadas na Figura 4.69, por fim as dimensões da laje alveolar de 265mm estão ilustradas na **Figura 4.70**. Esses modelos foram definidos seguindo modelos de lajes alveolares pré-fabricadas apresentadas no catálogo Cassol – Pré-fabricados.

Figura 4.68: Dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 150mm

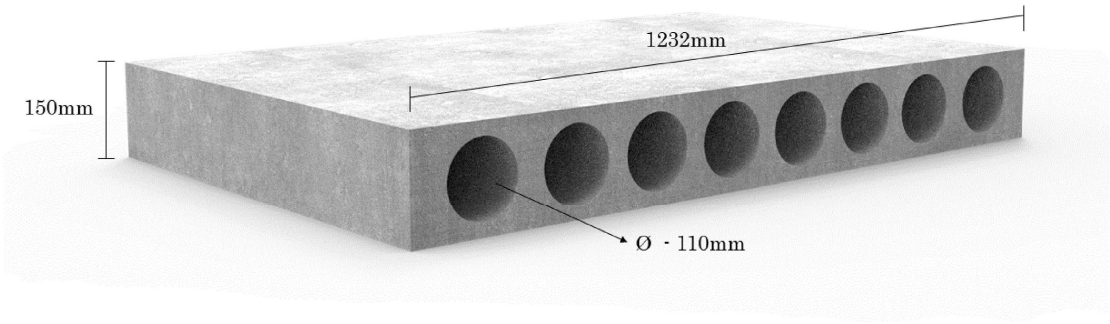


Figura 4.69: Dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 200mm

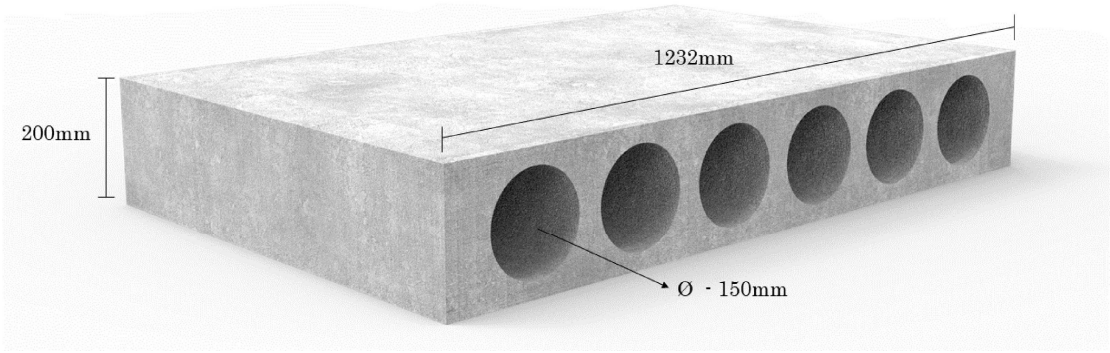
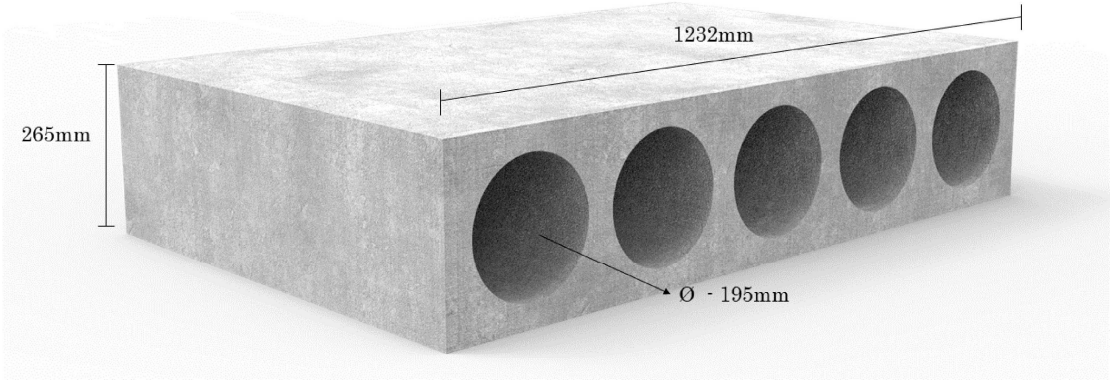


Figura 4.70: Dimensões da laje alveolar pré-fabricada de 265mm



CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Um ponto fundamental da modelagem numérica é a calibração do modelo. Na execução dessas simulações deve-se levar em consideração que um resultado sempre será obtido, e que se houver alguma condição de apoio indevida, uma simetria e geometria mal estabelecidas, um modelo constitutivo do material mal definido, entre outros fatores, pode inutilizar os resultados de modelos, que muitas vezes demoram várias horas de processamento. A confiabilidade dos resultados só passa a ser garantida com a validação do modelo com experimentos, e quando estes não forem disponíveis, com os resultados de formulações teóricas não questionáveis (VELLASCO et al., 2014).

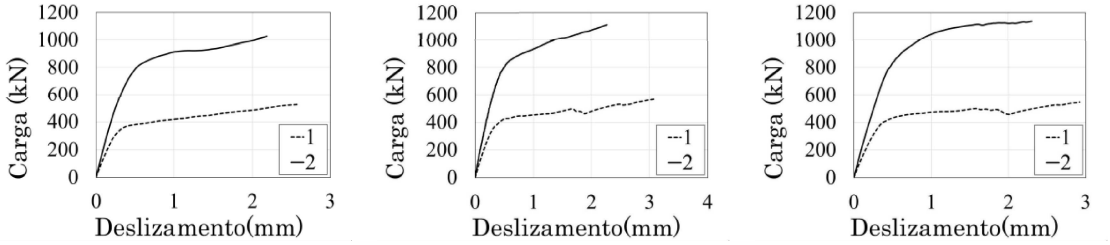
A verificação dos modelos numéricos desenvolvidos foi validada comparando os resultados das simulações com os obtidos nos ensaios experimentais realizados por Araújo et al. (2016) e Batista e Landesmann (2016). Os objetivos dos estudos realizados foram avaliar o comportamento dos conectores de cisalhamento em vigas mistas de aço-concreto, com perfis I e lajes alveolares pré-moldadas com capa de concreto moldada *in-loco*, com diversas alturas, geometrias, forma de preenchimento de alvéolos, e resistência do concreto de preenchimento, variando também a quantidade de linhas de conectores. Na calibração do modelo, o objetivo foi alcançar a melhor curva de deslizamento por força comparada aos ensaios experimentais.

5.1 INFLUÊNCIA DAS LINHAS DE CONECTORES

Analisando a curva carga-deslizamento para os modelos numéricos desenvolvidos nos estudos paramétricos, conclui-se que a utilização de duas linhas de conectores de cisalhamento apresenta um aumento de resistência na estrutura como um todo em média de 108,67%, com um desvio padrão de 10,95%. Assim pode-se concluir que modelos com duas linhas de conectores apresentam uma maior capacidade de resistência aos esforços de

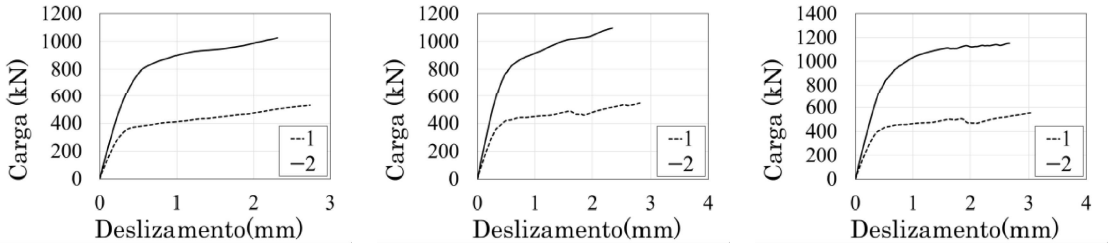
cisalhamento. Verifica-se esse comportamento através da **Figura 5.1** a **Figura 5.5**, onde foi observado o mesmo comportamento independente da resistência de concreto, preenchimento dos alvéolos e altura da laje alveolar pré-fabricada.

Figura 5.1: Modelos com concreto de resistência 50MPa e preenchimento total.



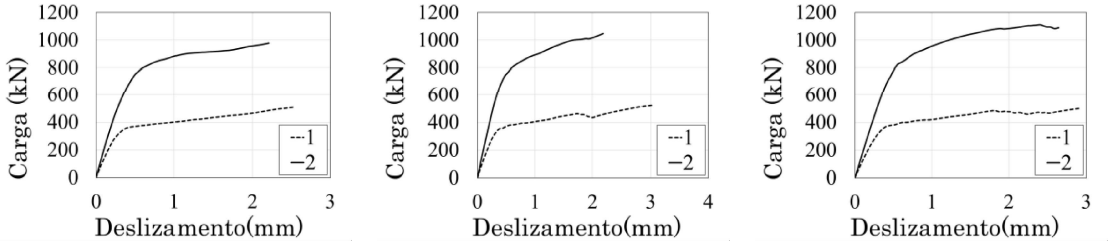
(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Figura 5.2: Modelos com concreto de resistência 50MPa e preenchimento parcial.



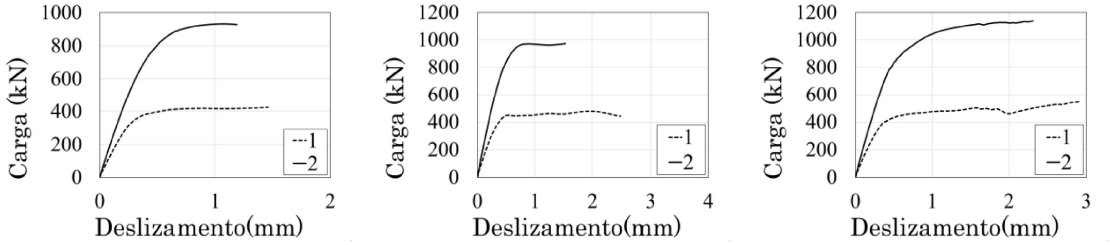
(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Figura 5.3: Modelos com concreto de resistência 50MPa e sem preenchimento.



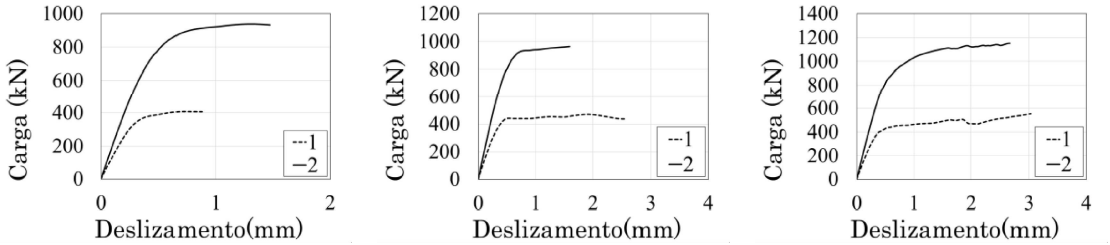
(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Figura 5.4: Modelos com concreto de resistência 40MPa e preenchimento total.



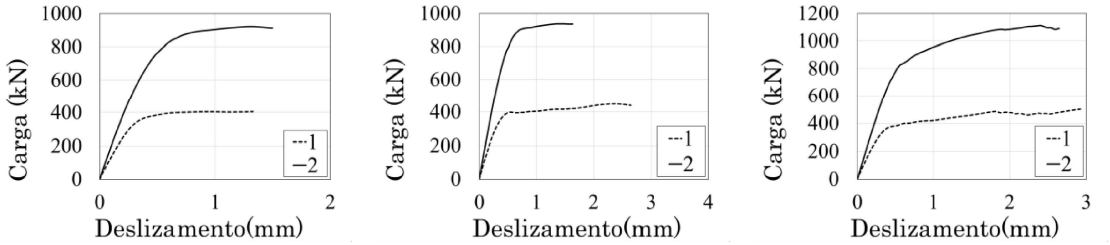
(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Figura 5.5: Modelos com concreto de resistência 40MPa e preenchimento parcial.



(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Figura 5.6: Modelos com concreto de resistência 40MPa e sem preenchimento.



(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Esse aumento de carga resistente do modelo pode ser explicado utilizando todos os modelos analíticos presentes na literatura (ABNT NBR 8800, 2008; ARAÚJO et al., 2016; AS/NZS 2327, 2017; EN 1994-1-1, 2004; ACI 318-08 (2008); SCI P401, 2014; LAM, 2007a), pois para todos os modelos, a área da seção do conector de cisalhamento é utilizada para definir a ruptura, sendo assim, quando se utiliza duas linhas de conectores, a área da seção é multiplicada por dois em uma determinada seção, resultando em um aumento considerável da resistência. Outro fator que pode ser observado é o aumento do vão de concreto moldado *in-loco*, que é necessário para garantir o espaçamento mínimo entre os conectores de cisalhamento, aumentando assim a área de concreto. Fenômeno também

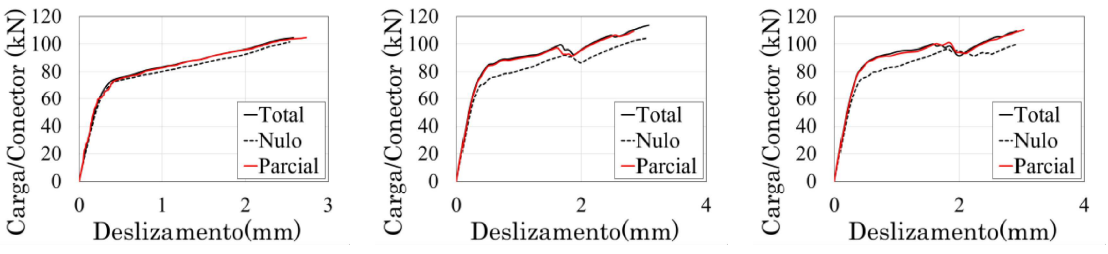
observado por Lam (2007a), que concluiu que o aumento do vão entre as lajes alveolares pré-moldadas de concreto apresenta um aumento da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento,

5.2 INFLUÊNCIA DO PREENCHIMENTO DOS ALVÉOLOS

Sobre a influência do preenchimento dos alvéolos, pode-se verificar através da **Figura 5.7** a **Figura 5.10** que todos os modelos apresentaram o mesmo comportamento, mostrando uma vantagem nos modelos preenchimento parcial (chave de cisalhamento), que apresentaram uma resistência similar aos modelos com preenchimento total dos alvéolos. Os modelos sem preenchimento foram os que apresentaram os menores valores de resistência. Assim, pode-se concluir que com uma chave de cisalhamento de apenas 50mm é possível garantir um comportamento similar a estruturas com preenchimento total dos alvéolos, permitindo assim um menor volume de concreto, resultado em um menor consumo e peso da estrutura.

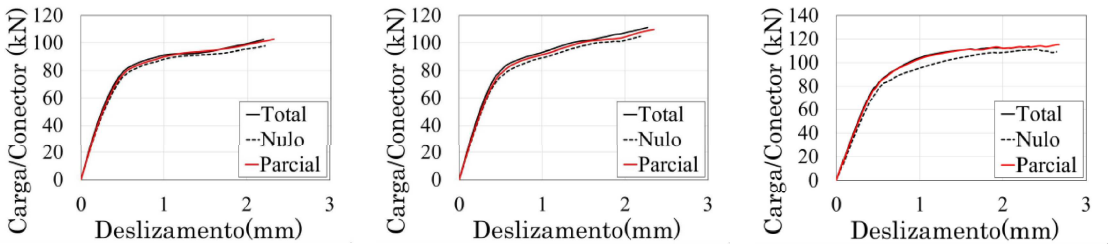
Analisando os resultados com concreto de resistência C50 e uma linha de conectores (**Figura 5.7**), os modelos com preenchimento parcial apresentam uma resistência 6,05% maior quando comparados aos modelos sem preenchimento, e apenas 0,73% menor quando comparados aos modelos com preenchimento total e quando se compara os modelos sem preenchimento com os com preenchimento total pode-se notar uma diferença de 7,28% na resistência última. Para os modelos com concreto de resistência C40 e uma linha de conectores (**Figura 5.8**), os modelos com preenchimento parcial apresentam uma resistência 1,74% maior quando comparados aos modelos sem preenchimento, e 2,10% menor quando comparados aos modelos com preenchimento total e quando se compara os modelos sem preenchimento com os com preenchimento total pode-se notar uma diferença de 4,01% na resistência última.

Figura 5.7: Modelos com concreto de resistência C50 e uma linha de conectores.



(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

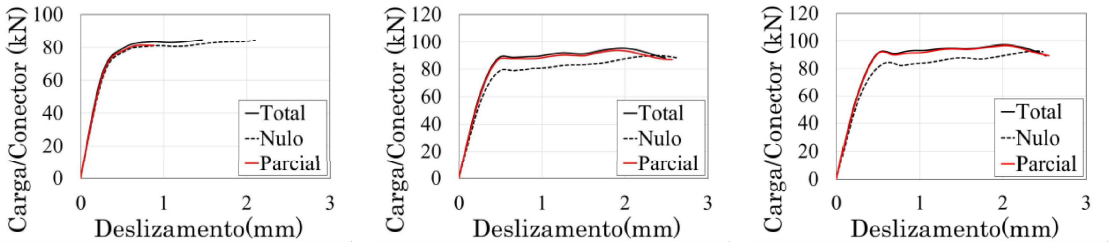
Figura 5.8: Modelos com concreto de resistência C50 e duas linhas de conectores.



(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

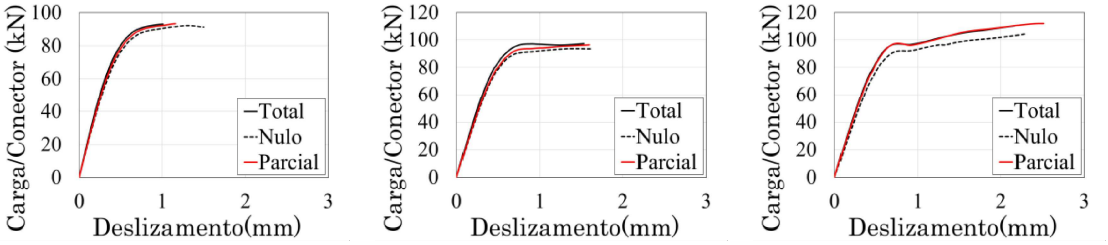
Sobre os resultados com concreto de resistência C50 e duas linhas de conectores (**Figura 5.9**), os modelos com preenchimento parcial apresentam uma resistência 4,24% maior quando comparados aos modelos sem preenchimento, e apenas 0,18% menor quando comparados aos modelos com preenchimento total e quando se compara os modelos com sem preenchimento com os com preenchimento total pode-se notar uma diferença de 4,24% na resistência última. Para os modelos com concreto de resistência C40 e duas linhas de conectores (**Figura 5.10**), os modelos com preenchimento parcial apresentam uma resistência 3,75% maior quando comparados aos modelos sem preenchimento, e 0,43% menor quando comparados aos modelos com preenchimento total e quando se compara os modelos com sem preenchimento com os com preenchimento total pode-se notar uma diferença de 3,48% na resistência última.

Figura 5.9: Modelos com concreto de resistência C40 e uma linha de conectores.



(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

Figura 5.10: Modelos com concreto de resistência C40 e duas linhas de conectores.

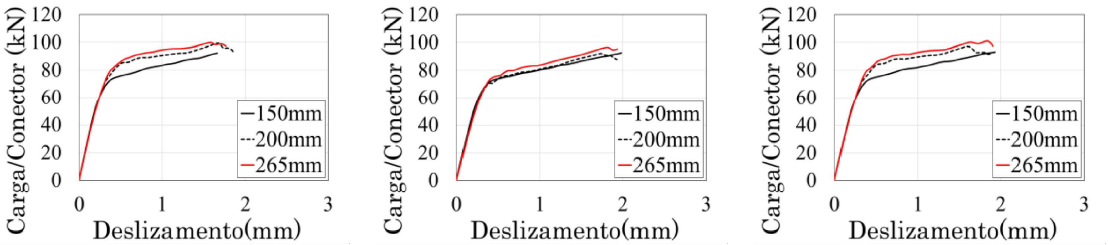


(a) 150mm (b) 200mm (c) 265mm

5.3 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA LAJE ALVEOLAR

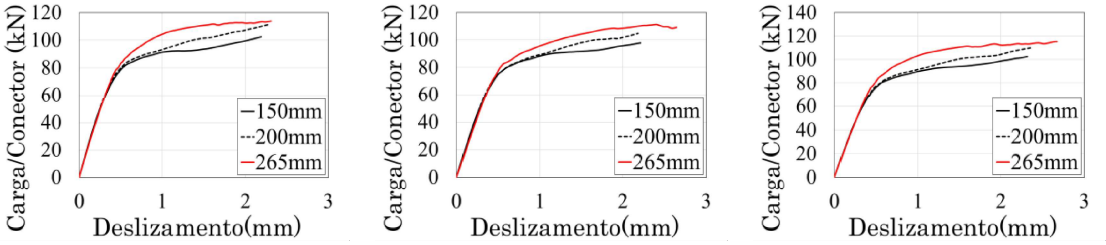
Avaliando a influência da altura da laje alveolar verifica-se que para todos os modelos analisados a altura da laje alveolar influencia na resistência última do conector. Para os modelos com concreto de resistência a compressão de 50MPa e uma linha de conectores, **Figura 5.11**, essa diferença é mais perceptível para os modelos com preenchimento total e parcial. Para modelos com concreto de resistência a compressão de 50MPa e duas linhas de conectores, **Figura 5.12**, a resistência é similar para todos os modelos, o modelo com laje alveolar pré-fabricada de 150mm apresentou uma resistência 7,8% menor quando comparado ao modelo com laje alveolar de 200mm, este que quando comparado ao modelo de 265mm apresentou resistência 2,2% menor. Para modelos com resistência de concreto de 40MPa e uma linha de conectores, **Figura 5.13**, verifica-se que as curvas para lajes com 265mm e 200mm apresentaram resultados similares, com uma variação pequena na resistência, ao contrário da altura de 150mm que apresentou resultados bem menores. Por fim, para modelos com resistência de concreto de 40MPa e duas linhas de conectores, **Figura 5.14**, os modelos que apresentaram similaridade foram para lajes com alturas de 150mm e 200mm, já a laje de 265mm apresentou resistência ao cisalhamento bem acima das demais.

Figura 5.11: Modelos com concreto de resistência C50 e uma linha de conectores.



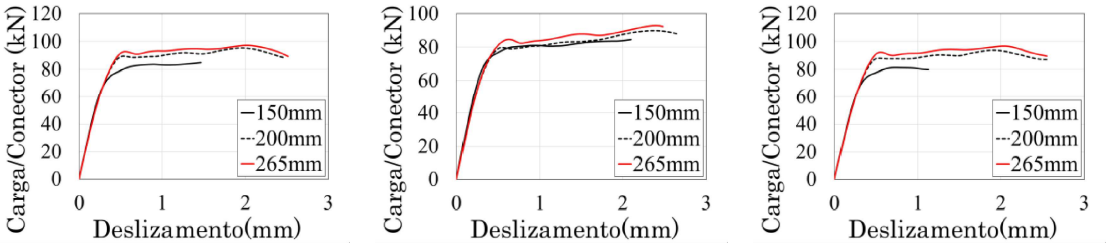
(a) Preenchimento total (b) Preenchimento nulo (c) Preenchimento parcial

Figura 5.12: Modelos com concreto de resistência C50 e duas linhas de conectores.



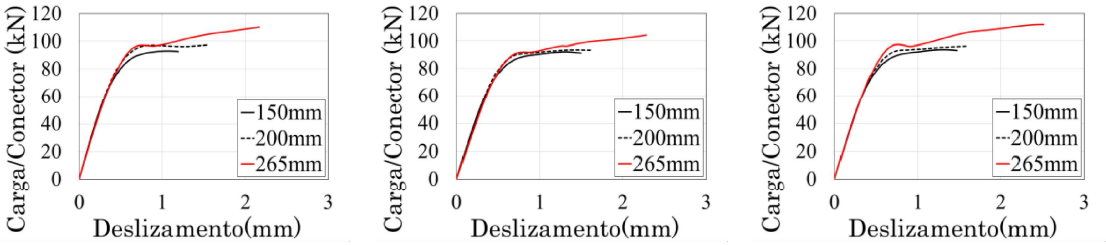
(a) Preenchimento total (b) Preenchimento nulo (c) Preenchimento parcial

Figura 5.13: Modelos com concreto de resistência C40 e uma linha de conectores.



(a) Preenchimento total (b) Preenchimento nulo (c) Preenchimento parcial

Figura 5.14: Modelos com concreto de resistência C40 e duas linhas de conectores.



(a) Preenchimento total (b) Preenchimento nulo (c) Preenchimento parcial

Sobre a influência da altura da laje alveolar, e consequentemente, a altura do conector de cisalhamento, verifica-se um aumento da resistência última da estrutura, fato também observado por Araújo et al. (2016) e Rolim (2019). Também é possível fazer uma relação com a resistência a compressão do concreto moldado *in-loco*, pois quanto maior a altura da laje alveolar, maior será a área de concreto moldado *in-loco* no vão entre as lajes alveolares, e conforme observado por Araújo et al. (2016), Langarudi e Ebrahimnejad (2020), Katwal et al. (2020), Lam (2007a); Lam e El-Lobody (2005), Menzies (1971) e Rolim (2019) a resistência do concreto influência na carga última resistida pela estrutura.

5.4 COMPARAÇÃO COM NORMAS E MANUAIS

Por fim, foi realizada uma análise comparativa dos resultados numéricos em relação aos modelos analíticos da ABNT NBR 8800:2008, AS/NZS 2327:2017, ACI 318-08 (2008), EN 1994-1-1:2004, SCI P401 (2014), Lam (2007) e Araújo et al (2016). A análise levou em consideração a $F_{u,analítica}/F_{u,numérica}$ e os modelos foram categorizados utilizando uma relação da resistência a compressão do concreto pela altura da laje alveolar pré-fabricada. Os modelos com uma linha de conectores serão representados pelo símbolo (×) e os modelos com duas linhas de conectores pelo símbolo (Δ). Primeiramente pode-se visualizar através da **Figura 5.15** a comparação dos modelos numéricos com a ABNT NBR 8800:2008, que através do modelo analítico determina uma resistência última através do corte dos conectores de cisalhamento para uma carga de 133kN, verifica-se que para todos os modelos numéricos analisados a ruptura ocorreu antes desse valor, mostrando assim que a ABNT NBR 8800:2008 apresenta um modelo analítico não conservador para o cálculo da resistência de conectores de cisalhamento. O EN 1994-1-1:2004 determina uma resistência ao cisalhamento por corte dos conectores de cisalhamento de 90kN, observa-se que para a maioria dos resultados numéricos a recomendação da norma europeia apresenta resultados conservadores, com a exceção de dois modelos de uma linha de conectores, conforme ilustrado na **Figura 5.16**.

Figura 5.15: Comparação com ABNT NBR 8800:2008

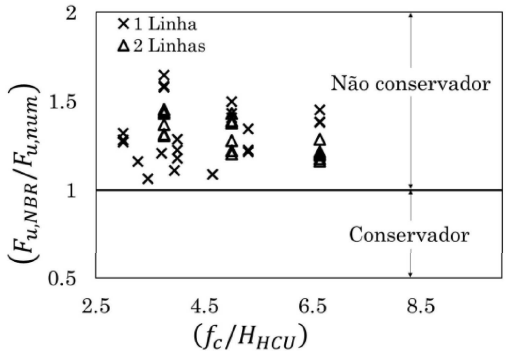
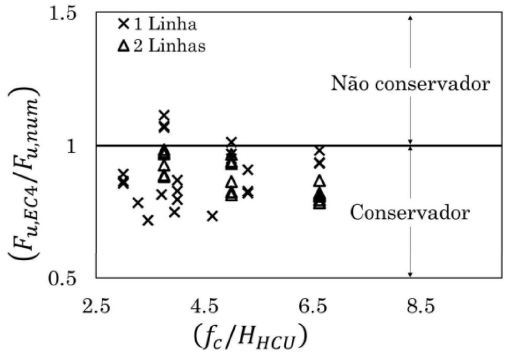


Figura 5.16: Comparação EN 1994-1-1:2004



A equação da AS/NZS 2327:2017 (**Figura 5.17**) determina uma resistência de 126kN para as análises com concreto de resistência 50MPa, e a resistência de 121kN para análises com concreto de resistência de 40MPa, verifica-se que para a maioria dos resultados, o modelo analítico da norma australiana apresentou resultados não conservadores. Avaliando as

recomendações do manual SCI P401 (2014) (**Figura 5.18**) determina uma resistência de 96kN para as análises com concreto de resistência 50MPa, e a resistência de 87kN para análises com concreto de resistência de 40MPa, verifica-se que para a maioria dos resultados o modelo analítico do manual apresentou resultados conservadores, sendo a maioria dos resultados próximos a dos modelos numéricos. Por fim, sobre as equações da ACI 318-08 (2008) (**Figura 5.19**), mesmo o modelo apresentando equações para o cálculo da resistência levando em consideração a altura do conector de cisalhamento, verifica-se que para a maioria dos resultados, o modelo se mostrou não conservador.

Figura 5.17: Comparação AS/NZS 2327:2017

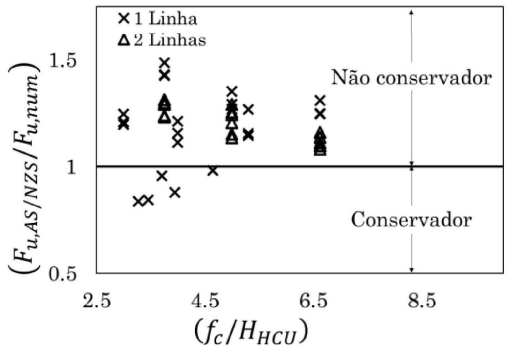


Figura 5.18: Comparação manual SCI P401 (2014)

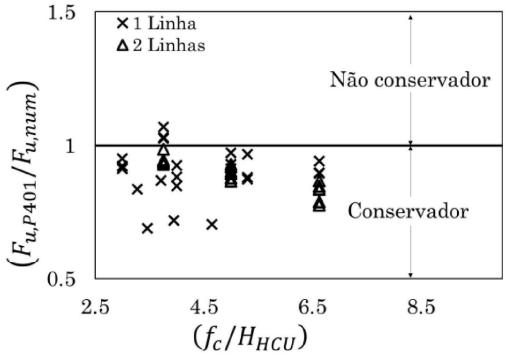
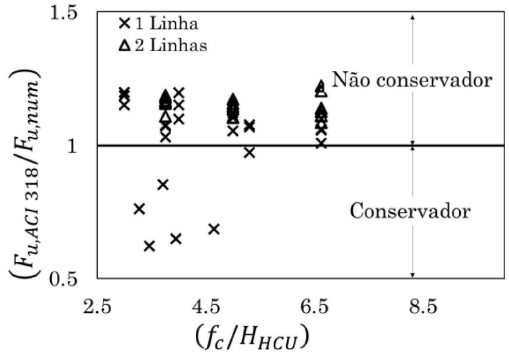


Figura 5.19: Comparação com ACI 318-08 (2008)



Considerando o modelo analítico publicado por Lam (2007a), como ilustra a **Figura 5.20** a equação determina uma resistência de 90kN, valor similar ao determinado pelo EN 1994-1-1:2004, pois o valor crítico é determinado pela ruptura por corte dos conectores, equação que não apresentou mudanças em relação a norma europeia demonstrando-se conservadora. Finalmente, para a equação proposta por Araújo et al. (2016) (**Figura 5.21**), verificamos um modelo analítico que apresentou resultados similares aos obtidos através do modelo numérico, com divergência em apenas alguns modelos com uma linha de conectores

de cisalhamento, o valor de resistência obtido através da equação de Araújo et al (2016) foi de 106kN, por ruptura através do corte dos conectores.

Figura 5.20: Comparação Lam (2007a)

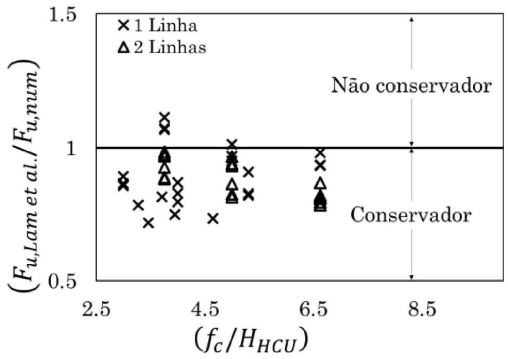
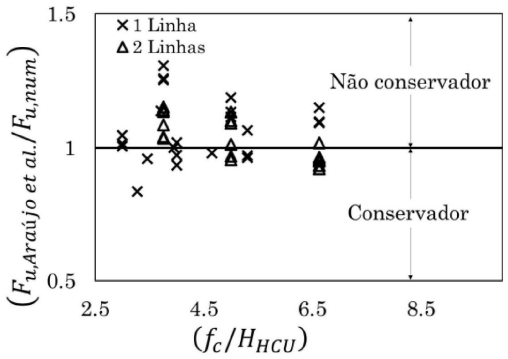


Figura 5.21: Comparação Araújo et al (2016)



CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais, ou seja, as principais conclusões das investigações realizadas e sugestões de trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

O presente estudo aborda o comportamento dos conectores de cisalhamento, considerando lajes alveolares pré-fabricadas de concreto, submetidas aos esforços cisalhantes que ocorrem durante um ensaio de cisalhamento direto.

Através do estado da arte apresentado, verifica-se a escassez de estudos relacionados ao comportamento dos conectores de cisalhamento, e a falta de recomendações normativas quanto a verificação dessa resistência para conectores tipo pino com cabeça em lajes alveolares. Assim, tanto do ponto de vista estrutural, quanto do ponto de vista de inovação das técnicas construtivas, este trabalho visa o avanço do conhecimento sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento, contribuindo assim para o avanço tecnológico da construção civil a nível nacional e internacional.

O comportamento do elemento estrutural em questão foi avaliado através de análises numéricas. Os modelos foram baseados em ensaios experimentais. Foram utilizadas análises não lineares através do software ABAQUS. Primeiramente para validação numérica do modelo um estudo paramétrico de análise de sensibilidade foi realizado variando o tipo de análise, o coeficiente de atrito na interface aço-concreto e o modelo constitutivo do conector de cisalhamento, após isso um estudo paramétrico variando a quantidade de linhas de conectores, preenchimento dos alvéolos e altura da laje alveolar foi desenvolvido. Concluiu-se:

- O método mais adequado para análises de modelos *push-out* é o dynamic implicit, que apresentou resultados consistentes e sem problemas de convergência. Outro método que apresentou resultados satisfatórios foi o static general, porém em uma análise de performance comparado ao modelo dinâmico ele demonstrou necessitar de mais tempo de processamento para os mesmos resultados.
- Sobre o coeficiente de atrito, é visível a perda de rigidez da estrutura com a diminuição do coeficiente de atrito. O coeficiente de atrito baixo também aumenta o deslizamento do modelo, fazendo com que a propagação de dano no concreto aumente, assim quando mais próximo do 0 é o coeficiente de atrito, maiores serão os danos por compressão. O coeficiente de atrito que demonstrou melhor resultados em comparação aos ensaios experimentais foi o de 0.5.
- Com o modelo constitutivo multilinear foi possível simular a fratura do elemento em questão, facilitando na análise de resultados a percepção da ruptura. O modelo bilinear não apresenta uma curva pós-pico após atingir a ruptura do conector.
- Analisando a curva carga-deslizamento para os modelos numéricos, modelos com duas linhas de conectores de cisalhamento apresentaram uma resistência ao cisalhamento na estrutura como um todo em média duas vezes maior que modelos com uma linha de conectores. Foi observado o mesmo comportamento independente da resistência de concreto, preenchimento dos alvéolos e altura da laje alveolar pré-fabricada.
- Sobre a influência do preenchimento dos alvéolos, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante, mostrando uma vantagem nos modelos preenchimento parcial (chave de cisalhamento), que apresentaram uma resistência similar aos modelos com preenchimento total dos alvéolos. Os modelos com sem preenchimento foram os que apresentaram os menores valores de resistência ao cisalhamento.
- A influência da altura da laje alveolar foi observada, com um aumento da resistência de acordo com a progressão da altura da laje alveolar pré-fabricada.
- O procedimento para determinação da resistência ao cisalhamento apresentado pela ABNT NBR 8800:2008, AS/NZS 2327:2017, ACI 318-08 (2008) e Araújo et al (2016) foram os que apresentaram mais resultados não conservadores. Em média os procedimentos de cálculo determinaram uma resistência maior em 31,18%, 19,2%, 7,22% e 5,15% respectivamente.

- As metodologias apresentadas pelo EN 1994-1-1:2004 e Lam (2007a) foram as que apresentaram resultados mais conservadores. Em média os procedimentos de cálculo determinaram uma resistência menor em 11,2%. A média das duas metodologias foi igual devido ao mesmo método para ruptura através do corte dos conectores de cisalhamento
- Dentre os procedimentos analisados para determinação da resistência ao cisalhamento de conectores tipo pino com cabeça, a metodologia apresentada pelo manual SCI P401 (2014) foi o que obteve a melhor aproximação considerando todos os modelos numéricos desenvolvidos, com uma média de resistência 10,5% menor que os resultados apresentados nos modelos numéricos.

Assim, conclui-se que as investigações desenvolvidas neste trabalho contribuem para o melhor entendimento do comportamento de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em lajes alveolares pré-fabricadas de concreto. Entretanto, existe a necessidade de uma sequência na investigação sobre a problemática em questão, principalmente no desenvolvimento de ensaios experimentais. Além disso, é necessária uma continuação no desenvolvimento de procedimentos de cálculo para verificar a capacidade de resistência dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

6.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Para a complementação das investigações realizadas no presente estudo, verifica-se a possibilidade do desenvolvimento de trabalhos futuros com as seguintes abordagens:

- Verificar a eficácia de outros tipos de conectores de cisalhamento em lajes alveolares pré-fabricadas de concreto
- Avaliar a influência da taxa de armadura transversais
- Avaliar a influência de diferentes dimensões de conectores de cisalhamento
- Realização de ensaios experimentais de ensaios de cisalhamento direto com diferentes configurações de laje alveolar, conector de cisalhamento e taxa de armadura transversal.

CAPÍTULO 7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**Washington, DC, 2010.

ABNT NBR 6118:2003. **ABNT NBR 6118:2003**, 2013.

ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**Rio de Janeiro, 2008.

ARAÚJO, D. DE L.; SALES, M. W. R.; DE PAULO, S. M.; EL DEBS, A. L. H. D. C. Headed steel stud connectors for composite steel beams with precast hollow-core slabs with structural topping. **Engineering Structures**, v. 107, p. 135–150, 2016.

AREZOOMAND LANGARUDI, P.; EBRAHIMNEJAD, M. Numerical study of the behavior of bolted shear connectors in composite slabs with steel deck. **Structures**, v. 26, n. December 2019, p. 501–515, 2020.

AS/NZS 2327:2017 Composite structures—Composite steel-concrete construction in buildings. , 2017.

BATISTA, E. M.; LANDESMANN, A. **Análise experimental de vigas mistas de aço e concreto compostas por lajes alveolares e perfis laminados. COPPETEC, PEC-18541**Rio de Janeiro, 2016.

BONO, G. F. F. Modelos Constitutivos para Análise Tridimensional de Estruturas de Concreto Armado através do Método dos Elementos Finitos. p. 181, 2008.

CAO, J.; SHAO, X. Finite element analysis of headed studs embedded in thin UHPC. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 161, p. 355–368, 2019.

CARREIRA AND CHU. Stress-Strain Relatonship for Reinforced Concrete in Compression. **ACI Structural Journal**, n. November-December, p. 797–804, 1985.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. Stress-Strain Relatonship for Reinforced Concrete in Tension. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 83, n. 1, p. 21–28, 1986.

CASSOL. **Catálogo Cassol pré fabricados**, [s.d.].

CEN- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings Eurocode**, 2004.

CHAPMAN, J. C. Composite construction in steel and concrete - The behaviour of composite beams. **The Structural Engineer**, v. 42, n. 4, 1964.

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

COMMITTEE, A.; INSTITUTE, A. C. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary**. [s.l: s.n.]. v. 2007

CRUZ, P. J. S.; VALENTE, I.; HEGGER, J.; RAUSCHER, S.; GORALSKI, C. Experimental Studies on Shear Connection Between Steel and Lightweight Concrete Using Studs. **Conference: Eurosteel 2005 – 4th European Conference on Steel and Composite Structures**, 2005.

DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. **Abaqus 6.12 Online Documentation**, 2012.

DRISCOLL, G. C.; SLUTTER, R. G. RESEARCH ON COMPOSITE DESIGN AT LEHIGH UNIVERSITY. 1961.

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

FERREIRA, F. P. V.; TSAVDARIDIS, K. D.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Buckling and post-buckling analyses of composite cellular beams. **Composite Structures**, v. 262, 2021a.

FERREIRA, F. P. V.; TSAVDARIDIS, K. D.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Steel–Concrete-Composite Beams with Precast Hollow-Core Slabs: A Sustainable Solution. **Sustainability**, v. 13, n. 8, p. 4230, abr. 2021b.

FERREIRA, F. P. V.; TSAVDARIDIS, K. D.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Ultimate strength prediction of steel–concrete composite cellular beams with PCHCS. **Engineering Structures**, v. 236, p. 112082, jun. 2021c.

FERREIRA, F. P. V.; TSAVDARIDIS, K. D.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Composite action on web-post buckling shear resistance of composite cellular beams with PCHCS and PCHCSCT. **Engineering Structures**, v. 246, p. 113065, nov. 2021d.

FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. A parametric study of steel-concrete composite beams with hollow core slabs and concrete topping. **Structures**, v. 28, n. August, p. 276–296, 2020.

FERREIRA, F. P. V.; MARTINS, C. H.; DE NARDIN, S. Sensitivity Analysis of Composite Cellular Beams to Constitutive Material Models and Concrete Fracture. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 21, n. 01, p. 2150008, jan. 2021.

GAO, Y.; LI, C.; WANG, X.; ZHOU, Z.; FAN, L.; HENG, J. Shear-slip behaviour of prefabricated composite shear stud connectors in composite bridges. **Engineering Structures**, v. 240, n. February, p. 112148, 2021.

GH, G. **Design of composite beams using precast concrete slabs in ac- cordance with EUROCODE 4.**, 2014.

GUEZOULI, S.; LACHAL, A.; NGUYEN, Q. H. Numerical investigation of internal force transfer mechanism in push-out tests. **Engineering Structures**, v. 52, p. 140–152, 2013.

GUEZOULI, SA.; LACHAL, A. Numerical analysis of frictional contact effects in push-out tests. **Engineering Structures**, p. 39–50, 2012.

HAN, Q.; WANG, Y.; XU, J.; XING, Y.; YANG, G. Numerical analysis on shear stud in push-out test with crumb rubber concrete. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 130, p. 148–158, 2017.

HASSAN, M. K. Behaviour of hybrid stainless-carbon steel composite beam-column joints. 2016.

HASSAN, M. K.; SUBRAMANIAN, K. B.; SAHA, S.; SHEIKH, M. N. Behaviour of prefabricated steel-concrete composite slabs with a novel interlocking system–Numerical analysis. **Engineering Structures**, v. 245, n. March, p. 112905, 2021.

HICKS, S. J.; LAWSON, R. M. Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. 2003.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, n. 6, p. 773–781, 1976.

JOHNSON, R.; BUCKBY, R. **Composite Structures of Steel and Concrete - Volume 1**, 1994.

KATWAL, U.; TAO, Z.; UY, B.; HASSAN, M. K.; UY, B.; LAM, D. Load sharing mechanism between shear studs and profiled steel sheeting in push tests. **Journal of**

Constructional Steel Research, v. 174, n. August, p. 106279, nov. 2020.

KATWAL, U.; TAO, Z.; HASSAN, M. K. Finite element modelling of steel-concrete composite beams with profiled steel sheeting. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 146, n. July, p. 1–15, 2018.

KATWAL, U.; TAO, Z.; UY, B. Load sharing mechanism between shear studs and profiled steel sheeting in push tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 174, n. August, p. 106279, 2020.

KIM, B.; WRIGHT, H. D.; CAIRNS, R. The behaviour of through-deck welded shear connectors: An experimental and numerical study. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 57, n. 12, p. 1359–1380, 2001.

KRAHL, P. A. Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases. p. 200, 2018.

LAM, D. Department of Civil Engineering Composite Steel Beams Using Precast Concrete Hollow Core Floor Slabs by Thesis submitted to the Doctor of Philosophy. 1998.

LAM, D. Composite steel beams with precast hollow core slabs: behaviour and design. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 4, n. 2, p. 179–185, 2002.

LAM, D. Capacities of headed stud shear connectors in composite steel beams with precast hollowcore slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 9, p. 1160–1174, 2007a.

LAM, D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to eurocode 4. **Advanced Steel Construction**, v. 3, n. 2, p. 594–606, 2007b.

LAM, D. Designing composite beams with precast hollowcore slabs to Eurocode 4. **Advanced Steel Construction**, v. 3, n. 2, p. 594–606, 2007c.

LAM, D.; EL-LOBODY, E. Behavior of headed stud shear connectors in composite beam. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 1, p. 96–107, 2005.

LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. Push-off Tests on Shear Studs with Hollow-cored Floor Slabs. **The Structural Engineer**, v. 76, p. 167–174, 1998.

LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 54, n. 2, p. 283–304, 2000a.

LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. **Proceedings of the Institution of Civil**

Engineers: Structures and Buildings, v. 140, n. 2, p. 127–138, 2000b.

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

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E. a Plastic-Damage Model. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MENG, H.; WANG, W.; XU, R. Analytical model for the Load-Slip behavior of headed stud shear connectors. **Engineering Structures**, v. 252, n. November 2021, p. 113631, 2022.

MENZIES JB. Cp 117 and Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams Made With Normal-Density of Lightweight Concrete. **Structural Engineer**, v. 49, n. 3, p. 137–154, 1971.

MOY, S. S. J.; TAYLER, C. The Effect of Precast Concrete Planks on Shear Connector Strength. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 36, n. 3, p. 201–213, 1996.

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

NGUYEN, H. T. N.; TAN, K. H. Shear response of deep precast/prestressed concrete hollow core slabs subjected to fire. **Engineering Structures**, v. 227, n. November 2020, p. 111398, 2021.

NGUYEN, T. N. H.; TAN, K. H.; KANDA, T. Investigations on web-shear behavior of deep precast, prestressed concrete hollow core slabs. **Engineering Structures**, v. 183, n. August 2018, p. 579–593, 2019.

OLLGAARD JG; SLUTTER RG; FISHER JW. Shear strength of stud connectors in lightweight and normalweight concrete. **Eng J Amer Inst Steel Constr**, v. 8, n. 2, p. 55–64, 1971.

PAULO, S. M. DE. **CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA EM LIGAÇÕES MISTAS AÇO- CONCRETO COM LAJE ALVEOLAR: ANÁLISE EXPERIMENTAL**. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, 2007.

ROLIM, C. P. M. **ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA PARA VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM LAJES ALVEOLARES**. Maringá: Universidade Estadual de Maringá, 2019.

ROSSI, A.; NICOLETTI, R. S.; DE SOUZA, A. S. C.; MARTINS, C. H. Numerical assessment of lateral distortional buckling in steel-concrete composite beams. **Journal of**

Constructional Steel Research, v. 172, p. 106192, 2020.

ROSSI, A. **MODELAGEM E ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTABILIDADE LATERAL COM DISTORÇÃO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2021.

ROSSI, A.; DE SOUZA, A. S. C.; NICOLETTI, R. S.; MARTINS, C. H. The influence of structural and geometric imperfections on the LDB strength of steel–concrete composite beams. **Thin-Walled Structures**, v. 162, p. 107542, maio 2021a.

ROSSI, A.; SOUZA, A. S. C. DE; NICOLETTI, R. S.; MARTINS, C. H. Stability behavior of Steel–concrete Composite Beams subjected to hogging moment. **Thin-Walled Structures**, v. 167, p. 108193, out. 2021b.

SHEN, M. H.; CHUNG, K. F. Structural Behaviour of Stud Shear Connections with Solid and Composite Slabs Under Co-Existing Shear and Tension Forces. **Structures**, v. 9, p. 79–90, 2016.

SOUZA, P. T. D.; KATAOKA, M. N.; EL DEBS, A. L. H. C. Experimental and numerical analysis of the push-out test on shear studs in hollow core slabs. **Engineering Structures**, v. 147, p. 398–409, 2017.

STANDARDIZATION, C.-E. C. FOR. **Eurocode - Basis of structural design**, 2002.

THURLIMANN, B. Fatigue and Static Strength of Stud Shear Connectors. **ACI Journal Proceedings**, v. 55, n. 6, 1959.

VELLASCO, P. C. G. S.; LIMA, L. R. O.; ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, M. M. B. R.; SILVA, L. A. P. S. **Modelagem de Estruturas de Aço e Mistas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

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

VIANNA, J. DA C. Avaliação do comportamento estrutural de conectores Perfobond e T-Perfobond para vigas mistas. p. 300, 2009.

VIEST, I. M. Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. **ACI Journal Proceedings**, v. 52, n. 4, 1956.

WIJESIRI PATHIRANA, S.; UY, B.; MIRZA, O.; ZHU, X. Flexural behaviour of composite steel-concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p.

181–194, 2016.

XU, C.; SUGIURA, K.; WU, C.; SU, Q. Parametrical static analysis on group studs with typical push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 72, p. 84–96, 2012.

XU, Q.; SEBASTIAN, W.; LU, K.; YAO, Y.; WANG, J. Shear behaviour and calculation model for stud-UHPC connections: Finite element and theoretical analyses. **Engineering Structures**, v. 254, n. November 2021, p. 113838, 2022.

YU, T.; TENG, J. G.; WONG, Y. L.; DONG, S. L. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker-Prager type plasticity model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 665–679, 2010.