Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciência
Faculdade de Engenharia

Bruno Costa da Cruz

Avaliação numérica de ensaios push-out com conectores de cisalhamento tipo pino e perfobond

Rio de Janeiro
2011

Bruno Costa da Cruz

Avaliação numérica de ensaios push-out com conectores de cisalhamento tipo pino e perfobond

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco

Coorientador (es): Prof.Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima

Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Rio de Janeiro

2011

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C957 Cruz, Bruno Costa da.
Avaliação numérica de ensaios push-out com conectores de cisalhamento tipo pino e perfobond / Bruno Costa da Cruz. - 2011.
141 f.

Orientador: Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco.
Coorientadores: Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas de concreto armado - Teses. 3. Estrutura de aço. 4. Método dos elementos finitos - Teses. I. Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.012.45.2

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

_____ _____

Assinatura Data

Bruno Costa da Cruz

Avaliação numérica de ensaios push-out com conectores de cisalhamento tipo pino e perfobond

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 26 de agosto de 2011.

Banca Examinadora:

_____
Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (Coorientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade (Coorientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof. Dr. Evandro da Silveira Goulart
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____
Prof.ª. Dr.ª Juliana da Cruz Vianna
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio

Rio de Janeiro

2011

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Aos meus orientadores pela atenção e disponibilidade demonstrados, a minha esposa pela compreensão e companheirismo e a minha família, pela paciência e carinho durante todos estes anos.

AGRADECIMENTOS

A Deus por me conceder saúde e persistência apesar das dificuldades atravessadas no caminho.

Aos meus orientadores, Prof. Doutor Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, Prof. Doutor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima e Prof. Doutor Sebastião Arthur Lopes de Andrade pela excelente orientação demonstrando alto conhecimento técnico para indicação dos melhores caminhos a serem trilhados no decorrer deste trabalho e pelos valores humanos demonstrados ao saberem dosar os momentos em que se fizeram necessários as cobranças e a compreensão, resultando nesta amizade.

Aos professores que se dedicaram a transmissão dos seus conhecimentos dentro e fora de sala no decorrer da graduação e no mestrado.

Aos meus companheiros de mestrado pelo companheirismo nas horas de estudo e os momentos de solidariedade durante todo o mestrado.

Aos companheiros de trabalho pela paciência demonstrada durante os trabalhos desenvolvidos.

A UERJ, porque sem os seus programas e instalação nada disso seria possível.

A todos que embora não citados nominalmente compreenderam e contribuíram de forma direta ou indireta para este trabalho.

A CAPES pelo apoio financeiro.

Se você pensa que pode ou se pensa que não pode, de qualquer forma você está certo.

Henry Ford

RESUMO

Cruz, Bruno Costa da. *Avaliação numérica de ensaios push-out com conectores de cisalhamento tipo pino e perfobond.* 2011. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

Recentemente a utilização de estruturas mistas, aço concreto, vem ganhando espaço nas construções. Isso deve-se principalmente a economia de tempo em sua execução. Além disto, nesta solução a utilização do aço e do concreto otimiza as características estruturais de seus elementos: a resistência a tração do aço e a compressão do concreto. A transferência dos esforços entre os dois materiais possui grande influência no desempenho de uma estrutura mista, sendo comum a utilização de conectores de cisalhamento na região da interface entre estes dois materiais. O Eurocode 4 define um ensaio experimental denominado *push-out* de modo a determinar a resistência e ductilidade de conectores de cisalhamento. Seu desempenho é influenciado pelas resistências do concreto a compressão, as dimensões e taxa de armadura da laje de concreto, dimensões do perfil de aço, a disposição e a geometria dos conectores e pelas características dos aços utilizados no conector, no perfil e nas barras de reforço. Nota-se com isso uma grande quantidade de variáveis que influenciam o ensaio. Assim, o presente trabalho apresenta o desenvolvimento de um modelo em elementos finitos com base no programa ANSYS para simulação de ensaios *push-out*. Os resultados numéricos apresentados neste trabalho foram calibrados com resultados obtidos em ensaios experimentais existentes na literatura de ensaios *push-out* para conectores do tipo pino com cabeça (*stud)* e conectores tipo *perfobond*. Estes últimos apresentam elevada resistência sendo influenciados por inúmeros fatores como: número e diâmetro dos furos no conector e a inclusão ou não de barras de reforço extras nestes furos.

Palavras-chave: Estruturas mistas aço-concreto. Conector de cisalhamento. Stud. Perfobond. Push-out. Análise não-linear. Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

A continuous increase of the use of (steel e concrete) composite structures in constructions can be recently observed. This is mainly due to its faster execution time when compared to other construction alternatives. Additionally, these solutions optimize the structural characteristics of the involved materials: the steel tension capacity and the concrete compressive strength. The transfer of forces between these different materials greatly influences the composite structure performance, where typical solutions uses shear connectors at the concrete to steel interface. The Eurocode 4 defines an experimental test, denominated *push-out,* to determine the shear connectors' strength and associated ductility capacity. Its performance is influenced by the concrete compressive strength, slab dimensions and adopted reinforcing bar area, steel profile dimensions, shear connectors geometry and disposition and by the mechanical characteristics of the connector, profile and reinforcing bars steels. All these aspects indicate that a great number of variables can influence the test. This study presents the development of a finite element model, based on the ANSYS program, to simulate *push-out* tests. The numerical results presented in this investigation were calibrated against experiments reported in the literature for stud and Perfobond shear connectors. The Perfobond connectors present a substantial shear capacity being influenced by several factors like: connector's hole number and diameter and by the adoption, or not, of extra reinforcing bars passing through the connector holes.

Keywords: Steel-concrete composite structures. Shear connector. Stud. Perfobond. Push-out. Nonlinear analysis. Finite element analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Conectores utilizados nos modelos 21
Figura 2 – Desenvolvimento histórico dos conectores de cisalhamento, Cosenza e Zandonini (1999) apud Vianna (2009).....25
Figura 3 – Força atuante no conector em uma laje de concreto, Rambo-Roddenberry (2000) 27
Figura 4 – Curva esquemática tensão-deformação do concreto, Huu Thanh Nguyen e Seung Eock Kim (2009) 29
Figura 5 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do Perfobond, Veríssimo (2007) apud Vianna (2009) 32
Figura 6 – Ensaio *push-out* conforme Eurocode 4 (2005) 35
Figura 7 – Cone de concreto ao redor do conector tipo pino (*stud*), Lam (2005)..38
Figura 8 – Classificação dos conectores e suas curvas características, David (2007).....40
Figura 9 – a) Geometria do elemento SOLID45; b) Coordenadas da matriz de Rigidez 42
Figura 10 – Geometria do elemento SOLID65;.....44
Figura 11 – (a) Geometria do elemento COMBIN39; (b) Coordenadas da matriz de Rigidez 46
Figura 12 – Geometria do elemento PIPE59 47
Figura 13 – Coordenadas da matriz de Rigidez.....48
Figura 14 – Geometria do Elemento CONTA174.....50
Figura 15 – Geometria do Elemento Targe170.....51
Figura 16 – Eixos de Simetria.....52
Figura 17 – Método Newton-Raphson, ANSYS (2005).....52
Figura 18 – Vistas do Modelo 54
Figura 19 – Condições de contorno adotadas no modelo.....55
Figura 20 – Geometria e elementos apresentados no modelo 57
Figura 21 – Condições de contorno adotadas no modelo.....59
Figura 22 – Elementos de contato 59
Figura 23 – Representação da geometria do modelo. 62
Figura 24 – Volumes dos Elementos Finitos Adotados no Modelo Estrutural.....62

Figura 25 – Condições de contorno adotadas no Modelo em Elementos Finitos ...64
Figura 26 – Elementos de contato 65
Figura 27 – Curvas tensão *versus* deformação 67
Figura 28 – Comparativo dos resultados em elementos finitos do presente trabalho com os do Eurocode 4 (2005) e os experimentais obtidos por Lam(2005).....68
Figura 29 – Carga (kN) x Deslocamento (mm) para um conector, ensaio SP2, f_{ck}=20MPa. 69
Figura 30 – Tensão de von Mises (MPa) no conector. Ensaio SP2, f_{ck}=20 MPa. ...70
Figura 31 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector. Ensaio SP2, f_{ck}=20MPa.....70
Figura 32 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento. Ensaio SP2, f_{ck}=20 MPa.....70
Figura 33 – Carga (kN) x Deslocamento (mm) para um conector, ensaio SP3, f_{ck}=30MPa. 71
Figura 34 – Tensão de von Mises (MPa) no conector utilizado no modelo SP3, f_{ck}=30MPa 71
Figura 35 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector. Ensaio SP3, f_{ck}=30MPa.....72
Figura 36 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento. Ensaio SP3, f_{ck}=30MPa.....72
Figura 37 – Carga (kN) x Deslocamento (mm) para um conector, ensaio SP4, f_{ck}=35MPa. 73
Figura 38 – Tensão de von Mises (MPa) no conector utilizado no modelo SP4, f_{ck}=35MPa. 73
Figura 39 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector. Ensaio SP4, f_{ck}=35MPa.....73
Figura 40 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento. Ensaio SP4, f_{ck}=35MPa.....74
Figura 41 – Carga (kN) x Deslocamento (mm)para um conector, ensaio SP1, f_{ck}=50MPa. 74
Figura 42 – Tensão de von Mises (MPa) no conector utilizado no modelo SP1, f_{ck}=50MPa 75

Figura 43 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector no ensaio SP1, f_{ck}=50MPa. 75
Figura 44 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento no ensaio SP1, f_{ck}=50MPa 76
Figura 45 – Conector tipo Pino *(stud)* após os ensaios experimentais,Lam (2005) 77
Figura 46 - Dimensões para que um conector tipo pino *(stud)* tenha um comportamento Dúctil, Calado (2009).....78
Figura 47 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector 13x65. 79
Figura 48 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa 80
Figura 49 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=25MPa.....80
Figura 50 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa 81
Figura 51 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa.....81
Figura 52 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=30MPa 82
Figura 53 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=30MPa.....82
Figura 54 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=30Mpa.....82
Figura 55 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=30MPa.....83
Figura 56 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=35MPa 83
Figura 57 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=35MPa.....84
Figura 58 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa 84
Figura 59 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa.....84
Figura 60 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=40MPa 85
Figura 61 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =40MPa.....85
Figura 62 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa 86

Figura 63 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa.....86
Figura 64 – Comparativo dos resultados para um conector tipo Pino 13x65. 87
Figura 65 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector 16x75. 88
Figura 66 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa 89
Figura 67 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =25MPa.....89
Figura 68 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa 90
Figura 69 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa.....90
Figura 70 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=30MPa 91
Figura 71 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =30MPa.....91
Figura 72 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa 92
Figura 73 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30Mpa 92
Figura 74 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=35MPa 93
Figura 75 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =35MPa.....93
Figura 76 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa 93
Figura 77 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa.....94
Figura 78 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=40MPa 94
Figura 79 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =40MPa.....95
Figura 80 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa 95
Figura 81 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa.....95
Figura 82 – Comparativo dos resultados para um conector tipo pino *(stud)* 16x75.96

Figura 83 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector 22x100:. 97
Figura 84 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa 98
Figura 85 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =25MPa.....98
Figura 86 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa 99
Figura 87 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa.....99
Figura 88 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=30MPa 100
Figura 89 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =30MPa...100
Figura 90 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa 101
Figura 91 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa.....101
Figura 92 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=35MPa 102
Figura 93 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =35MPa...102
Figura 94 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa 103
Figura 95 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa.....103
Figura 96 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=40MPa 104
Figura 97 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =40Mpa ...104
Figura 98 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa 105
Figura 99 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa.....105
Figura 100 – Comparativo dos resultados para um conector tipo pino *(stud)* 22x100. 106
Figura 101 – Elementos com a taxa de armadura alterado para simulação da barra de reforço extra. 107

Figura 102 – Gráfico Carga vs. Deslocamento comparativo da nova taxa de armadura.....108
Figura 103 – Tensão de von Mises (MPa) no conector no momento da falha para o modelo com o conector tipo pino *(stud)* de 16x75 com f_{ck} =25Mpa....109
Figura 104 – Tensão de von Mises (MPa) no conector no momento da falha para o modelo com a nova taxa de armadura nos elementos indicados na Figura 101. 109
Figura 105 – Deformação plástica na laje de concreto no momento da falha para o modelo com o conector tipo pino *(stud)* de 16x75 com f_{ck}=25Mpa.....110
Figura 106 – Deformação plástica na laje de concreto no momento da falha para o modelo com a nova taxa de armadura nos elementos indicados na Figura 101. 110
Figura 107 – Localização da barra de reforço extra.....111
Figura 108 – Carga versus deslocamento; nota-se o ganho na simulação com a implementação da barra de reforço extra.....111
Figura 109 – Tensão de von Mises (MPa) no conector no momento da falha para o modelo com Stud de 16x75 com f_{ck}=25Mpa, incluindo-se uma barra extra de reforço a qual possui um diâmetro de 10mm. 112
Figura 110 – Deformação plástica na laje de concreto no momento da falha para o modelo com a barra extra de reforço de diâmetro 10mm.....112
Figura 111 – Geometria do conector Perfobond, Vianna (2009).....115
Figura 112 – Detalhe das dimensões do ensaio *push-out*, com localização das armaduras, Vianna (2009).....115
Figura 113 – Curva característica para um concreto de f_{CK}=28 115
Figura 114 – Volumes do modelo 116
Figura 115 – Elementos do modelo. 116
Figura 116 – Condições de contorno adotadas no Modelo em Elementos Finitos .118
Figura 117 – Elementos de contato 119
Figura 118 – Parte dos conectores Perfobond da segunda série apresentada por Vianna (2009).....120
Figura 119 – Gráfico carga deslocamento 120
Figura 120 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector Perfobond no instante da falha. f_{ck}=28MPa.....121
Figura 121 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=28MPa....122

Figura 122 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa 122
Figura 123 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa.....123
Figura 124 – Alterações para adequação do conector a uma geometria sem furos 124
Figura 125 – Gráfico carga deslocamento comparativo entre o Perfobond com dois furos e sem furos.....124
Figura 126 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector Perfobond no instante da falha. f_{ck}=28MPa.....125
Figura 127 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=28MPa....125
Figura 128 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa 126
Figura 129 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa.....126
Figura 130 – Barras de reforço adicionadas ao modelo: 127
Figura 131 – Curva Tensão deformação comparativa dos modelos Perfobond 128
Figura 132 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector Perfobond no instante da falha. f_{ck}=28MPa.....128
Figura 133 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=28MPa....129
Figura 134 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa 129
Figura 135 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa.....130

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparativo dos resultados em elementos finitos do presente trabalho com os do Eurocode 4 (2005) e os experimentais obtidos por Lam (2005) 68
Tabela 2 – Comparativo dos resultados, para um conector tipo pino 13x65. Esforços apresentados em kN. 87
Tabela 3 – Comparativo dos resultados, para um conector tipo pino *(stud)* 16x75. Esforços apresentados em kN.....96
Tabela 4 – Comparativo dos resultados, para um conector tipo pino *(stud)* 22x100. Esforços apresentados em kN.....106
Tabela 5 – Valor do carregamento no instante da falha da ligação.....119
Tabela 6 – Valores de carga e deslocamento obtidos no modelo em elementos finitos 121
Tabela 7 – Valores das cargas no momento da falha da ligação nos modelos.....130
Tabela 8 – Tabela dos resultados experimentais versus teóricos do conector Perfobond, apresentado por Vianna(2009).....131

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
EUROCODE	European Committee for Standardisation

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	é a área efetiva de concreto da seção longitudinal da laja
A_{tr}	é a área das barras de armadura transversal presente nos furos do conector
d	Diâmetro do corpo do conector tipo pino *(stud)*
d_p	é o diâmetro do furo do conector Perfobond(mm);
E_{cm}	é o modulo de Young
f_{ck}	tensão resistente do corpo cilindrico de concreto
$f_c^{'}$	é a resistência média do concreto à compressão
f_y	é a resistência nominal à tração do aço
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;
h_{sc}	altura do conector tipo pino *(stud)*
n	é o numero de furos do conector;
P_{rd}	Força resistente ao corte do conector tipo pino *(stud)*
P_{Rk}	é a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos reduzida em 10%.
q_u	é a resistência nominal ao cisalhamento do conector “perfobond rid”
α_s	Fator de forma do conector tipo pino *(stud)*
δ_{uk}	capacidade característica de deslizamento
γ_V	é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25;
ε_{yc}	Deformação do concreto

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 20
1 **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA** 25
1.1 **Histórico** 25
1.2 **Ensaios tipo *push-out*** 35
1.3 **Modos de ruptura:** 38
1.4 **Classificação do conector** 39
2 **MODELAGEM NUMÉRICA** 41
2.1 **Introdução** 41
2.2 **Elementos utilizados nos modelos numéricos** 41
2.2.1 Elemento finito SOLID45 42
2.2.2 Elemento Finito SOLID65 43
2.2.3 Elemento Finito COMBIN39 46
2.2.4 Elemento Finito PIPE59 47
2.2.5 Elementos Finitos TARGE170 e CONTA174 49
2.3 **Condições de contorno e critérios adotados nas análises** 50
2.3.1 Eixo de simetria 50
2.3.2 Análise não-linear 51
3 **MODELOS DO CONECTOR TIPO STUD** 53
3.1 **Modelagem do conector tipo pino (*stud*) como mola** 53
3.1.1 Geometria do modelo 53
3.1.2 Condições de contorno 54
3.1.3 Considerações e análises 56
3.2 **Modelagem do conector tipo pino (*stud*) sem cabeça** 56
3.2.1 Geometria do modelo 57
3.2.2 Condições de contorno 58
3.2.3 Superfície de contato 58
3.2.4 Considerações e análises 60
3.3 **Modelagem completa do conector tipo pino (*stud*)** 60
3.3.1 Geometria do modelo 60
3.3.2 Condições de contorno 62
3.3.3 Superfície de contato 65

3.3.4 Propriedades dos elementos 65
3.3.5 Validação dos resultados 66
3.4 **Demais análises com o conector tipo pino (*stud*)** 77
3.4.1 Conector tipo pino *(stud)* 13x65 78
3.4.2 Conector tipo pino *(stud)* 16x75 88
3.4.3 Conector tipo pino *(stud)* 22x100 97
3.5 **Estudo da barra de armadura de reforço** 107
3.6 **Análises dos resultados** 113
4 **MODELOS DO CONECTOR TIPO PERFOBOND** 114
4.1 **Geometria e propriedades do modelo** 114
4.2 **Condições de contorno** 117
4.3 **Superfície de contato** 119
4.4 **Validação dos resultados** 119
4.5 **Outros modelos utilizando conector *perfobond*** 123
4.5.1 Conector *perfobond* sem furos 123
4.5.2 Conector tipo *perfobond* com dois furos e barra de armadura passante 127
4.6 **Considerações e análises finais** 130
5 **CONSIDERAÇÕES FINAIS** 133
5.1 **Introdução** 133
5.2 **Conclusões** 133
5.3 **Contribuições** 135
5.4 **Sugestões para trabalhos futuros** 137
REFERÊNCIAS 137

INTRODUÇÃO

A utilização de uma estrutura mista tem por base a utilização de seus elementos nos locais aonde os mesmos possuem o melhor comportamento, ou seja, o concreto a compressão e o aço a tração, pois a limitação do concreto para esforços de tração é substituída pelo aço e os custos elevados de uma estrutura toda em aço são reduzidos ao se utilizar partes em concreto. Além disto, a possibilidade de se utilizar a estrutura de aço como forma proporciona grande agilidade durante a execução.

As características anteriores apresentadas fazem com que as estruturas mistas ganhem cada vez mais espaço nas construções tornando-se natural então, o aumento de estudos nesta área e em especial, em sua parte mais crítica, os conectores de cisalhamento responsáveis por garantir que os dois materiais, aço e concreto, trabalhem de forma conjunta. A melhor forma de se analisar estes conectores é através da realização de ensaios experimentais, principalmente os do tipo *push-out*.

Ao se realizar um ensaio experimental do tipo *push-out* tem-se um investimento grande em termos de tempo e material, tanto do ponto de vista humano quanto dos insumos. A capacidade do laboratório também é um fator importante visto que análises deste tipo requerem extensômetros elétricos, grandes espaços para armazenamento dos corpos de teste. Corpos estes, que são sensíveis aos mais diversos fatores como a boa execução das soldas e do concreto, este último que pode ser influênciado até pelo modo como é transportado. Assim, uma boa modelagem computacional pode gerar uma economia de tempo em termos de primeira análise dos conectores promovendo apenas os considerados mais promissores às análises laboratoriais.

Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo desenvolver modelos numéricos adequados à investigação de ensaios *push*-out com conectores de cisalhamento

indicando pontos críticos da análise e medidas adequadas à melhoria do desempenho dos mesmos. Foram considerados conectores tipo pino (*stud*) e conectores tipo *perfobond* conforme apresentado na Figura 1.

Para tanto foram desenvolvidos modelos em elementos finitos através do programa ANSYS, versão 10.0, incorporando não linearidades físicas e geométricas.

Os modelos desenvolvidos com os conectores do tipo pino (stud) e tipo *perfobond* tiveram seus resultados calibrados e validados com os resultados experimentais apresentados por Lam (2005) e Vianna (2009), respectivamente.

a) conector do tipo pino *(stud)* b) conector do tipo *Perfobond*.

Figura 1 – Conectores utilizados nos modelos

O desenvolvimento do modelo incorporou os elementos característicos da estrutura mista: laje de concreto, perfil de aço e conector de cisalhamento.

Desta forma, o foco principal na modelagem da laje de concreto foi obter a melhor abordagem para a caracterização da curva tensão *versus* deformação visto que, o cone de concreto formado no entorno do conector, muitas vezes era o elo mais fraco da ligação, estando suscetível aos efeitos de esmagamento e fissuração.

O estudo da melhor forma de se modelar o perfil de aço também fora realizado, pois o mesmo contribui para a ligação dando sustentação a laje de concreto e, proporcionando assim, o confinamento do cone de concreto formado na região entre o perfil e o conector.

O estudo do perfil de aço torna-se mais crítico quando se leva em conta que a modelagem a alma do mesmo, que se encontrava na região diretamente oposta ao conector, tinha-se a necessidade da implementação de elementos muito pequenos,

com o intuito de se evitar a incompatibilidade dos nós. O que pode acarretar na descontinuidade das deformações.

Por outro lado um modelo com elementos muito pequenos gera um esforço computacional elevado gerando uma demanda de tempo desnecessária para a obtenção dos resultados apresentados na modelagem.

Para o conector do tipo pino *(stud)* foram adotadas algumas abordagens sendo a inicial como uma barra unidirecional, seguida da modelagem tridimensional parcial, a qual fora com intuitos apenas didáticos visto que as normas não recomendam a exclusão da cabeça do conector, e finalmente, modelagem tridimensional completa.

Após a experiência e os conhecimentos adquiridos no desenvolvimento dos modelos para o conector tipo pino *(stud)*, foram confeccionados alguns modelos para o conector tipo *perfobond* os quais foram elaborados de uma forma completa e com as mesmas características dos modelos do conector tipo pino *(stud)*.

Perfazendo este caminho, o presente trabalho procura orientar em alguns aspectos de considerável relevância para uma simulação computacional coerente, adequada e precisa de ensaios tipo *push-out* em estruturas mistas.

Contribuições

No decorrer deste trabalho foram estudados alguns pontos críticos dentre os quais se destacam: a região do entorno do conector, a necessidade em se modelar todo o perfil de aço, as propriedades do concreto e a melhor abordagem para a barra de reforço extra sob ou dentro do conector.

A região do entorno do conector teve especial atenção nos primeiros modelos, pois ao se variar entre um modelo com a simulação do conector como elemento uniaxial para um tridimensional, pode-se notar resultados diferentes nesta região. O modelo com conector na forma de elemento uniaxial apresentou uma concentração acentuada da tensão no concreto e dificuldades de interpretação desta região. Assim, a modelagem do conector do tipo pino (*stud*) como elemento unidirecional foi substituída por um elemento tridimensional, porém incompleta, sem a cabeça. Neste modelo, notou-se que apesar do encurvamento do conector durante

a aplicação da carga no modelo, a mesma apresentava valor insuficiente para o confinamento do cone de concreto sendo, portanto necessária a modelagem do conector com a cabeça.

O perfil de aço, apesar de dificilmente caracterizar a ruptura da ligação possui características interessantes do ponto de vista do confinamento da laje de concreto, porém tais características podem facilmente ser representadas apenas modelando-se a mesa do perfil. Assim, apesar de inicialmente ter-se modelado o perfil por completo, a substituição da alma por condições de contorno equivalentes, tornou-se uma alternativa viável gerando com isto uma boa economia de esforço computacional.

As propriedades de concreto também sofreram evoluções ao longo do trabalho sendo inicialmente adotadas curvas tensão *versus* deformação mais simples, bi-linear, e posteriormente, curvas mais detalhadas com equações conforme o Eurocode 2 (1992). Outro ponto a ser considerado ao se modelar a laje de concreto é o fato de a mesma ser armada, fato que foi considerado pela adoção de taxas de armadura conforme o elemento sólido utilizado no programa ANSYS.

Alguns ensaios de conectores de cisalhamento utilizam barras de reforço extras em posições estratégicas para um ganho de capacidade de carga na ligação. Assim duas abordagens foram dadas ao tema, aumento da taxa nestes locais ou modelagem da barra com elementos unidirecionais, sendo esta última estratégia aquela que apresentou os melhores resultados.

Escopo do trabalho

O presente trabalho foi dividido em seis capítulos, sendo neste capítulo apresentados os aspectos motivacionais, o objetivo, as contribuições assim como uma breve descrição do escopo do trabalho.

O segundo capítulo traça um breve histórico através dos trabalhos e pesquisas que abordaram as estruturas mistas em especial os conectores de cisalhamento sendo também apresentadas as configurações e as considerações do ensaio *push-out* segundo o Eurocode 4 (2005) e as características dos modos de ruptura da ligação, assim como as formas de classificação do conector.

Segue-se a apresentação das considerações dos modelos, eixos de simetria e algumas abordagens ao tema, sendo também apresentados os elementos utilizados nos diversos modelos desenvolvidos ao longo deste trabalho.

No terceiro capítulo são apresentados os modelos utilizados para a simulação numérica do ensaio *push-out* com conectores do tipo pino (*stud*), onde se percorre o caminho cronológico entre os modelos, iniciando-se nas primeiras experiências e explicando-se as razões que motivaram uma nova conceituação e abordagem ao problema em questão, até serem encontrados os resultados satisfatórios para posteriores variações do modelo, sem a alteração do conceito do mesmo. Com isso, obtém-se uma maior gama de resultados e análises.

Neste capítulo, a cada modelo, são indicados os conceitos e as condições de contorno neles presentes, assim como seus resultados e limitações.

O quarto capítulo também apresenta os modelos desenvolvidos para os conectores tipo *perfobond,* em ordem cronológica, seguindo os mesmos parâmetros e diretrizes do capítulo anterior, onde se destaca uma nova forma de incorporação das características mecânicas do concreto, a partir da implementação da curva tensão *versus* deformação sugerida no Eurocode 2 (1992).

Por fim, o último capítulo apresenta as conclusões do trabalho e aponta as principais contribuições desta dissertação, assim como as propostas para trabalhos futuros.

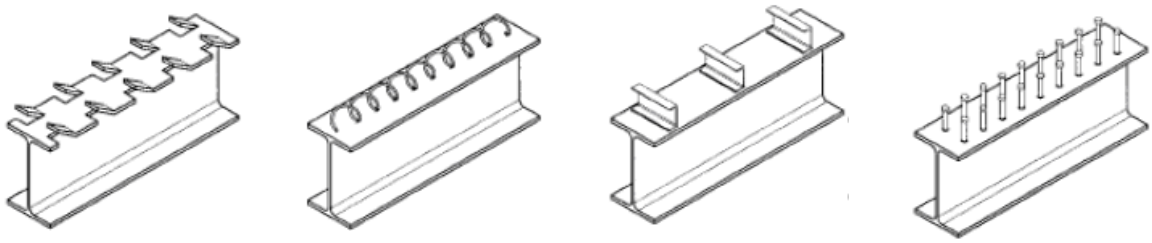
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Histórico

O comportamento das estruturas mistas tem por base a ação conjunta do perfil de aço e o concreto armado. O estudo da interface aço-concreto tem fundamental importância, pois nesta região tem-se a ação das forças longitudinais de cisalhamento, as quais são transmitidas pelos conectores de cisalhamento.

Aprimoramentos no sistema de ligação vêm sendo realizados desde o início do século passado. A patente de Julius Kahn em 1903 do sistema de abas é uma demonstração disto, porém, o progresso no desenvolvimento de conectores mecânicos eficientes foi lento, apesar dos esforços notáveis na Europa (conectores espirais e rígidos) e na América do Norte (conectores flexíveis – perfil U). A inovação apresentada pelos conectores tipo pino (*studs*) em 1956 teve impacto significativo nas construções mistas e coincidentemente, estes conectores, foram utilizados no mesmo ano em dois diferentes tipos de construção, uma ponte e um edifício. Desde então, passaram a ser os conectores de uso mais popular em sistemas mistos, Cosenza e Zandonini (1999) apud Vianna (2009).

Alguns sistemas utilizados para o aprimoramento da ligação em estruturas mistas, aço concreto, são apresentados na Figura 2.



a) Sistema de abas. b) Conectores espirais. c) Perfil U . d) Tipo pino *(studs)*

Figura 2 - Desenvolvimento histórico dos conectores de cisalhamento, Cosenza e Zandonini (1999) apud Vianna (2009)

Estudos a respeito de conectores de cisalhamento foram iniciados em 1933 na Suíça, segundo Vianna (2009) apud David (2007). O estudo de um conector espiral formado por meio de barras redondas com forma de hélice foi realizado nesta época com o auxílio de ensaios de cisalhamento direto e ensaios de flexão em vigas mistas.

Os conectores tipo pino (*studs*) representam os conectores com uso mais difundido e tiveram seus estudos iniciados na década de 50, conforme Weichen Xué, Min Ding, Hua Wang e Ziwen Luo (2008). Tal conector consiste de um pino especialmente projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como conector de corte possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro.

O conector stud difundiu-se mundialmente, em função da produtividade que proporciona, da velocidade de aplicação, a boa ancoragem no concreto e a facilidade de colocação de armaduras entre os conectores. Sua desvantagem está no fato de ser um conector flexível sendo deformável diante as cargas de serviços, o que limita sua utilização nos casos de ligações sujeitas à fadiga, e no fato de necessitar de um equipamento de solda especial, que inclui um gerador de grande potência (da ordem de 1000A) segundo Vianna (2009).

Nos primeiros estudos utilizando conectores de cisalhamento do tipo pino (*stud*), a capacidade do mesmo fora sugerida como o carregamento no qual a curva carga *versus* deslocamento inicia a sua fase não-linear ou ao carregamento correspondente a 0,762 mm de deslocamento residual, Viest (1956) apud William e seus colaboradores (2004).

Rambo-Roddenberry e seus colaboradores (2000) apresentaram um estudo das forças atuantes no conector tipo pino (*stud*) em uma laje de concreto, conforme representado na Figura 3. Nesta figura tem-se a força medida em um ensaio *push-out* como a soma de Q_s e Q_f, sendo grande parcela deste esforço a existente pela resistência ao movimento do conector tipo pino *(stud)* sobre a laje de concreto. A resultante desta força *C* atua na distância X_c, acima da base do conector tipo pino (*stud*). O momento gerado sobre a base do conector é resistido por uma força normal *N*, a qual tem sua resultante atuando em uma distância X_n, a partir do eixo do pino de cisalhamento. Esta força normal *N*, origina uma força de atrito ao longo da interface *S* laje/viga e é esta força de atrito que permite a ligação, uma resistência

acima da permitida pelo conector sozinho. A resistência do conector ao cisalhamento é a soma da força da haste do conector, Q_s, a força de atrito, Q_f.

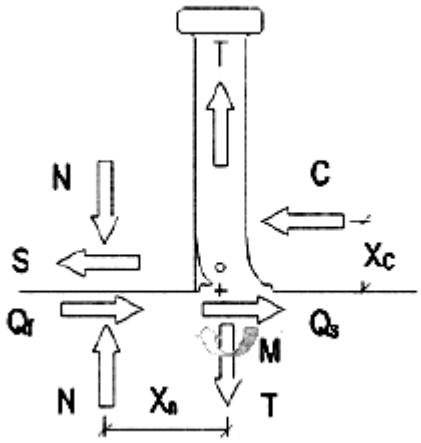


Figura 3 - Força atuante no conector em uma laje de concreto, Rambo-Roddenberry (2000)

Hanswille (2006) sugere que a transferência do esforço cortante entre o concreto e o conector tipo pino *(stud)* faz-se através da interface e envolve as contribuições das forças; da flexão do conector, da inclinação do conector, devido ao atrito e do anel de solda. Este último, segundo Johnson e Oehlers (1981) apud Calado (2009), representa cerca de 70% do valor da força de resistência do conector.

Os ensaios de flexão de vigas mistas e os ensaios *push-out* apresentam algumas diferenças quanto ao comportamento dos conectores. Os resultados obtidos através de ensaios *push-out* levam a resultados geralmente menores que os obtidos com ensaios de vigas mistas, conforme Slutter e Driscoll (1965) apud William e seus colaboradores (2004). Os métodos de cálculo atuais e os códigos utilizados para o cálculo da resistência ao cisalhamento do stud tem na sua grande maioria por base os ensaios *push-out*, Nie et all. (1996).

Atualmente, o estudo dos conectores de cisalhamento tem influência de diversos parâmetros, conforme Oehlers e Hohnson (1987) e An e Cederwall (1996). Dentre os parâmetros tem-se maior destaque para: o diâmetro do corpo, a altura e a

tensão de ruptura do conector; a força de compressão; a resistência a compressão do concreto e o detalhamento da armadura.

O Eurocode 4 (2005) considera alguns destes parâmetros ao apresentar a fórmula de cálculo para o valor da força resistente ao corte do conector tipo pino (*stud*) (1).

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^{(1)}; P_{RD}^{(2)}) \tag{1}$$

$$P_{RD}^{(1)} = \frac{0{,}8 \cdot f_u \cdot \pi \frac{d^2}{4}}{\gamma_\upsilon} \tag{2}$$

$$P_{RD}^{(2)} = \frac{0{,}29 \cdot \alpha_s \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_\upsilon} \tag{3}$$

Onde:

P_{rd} Força resistente ao corte do conector tipo pino (*stud*);

γ_υ Coeficiente parcial de segurança relativo à conexão, cujo valor recomendado é 1,25;

d Diâmetro do corpo do conector;

f_u Valor da tensão última do conector;

f_{ck} Valor característico da tensão de ruptura do concreto à compressão;

h_{sc} altura do conector.

Sendo os valores para α_s dados pelas expressões (4) e (5) :

$$\alpha_s = 0{,}2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para} \quad 3 \le \frac{h_{sc}}{d} \le 4 \tag{4}$$

$$\alpha_s = 1 \quad \text{para} \quad \frac{h_{sc}}{d} > 4 \tag{5}$$

Onde:

α_s Fator de forma do conector tipo pino (*stud*).

Weichen Xué, Min Ding, Hua Wang e Ziwen Luo (2008), após realizarem trinta ensaios *push-outs* notaram a influência da resistência à compressão do concreto, do tratamento da solda e uma influência em torno de 10% na resistência do conector tipo pino (*stud*) controlada pelas barras transversais de reforço.

Huu Thanh Nguyen e Seung Eock Kim (2009), propõem que o comportamento não-linear do concreto seja apresentado pela curva equivalente uniaxial tensão *versus* deformação, Figura 4, sendo a parte comprimida do concreto trabalhada em três partes.

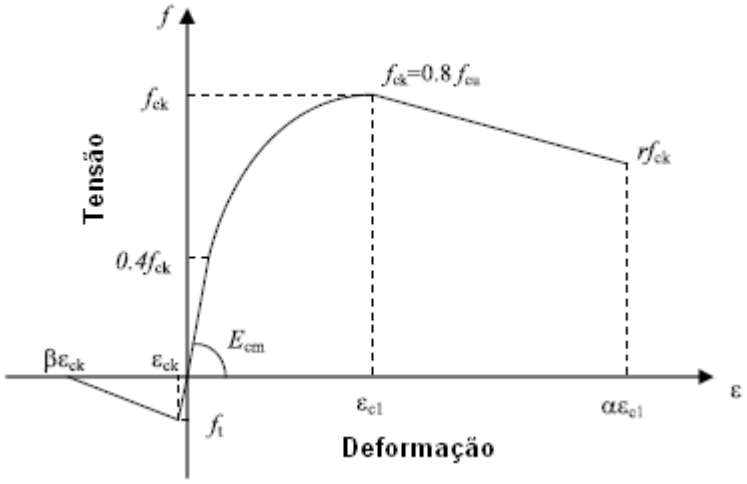


Figura 4 - Curva esquemática tensão-deformação do concreto, Huu Thanh Nguyen e Seung Eock Kim (2009)

A primeira parte é a parcela representante do regime elástico a qual possui o valor limite de tensão de 0,4 f_{ck}, conforme Eurocode 2 (1992), onde f_{ck} é a tensão resistente do corpo cilíndrico de concreto sendo igual a 0,8 f_{cu} sendo f_{cu} a tensão resistente do corpo cúbico de concreto. A deformação (ε_{c1}) associada ao f_{ck} é igual a 0,0022, conforme EC2. O módulo de Young inicial é calculado usando a equação empírica, equação (6), conforme Eurocode 2 (1992) e o coeficiente de Poisson é tomado como 0,2.

$$E_{cm} = 9{,}5 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (6)$$

Onde:

E_{cm} é o modulo de Young (GPa);

f_{ck} tensão resistente do corpo cilindrico de concreto (MPa).

A segunda parte da curva é adotada como não-linear parabólica iniciada a partir da tensão limite do comportamento elástico do concreto, 0,4 f_{ck}, tendo continuidade até o limite de ruptura do concreto f_{ck}. Esta parte é regida pela equação (7) conforme Eurocode 2 (1992).

$$\sigma_c = \left(\frac{kn - n^2}{1 + (k-2)n} \right) \cdot f_{ck} \quad (7)$$

Sendo;

$$n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$
$$\varepsilon_{c1} = 0{,}0022 \quad (8)$$
$$k = 1{,}1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{ck}}$$

Onde;

σ_c Tensão no instante em estudo (GPa);

E_{cm} é o modulo de Young (GPa);

f_{ck} tensão resistente do corpo cilíndrico de concreto (MPa);

ε_{c1} deformação encontrada no concreto ao atingir a tensão resistente, f_{ck};

ε_c deformação no instante em estudo.

A terceira e última parte da curva tensão *versus* deformação é a parte descendente do f_{ck} até o valor rf_{ck}, onde r é o fator de redução obtido conforme o estudo de El-lobody e seus colaboradores (2006), r pode variar de 1 a 0,5

correspondendo a tensão cúbica do concreto de 30 a 100 MPa. A deformação máxima (ε_{cu}) está associada a falha do concreto rf_{ck} sendo igual a $\alpha\varepsilon_{c1}$. O Eurocode 2 (1992) e a BS 8110 (1997) adotam, ε_{cu} = 0,0035 (logo, α = 1,75). El-lobody et all. (2006) adota o valor de 11 para α considerando o modelo de concreto confinado. Huu Thanh Nguyen e Seung Eock Kim (2009) realizaram variações nos valores de α e por fim adotaram o valor da deformação última de ε_{cu} = 0,01 (logo, α = 5) com este valor as curvas numéricas resultaram em valores coerentes aos dados experimentais.

Maleki e Bagheri (2008) realizaram dezesseis ensaios tipo *push-out* com conectores em perfil U variando os tipos das lajes: concreto puro, concreto armado, concreto reforçado com fibra, e com compósitos cimentíceos. Destes ensaios, nove foram realizados com carregamento estático e sete com carregamento com pequenos ciclos. Sobre o carregamento cíclico, a maioria dos modelos apresentou 10% a 23% de perda de carga comparando com o carregamento estático e nenhum dos modelos sustentou, por mais de dois ciclos, 90% da capacidade de carga do carregamento estático.

O conector tipo *perfobond rib*, foi inicialmente projetado pela empresa de engenharia alemã Leonhardt, Andrä and Partners para aumentar a resistência à fadiga em uma ponte mista de concreto e aço na Venezuela, como alternativa aos conectores tipo pino (*studs*), que apresentam baixo desempenho à fadiga, Zellner (1987) apud Vianna (2009).

Este tipo de conector é composto por uma chapa retangular de aço, com furos sendo esta posteriormente soldada na viga de aço. Durante a concretagem, os furos da chapa são preenchidos por concreto, formando cilindros que fornecem a resistência ao cisalhamento longitudinal e previnem a separação vertical entre a viga de aço e a laje de concreto conforme apresentado na Figura 5. O desempenho estrutural pode ser melhorado pela colocação de barras passantes através dos furos, Vianna (2009).

Diversos autores realizaram uma quantidade considerável de ensaios tipo *push-out* para aferir a resistência dos conectores tipo *perfobond*, tendo sido concluído que diversos parâmetros geométricos e do material influenciam significativamente no comportamento estrutural do conector, tais como: a resistência à compressão do concreto, o número de furos, a espessura e dimensões da placa e a quantidade de armadura transversal utilizada, Vianna (2009).

Oguejiofor e Hosain (1994) apud Vianna (2009), deram continuidade ao trabalho e realizaram quarenta ensaios do tipo *push-out* em conectores do tipo *perfobond*, variando nestes ensaios, a quantidade de furos, o espaçamento entre os furos, a armadura transversal e a resistência do concreto. Ao final dos estudos foi proposta a primeira equação para o cálculo da sua capacidade de carga,(9).

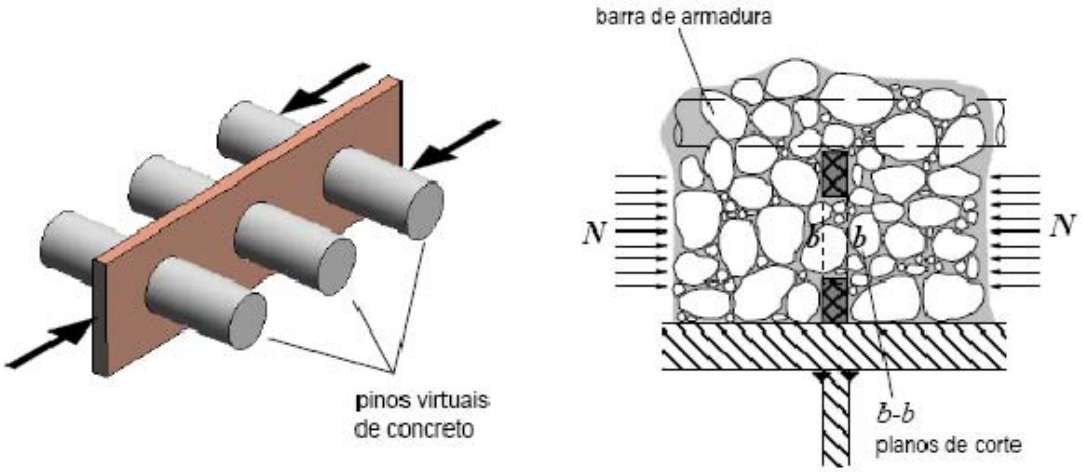


Figura 5 - Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do Perfobond, Veríssimo (2007) apud Vianna (2009)

$$q_u = 0{,}590 \cdot A_c \cdot \sqrt{f_c^{'}} + 1{,}233 \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2{,}871 \cdot n \cdot d_p^2 \cdot \sqrt{f_c^{'}} \qquad (9)$$

Onde:

q_u é a resistência nominal ao cisalhamento do conector *perfobond rib* (N);

A_c é a área efetiva de concreto da seção longitudinal da laje (mm²);

A_{tr} é a área das barras de armadura transversal presente nos furos do conector (mm²);

d_p é o diâmetro do furo do conector *perfobond* (mm);

n é o numero de furos do conector;

$f_c^{'}$ é a resistência média do concreto à compressão (MPa);

f_y é a resistência nominal à tração do aço (MPa).

Oguejiofor e Hosain (1997) realizaram algumas análises numéricas e estabeleceram uma nova equação, que quantificaria melhor a capacidade de carga da ligação.

Kraus e Wurzer (1997) propuseram um modelo numérico com base no método dos elementos finitos para análise não-linear do efeito de pino no concreto caracterizado pelos furos. O modelo foi validado comparando-se seu resultado com resultados de ensaios experimentais, Vianna (2009).

Ferreira (2000) adaptou a geometria do conector tipo *perfobond* para menores espessuras de laje para aplicação em lajes de edifícios residenciais. Realizando oito ensaios do tipo *push-out* e um ensaio em escala real de um pórtico plano semi-rígido misto com conector tipo *perfobond*. Sendo o primeiro autor a isolar a componente da ponta do conector no ensaios *push-out*, Vianna (2009).

Ushijima et all. (2001) investigaram algumas variáveis, através de ensaios experimentais, tais como: espessura da chapa do conector, distância entre dois conectores em paralelo, presença da armadura passante e diâmetro dos furos. Estas variáveis até então haviam sido estudadas insuficientemente. Desta forma, ao final do trabalho, propuseram duas equações para o cálculo da resistência do *perfobond*, Vianna (2009).

Medberry e Shahrooz (2002) após realizarem trinta ensaios experimentais e compararem o resultado com alguns relatados por Oguejiofor e Hosain (1994), propuseram uma terceira equação para o cálculo da resistência do conector *perfobond*, Vianna (2009).

Os primeiros modelos em elementos finitos usados para simular estruturas mistas, aço-concreto, estavam baseados na teoria e hipótese de Euler-Bernoulli para modelos de barra uniaxiais, sendo utilizada a teoria de placas delgadas de Kirchoff para as partes que fossem modeladas com elementos de casca, Tamayo (2011).

Yam e Chapman (1968) desenvolveram um dos primeiros modelos numéricos visando caracterizar o comportamento global de vigas mistas simplesmente apoiadas. Posteriormente, Yam e Chapman (1972) aplicaram modelos para vigas mistas e contínuas considerando a interação parcial na interface, segundo Tamayo (2011).

Hirst e Yeo (1980) utilizaram elementos finitos bidimensionais planos para modelagem da viga de aço e a laje de concreto, sendo o deslizamento relativo

existente na interface laje/concreto considerado através de elementos planos com propriedades equivalentes aos conectores, Tamayo (2011).

Razaqpur e Nofal (1988) desenvolveram um elemento de barra tridimensional para modelar o comportamento não-linear dos conectores de corte na interface, utilizando cascas poliédricas de placa delgada considerando a não-linearidade física dos materiais da viga de aço e da laje de concreto, Tamayo (2011).

Os modelos denominados unidimensionais são aqueles nos quais a viga e a laje são modeladas por elementos de barras conectados em forma flexível mediante molas, nos quais Tamayo (2011) destaca os modelos de Gara et all. (2009), Ranzi e Bradford (2005) e Jiang et all. (2009), por serem adequados para análises em longa duração considerando o fenômeno denominado *shear lag* na laje e a interação parcial na interface.

Outros modelos possuem a laje de concreto como casca poliédrica e a viga de aço mediante um elemento viga-coluna tridimensional unido por conexões rígidas ou flexíveis, dentre os quais Tamayo (2011) destaca Sapountzakis e Katsikadelis (2003) e de Macorini et all. (2006). Neste último, os autores apresentam um modelo tridimensional com análises para cargas de serviço e colapso.

Chung e Sotelino (2006) é citado como um dos modelos mais complexos por Tamayo (2011) por se tratar de um modelo totalmente tridimensional utilizado na modelagem de pontes de seção mista através de uma série de combinações para diferentes elementos da estrutura usando o programa de elementos finitos comercial ABAQUS.

Em seu trabalho, realizado através de ensaios *push-out* em conectores em perfil U formado a frio, David (2007) desenvolveu uma estratégia de modelagem numérica para simulação do comportamento estrutural das vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas utilizando o método dos elementos finitos através da ferramenta ANSYS, versão 8.0. As simulações numéricas consideraram a não linearidade física e geométrica, sendo utilizados três estratégias de modelagem: nós da interface acoplados em todas as direções; conectores modelados com elementos de casca juntamente com par de contato; e conectores simulados como molas, apresentando esta terceira estratégia, os melhores resultados, Vianna (2009).

1.2 **Ensaios tipo *push-out***

Uma das formas de caracterização da resistência de conectores de cisalhamento é através do ensaio tipo *push-out* o qual consiste num perfil de aço “I” ligado a duas lajes de concreto pelos conectores que se deseja ensaiar, conforme apresentado na Figura 6.

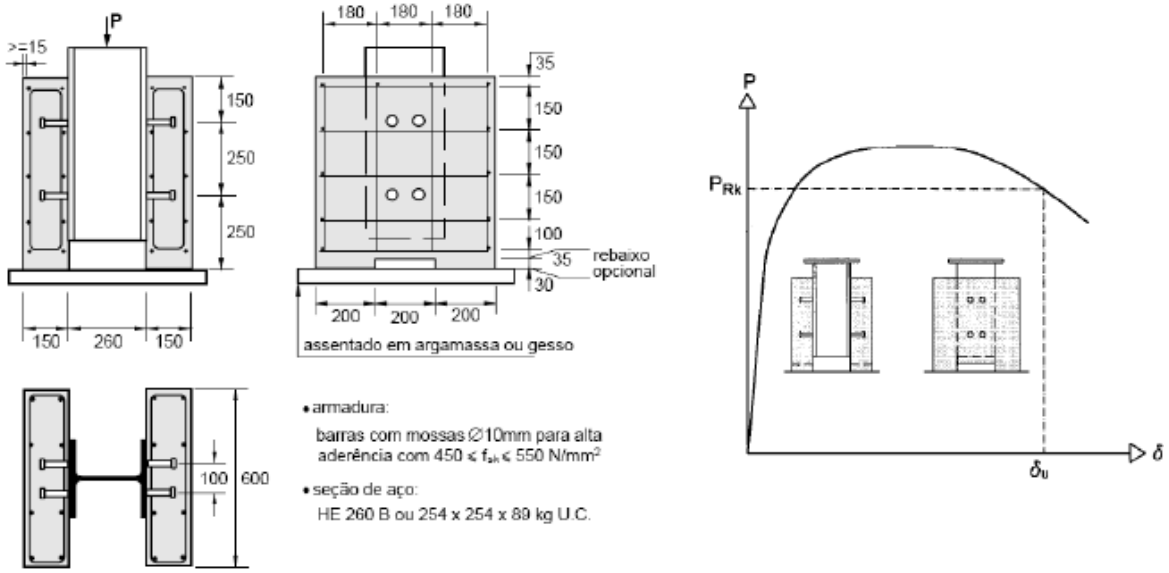


Figura 6 - Ensaio *push-out* conforme Eurocode 4 (2005)

Abaixo são listadas algumas das recomendações presentes no Eurocode 4 (2005) quanto ao preparo, ao ensaio e a avaliação dos resultados obtidos:

Recomendações na preparação do ensaio:

(1) Cada uma das duas lajes de concreto deve ser confeccionada na posição horizontal, conforme o feito para vigas mistas na prática;

(2) A ligação química na interface entre as mesas da viga de aço e o concreto deve ser evitada por lubrificação das mesas ou por outro meio adequado;
(3) Os espécimes devem ter sua cura realizada ao ar;
(4) Cada mistura necessita de um mínimo de quatro amostras de concreto (cilindros ou cubos) para a determinação da força do concreto, este deve ser preparado no momento do lançamento dos espécimes de ensaio. Estas amostras de concreto devem ser curadas ao lado dos espécimes *push-out*. A resistência do concreto f_{cm} deve ser tomada como o valor médio;
(5) A resistência à compressão do concreto f_{cm} no momento do teste deve ser de 70% ± 10% da força especificada do f_{ck} de concreto das vigas para o qual, o teste foi projetado. Esta exigência pode ser satisfeita usando concreto do grau especificado, mas sendo realizado antes dos 28 dias;
(6) O limite de elasticidade, resistência à tração e alongamento máximo de uma amostra representativa do material do conector de cisalhamento deve ser determinada;
(7) Se chapas de aço perfilada forem utilizadas para as lajes, a resistência à tração e o limite de escoamento das chapas de aço perfilado devem ser obtidas a partir de ensaios, em espécimes retirados das folhas, usadas nos testes *push-out*.

Recomendações para o ensaio:

(1) Inicialmente, aplicam-se incrementos de carga até atingir 40% da carga máxima esperada, e então são realizados 25 ciclos de carga/descarga entre as cargas correspondentes a 5% e 40% da carga de ruptura;
(2) Os incrementos de carga após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 minutos;
(3) O deslizamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço deve ser monitorado em todo ensaio, sendo este medido pelo menos até que a carga aplicada decresça em 20% do valor máximo;
(4) Deve-se medir também, próximo aos conectores, a separação transversal entre a mesa e a laje.

Na fase (1), o carregamento deve ser feito com o controle de carga, enquanto que na fase (2), deve-se optar por controle de deslocamento, Vianna (2009).

Avaliação dos resultados:

Ao analisar três modelos nominalmente idênticos, cujo desvio padrão entre o resultado individual de cada modelo com os resultados médios não exceda 10%, a resistência de cálculo dos conectores pode ser determinada pela equação (10):

$$q_{rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \tag{10}$$

Onde:

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;

P_{Rk} é a menor resistência encontrada dos três ensaios de modelos idênticos reduzida em 10%.

A capacidade de deslizamento de uma amostra deve ser tomada como o deslizamento máximo medido ao nível de carga característica (P_{Rk}), como mostrado na Figura 6. A capacidade característica do deslizamento δ_{uk} deve ser tomado como o valor de teste mínimo reduzido em 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados do teste. Neste último caso, deve-se seguir os procedimentos determinados no próprio Eurocode 4 (2005).

1.3 **Modos de ruptura**

Lam (2005) explicita os modos de falha do conector tipo pino separando-os em três tipos. O primeiro modo é a falha do cone de concreto, Figura 7, ao redor do conector diante dos esforços de compressão antes do conector atingir o limite de escoamento. O segundo modo é caracterizado pelo completo escoamento do conector sem qualquer sinal de falha observado no concreto. O terceiro modo é a combinação dos modos anteriores tendo-se o escoamento do conector e a ruptura do concreto.

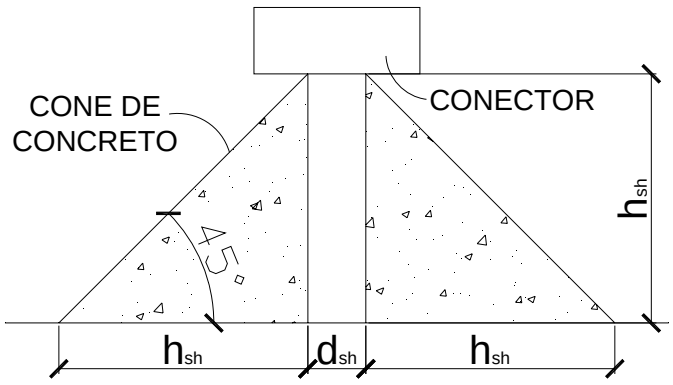


Figura 7 - Cone de concreto ao redor do conector tipo pino (*stud*), Lam (2005)

A identificação do modo de ruptura da ligação é de extrema importância visto que esta é a forma de se identificar o elo frágil da mesma, possibilitando assim, uma melhor utilização dos materiais evitando-se um excesso de conectores ou determinação das características do concreto acima do necessário.

Lam (2005) declara que, embora o deslocamento *push-out* medido com carga crescente forneça informações valiosas sobre o problema, é muito difícil determinar o modo de falha exata do espécime.

O aumento do deslocamento após a ruptura da ligação, mesmo com o decréscimo da carga, torna esta determinação ainda mais complexa, visto que há a possibilidade de escoamento posterior do conector ou ruptura do concreto.

1.4 **Classificação do conector**

A principal característica no cálculo dos conectores de cisalhamento é a relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos de um sistema misto. Esta relação é expressa pela curva carga *versus* deslocamento obtida através de ensaios em escala real ou do tipo push-out.

Os conectores de cisalhamento podem ser flexíveis ou rígidos, sendo para isto, utilizada a relação força/deslocamento, rigidez. Um conector é dito flexível se possuir uma menor rigidez sendo, portanto deformável sob ação das cargas de serviço havendo assim, um deslizamento relativo entre o aço e o concreto, fato que não ocorre com um conector dito rígido que por não se deformar, possui deslocamento relativo, entre o aço e o concreto, praticamente nulo.

Um conector flexível, pela sua deformação sob ação das cargas de serviço, torna-se uma solução não ideal em alguns casos tais como os sujeitos à fadiga. Porém, um conector classificado como rígido possui seu modo de falha caracterizado por uma ruptura frágil, com esmagamento ou cisalhamento do concreto, situação esta indesejável do ponto de vista da segurança estrutural.

O Eurocode 4 (2005) recomenda que um conector seja classificado como dúctil caso o valor característico da capacidade de deformação (δ_{uk}) for igual ou superior a 6mm. Do contrário, será classificado como frágil, conforme apresentado na Figura 8.

Assim um conector de cisalhamento pode ser; flexível ou rígido e com comportamento dúctil ou frágil.

A ductilidade dos conectores não afeta o comportamento da viga em regime de utilização, fase elástica, porém, no regime último, fase pós-elástica, esta permite a redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Isto significa que sob o carregamento crescente, um conector dúctil pode continuar a se deformar com solicitações próximas à sua ruptura e com isso, permitir que os conectores seguintes absorvam maior força de cisalhamento e atinjam sua resistência. Isso uniformiza o fluxo de corte permitindo espaçar igualmente os conectores, otimizando a execução da viga mista, David (2007) apud Vianna (2009).

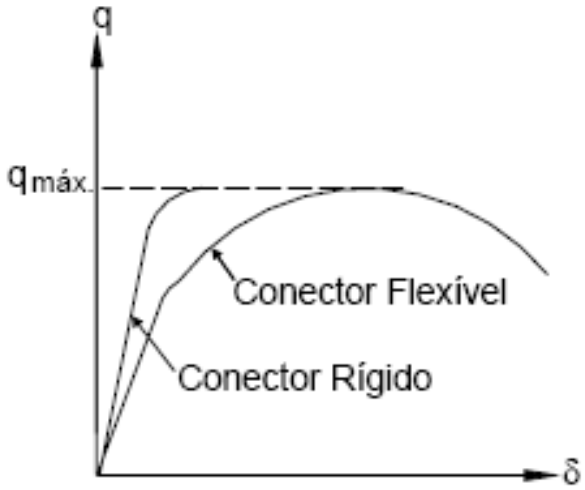


Figura 8 - Classificação dos conectores e suas curvas características, David (2007)

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) apud Vianna (2009).

2 MODELAGEM NUMÉRICA

2.1 Introdução

Conforme citado anteriormente, o presente trabalho objetiva apresentar uma modelagem numérica de ensaios tipo *push-out* realizados com conectores tipo pino (*stud*) e conectores tipo *perfobond*, utilizando o programa ANSYS, versão 10.0. Para tal, foram adotadas as características dos ensaios experimentais para conectores tipo pino (*stud*) realizados por Lam (2005) e para os conectores tipo *perfobond* os ensaios experimentais executados por Vianna (2009).

No decorrer deste capítulo será feita uma breve descrição dos modelos numéricos adotados, assim como as razões que motivaram uma nova abordagem ao tema.

2.2 Elementos utilizados nos modelos numéricos

A primeira abordagem ao problema teve por base um ensaio *push-out* realizado com conectores tipo pino (*stud*) sendo portanto, adotados elementos tridimensionais para a viga de aço, SOLID45, e a laje de concreto, SOLID65. Já para a simulação do conector tipo pino foi adotado o elemento de mola, COMBIN39. Todos estes elementos encontram-se disponíveis na biblioteca de elementos do Programa ANSYS (2005).

A adoção do elemento COMBIN39 para o conector mostrou-se pouco adequada, pois a região de compressão no concreto mostrou-se em desacordo com a encontrada na literatura e, devido às poucas informações obtidas na região do conector, houve uma dificuldade adicional em se determinar o modo de ruptura.

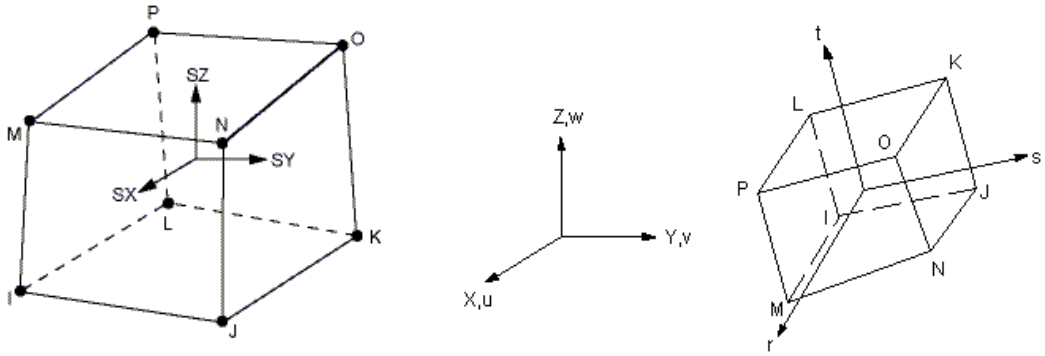
Em uma segunda etapa, adotou-se o elemento SOLID45 para a simulação do conector, tanto nos modelos com conector tipo pino (*stud*) e modelos com conector tipo *perfobond*, fato que gerou a necessidade da utilização dos elementos TARGE170 e CONTA174 com o intuito de se simular a interface conector-concreto.

Finalmente, para a realização de estudos da influência da adição de barras de reforço extras na região do entorno dos conectores, foi utilizado na modelagem o elemento PIPE59.

A seguir, serão expostas algumas informações sucintas a respeito dos elementos utilizados nos modelos em elementos finitos, incluindo-se algumas figuras e equações extraídas do manual de instruções do programa ANSYS - versão 10.0 (2000).

2.2.1 Elemento finito SOLID45

O elemento finito SOLID45 é utilizado para modelagem 3-D de estruturas sólidas, sendo definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó: translações nodais nas direções x, y e z, ANSYS (2000) conforme apresentado na Figura 9.



a) b)

Figura 9 - a) Geometria do elemento SOLID45; b) Coordenadas da matriz de Rigidez

A matriz de flexibilidade do elemento SOLID45 é apresentada na equação (11)

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_x & -\nu_{xz}/E_x & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_y & 1/E_y & -\nu_{yz}/E_y & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_z & -\nu_{zy}/E_z & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{zy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xz} \end{bmatrix} \quad (11)$$

Onde:

E_x é o módulo de Young no sentido de *x*

ν_{xy} maior valor para o coeficiente de Poisson

ν_{yx} menor valor para o coeficiente de Poisson

G_{xy} módulo cisalhante no plano xy

Com a consideração da simetria na matriz de flexibilidade tem-se:

$$\frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x}$$

$$\frac{\nu_{zx}}{E_z} = \frac{\nu_{xz}}{E_x} \quad (12)$$

$$\frac{\nu_{zy}}{E_z} = \frac{\nu_{yz}}{E_y}$$

2.2.2 Elemento Finito SOLID65

O elemento finito SOLID65 é utilizado na modelagem 3-D de sólidos caracterizados para o concreto armado, com ou sem barras de reforço. O sólido é suscetível aos efeitos de fissuração e esmagamento sob o efeito dos esforços atuantes. O elemento é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada

nó: translações nodais nas direções x, y e z onde é possível a especificação de até três barras de reforço – ver Figura 10.

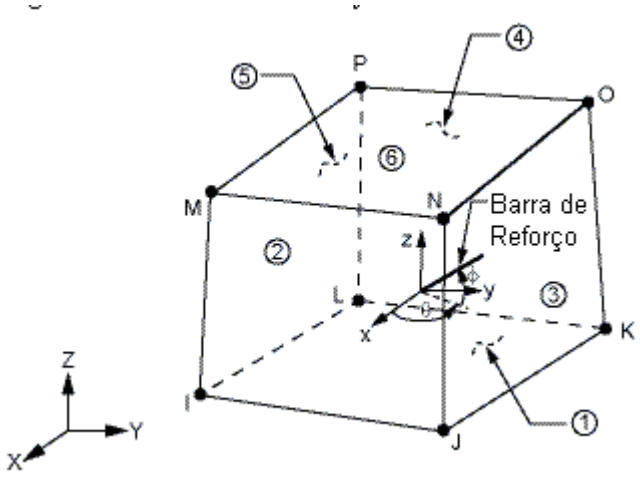


Figura 10 – Geometria do elemento SOLID65;

A matriz de flexibilidade do elemento SOLID65 é apresentada na equação (13)

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_x & -\nu_{xz}/E_x & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_y & 1/E_y & -\nu_{yz}/E_y & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_z & -\nu_{zy}/E_z & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{zy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xz} \end{bmatrix} \quad (13)$$

Onde:

E_x é o módulo de Young no sentido de *x*

ν_{xy} maior valor para o coeficiente de Poisson

ν_{yx} menor valor para o coeficiente de Poisson

G_{xy} módulo cisalhante no plano xy

Com a consideração da simetria na matriz de flexibilidade tem-se:

$$\frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x}$$

$$\frac{\nu_{zx}}{E_z} = \frac{\nu_{xz}}{E_x} \tag{14}$$

$$\frac{\nu_{zy}}{E_z} = \frac{\nu_{yz}}{E_y}$$

Torna-se notório a similaridade entre as equações dos elementos SOLID45 e SOLID65, sendo a influência das barras de reforço o grande diferencial entre os mesmos. Tal influência e regida pela equação (15).

$$\begin{Bmatrix} \sigma^r_{xx} \\ \sigma^r_{yy} \\ \sigma^r_{zz} \\ \sigma^r_{xy} \\ \sigma^r_{yz} \\ \sigma^r_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E^r_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon^r_{xx} \\ \varepsilon^r_{yy} \\ \varepsilon^r_{zz} \\ \varepsilon^r_{xy} \\ \varepsilon^r_{yz} \\ \varepsilon^r_{xz} \end{Bmatrix} = \left[D^r\right] \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon^r_{xx} \\ \varepsilon^r_{yy} \\ \varepsilon^r_{zz} \\ \varepsilon^r_{xy} \\ \varepsilon^r_{yz} \\ \varepsilon^r_{xz} \end{Bmatrix} \tag{15}$$

Onde:

E^r_i é o módulo de Young da barra de reforço i.

O único componente de tensão diferente de zero é a tensão axial no sentido da barra de reforço i. Tal direção esta relacionada as coordenadas X, Y e Z por meio da equação (16).

$$\begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \cos\theta_i sen\phi_i \\ sen\phi_i \cos\theta_i \\ sen\phi_i \end{Bmatrix} \cdot x^r_i = \begin{Bmatrix} \ell^r_i \\ \ell^r_i \\ \ell^r_i \end{Bmatrix} \cdot x^r_i \tag{16}$$

Onde:

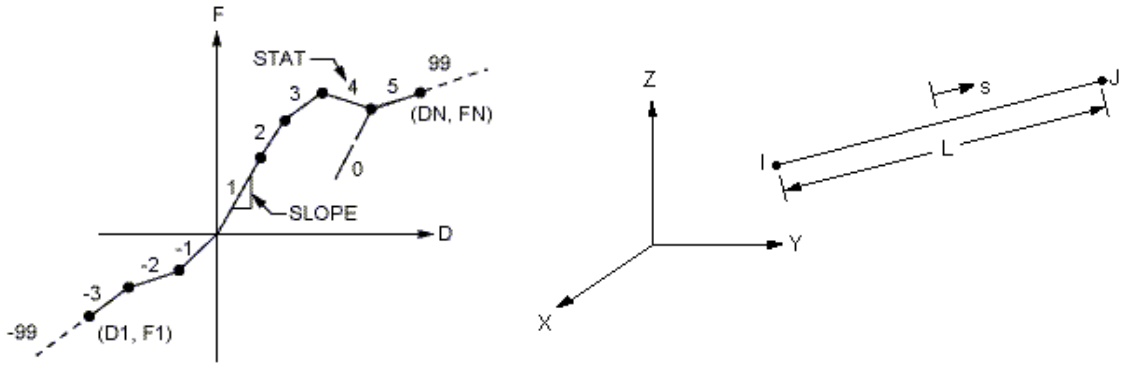
θ_i é o ângulo entre a projeção de x_i^r no plano xy e o eixo x.

ϕ_i é o ângulo entre x_i^r e o plano xy.

ℓ_i^r direção dos cossenos entre x_i^r e os eixos x, y, z.

2.2.3 Elemento Finito COMBIN39

O elemento finito COMBIN39 é um elemento não-linear unidirecional com capacidade de força-deflexão generalizada que pode ser usado em qualquer análise. O elemento tem capacidade de torção 1-D, 2-D e 3-D. As tensões uniaxiais atuam ao longo do elemento tendo-se três graus de liberdade em cada nó: translações nodais nas direções x, y e z – ver Figura 11. A torção aplicada ao elemento é puramente de rotação com três graus de liberdade em cada nó: rotações nodais nos eixos x, y e z. Este elemento não incorpora efeitos de flexão ou cargas axiais.



(a) (b)

Figura 11 – (a) Geometria do elemento COMBIN39; (b) Coordenadas da matriz de Rigidez

A matriz de rigidez do elemento COMBIN39 é apresentada na equação (17) e o vetor de carregamento na equação(18).

$$K_e = K^{tg}\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \tag{17}$$

$$F_e = F_1\begin{Bmatrix} 1 \\ -1 \end{Bmatrix} \tag{18}$$

Onde:

K^{tg} é o valor da rigidez do elemento na interação anterior

F_1 é o valor da força no elemento na interação anterior

2.2.4 Elemento Finito PIPE59

O elemento finito PIPE59 é um elemento uniaxial com capacidade para análises de tensão de compressão, torção, flexão. O elemento tem seis graus de liberdade em cada nó: translações nodais nas direções x, y, e z e rotações sobre os eixos x, y e z – ver Figura 12 e Figura 13. Uma opção de representação de cabo (semelhante ao LINK8) também está disponível para este elemento. O elemento tem rigidez e recursos de deflexão de grande porte.

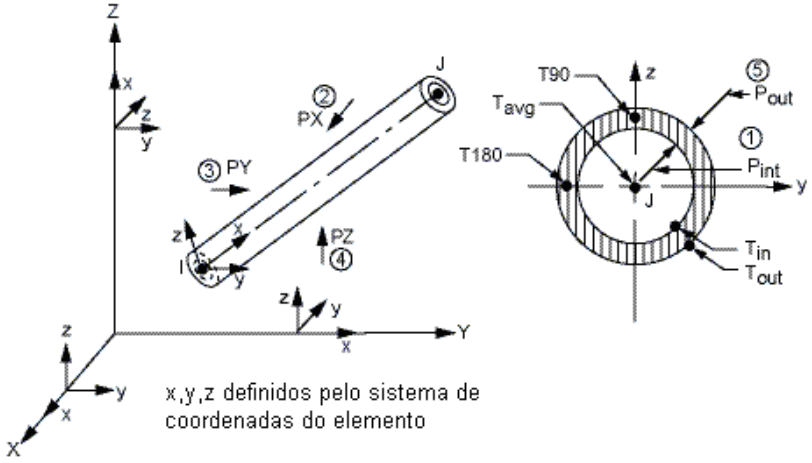


Figura 12 – Geometria do elemento PIPE59

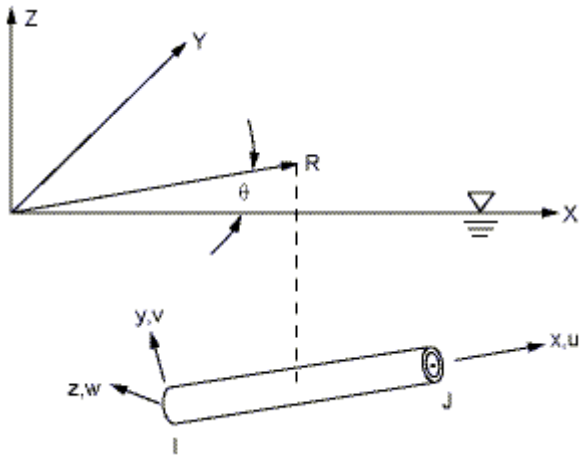


Figura 13 – Coordenadas da matriz de Rigidez

A matriz de rigidez do elemento PIPE59 é apresentada na equação(19).

$$[K_e]=\begin{bmatrix} AE/L & & & & & & & & & & & \\ 0 & a_z & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & a_y & & & & & \textit{Simetrico} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & GJ/L & & & & & & & & \\ 0 & 0 & -c_y & 0 & e_y & & & & & & & \\ 0 & c_z & 0 & 0 & 0 & e_z & & & & & & \\ -AE/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & & & & & \\ 0 & -a_z & 0 & 0 & 0 & -c_z & 0 & a_z & & & & \\ 0 & 0 & -a_y & 0 & c_y & 0 & 0 & 0 & a_y & & & \\ 0 & 0 & 0 & -GJ/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GJ/L & & \\ 0 & 0 & -c_y & 0 & f_y & 0 & 0 & 0 & c_y & 0 & e_y & \\ 0 & c_z & 0 & 0 & 0 & f_z & 0 & -c_z & 0 & 0 & 0 & e_z \end{bmatrix} \quad (19)$$

Onde:

A é a área da seção transversal

E é o módulo de Young

L comprimento do elemento

G é o módulo cisalhante

J momento de inércia a torção

I_i momento de inércia no sentido *i*

A_i^s Área normal ao plano que corta a direção i

Sendo;

$$\begin{aligned} a_z &= a(I_z, \varphi_y) \\ a_y &= a(I_y, \varphi_z) \\ c_z &= c(I_z, \varphi_y) \\ c_y &= c(I_y, \varphi_z) \end{aligned} \tag{20}$$

para;

$$\begin{aligned} a(I, \phi) &= \frac{12EI}{L^3(1+\phi)} \\ c(I, \phi) &= \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} \end{aligned} \tag{21}$$

e;

$$\begin{aligned} \phi_y &= \frac{12EI_z}{GA_z^s L^2} \\ \phi_z &= \frac{12EI_y}{GA_y^s L^2} \end{aligned} \tag{22}$$

2.2.5 Elementos Finitos TARGE170 e CONTA174

O elemento finito TARGE170 é usado para representar várias superfícies tridimensionais tipo "*target*" para os elementos de contato associados (CONTA173, CONTA174, CONTA175 e CONTA176). Os elementos de contato sobrepõem-se aos elementos sólidos descrevendo o limite de um corpo deformável estando, potencialmente, em contato com a superfície do alvo, definido pelo elemento TARGE170. Esta superfície do alvo é discretizada por um conjunto de elementos-alvo do segmento (TARGE170) e está alinhada com sua superfície de contato associada.

O elemento finito CONTA174 é usado para representar o contato e deslizamento entre 3-D "*target*" superfícies (TARGE170) e uma superfície deformável, definida por este elemento. O elemento é aplicável em análises 3-D

estruturais e análises do campo de contato. Este elemento tem as mesmas características geométricas da superfície do elemento sólido ou de casca com o qual ele está ligado, conforme Figura 14. O contato ocorre quando a superfície elemento penetra um dos elementos-alvo do segmento (TARGE170), Figura 15, sobre uma superfície destino especificada, ANSYS 2000.

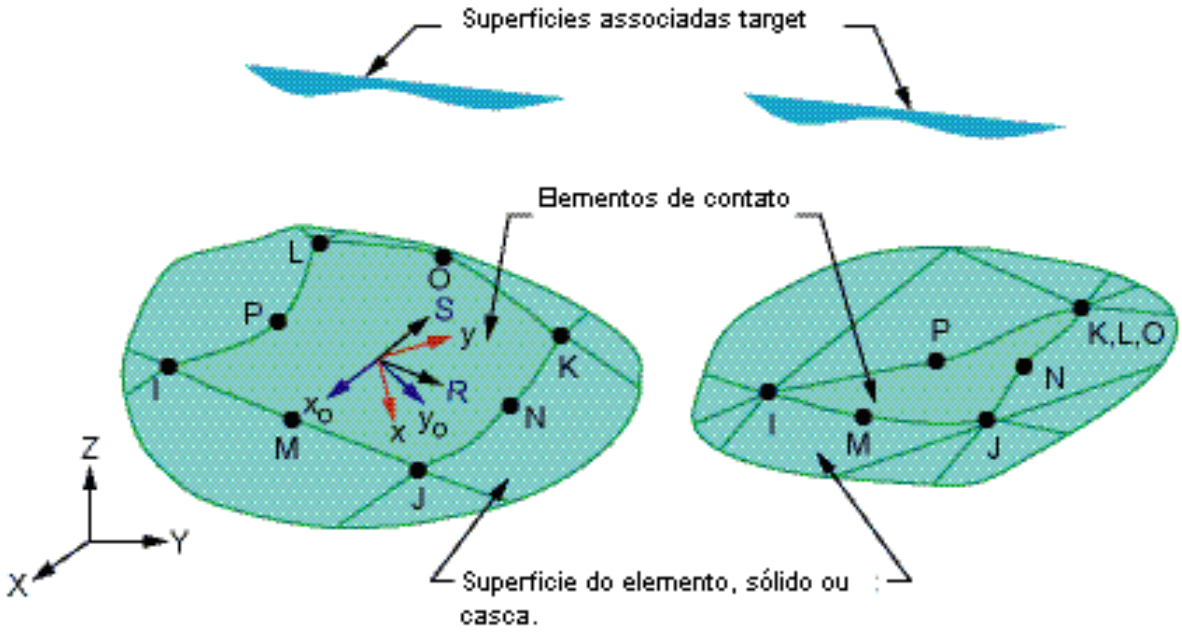


Figura 14 – Geometria do Elemento CONTA174

2.3 **Condições de contorno e critérios adotados nas análises**

2.3.1 Eixo de simetria

O ensaio *push-out*, de acordo com o determinado no Eurocode 4 (2005), possui dois eixos de simetria conforme mostrado na Figura 16. A existência destas simetrias tem grande valor em termos de modelagem numérica, pois, através da aplicação das condições de contorno, é possível reduzir o número de elementos e, consequentemente, o número de nós da malha que, por sua vez, reduz o número de

equações, diminuindo assim, o esforço computacional tendo como resultado, maior agilidade na obtenção dos resultados.

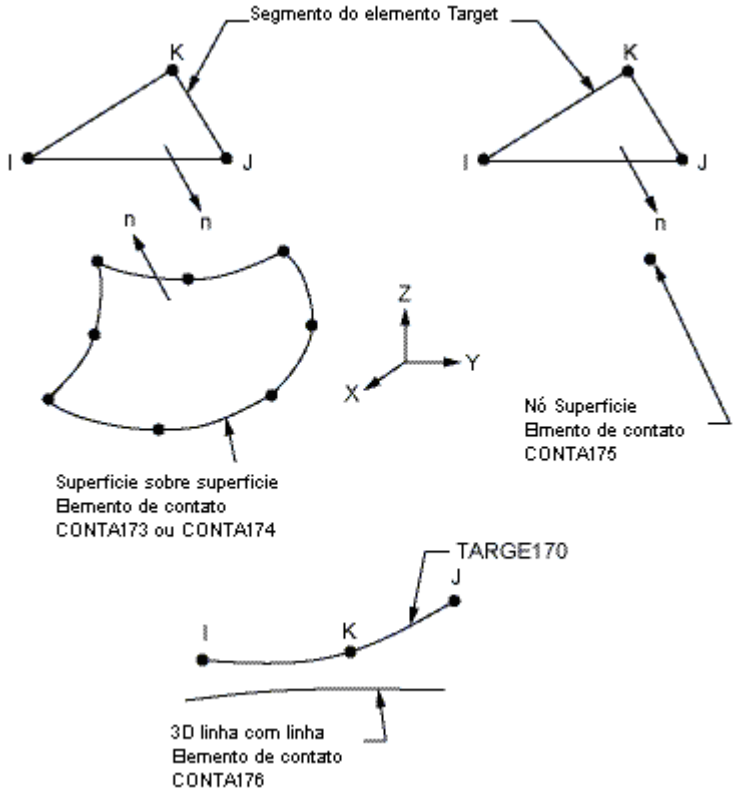


Figura 15 – Geometria do Elemento Targe170

O ensaio *push-out* apresenta dois eixos de simetria, conforme Figura 16, sendo no presente trabalho foi adotado apenas o eixo de simetria apresentado na Figura 16(a), pois o modelo possui apenas uma linha de conectores localizado no eixo central da alma do perfil.

2.3.2 Análise não-linear

A análise não-linear efetuada nesta dissertação em elementos finitos empregou o método de Newton-Raphson completo e modificado, subdividindo assim, a carga em uma série de incrementos e aplicando-os em etapas conforme apresentado na Figura 17**.**

a) b)

Figura 16 - Eixos de Simetria

Antes de cada etapa, o método de Newton-Raphson avalia o vetor de carga fora do equilíbrio, que é a diferença entre as forças de restauração (cargas correspondentes às tensões do elemento) e as cargas aplicadas. O programa então executa uma solução linear, usando as cargas fora de equilíbrio, e verifica se há convergência. Se os critérios de convergência não estiverem satisfeitos, o vetor de carga fora do equilíbrio é reavaliado, a matriz de rigidez é atualizada, e uma nova solução é obtida. Este procedimento iterativo continua até a convergência.

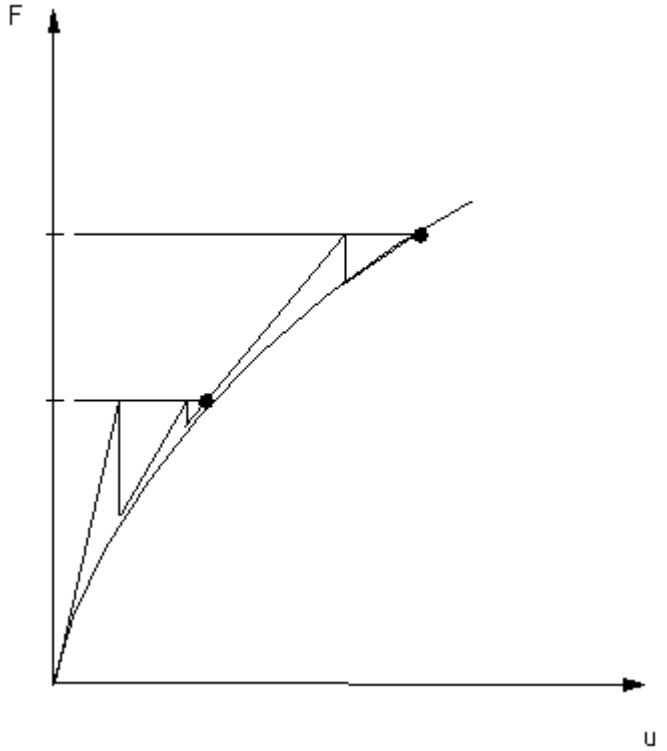


Figura 17 – Método Newton-Raphson, ANSYS (2005)

3 MODELOS DO CONECTOR TIPO STUD

O presente capítulo tem por objetivo a apresentação dos modelos adotados para a modelagem do conector tipo pino (*stud*).

3.1 Modelagem do conector tipo pino (*stud*) como mola

A primeira abordagem ao problema teve por orientação, o estudo da complexidade em se modelar o concreto por se tratar de um material não isotrópico e com os fenômenos de esmagamento e fissuração, fatores que requerem extrema atenção durante a modelagem.

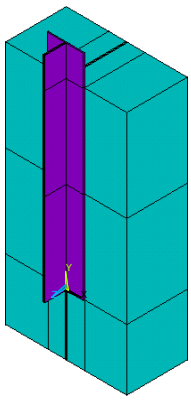
Assim, procurou-se reduzir as demais variáveis para que a influência das alterações no modelo constitutivo do concreto fosse detectada mais facilmente.

Diante desta abordagem, primeiramente foi adotado para o conector tipo pino (*stud*) um elemento tipo mola, COMBIN39, que diminui a complexidade na interface conector/concreto pela ausência da necessidade dos elementos de contato nesta região e a própria definição do elemento do conector.

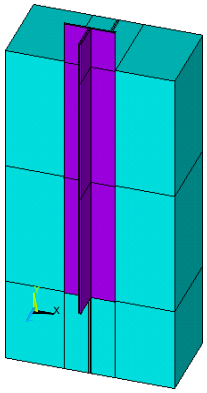
O elemento adotado para a laje de concreto foi o SOLID65, dadas as suas propriedades e facilidade de visualização no modelo, além de não necessitar da modelagem das barras de reforço pois as mesmas são inseridas através das propriedades do próprio elemento, ou seja, com taxas percentuais de armadura.

3.1.1 Geometria do modelo

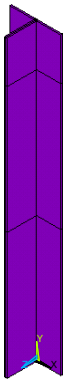
A Figura 18 mostra a geometria adotada no modelo, sendo ilustrados os volumes completos, itens (a) e (b), do perfil, item (c), e da laje de concreto, item (d).

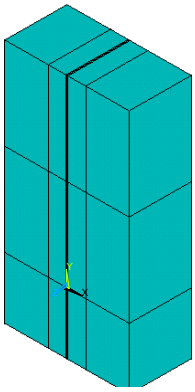


a) Vista Isométrica



b) Vista Cavalera





c) Vista Isométrica do Perfil d) Vista Isométrica da Laje de concreto

Figura 18 – Vistas do Modelo

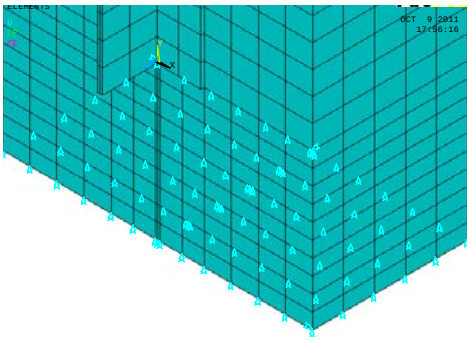
3.1.2 Condições de contorno

A Figura 19 apresenta as condições de contorno adotadas no modelo em elementos finitos;

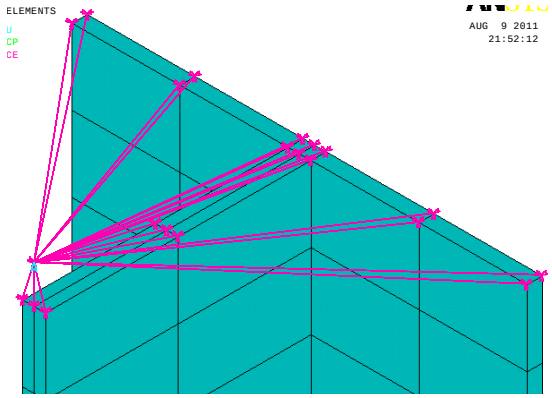
a) A restrição na base da laje de concreto foi considerada de forma a simular o piso, sendo os nós desta base impedidos de se deslocar no sentido do esforço. Em nós de coordenadas distintas foram aplicadas restrições nos outros sentidos, a fim de evitar a rotação e o deslocamento nestes sentidos, o que impede o deslocamento de corpo rígido, fenômeno que poderia ocorrer se todos os nós fossem restringidos, e a rotação do modelo;
b) Os nós do topo do perfil de aço foram associados ao nó onde se aplica o deslocamento, para uma distribuição homogênea do mesmo;

c) Os nós na metade da alma do perfil tiveram a condição de simetria modelada por restrições o que gera uma diminuição no esforço computacional;

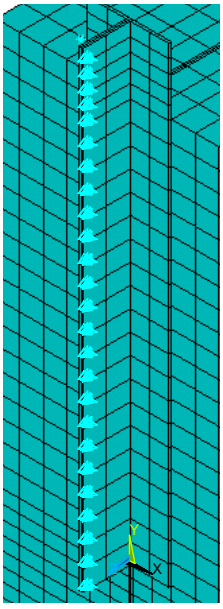
d) Os nós na interface perfil de aço/laje de concreto tiveram o acoplamento aplicado nos sentidos ortogonal e paralelo à interface, o que representa a impossibilidade dos elementos ocuparem o mesmo espaço e impede um deslocamento indesejado, respectivamente.



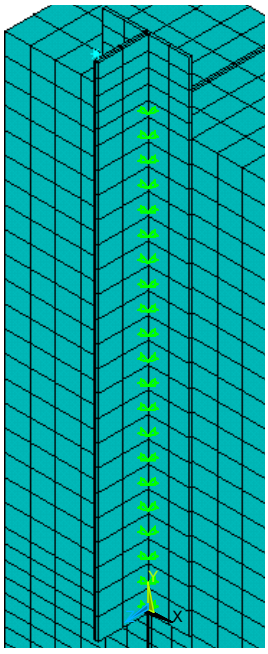
a) Restrições na base de concreto



b) Link no topo do modelo



c) Restrições no meio da alma do pefil



d) Acoplamento na interface aço concreto.

Figura 19 – Condições de contorno adotadas no modelo

3.1.3 Considerações e análises

Apesar da impossibilidade de se definir o modo de ruptura neste modelo, a adoção do mesmo mostrou-se de grande valia, pois, tornou-se notória a influência das propriedades do concreto, tais como taxa de armadura, f_{ck} e módulo de elasticidade. Os fenômenos de esmagamento e fissuração também exercem grande influência nos resultados.

A interface aço/concreto também exerce influência significativa no resultado, dado o efeito de confinamento proporcionado pela geometria da mesa do perfil junto à laje de concreto.

A pouca influência da alma do perfil no modelo possibilitou a sua simulação através de novas imposições de condições de contorno.

3.2 **Modelagem do conector tipo pino (*stud*) sem cabeça**

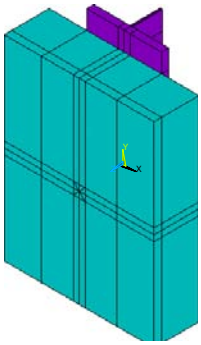
A primeira abordagem em termos de modelagem do conector foi sem a presença da cabeça do mesmo.

Apesar da utilização do conector tipo pino sem a cabeça não ser recomendada pelas normas de projeto a adoção de tal medida teve por base uma diminuição do esforço computacional em uma região importante da análise, dadas as variações de geometria ali existentes. Neste caso, em especial, a existência de uma circunferência inscrita em uma geometria retangular, o que torna esta região ainda mais crítica, pois a não correspondência dos nós entre o conector e o concreto, pode resultar em incompatibilidade de deformações e deslocamentos.

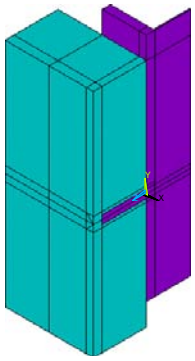
Portanto, o modelo foi desenvolvido tendo-se por base, o eixo de simetria presente no ensaio *push-out* e sem a cabeça do conector de cisalhamento, tendo este, o mesmo diâmetro ao longo de toda a sua altura – ver Figura 20.

3.2.1 Geometria do modelo

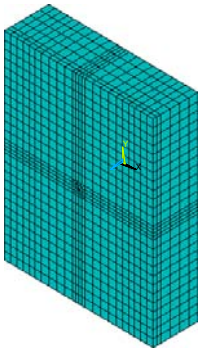
A Figura 20 apresenta a geometria do modelo assim como os elementos presentes no mesmo.



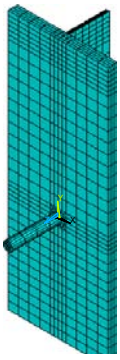
a) Volume completo do modelo



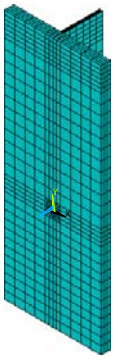
b) Metade do volume do modelo



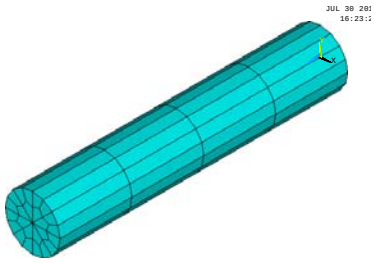
c) Elementos da laje do modelo



d) Elementos da mesa do perfil e do conector



e) Elementos da mesa do perfil



f) Elementos do conector tipo pino *(Stud)*

Figura 20 – Geometria e elementos apresentados no modelo

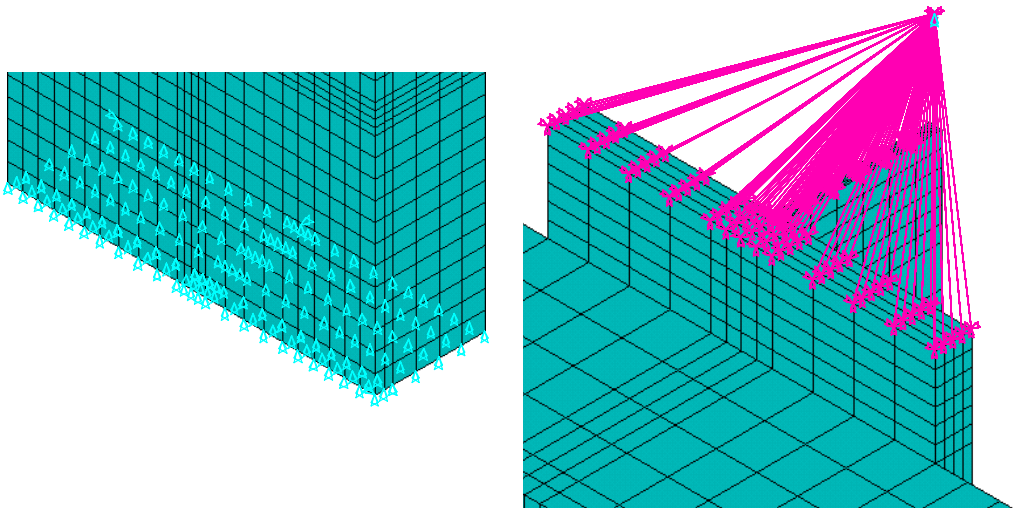
3.2.2 Condições de contorno

A Figura 21 apresenta as condições de contorno adotadas no modelo em elementos finitos;

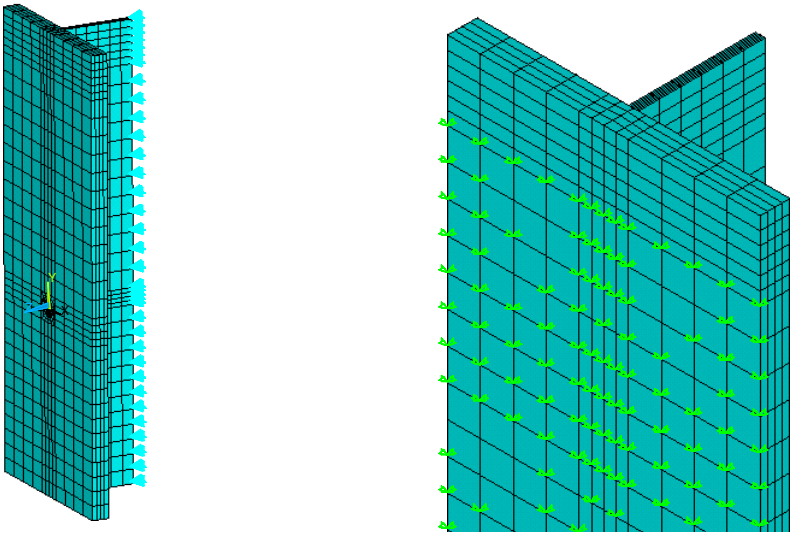
a) A restrição na base da laje de concreto foi considerada de forma a simular o piso, sendo os nós desta base impedidos de se deslocarem no sentido do esforço. Em nós de coordenadas distintas foram aplicadas restrições nos outros sentidos o que impede o deslocamento de corpo rígido, fenômeno que poderia ocorrer se todos os nós fossem restringidos, e a rotação do modelo;
b) Os nós do topo do perfil de aço foram associados ao nó onde se aplica o deslocamento, para uma distribuição homogênea do mesmo;
c) Os nós na metade da alma do perfil tiveram a condição de simetria modelada por restrições o que gera uma diminuição no esforço computacional;
d) Os nós na interface perfil de aço/laje de concreto tiveram o acoplamento aplicado nos sentidos ortogonal e paralela à interface, o que representa a impossibilidade dos elementos ocuparem o mesmo espaço além de impedir um deslocamento indesejado, respectivamente.

3.2.3 Superfície de contato

A superfície de contato foi aplicada apenas na região inferior do conector. Esta abordagem teve como justificativa a impossibilidade de se aplicar o acoplamento nesta região, pois tal medida acarretaria em esforços de tração inexistentes no concreto.



a) Restrições na base de concreto b) Link no topo do modelo



c) Restrições no meio da alma do pefil d) Couple na interface aço concreto

Figura 21 – Condições de contorno adotadas no modelo

a) Elemento Targe170 na base do vão do concreto onde encontra-se o conector tipo pino *(stud)* b) Elemento Conta174 na base do conector tipo pino *(stud)*.

Figura 22 – Elementos de contato

3.2.4 Considerações e análises

Apesar do modelo não apresentar resultados condizentes com os experimentais realizados por Lam (2005), os resultados obtidos nesta análise conduziram a considerações e diretrizes importantes para uma nova abordagem ao problema.

Primeiramente, a caracterização da alma do perfil torna complexa a proximidade dos nós na interface entre o perfil e o concreto, o que interfere diretamente na aplicação do acoplamento nesta região.

A ausência de contato na região de concreto no entorno do conector impede a existência do efeito de confinamento, o qual ocorre no ensaio e possui influência direta da cabeça do conector.

3.3 **Modelagem completa do conector tipo pino (*stud*)**

Diante da experiência adquirida nas abordagens anteriores ao problema e as limitações presentes nas mesmas, foi então iniciado um novo modelo com a geometria completa do conector tipo pino *(stud)*, utilizando o elemento SOLID45.

A alteração resultou em alguns pontos críticos, tais como a geometria do ensaio e dos seus elementos, visto que a influência dos mesmos já fora deveras exemplificada na literatura. Além disto, a região do entorno do conector necessitava de atenção especial, pois neste local tem-se a ocorrência da falha da ligação e diante das características em que a mesma ocorra será tipificado o modo de falha.

3.3.1 Geometria do modelo

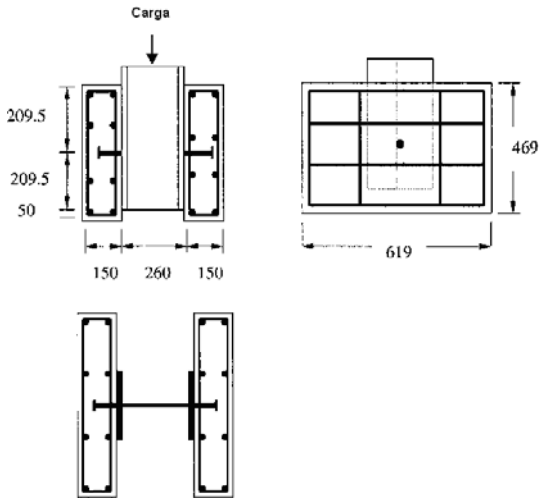
Diante das grandes alterações que uma geometria inadequada poderia resultar, o presente trabalho foi modelado conforme as características dos ensaios experimentais realizados por Lam (2005).

Conforme apresentado no trabalho realizado por Lam (2005) o modelo aqui adotado utilizou o perfil 254x254UC 73 (W10x49), laje de concreto com 619mm de largura, 469mm de altura e 150mm de espessura.

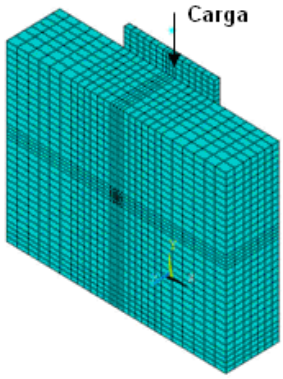
Os conectores utilizados por Lam (2005) possuíam dimensões variáveis tais como: 13x65, 16x75, 19x100 e 22x100, respectivamente. Neste trabalho, utilizou-se principalmente o conector 19x100mm (d x h).

Nesta geometria faz-se necessário destacar a supressão da alma do perfil de aço, medida adotada para se diminuir o esforço computacional, sendo para tanto, aplicadas as condições de contorno representadas pela presença da mesma.

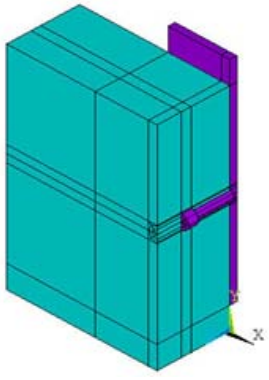
A Figura 23 apresenta os volumes e os elementos adotados na modelagem.



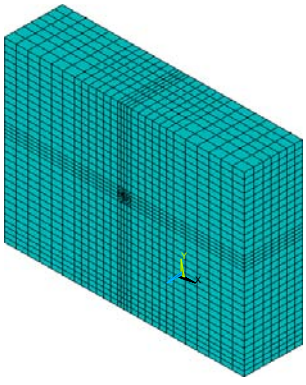
a) Ensaio Push-Out utilizado por Lam(2005)



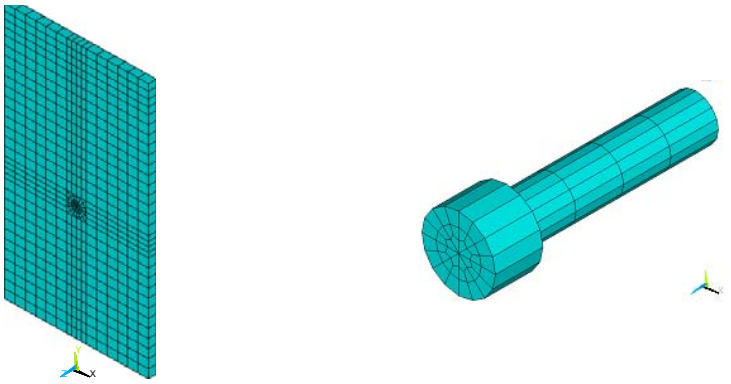
b) Modelo completo



c) Metade do modelo



d) Laje de concreto



e) Perfil de Aço f) Conector Pino *(stud)*

Figura 23 – Representação da geometria do modelo.

3.3.2 Condições de contorno

As condições de contorno adotadas nas análises do presente trabalho foram adotadas tendo-se por base as condições presentes no ensaio experimental e as condições de simetria presentes no mesmo, a qual possui seus volumes indicados na Figura 24.

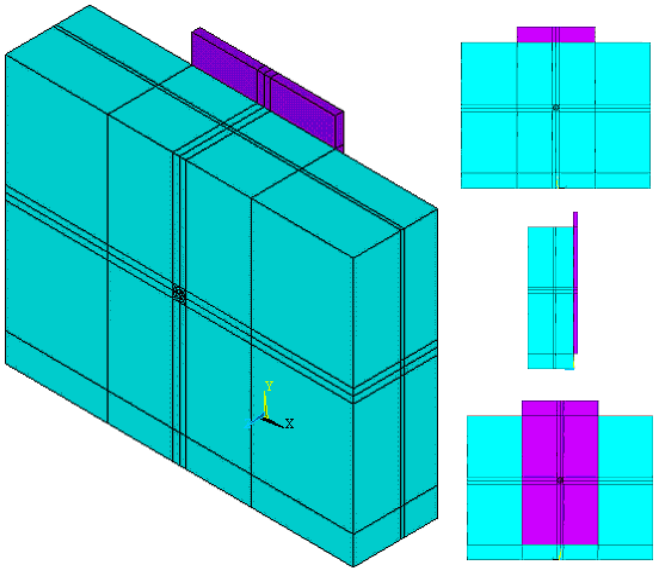
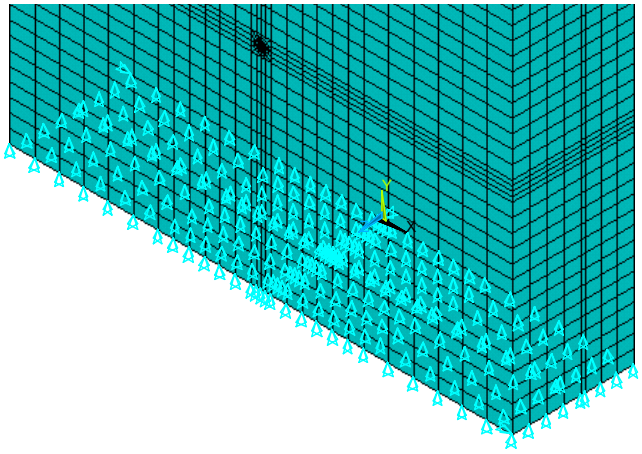


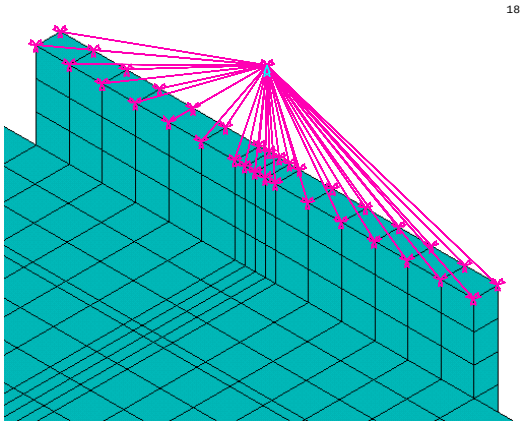
Figura 24 – Volumes dos Elementos Finitos Adotados no Modelo Estrutural

A Figura 25 apresenta as condições de contorno adotadas no modelo em elementos finitos;

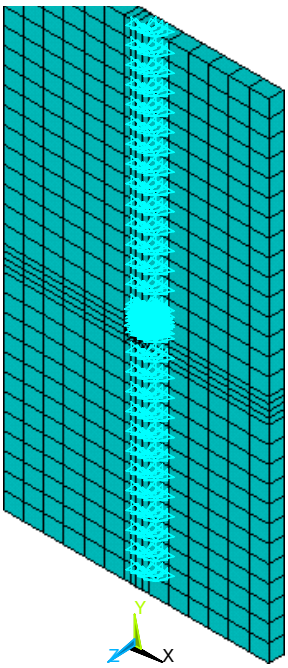
a) Na base da laje de concreto e do ensaio *push-out*, na interface concreto-solo foram aplicadas em todos os nós, restrições no sentido do carregamento, eixo Y, para se impedir o deslocamento da estrutura. Além disto, em alguns nós com coordenadas distintas foram aplicadas restrições no sentido de X e Z, comprimento e largura da laje de concreto respectivamente, evitando-se a rotação da base. A restrição no sentido X e Y não foi aplicada em todos os nós da base tendo sido somente adotada em alguns nós com a finalidade de se evitar deslocamentos de corpo rígido.
b) Acima do topo do perfil de aço foi inserido um elemento de ligação o qual teve seus deslocamentos associados ao topo do perfil, topo do ensaio *push-out*, o que possibilitou a aplicação do deslocamento em um único ponto facilitando a interpretação dos resultados.
c) No perfil de aço na região entre a mesa e a alma foram aplicadas na mesa, as restrições provenientes da existência da alma. A modelagem da alma, a qual se encontra no mesmo plano do conector, obrigaria o uso de elementos muito pequenos, o que aumentaria o esforço computacional.
d) Na região entre o perfil de aço e a laje de concreto foi aplicado um acoplamento nos eixos X e Z, eixos diferentes ao de aplicação do esforço (Y), dada a impossibilidade da laje de concreto e o perfil de aço ocuparem o mesmo espaço físico.
e) O ensaio *push-out* determinado no Eurocode 4 (2005) possui inicialmente uma série de carregamentos e descarregamentos o que evita o escorregamento inicial entre o conector e o concreto durante as medições do ensaio. Nesta modelagem, tal efeito foi simulado com a aplicação do acoplamento na interface inferior entre o conector e o concreto;
f) Na interface entre o perfil e o conector foi aplicado o acoplamento em todos os sentidos de deslocamento para simular a solda ali presente.



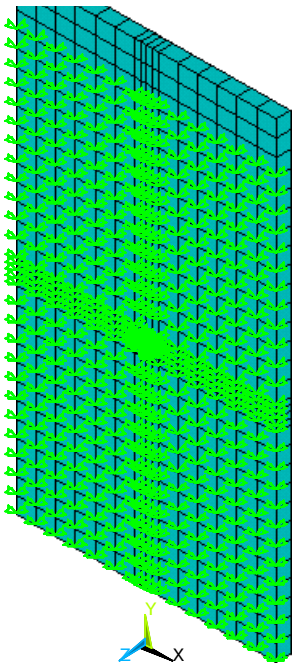
a) Restrições da Base da laje de concreto



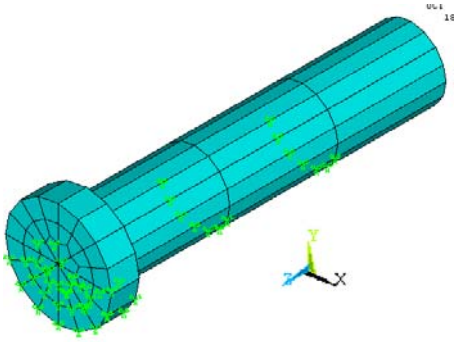
b) Ligação do topo do perfil de aço



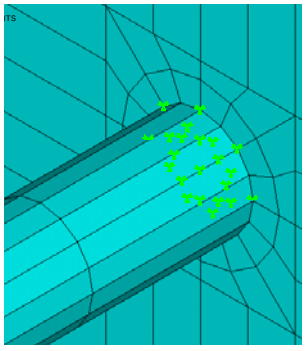
c) Restrições na região entre a mesa e a alma do perfil



d) Acoplamento entre a mesa do perfil e a laje de concreto



e) Acoplamento entre a parte inferior do conector tipo pino *(stud)* e a Laje de Concreto

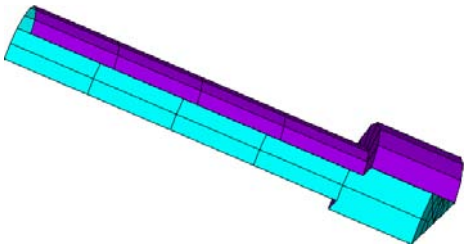


f) Acoplamento entre o conector tipo pino *(stud)* e o Perfil de aço.

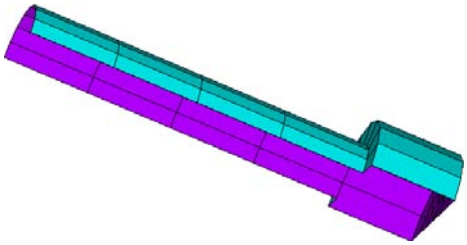
Figura 25 – Condições de contorno adotadas no Modelo em Elementos Finitos

3.3.3 Superfície de contato

A superfície de contato foi considerada apenas na região superior do conector. Esta abordagem teve como justificativa, a impossibilidade de se aplicar o acoplamento nesta região, pois tal medida acarretaria em esforços de tração inexistentes no concreto.



a)) Elemento Targe170 no topo do vão do concreto onde encontra-se o conector tipo pino *(stud)*



b) Elemento Conta174 no topo do conector tipo pino *(stud)*.

Figura 26 – Elementos de contato

3.3.4 Propriedades dos elementos

As propriedades dos materiais foram adotadas conforme o trabalho de Lam (2005) sendo para tanto, utilizadas as equações (23), (24) e (25) na determinação das propriedades do concreto.

$$\varepsilon_{yc} = 0.00024\sqrt{f_{cu}} \tag{23}$$

$$f_{yc} = 0.8 \cdot f_{cu} \tag{24}$$

$$E_c = f_{yc} / \varepsilon_{yc} \tag{25}$$

Onde;

ε_{yc} é deformação do concreto;

f_{cu} é a resistência do corpo de prova cúbico do concreto;

f_{yc} é a tensão de escoamento do concreto;

E_c é o módulo de Young.

Nota-se também que para a análise da região do entorno do conector fez-se necessária a supressão dos efeitos proporcionados pela fissuração e esmagamento do concreto, sendo a curva tensão *versus* deformação conforme a apresentada na Figura 27(a).

Todos os materiais do presente modelo possuem a sua curva, tensão *versus* deformação ilustradas na Figura 27 e foram modelados de forma bi-linear.

O aço adotado para a mesa do perfil foi o S275, já para o conector foi adotada uma tensão de escoamento 470,8 MPa e módulo de Young de 200GPa, conforme Lam (2005).

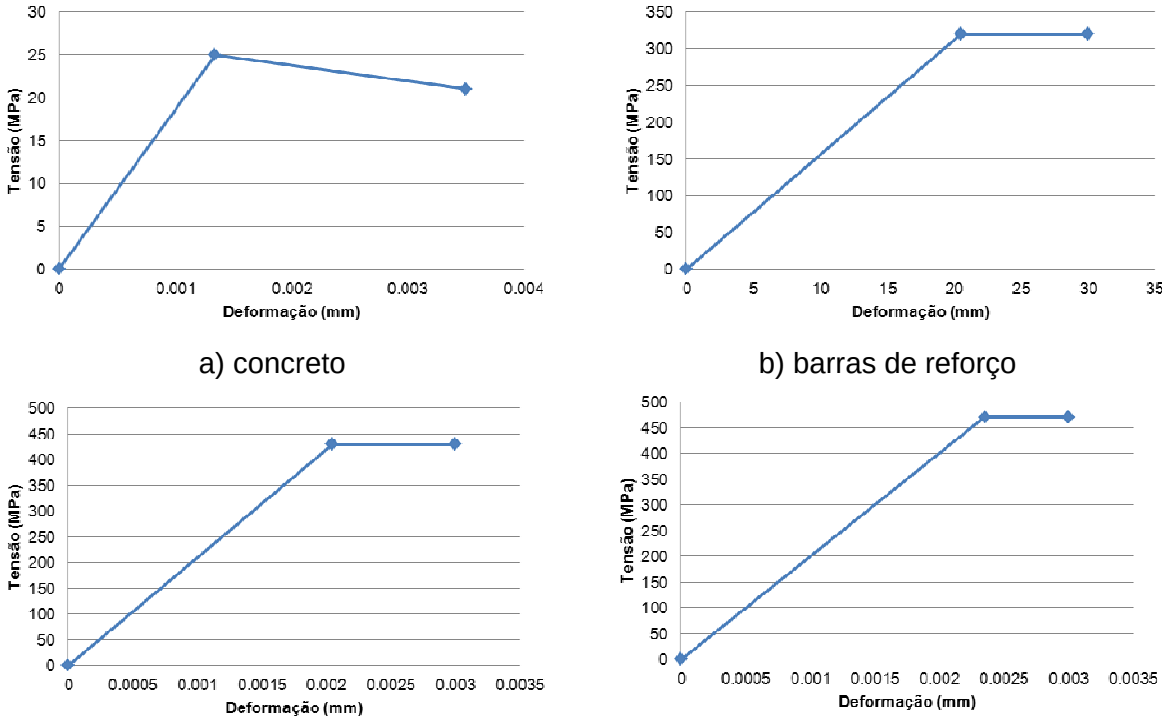
As barras de aço foram aplicadas no modelo como taxas de armadura, conforme os ângulos e os dados permitidos pelo elemento SOLID65, sendo utilizado para tanto, a descrição de Lam (2005) na qual o mesmo indica que utilizou barras de 10mm com taxa de seis barras na horizontal e seis na vertical por camada. Nota-se que em seu ensaio, Lam (2005) subdividia cada laje de concreto em duas camadas. Ao longo da espessura foi adotada a taxa de armadura necessária à amarração destes elementos sendo adotado em todos os sentidos o valor de 0,785%.

3.3.5 Validação dos resultados

O presente parágrafo objetiva apresentar a comparação dos resultados obtidos nas análises numéricas com os resultados experimentais encontrados em Lam (2005).

Nesta calibração dos modelos foram adotados quatro ensaios, SP1, SP2, SP3 e SP4. Em todos estes ensaios foram utilizados conectores de cisalhamento tipo pino de 19mm de diâmetro e 100mm de altura, sendo variável, o f_{ck} do concreto,

adotando-se portanto, valores de 50 MPa, 20MPa, 30MPa e 35MPa, respectivamente.



a) concreto

b) barras de reforço

c) perfil de Aço

d) conector de cisalhamento

Figura 27 – Curvas tensão *versus* deformação

Na Tabela 1 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Lam (2005), os obtidos nos modelos em elementos finitos desenvolvidos neste trabalho e os resultados a partir das equações de dimensionamento do Eurocode 4 (2005), apresentadas nas equações (1),(2) e (3).

A capacidade de carga apresentados nesta tabela e nas figuras que serão apresentadas a seguir são obtidos ao se utilizar apenas um conector.

Os resultados obtidos foram considerados satisfatórios dada a pouca diferença entre os mesmos e os obtidos por Lam (2005) em seu experimento, os apresentados na análise numérica e os obtidos com as equações preconizadas pelo Eurocode 4 (2005). Tal proximidade é ainda mais notável ao se observar a Figura 28.

Tabela 1 – Comparativo dos resultados em elementos finitos do presente trabalho com os do Eurocode 4 (2005) e os experimentais obtidos por Lam (2005)

Ensaio	f_{ck} (MPa)	Lam (2005) (kN)	EC4 (kN)	FE ANSYS (kN)
SP1	50	130,4	106,8	114,43
SP2	20	71,6	60,4	73,22
SP3	30	93	81,9	87,47
SP4	35	102	91,9	90,02

Os resultados apresentados na Figura 28 demonstram a proximidade obtida entre os resultados experimentais, os resultados obtidos através do Eurocode 4 (2005) e os apresentados no modelo numérico, diante destes resultados foi considerada uma boa alternativa a modelagem com estas características para o ensaio *push-out* de um conector tipo pino *(stud)*.

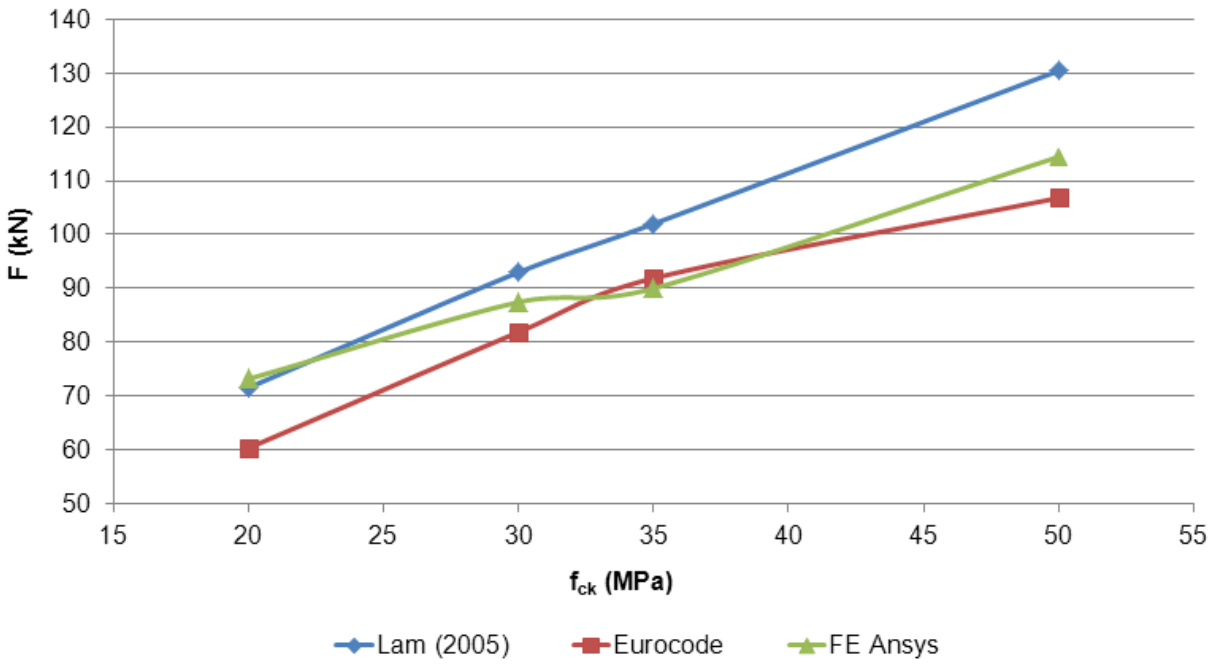


Figura 28 – Comparativo dos resultados em elementos finitos do presente trabalho com os do Eurocode 4 (2005) e os experimentais obtidos por Lam (2005)

A sequência de figuras ilustradas a seguir apresenta os resultados obtidos no modelo em elementos finitos, seguindo-se em ordem crescente do menor ao maior valor de resistência a compressão característica do concreto, f_{ck}, sendo ilustrado a curva força *versus* deslocamento, o gráfico comparativo da distribuição das tensão de von Mises em MPa presente no conector e no perfil e a deformação plástica no concreto, no momento da ruptura.

Nota-se que nas figuras em que serão apresentadas as tensões de von Mises no conector, também apresenta-se a forma original (indeformada) do mesmo, representada pelas linhas cheias de cor preta. Esta representação procura facilitar a visualização da deformação no conector.

Apesar das imagens a seguir apresentarem o deslocamento sofrido pelo conector, nele não é encontrado uma formação de tensões que caracterizem a formação de uma rotula plástica.

A falha no modelo foi caracterizada pela ruptura do cone de concreto, que pode ser visualizado na Figura 31 pela região na qual a deformação plástica do concreto ultrapassa os 0,2%, assim como no resultado experimental.

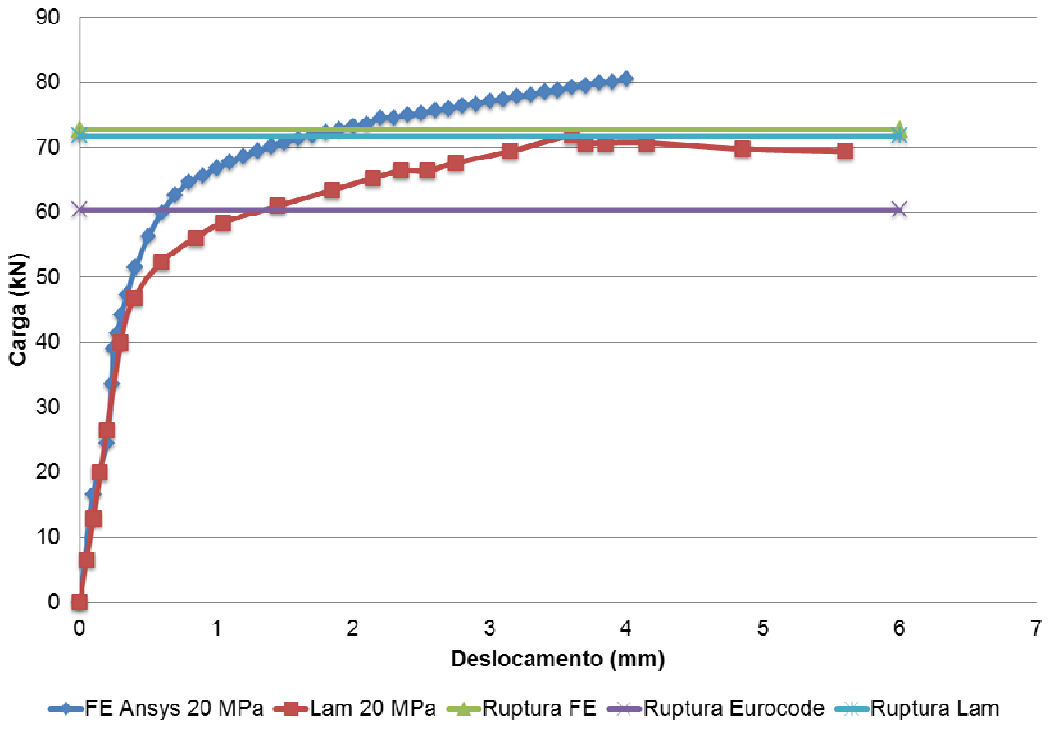


Figura 29 – Carga (kN) x Deslocamento (mm) para um conector, ensaio SP2, f_{ck}=20 MPa.

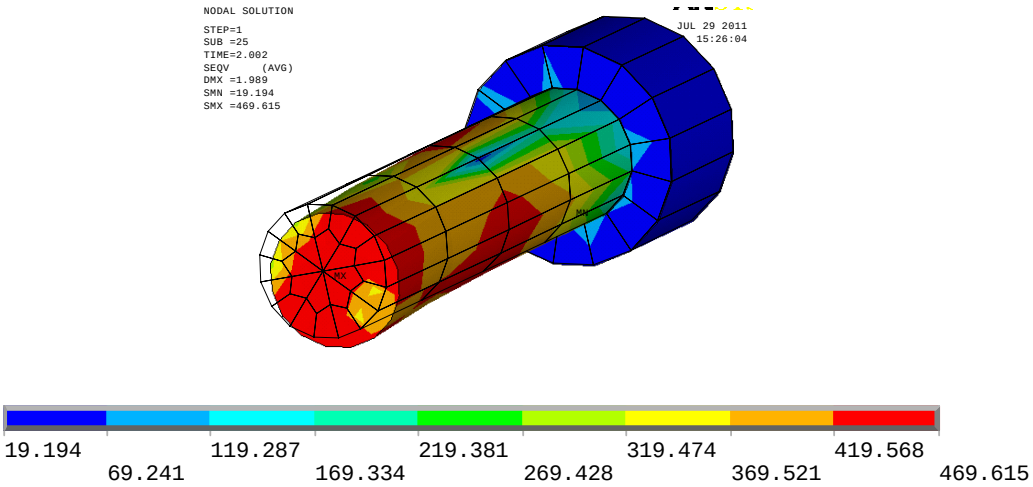


Figura 30 – Tensão de von Mises (MPa) no conector. Ensaio SP2, f_{ck}=20 MPa.

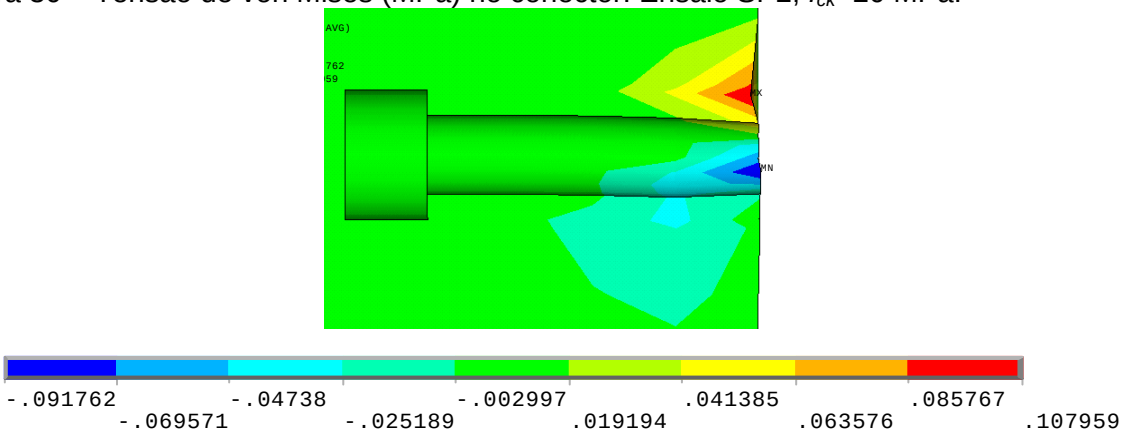


Figura 31 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector. Ensaio SP2, f_{ck}=20 MPa

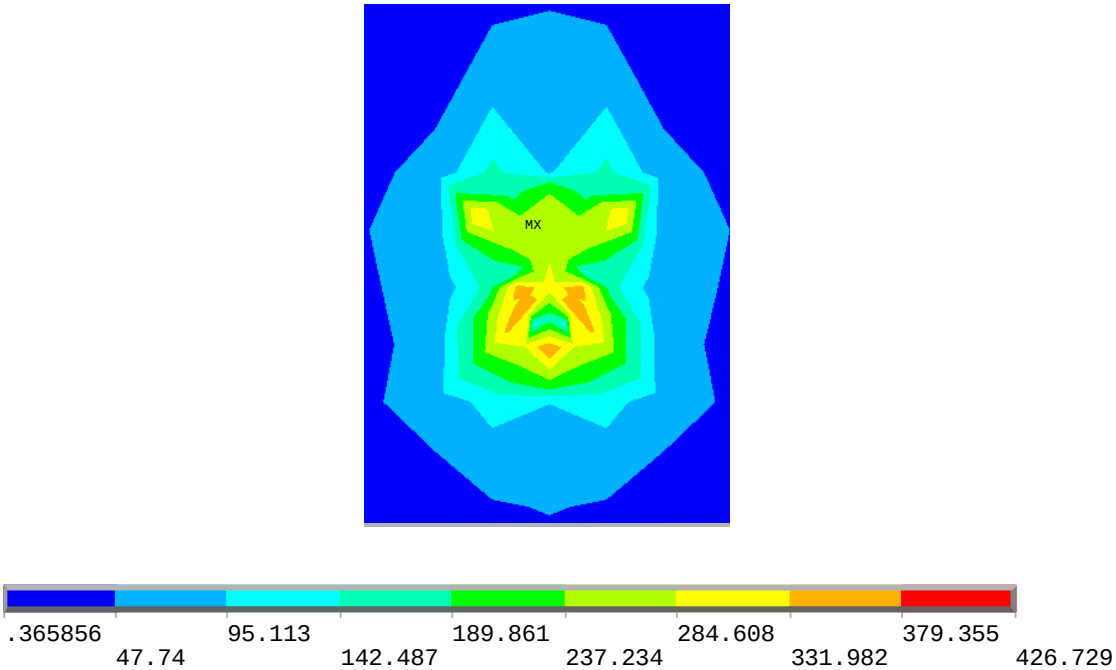


Figura 32 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento. Ensaio SP2, f_{ck}=20 MPa

Com a laje de concreto com resistência de 30 MPa nota-se uma menor região de deformação plástica acima dos limites encontrados na literatura, 0,2% a 0,35 %, resultado esperado diante o aumento da resistência da laje de concreto.

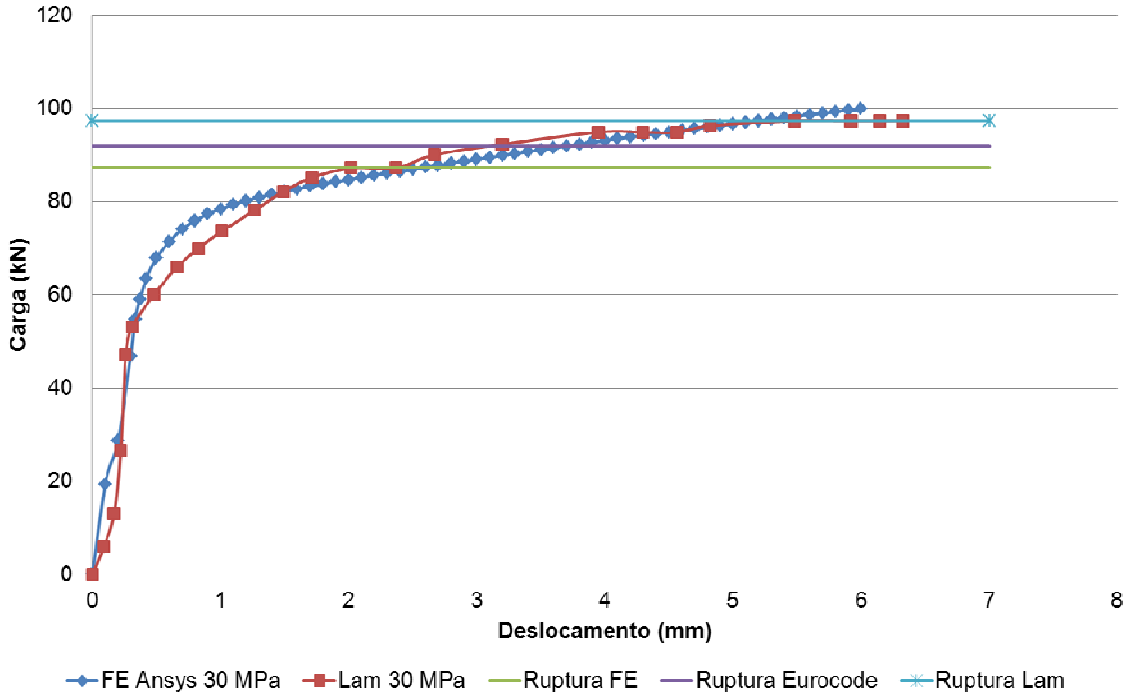


Figura 33 – Carga (kN) x Deslocamento (mm) para um conector, ensaio SP3, f_{ck}=30 MPa.

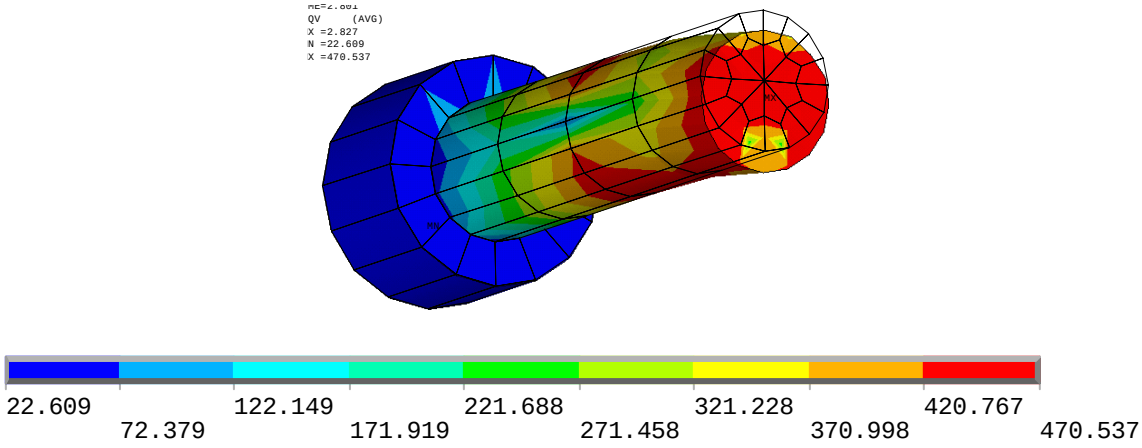


Figura 34 – Tensão de von Mises (MPa) no conector utilizado no modelo SP3, f_{ck}=30 MPa

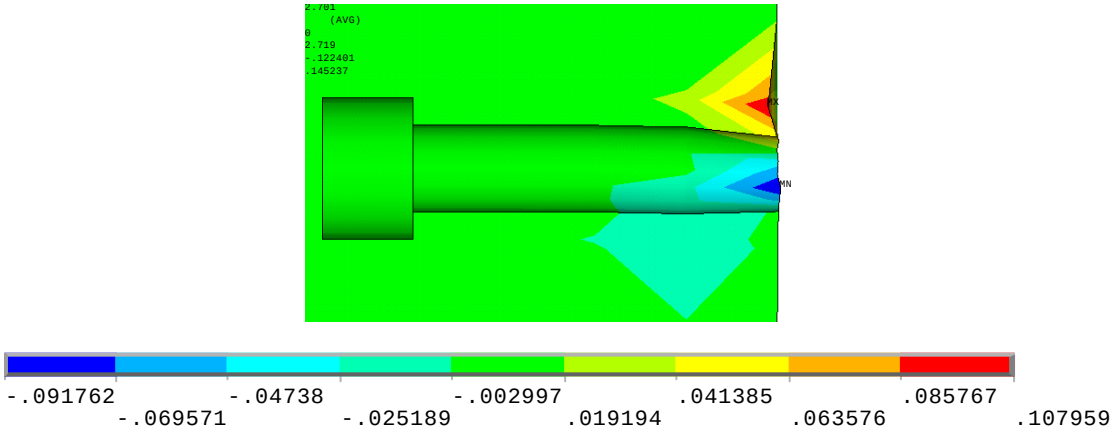


Figura 35 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector. Ensaio SP3, f_{ck}=30 MPa

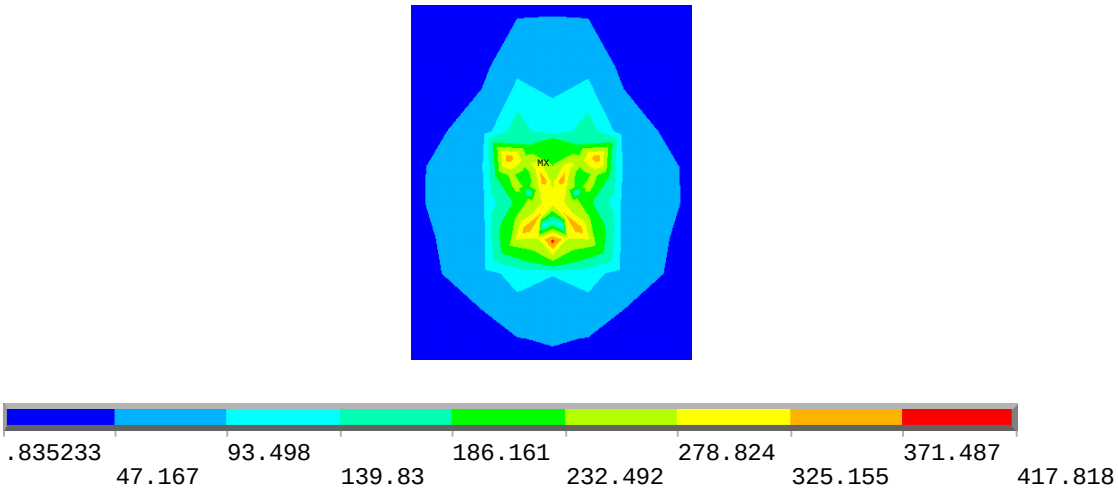


Figura 36 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento. Ensaio SP3, f_{ck}=30 MPa

Ao se considerar o f_{ck} no valor de 35 MPa para a laje de concreto tem-se resultados próximos ao ensaio anterior, SP3, isto ocorre devido ao pequeno acréscimo na resistência da laje de concreto 5 MPa.

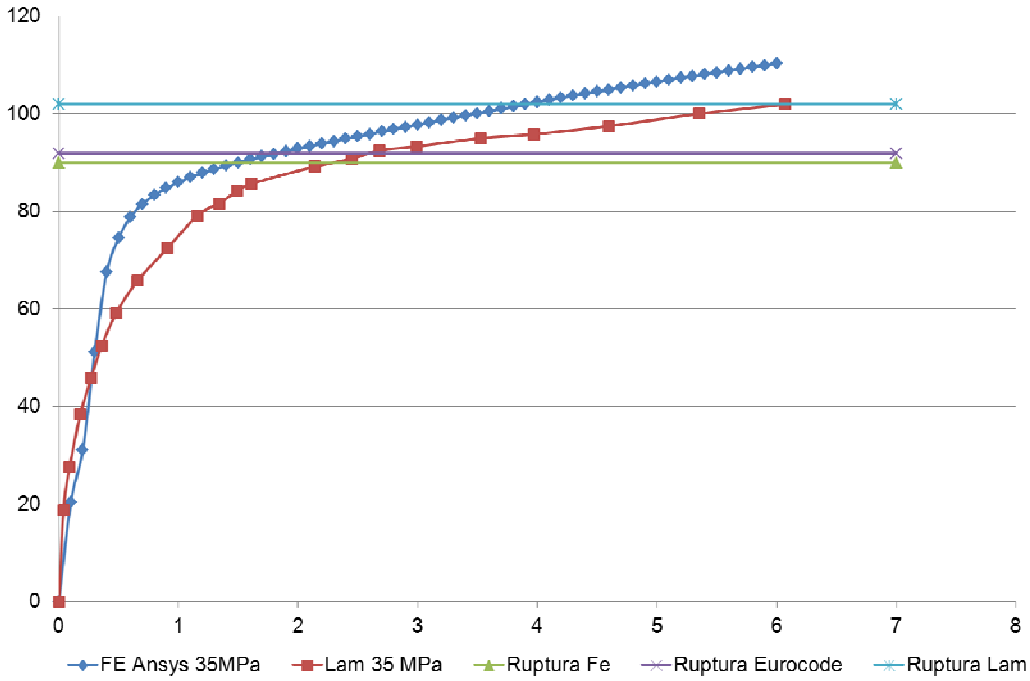


Figura 37 – Carga (kN) x Deslocamento (mm) para um conector, ensaio SP4, f_{ck}=35 MPa.

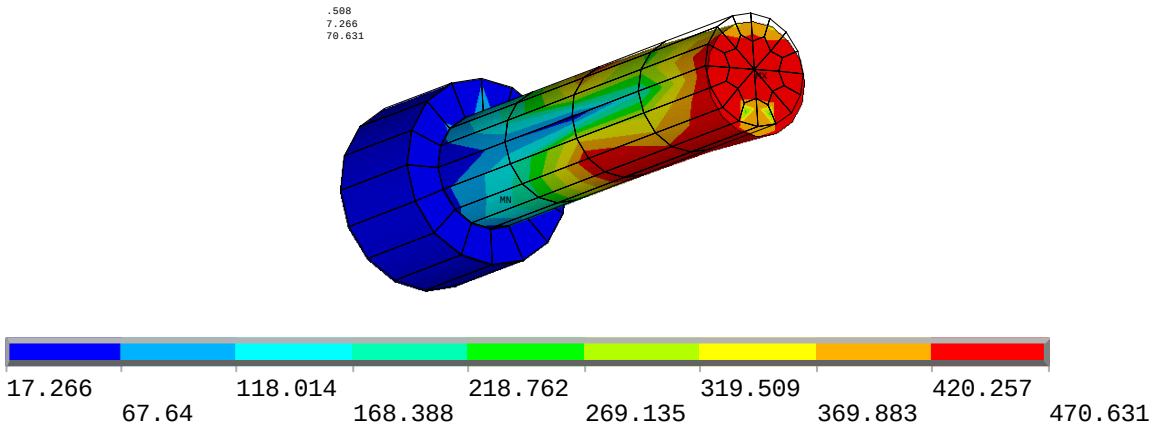


Figura 38 – Tensão de von Mises (MPa) no conector utilizado no modelo SP4, f_{ck}=35 MPa.

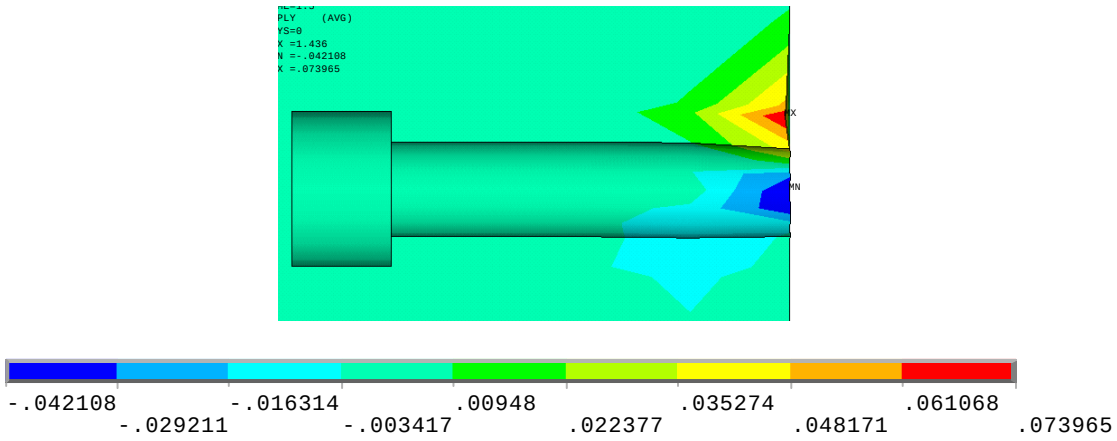


Figura 39 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector. Ensaio SP4, f_{ck}=35 MPa

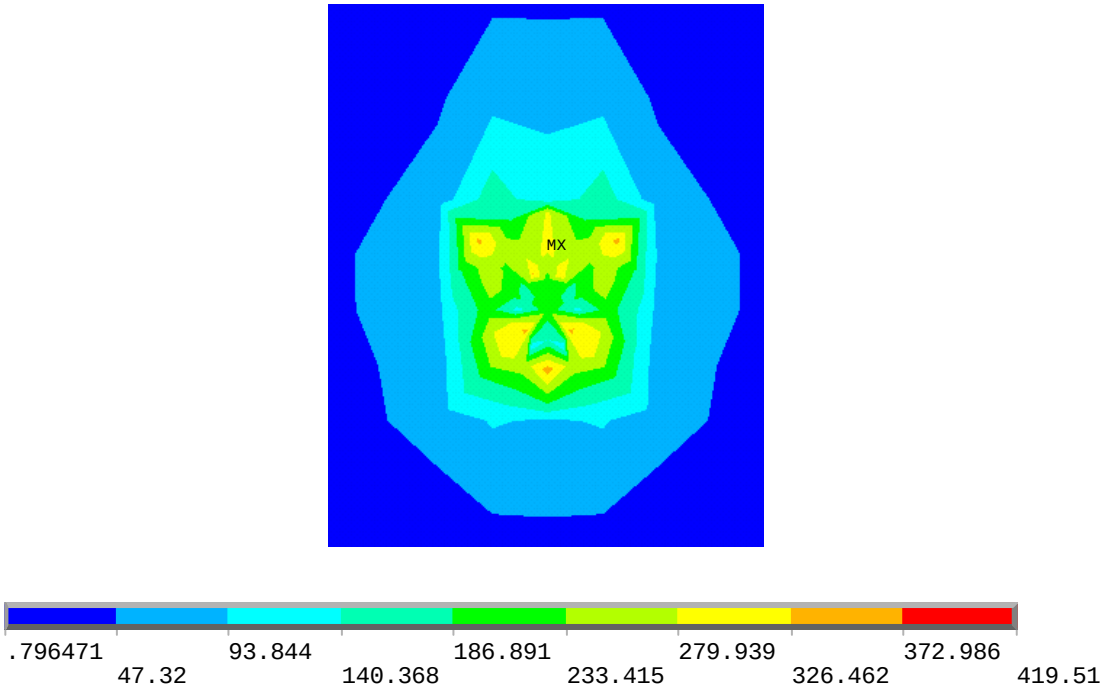


Figura 40 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento. Ensaio SP4, f_{ck}=35 MPa

O ensaio com o maior f_{ck}, 50 MPa, apresentou no ensaio experimental uma ruptura com o escoamento do conector. Nota-se no modelo numérico um deslocamento acentuado no conector tipo pino *(stud)* na Figura 42 a qual apresenta as tensões de von Mises no conector no instante da falha.

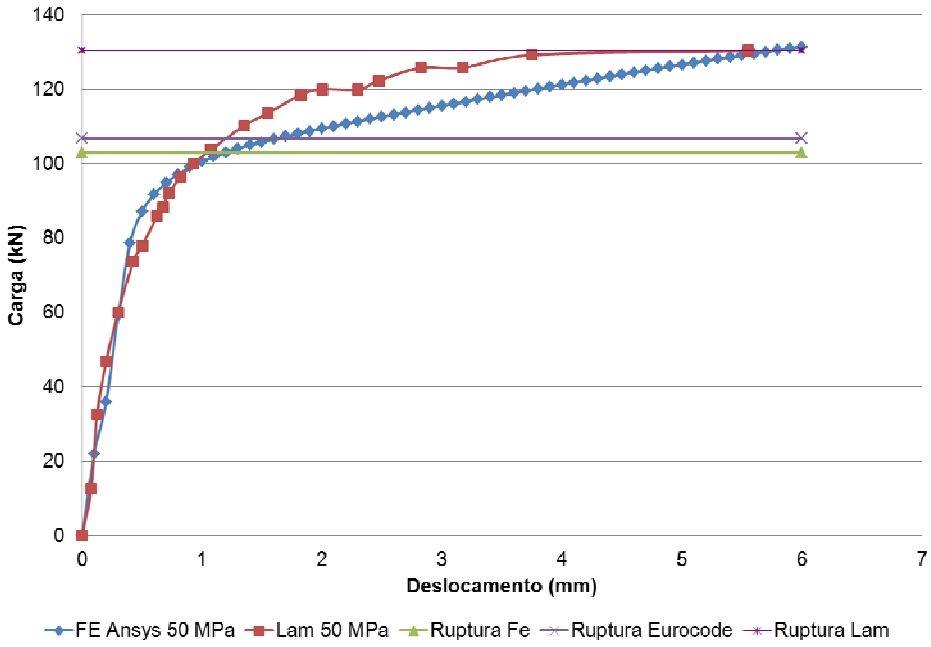


Figura 41 – Carga (kN) x Deslocamento (mm)para um conector, ensaio SP1, f_{ck}=50 MPa.

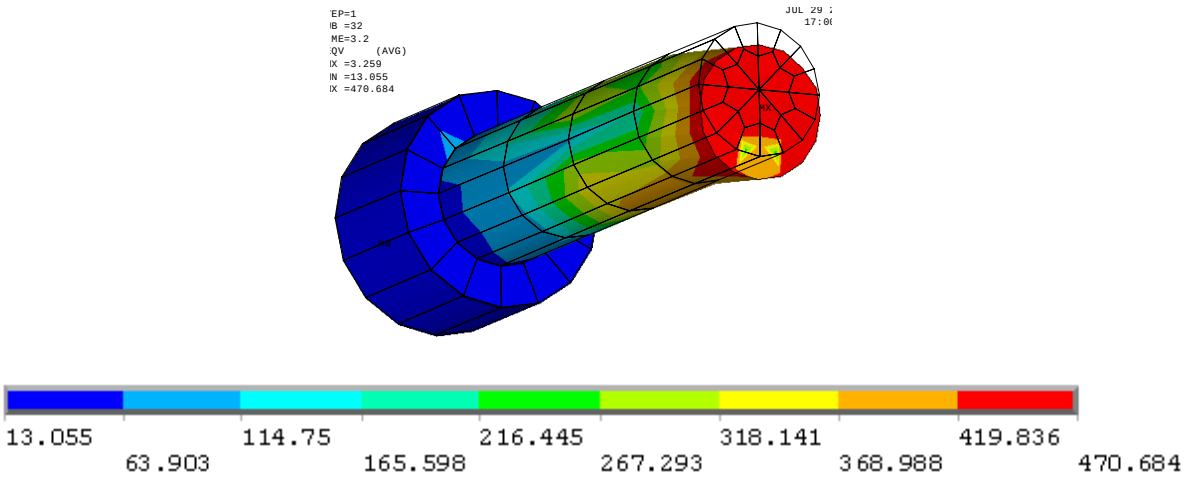


Figura 42 – Tensão de von Mises (MPa) no conector utilizado no modelo SP1, f_{ck}=50 MPa

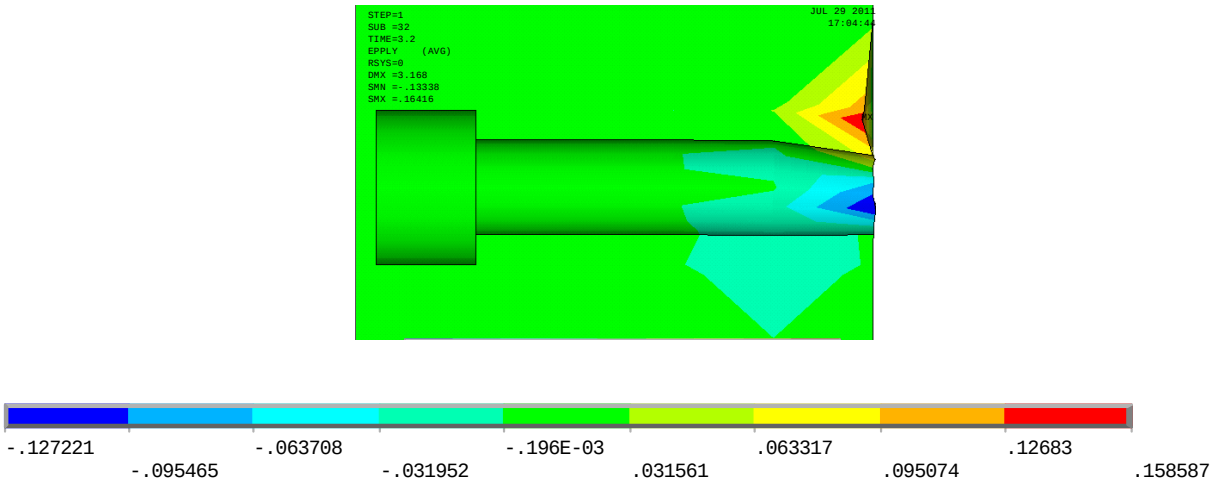


Figura 43 – Deformação plástica na região de concreto no entorno do Conector no ensaio SP1, f_{ck}=50 MPa.

Em todos os casos, as deformações observadas na região do concreto na proximidade do conector, ultrapassaram a deformação limite, 0,2% a 0,35%, demonstrando portanto que o cone de concreto sofreu ruptura em todos os modelos numéricos.

No ensaio SP1, f_{ck} de 50 MPa, porém encontrou-se uma grande deformação do conector, resultado que requisita uma maior atenção a este elemento nesta configuração da ligação.

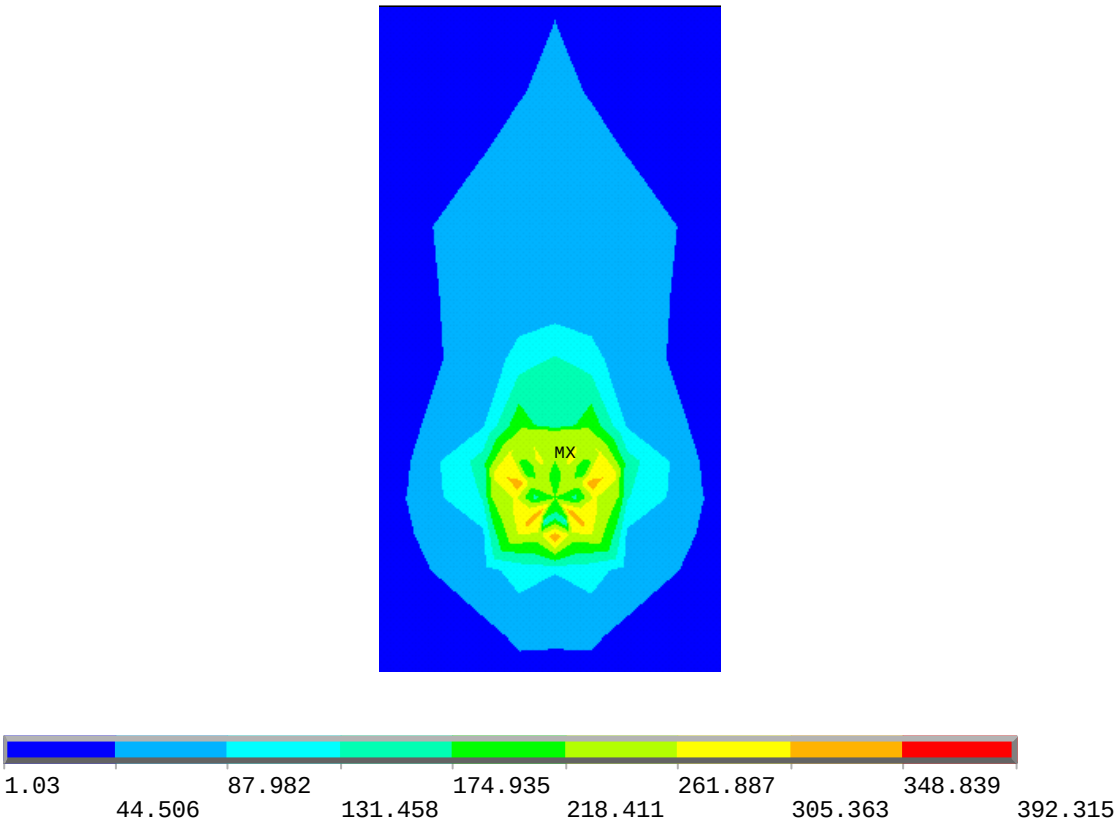


Figura 44 – Tensão de von Mises (MPa) no perfil de aço na região do conector de cisalhamento no ensaio SP1, f_{ck}=50 MPa

Os modos de ruptura caracterizados pelas fórmulas do Eurocode 4 (2005) também são próximos aos encontrados no modelo numérico pois a carga suportada pelo conector é de 106,8 kN, sendo o limitante apenas para a laje de resistência igual a 50MPa.

Ao se utilizar as fórmulas presentes no Eurocode 4 (2005) tem-se a falha determinada pela ruptura do conector apenas para o modelo com f_{ck} de 50MPa. Apesar disto em seus ensaios Lam (2005) constatou resultados que comprovam o escoamento do conector para lajes com f_{ck} inferior - ver Figura 45.

Assim, a calibração do modelo fora considerada adequada pois os modos de ruptura são condizentes com os encontrados por Lam (2005) em seus ensaios e os valores obtidos nos resultados teóricos também encontram-se próximos aos experimentais.

a) Conector após a falha no ensaio SP3, f_{ck}=30 MPa

b) Conector após a falha no ensaio SP4, f_{ck}=35 MPa.

Figura 45 – Conector tipo Pino *(stud)* após os ensaios experimentais,Lam (2005)

3.4 **Demais análises com o conector tipo pino (*stud*)**

Diante da validação dos resultados para as propriedades dos elementos, concreto, perfil e conector, o próximo passo foi realizar uma série de análises variando a geometria do conector.

Os modelos de conector tipo pino (*stud*) apresentados posteriormente tiveram as propriedades e as condições de contorno do modelo anteriormente validado. A variação dos valores da resistência característica do concreto e as escolhas das medidas do conector tiveram por base os resultados apresentados por Lam (2005).

Nos pontos em que a alteração da geometria dos conectores não é clara no trabalho apresentado por Lam (2005), foram adotadas as indicações de Calado (2009) apesar das mesmas serem indicadas para o comportamento dúctil de conectores tipo pino *(stud)* com diâmetros de 16 a 25 milímetros, respectivamente – ver Figura 46.

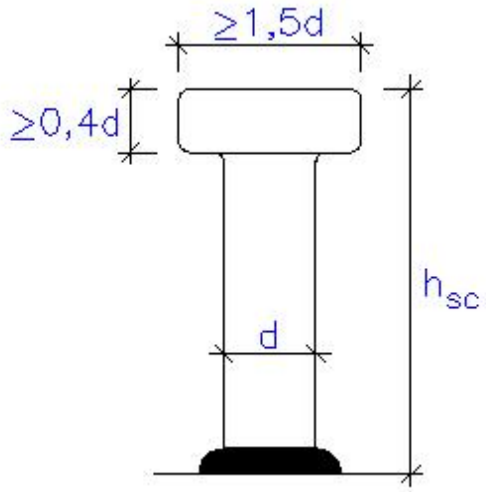


Figura 46- Dimensões para que um conector tipo pino *(stud)* tenha um comportamento Dúctil, Calado (2009)

Assim, o diâmetro da cabeça do conector adotado foi equivalente a uma vez e meia o diâmetro do corpo e a altura da cabeça do conector equivalente a quarenta por cento do diâmetro do mesmo. As características apresentadas no concreto seguiram rigorosamente a mesma indicação presente na validação dos resultados.

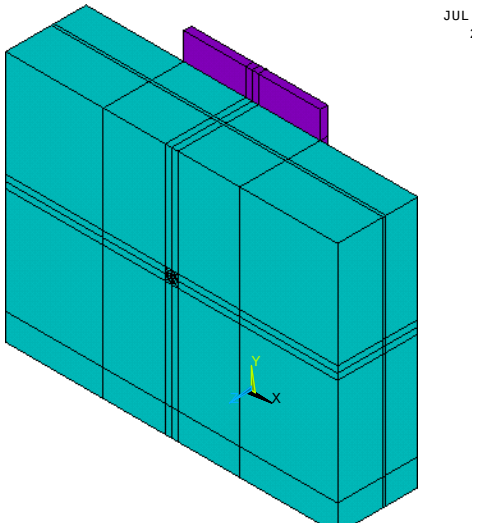
3.4.1 Conector tipo pino (*stud*) 13x65

Os resultados apresentados a seguir foram obtidos utilizando um conector de cisalhamento do tipo pino (*stud*), com 13 milímetros de diâmetro e 65 milímetros de altura. O diâmetro da cabeça deste conector foi de 19,5 milímetros, uma vez e meia o diâmetro do corpo, e a altura da cabeça 5,2 milímetros, quarenta por cento do diâmetro do corpo, conforme orientações de Calado (2009).

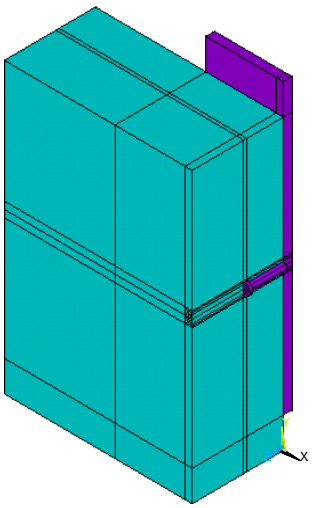
A Figura 47 apresenta a geometria do modelo utilizado na modelagem para um conector tipo pino *(stud)* 13x65.

Com esta configuração foram feitos modelos para análise de conectores do tipo pino em concretos com resistências características a compressão de 25, 30, 35 e 40 MPa, respectivamente.

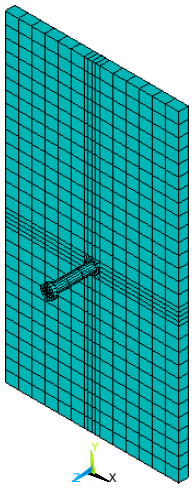
Os resultados apresentados nas figuras a seguir foram expressos seguindo-se a ordem da resistência da laje de concreto, indo-se da menor para a maior.



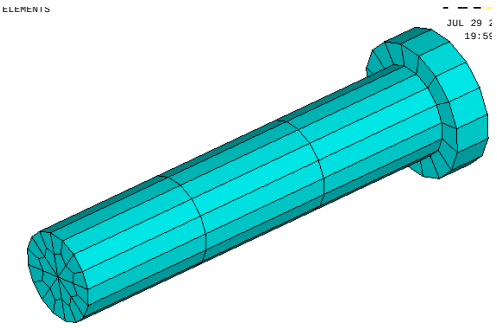
a) Volume total do modelo



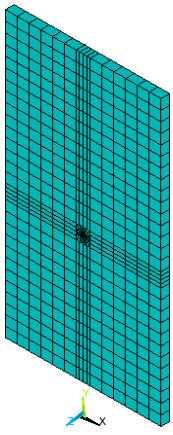
b) Metade do volume do modelo



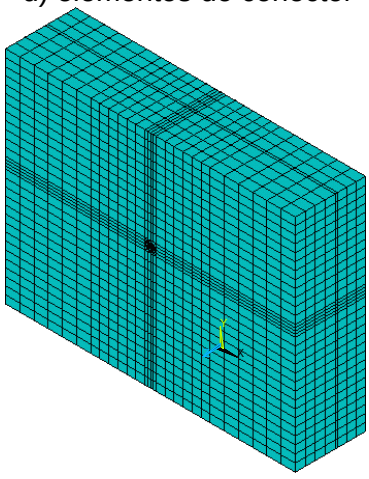
c) Elementos do perfil e do conector



d) elementos do conector



e) elementos do perfil de aço



f) elementos da laje de concreto

Figura 47 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector 13x65.

Nota-se a falha caracterizada pela ruptura do concreto da laje com f_{ck} de 25 MPa pelas baixas tensões apresentadas no conector e a dimensão da região com deformação plástica, na laje de concreto, acima dos limites apresentadas na literatura, 0,2 a 0,35%.

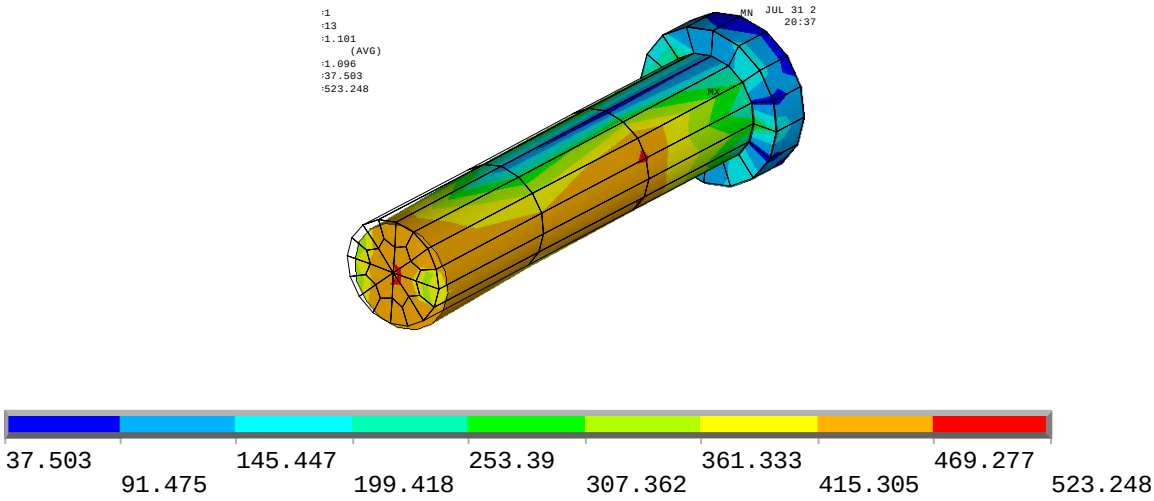


Figura 48 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa

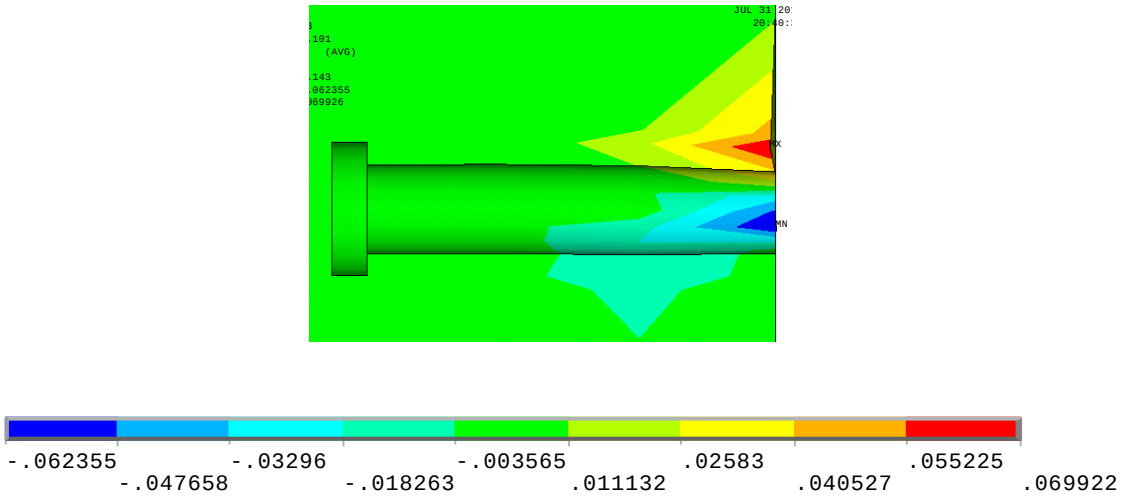


Figura 49 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=25MPa

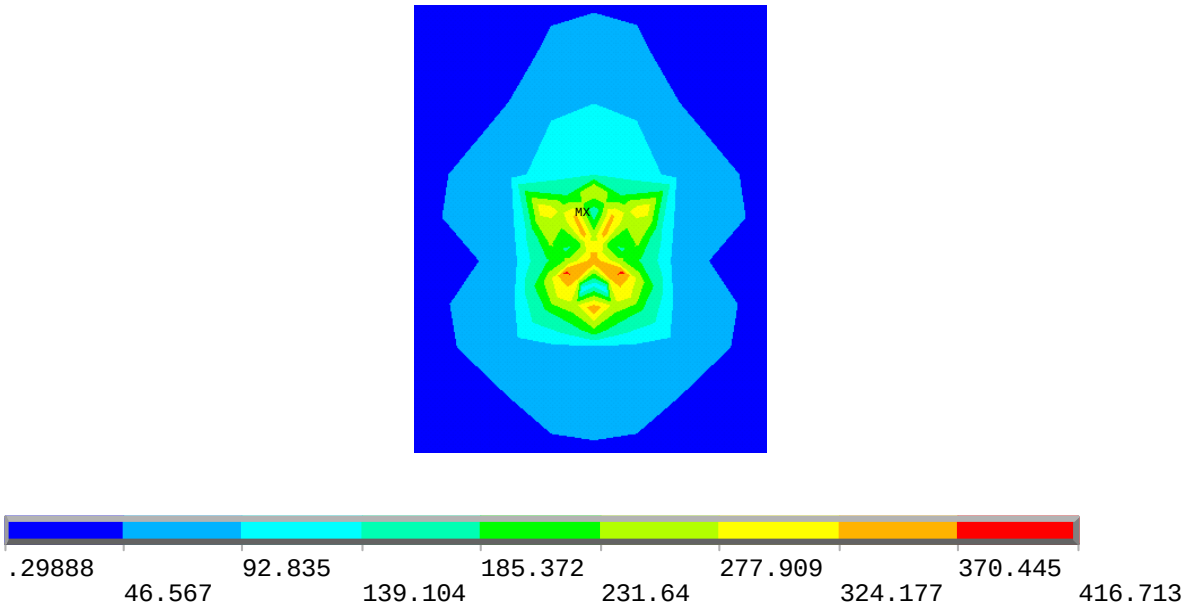


Figura 50 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa

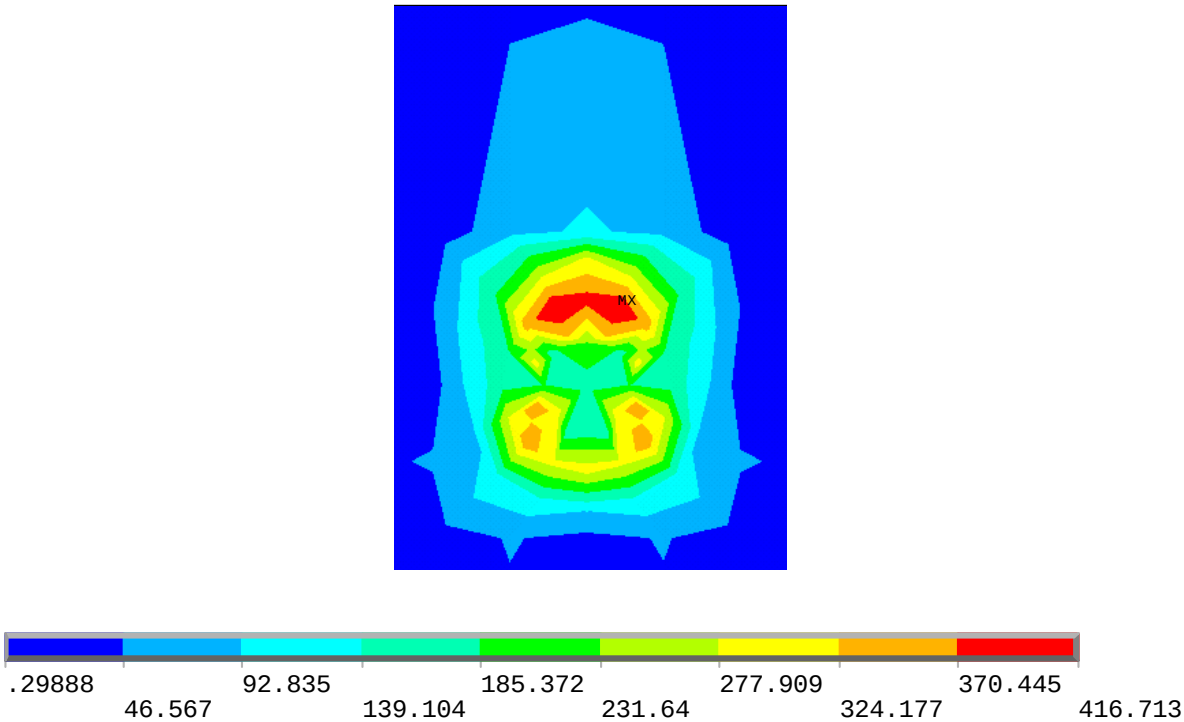


Figura 51 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=25MPa

Para o f_{ck} de 30 MPa a falha também é configurada pela ruptura do cone de concreto, conforme pode ser visto nas figuras a seguir.

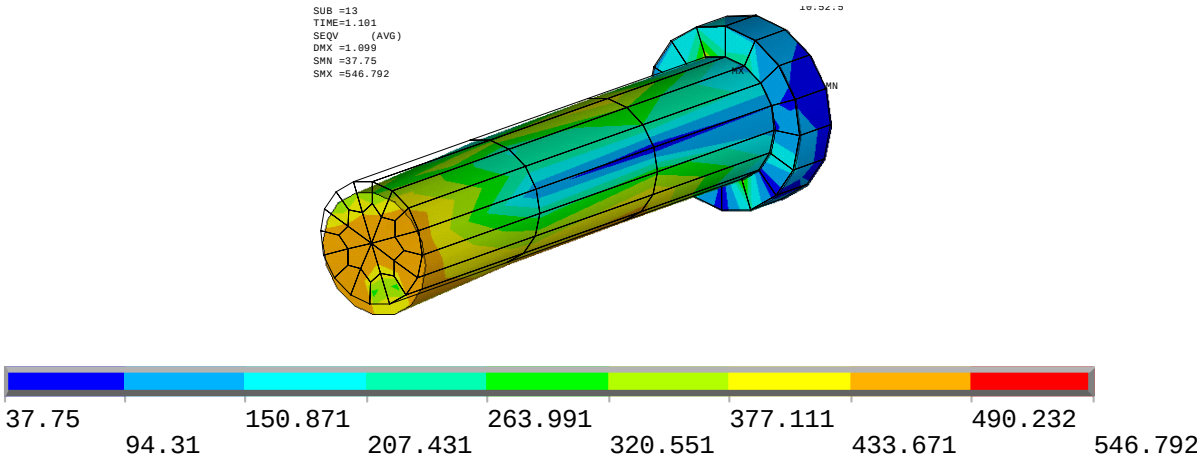


Figura 52 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=30MPa

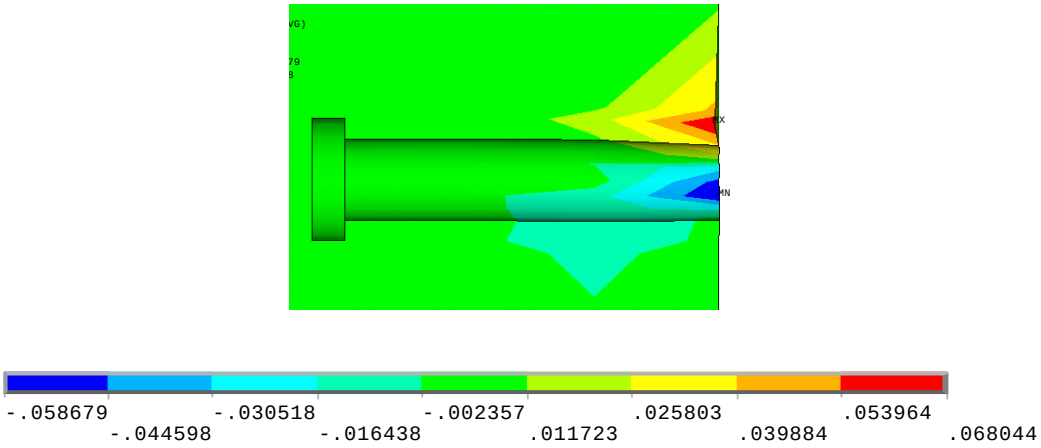


Figura 53 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=30MPa

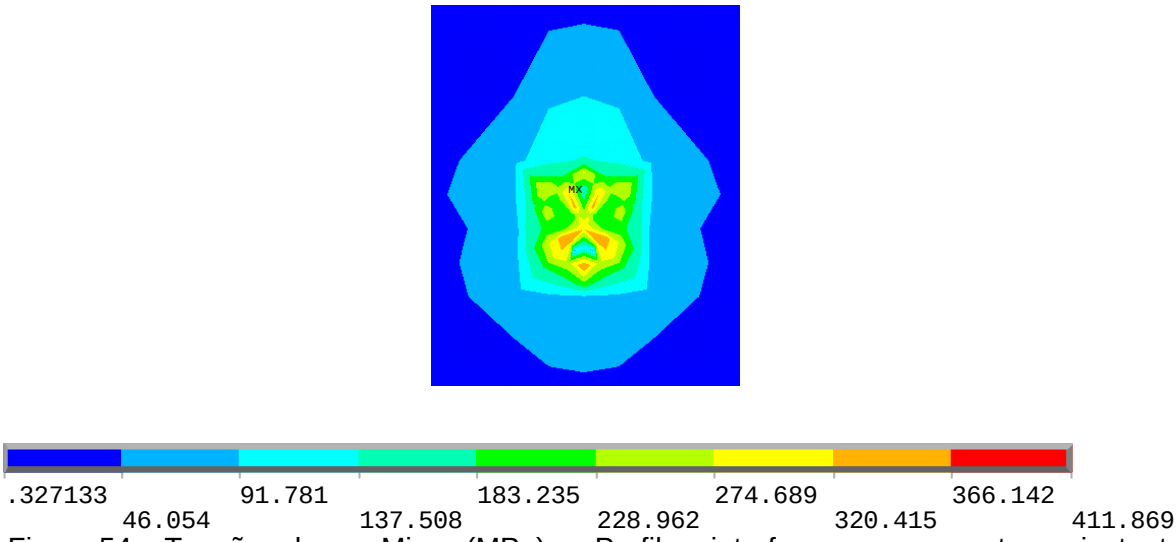


Figura 54 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=30Mpa

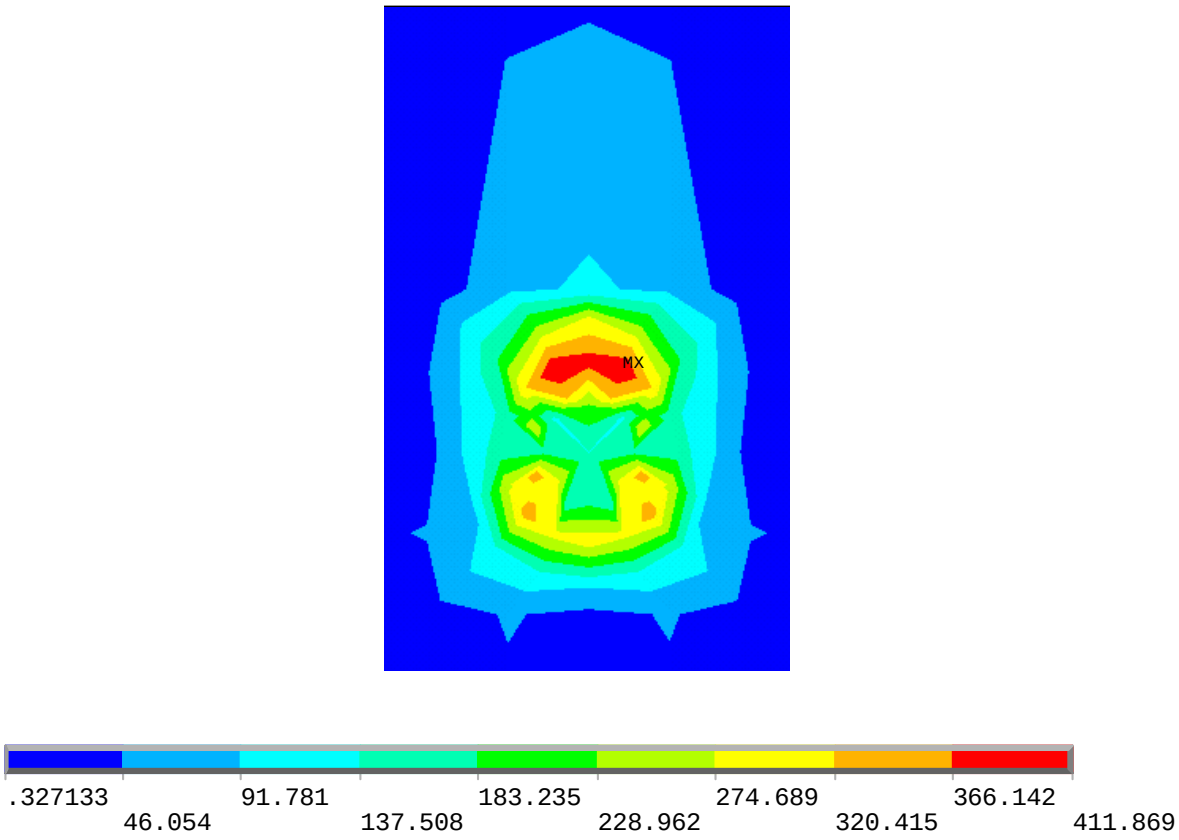


Figura 55 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=30MPa

Com o f_{ck} de 35 MPa a falha encontrada no cone de concreto ainda encontra-se conforme a apresentada ao se aplicar as fórmulas do Eurocode 4 (2005), conforme pode ser visto nas figuras a seguir.

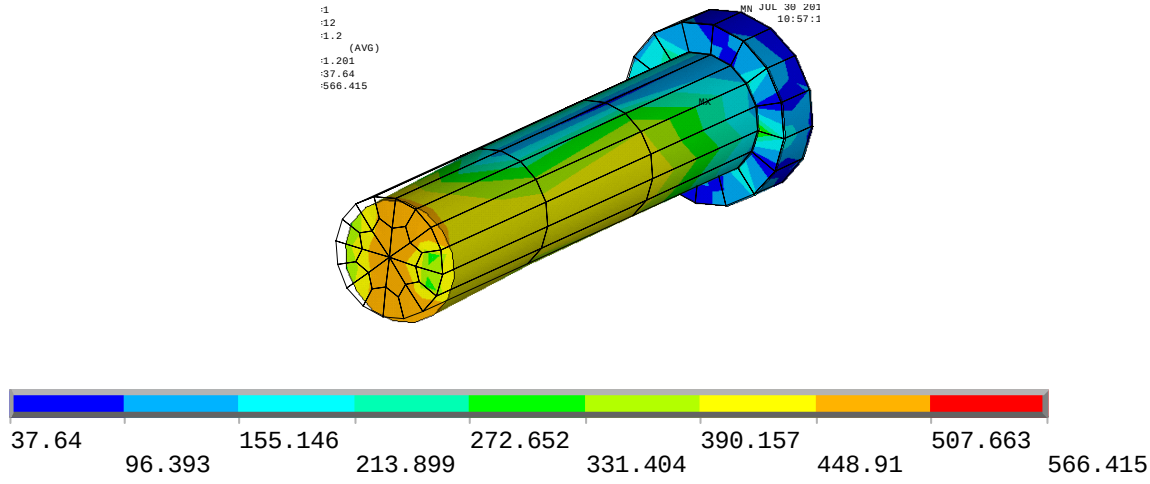


Figura 56 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck}=35MPa

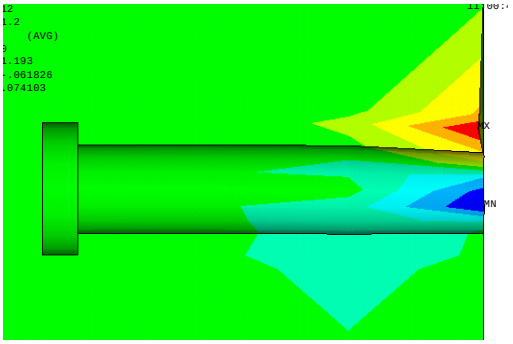


Figura 57 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=35MPa

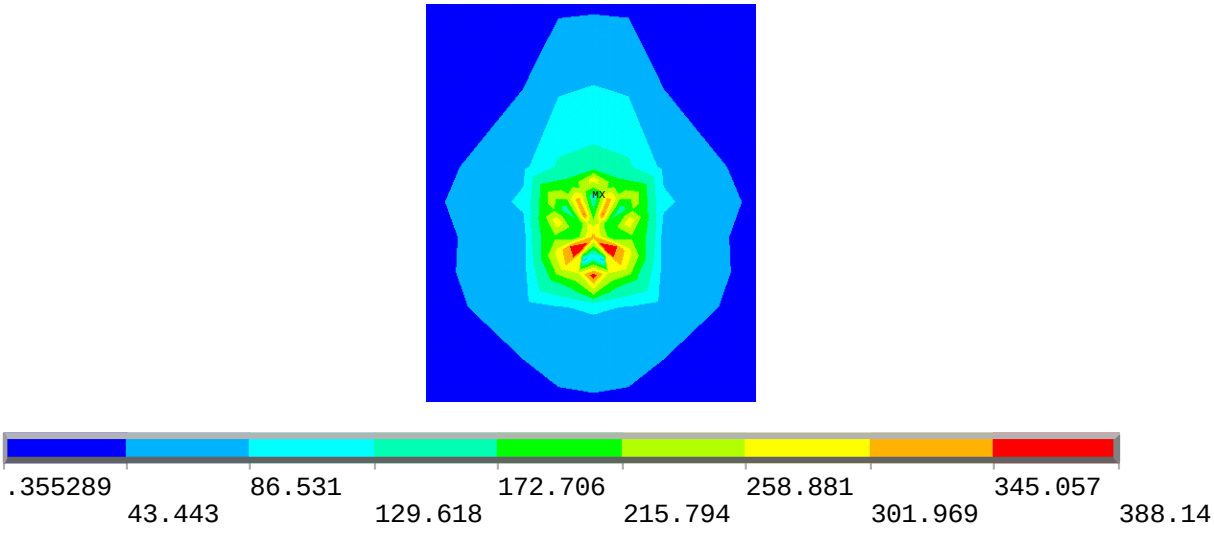


Figura 58 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

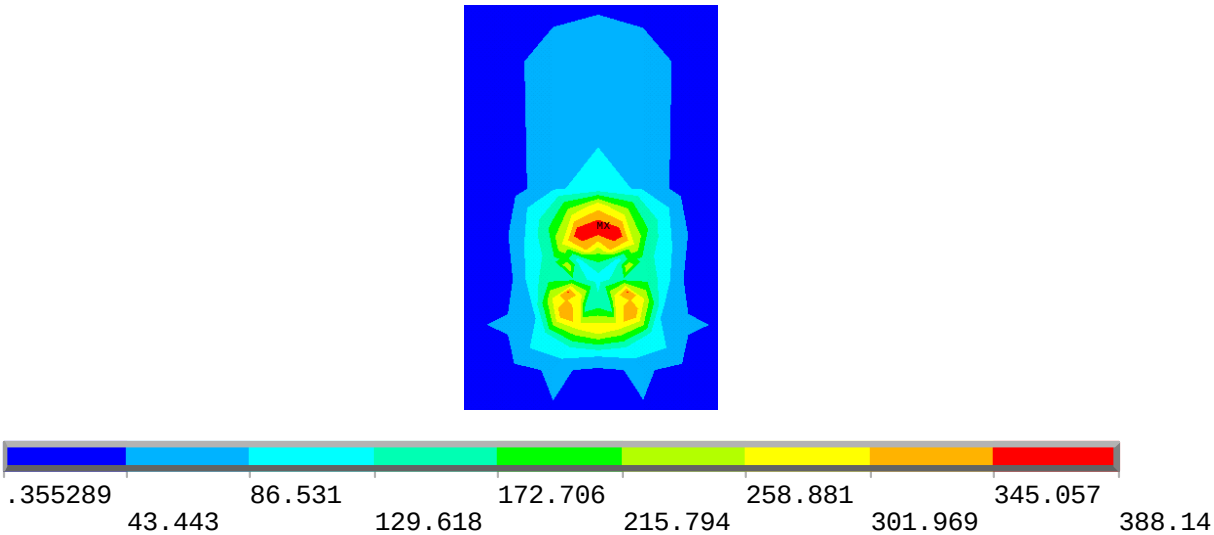


Figura 59 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

O Eurocode 4 (2005) caracteriza a ruptura pelo conector para as configurações adotadas para a laje com f_{ck} de 40 MPa apesar de não ser notório a formação de rótula plástica no conector para o modelo numérico apresentado, destaca-se a acentuada deformação apresentada na Figura 60.

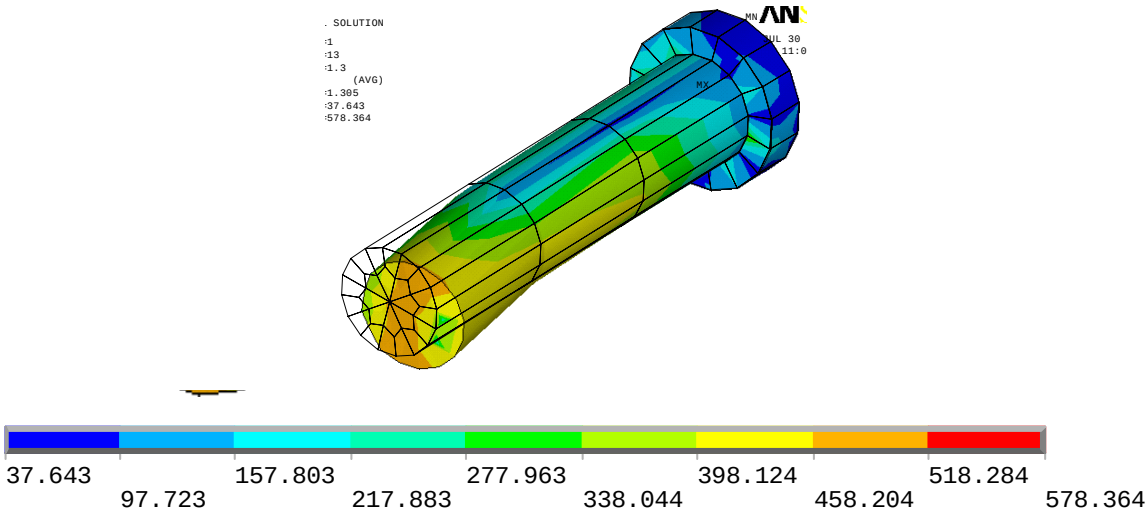


Figura 60 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

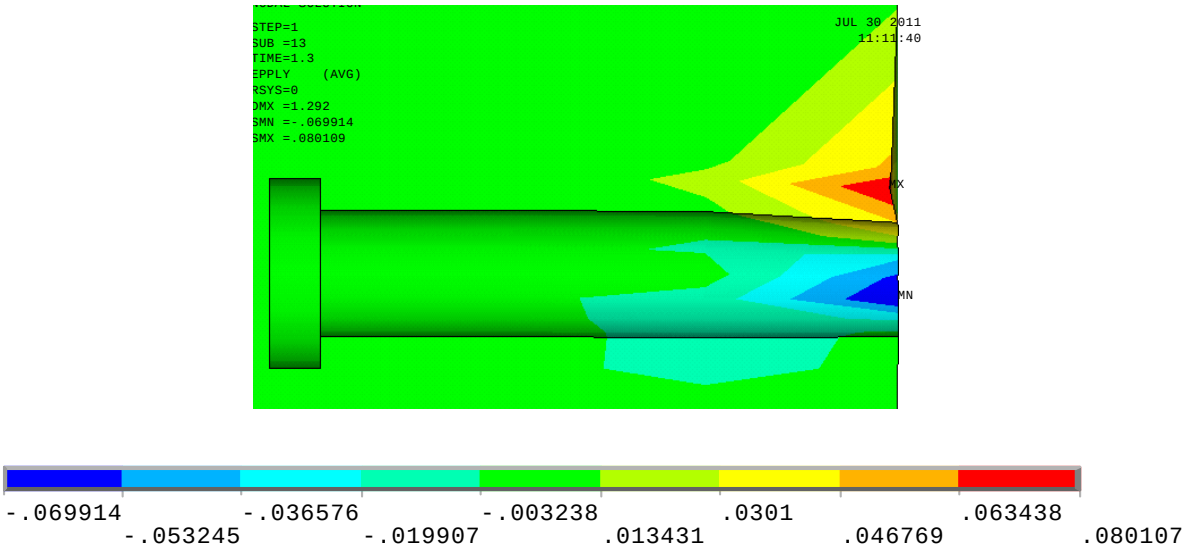


Figura 61 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =40MPa

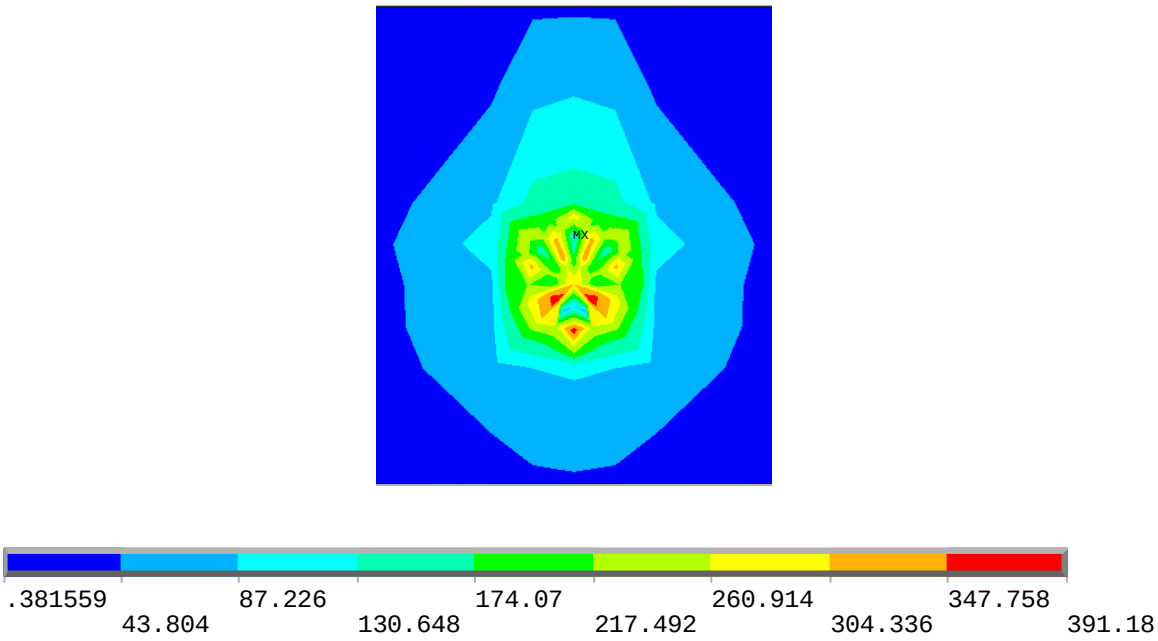


Figura 62 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

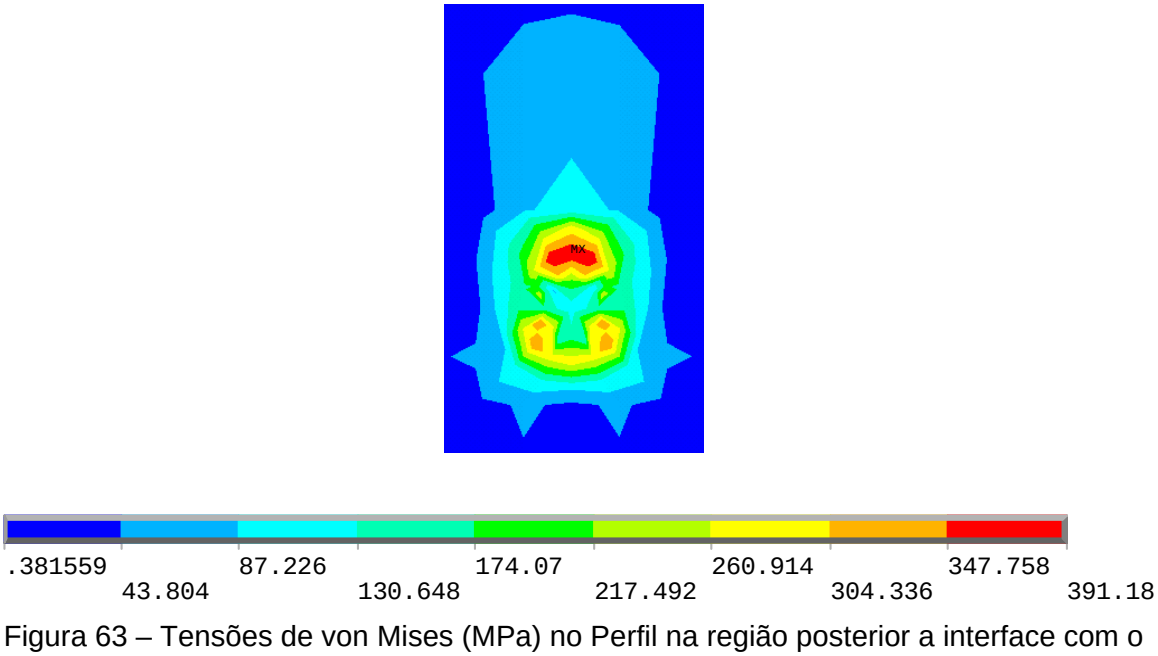


Figura 63 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

A Figura 64 apresenta o comparativo entre os resultados obtidos no modelo de elementos finitos, nos modelos apresentados por Lam (2005) e os resultados teóricos obtidos pela fórmula preconizada pelo Eurocode 4 (2005).

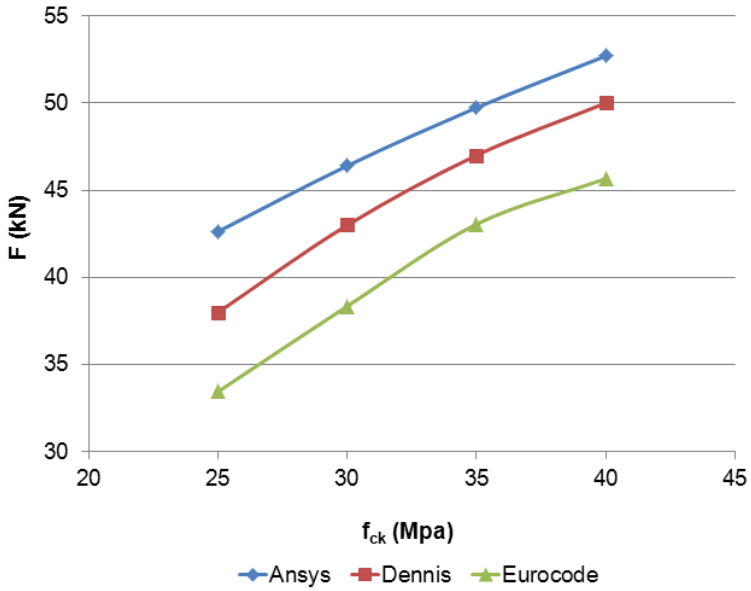


Figura 64- Comparativo dos resultados para um conector tipo Pino 13x65.

A Tabela 2 apresenta o comparativo entre os resultados obtidos no modelo de elementos finitos, nos modelos apresentados por Lam (2005) e os resultados obtidos pela fórmula do Eurocode 4 (2005). Nota-se que, em termos absolutos, a diferença apresentada não supera os 10%. Também ressalta-se que segundo as fórmulas do Eurocode 4 (2005), para um concreto com f_{ck} = 40 MPa, a falha ocorre no conector, e a Figura 60 apresenta uma deformação excessiva do conector, ao comparar com as deformações apresentadas nos modelos apresentados para os demais valores característicos de f_{ck}.

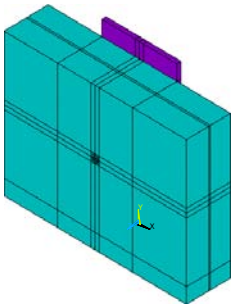
Tabela 2- Comparativo dos resultados, para um conector tipo pino 13x65. Esforços apresentados em kN.

f_{ck} (MPa)	FE ANSYS	Lam (2005)	Eurocode 4 (2005)
25	42,63	38,00	33,45
30	46,40	43,00	38,35
35	49,73	47,00	43,05
40	52,70	50,00	45,66

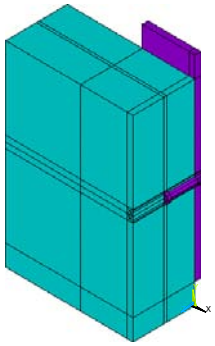
3.4.2 Conector tipo pino (*stud*) 16x75

Os resultados apresentados a seguir foram obtidos utilizando-se um conector de cisalhamento do tipo pino, com 16 milímetros de diâmetro e 75 milímetros de altura. O diâmetro da cabeça deste conector foi de 24 milímetros, uma vez e meia o diâmetro do corpo, e a altura da cabeça 4 milímetros, quarenta por cento do diâmetro do corpo, conforme orientações de Calado (2009).

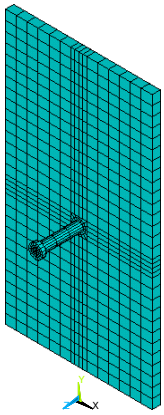
A Figura 65 apresenta a geometria e os elementos do modelo utilizados na modelagem para um conector tipo pino *(stud)* 16x75 (dezesseis milímetros de diâmetro por setenta e cinco milímetros de comprimento).



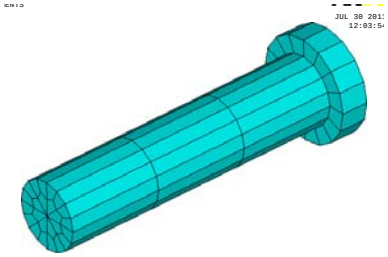
a) Volume total do modelo



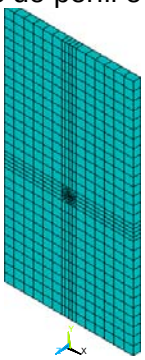
b) Metade do volume do modelo



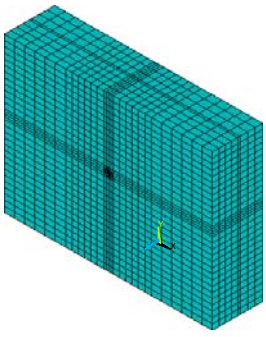
c) Elementos do perfil e do conector



d) elementos do conector



e) elementos do perfil de aço



f) elementos da laje de concreto.

Figura 65 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector 16x75.

Com esta configuração foram feitos modelos para análise de conectores do tipo pino com resistências características do concreto de 25, 30, 35 e 40 MPa, respectivamente. Os resultados são apresentados nas figuras a seguir:

Nota-se que a ruptura para a ligação com o concreto de f_{ck} 25 MPa ocorreu na laje de concreto, Figura 67, conforme esperado perante o Eurocode 4 (2005).

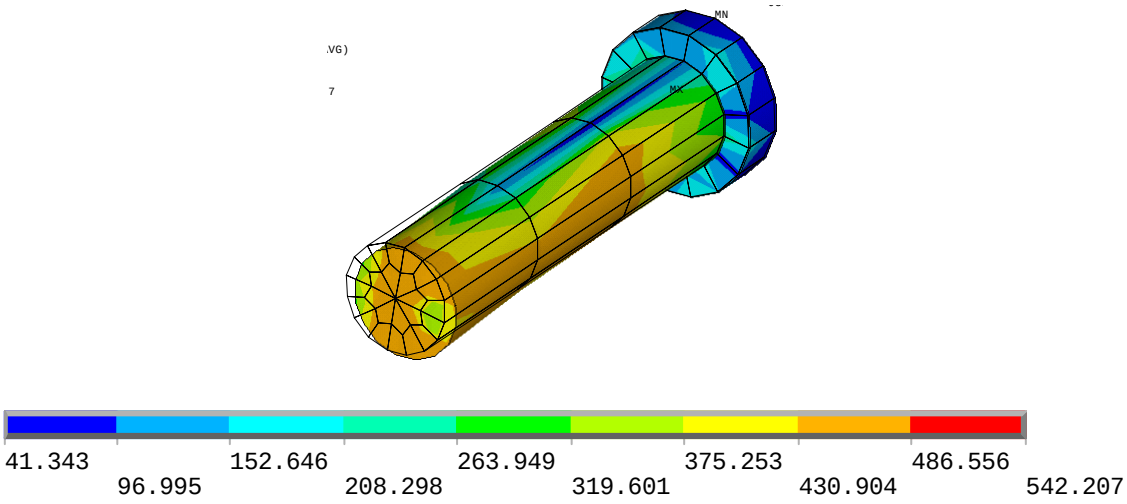


Figura 66 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa

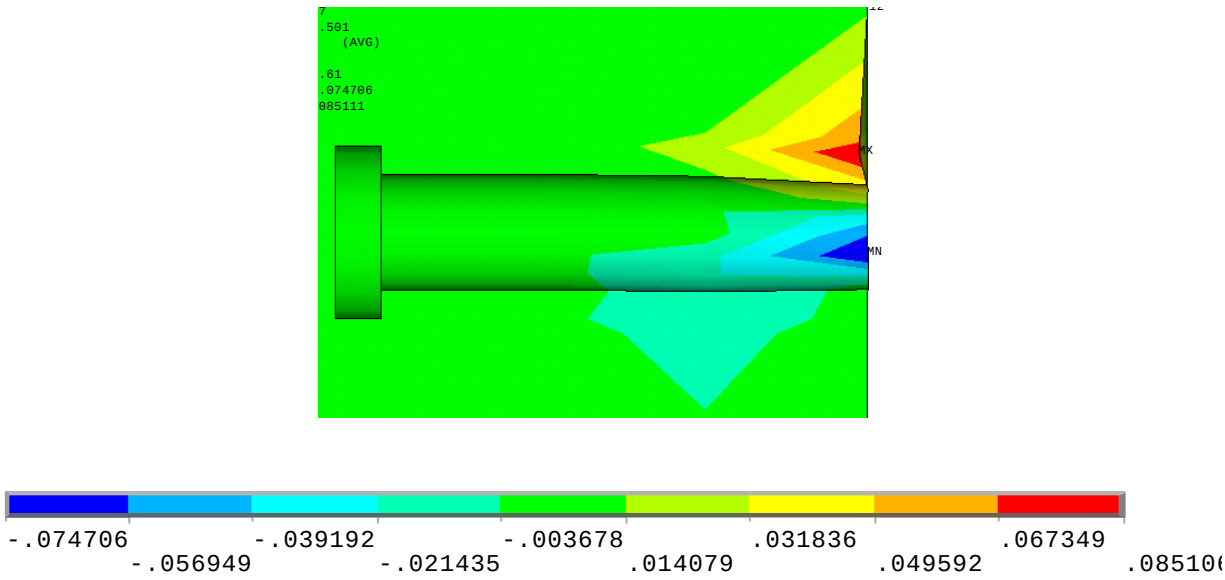


Figura 67 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =25MPa

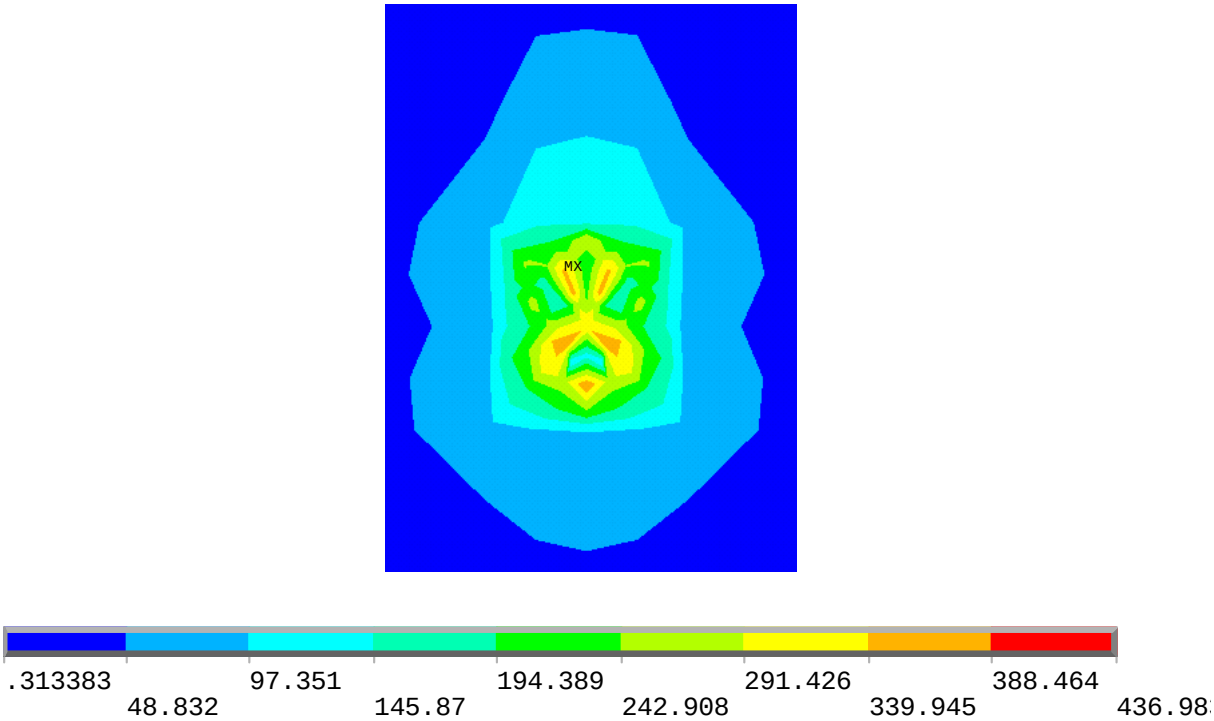


Figura 68 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa

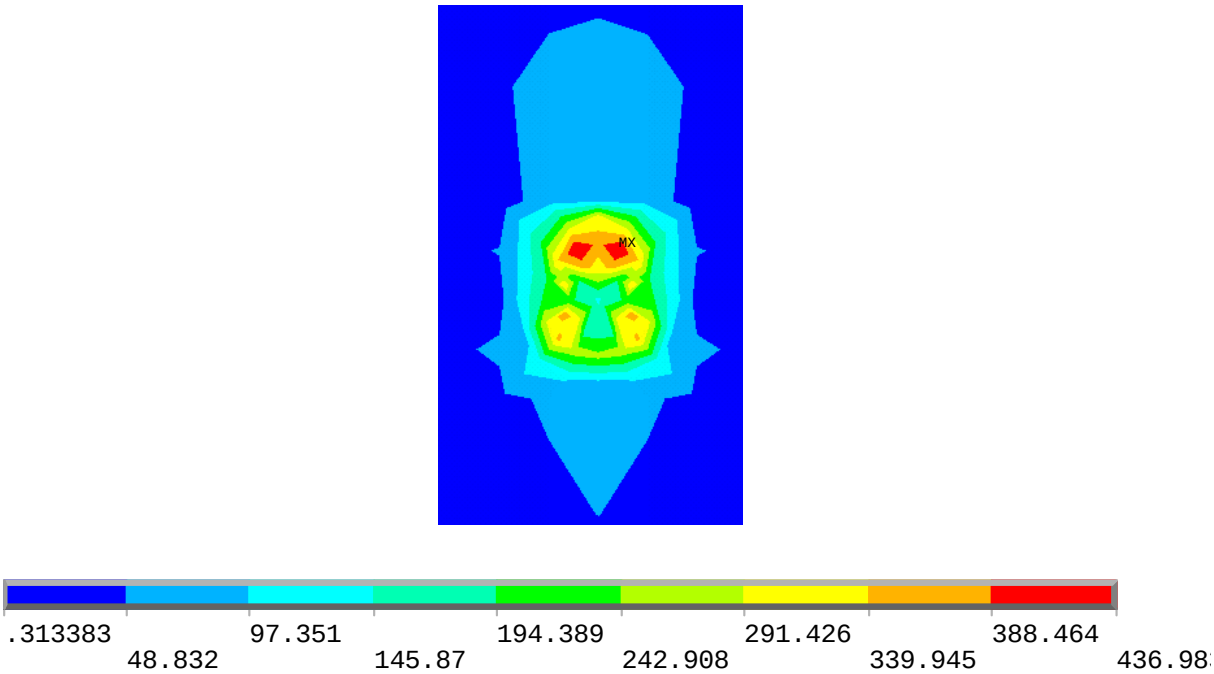


Figura 69 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa

Ao se analisar a ligação com o concreto de f_{ck} 30 MPa comparativamente ao modelo com f_{ck} 25 MPa não houve grandes acréscimos de tensão no conector ou no perfil de aço, ocorrendo a falha na laje de concreto, Figura 71, conforme esperado perante o Eurocode 4 (2005).

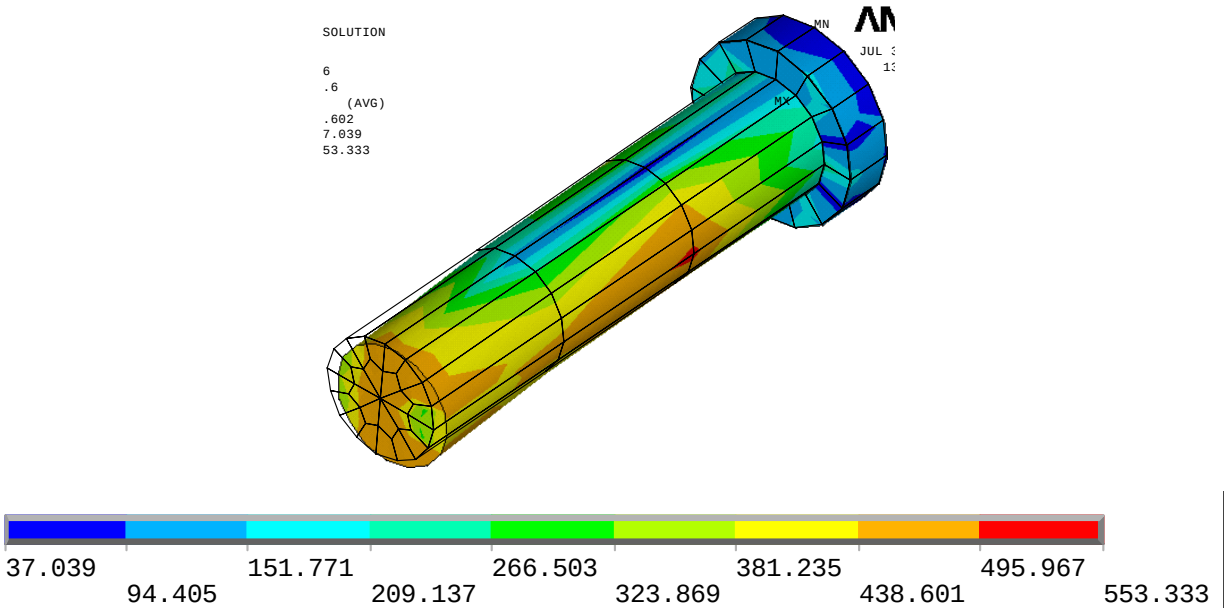


Figura 70 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa

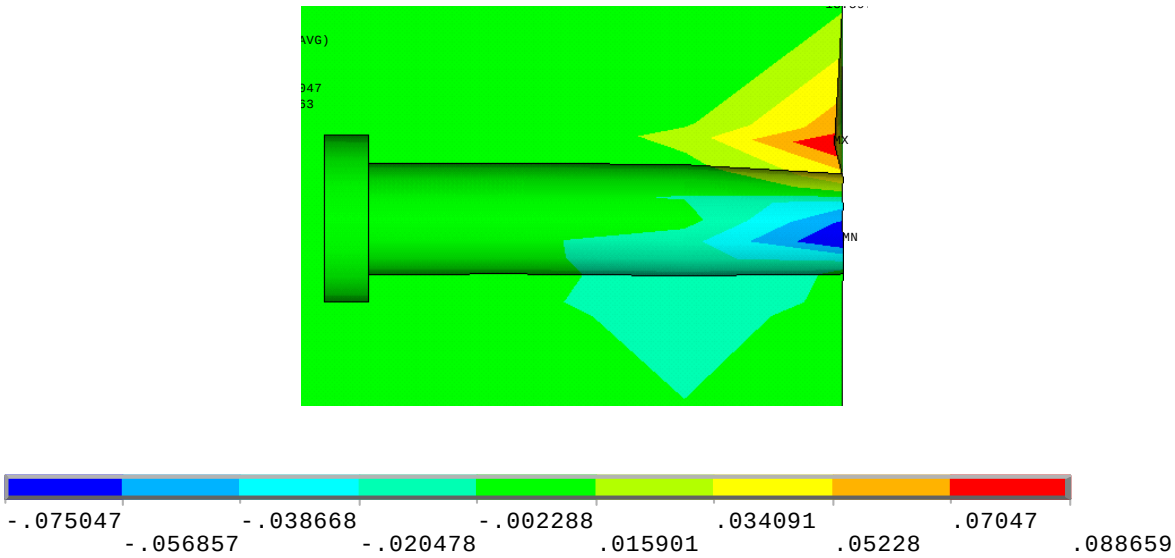


Figura 71 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =30MPa

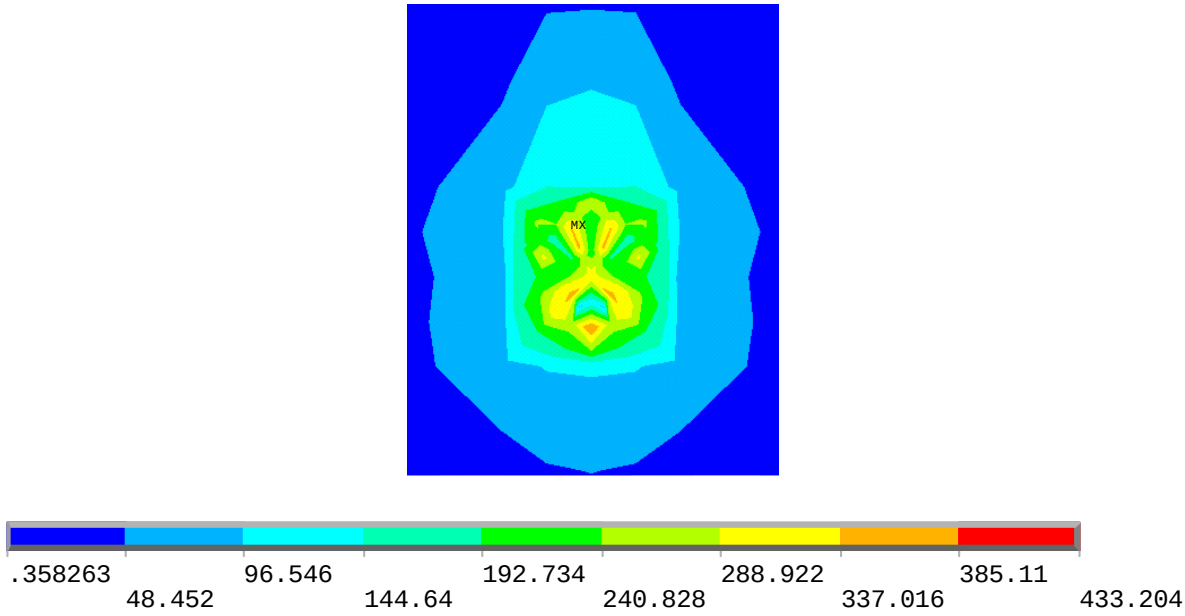


Figura 72 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa

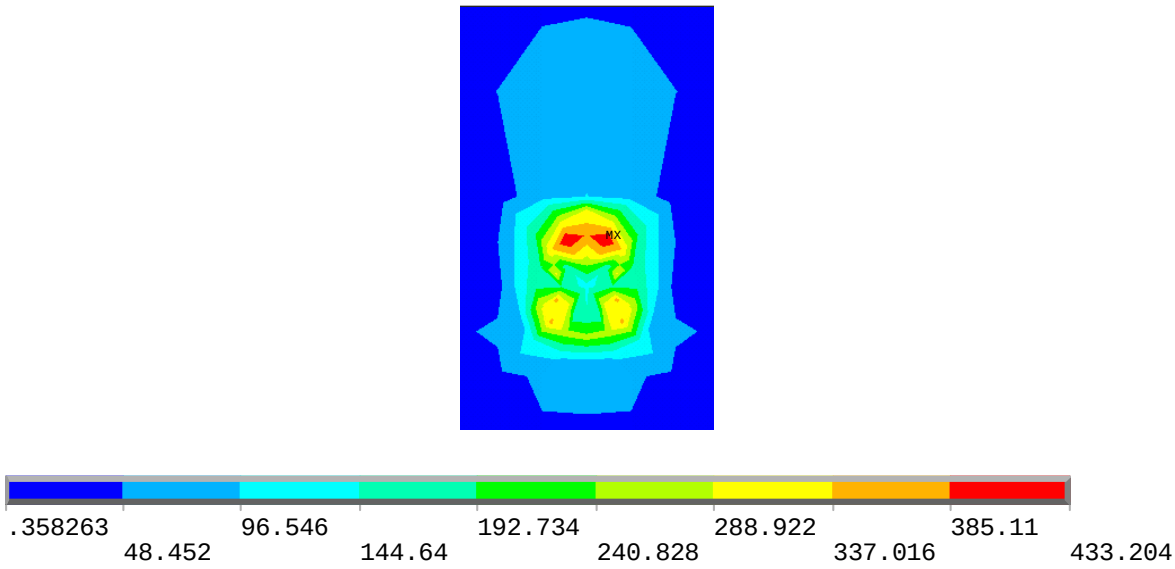


Figura 73 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30Mpa

Ao se comparar a ligação com o concreto de f_{ck} 35 MPa com o modelo de f_{ck} 30 MPa houve um aumento nas tensões mais significativos que os apresentados na comparação anterior, 25 a 30 MPa, além disto a região plastificada do concreto é menor apesar da falha ocorrer na laje de concreto, Figura 75, conforme esperado perante o Eurocode 4 (2005).

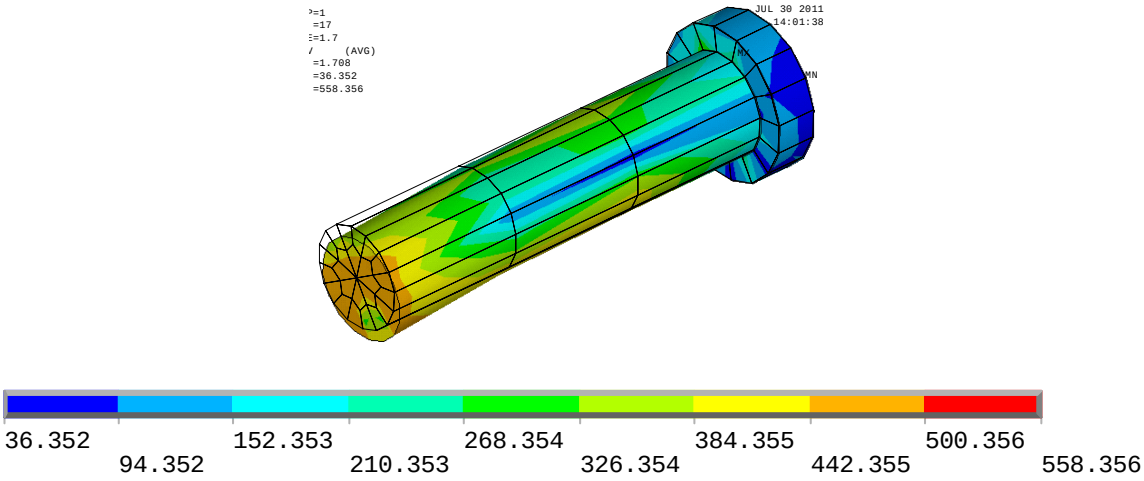


Figura 74 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

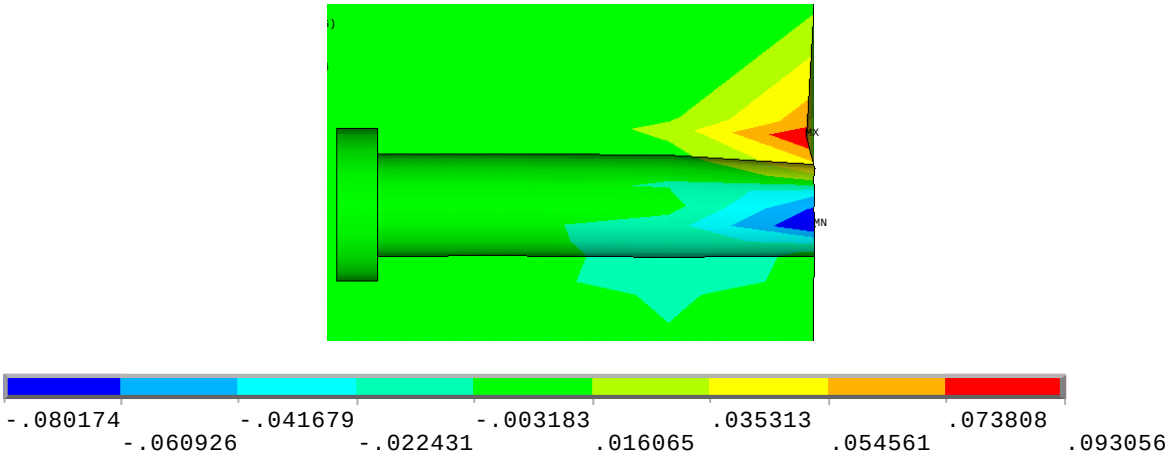


Figura 75 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =35MPa

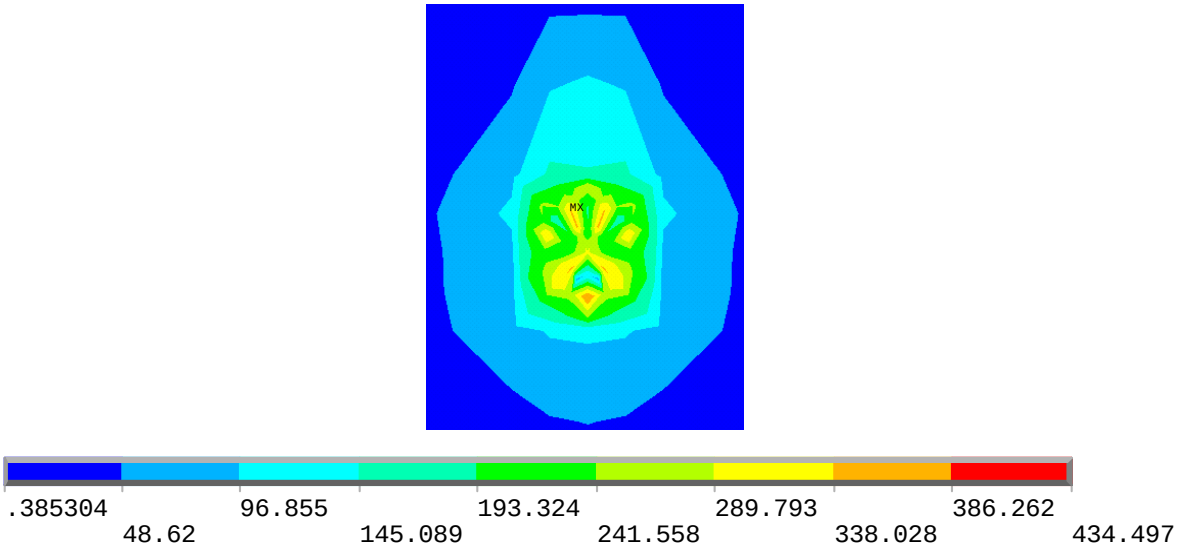


Figura 76 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

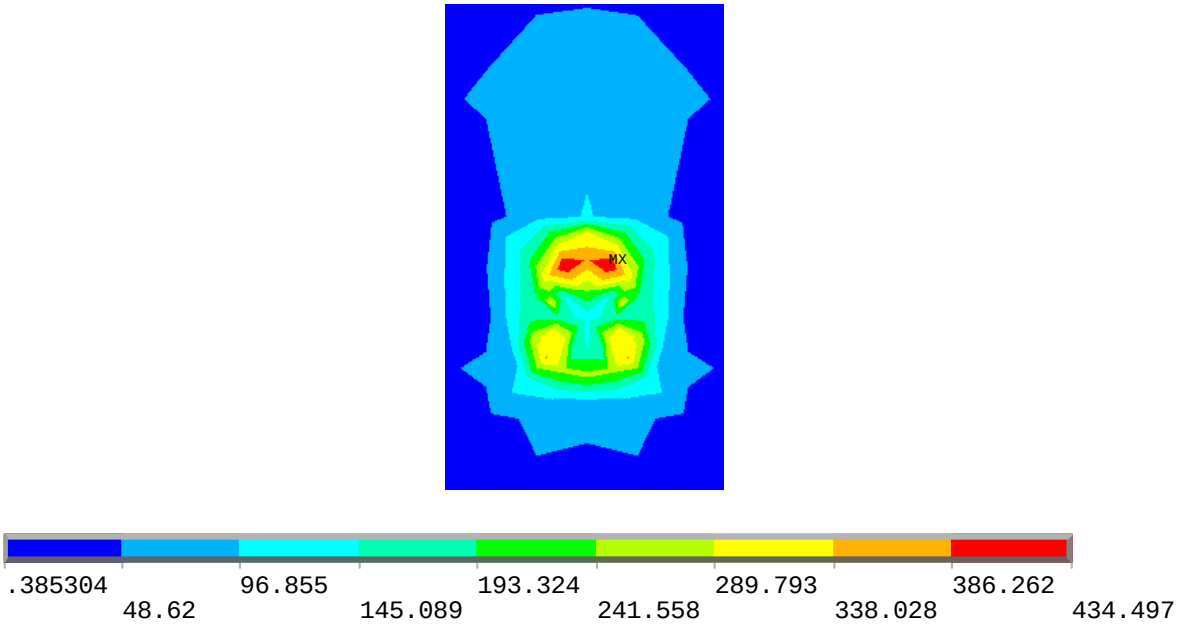


Figura 77 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

O último modelo utilizando o conector tipo pino *(stud)* de 16x75 foi desenvolvido para uma laje de fck 40 MPa, com estas configurações também obteve-se a falha caracterizada pelo cone de concreto. Característica esperada ao se utilizar a fórmula do Eurocode 4 (2005).

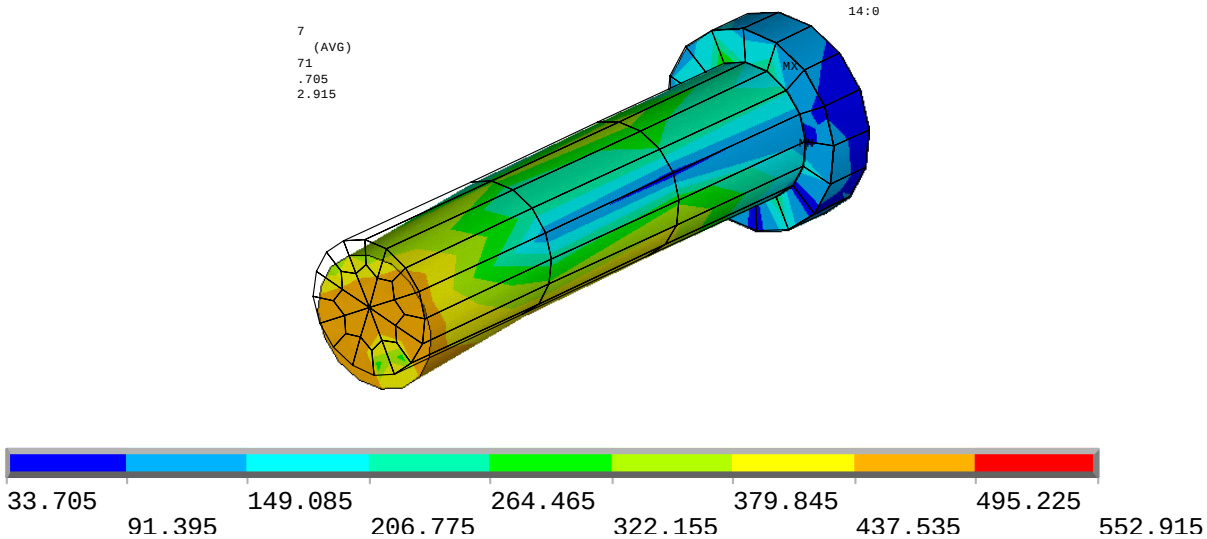


Figura 78 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

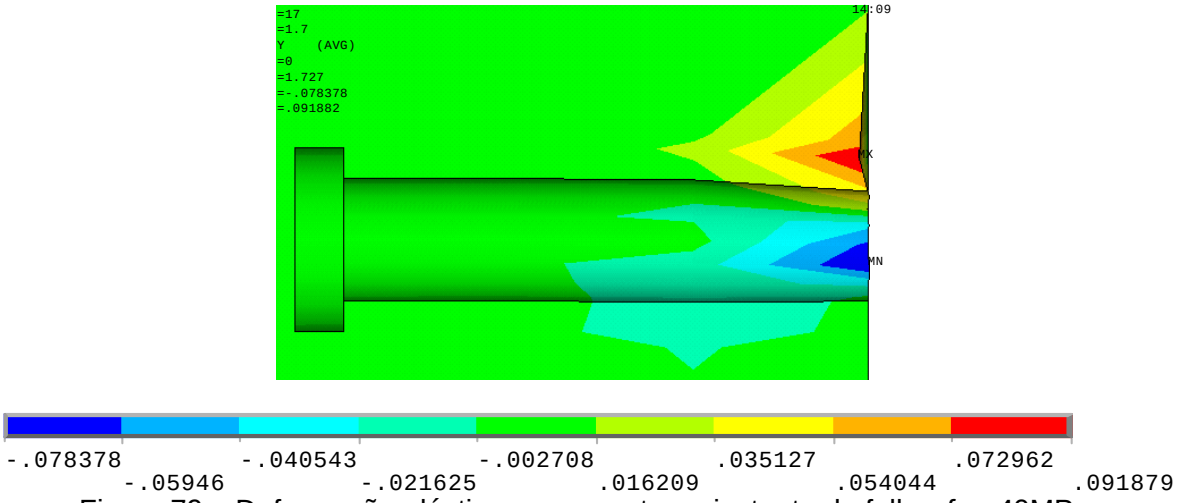


Figura 79 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =40MPa

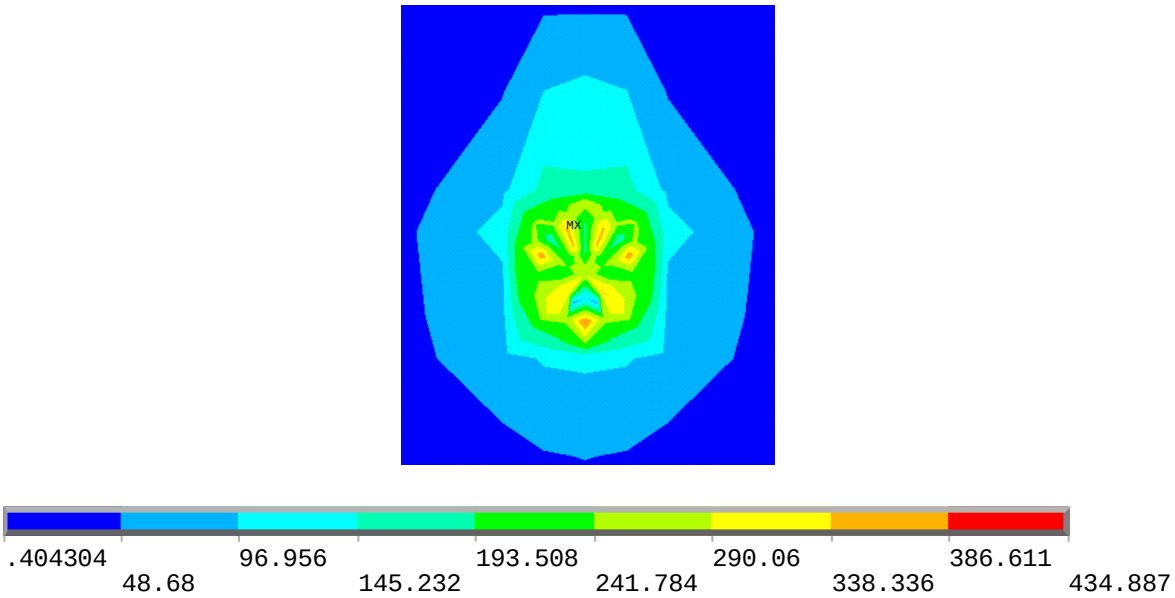


Figura 80 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

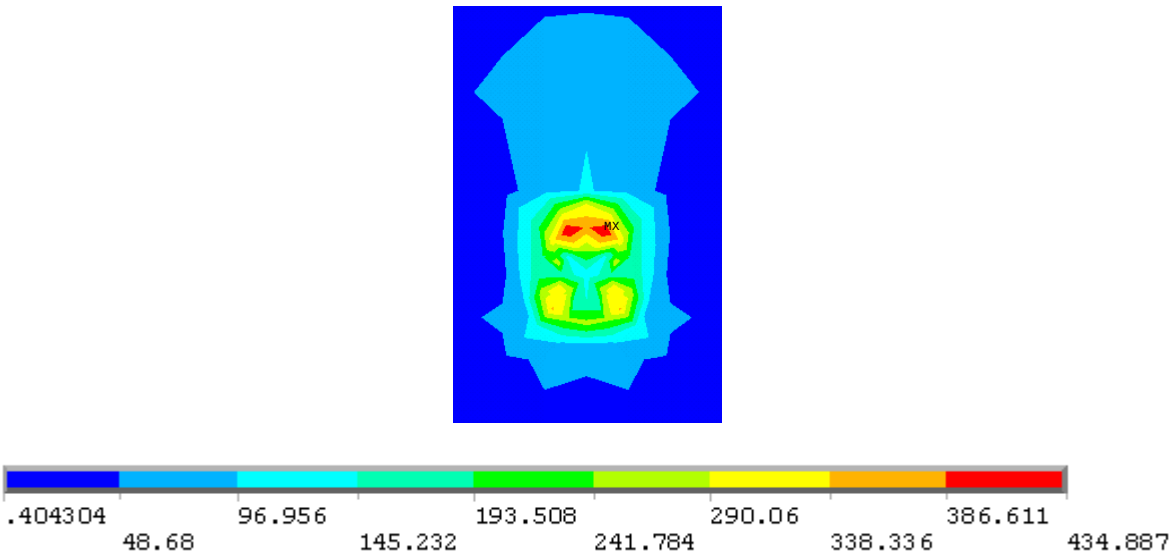


Figura 81 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

A Figura 82 apresenta o comparativo entre os resultados obtidos no modelo de elementos finitos, nos modelos apresentados por Lam (2005) e os resultados obtidos através da fórmula do Eurocode 4 (2005).

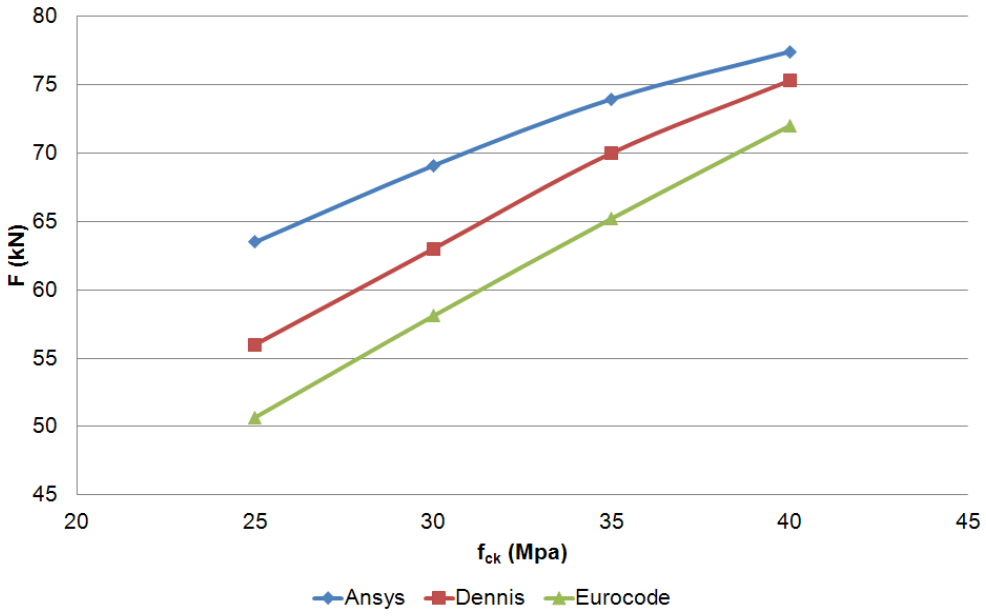


Figura 82- Comparativo dos resultados para um conector tipo pino *(stud)* 16x75.

A Tabela 3 apresenta o comparativo entre os resultados obtidos no modelo de elementos finitos, nos modelos apresentados por Lam (2005) e os resultados apresentados pela fórmula do Eurocode 4 (2005). Nota-se, neste caso, uma diferença mais acentuada para os modelos com concreto de menor resistência.

Também cabe ressaltar que, segundo as fórmulas do Eurocode 4 (2005), em todos os casos, a falha ocorreria pelo concreto e nos modelos numéricos desenvolvidos, não se verifica a presença de uma rótula plástica.

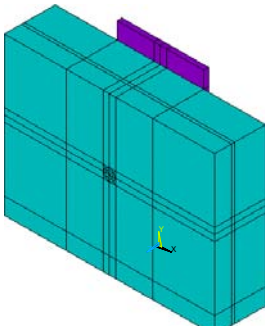
Tabela 3- Comparativo dos resultados, para um conector tipo pino *(stud)* 16x75. Esforços apresentados em kN.

f_{ck} (MPa)	FE ANSYS	Lam (2005)	Eurocode 4 (2005)
25	63,49	56,00	50,67
30	69,08	63,00	58,09
35	73,95	70,00	65,21
40	77,41	75,30	72,00

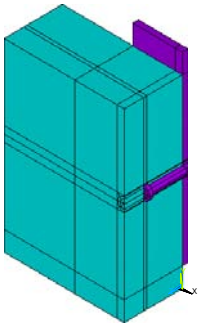
3.4.3 Conector tipo pino (*stud*) 22x100

Os resultados apresentados a seguir foram obtidos utilizando um conector de cisalhamento do tipo pino, com 22 milímetros de diâmetro e 100 milímetros de altura. O diâmetro da cabeça deste conector foi de 28 milímetros, uma vez e meia o diâmetro do corpo, e a altura da cabeça 8,8 milímetros, quarenta por cento do diâmetro do corpo, conforme Calado (2009).

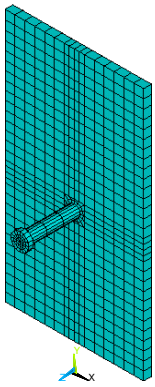
A Figura 83 apresenta a geometria e os elementos do modelo utilizados na modelagem para um conector tipo pino *(stud)* 22x100 (vinte e dois milímetros de diâmetro por cem milímetros de comprimento).



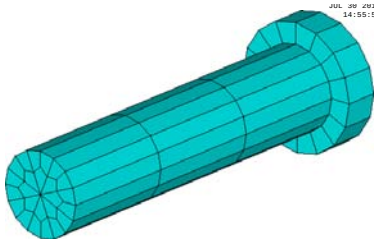
a) Volume total do modelo



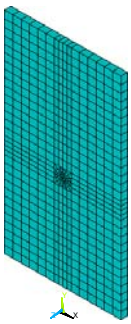
b) Metade do volume do modelo



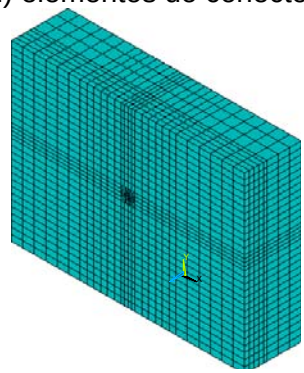
c) Elementos do perfil e do conector



d) elementos do conector;



e) elementos do perfil de aço



f) elementos da laje de concreto

Figura 83 – Geometria e elementos adotados na modelagem do conector 22x100:.

Com esta combinação foram feitos modelos para análise de conectores do tipo pino com concretos com resistência característica a compressão de 25, 30, 35 e 40 MPa, respectivamente. Os resultados são apresentados nas figuras a seguir:

Conforme esperado diante a formulação apresentada no Eurocode 4 (2005) a ruptura no modelo com laje com f_{ck} 25 MPa ocorre no cone de concreto, Figura 85.

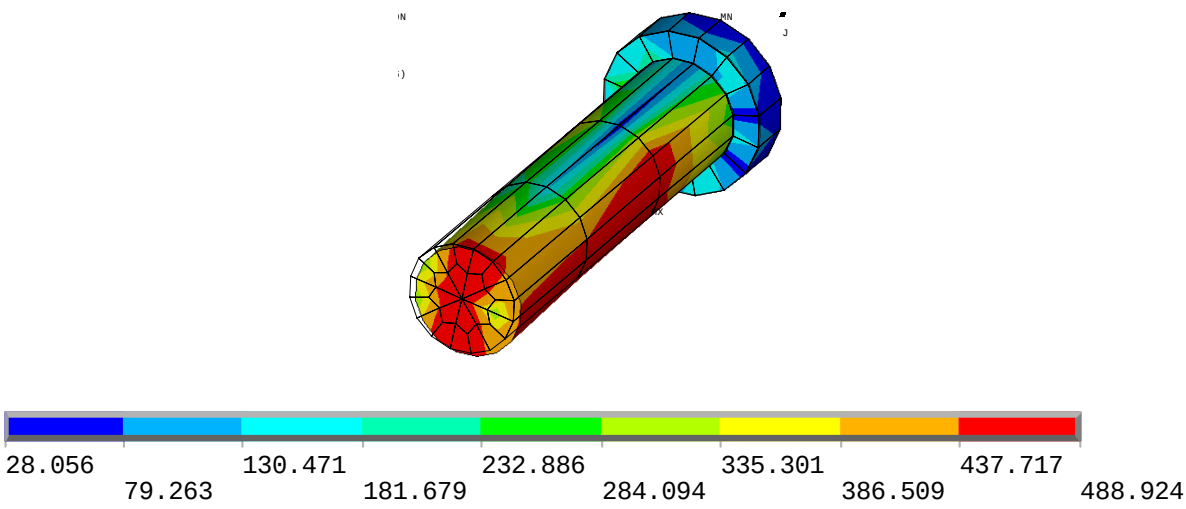


Figura 84 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa

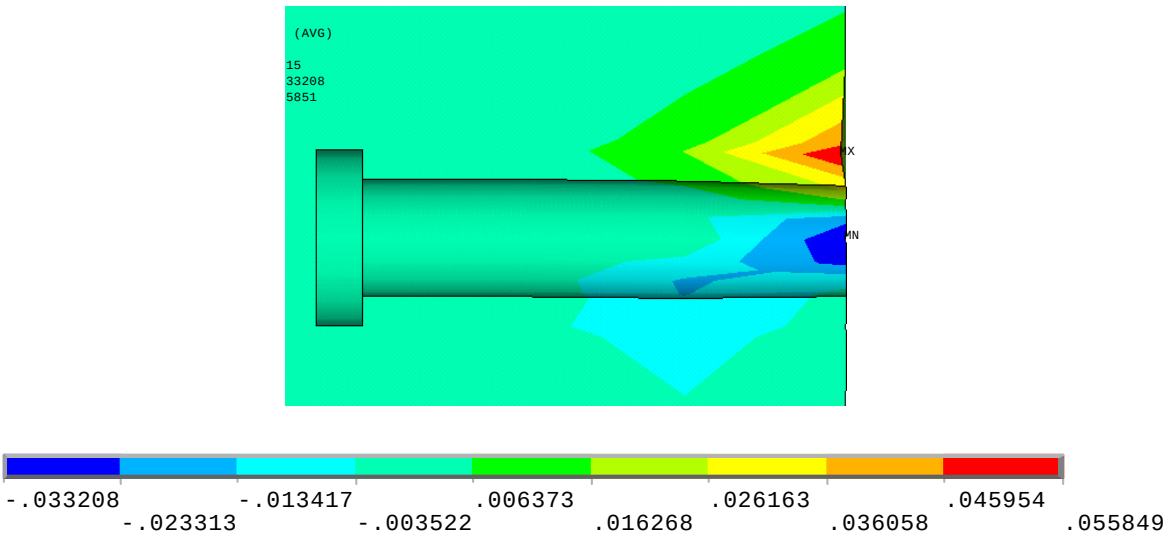


Figura 85 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =25MPa

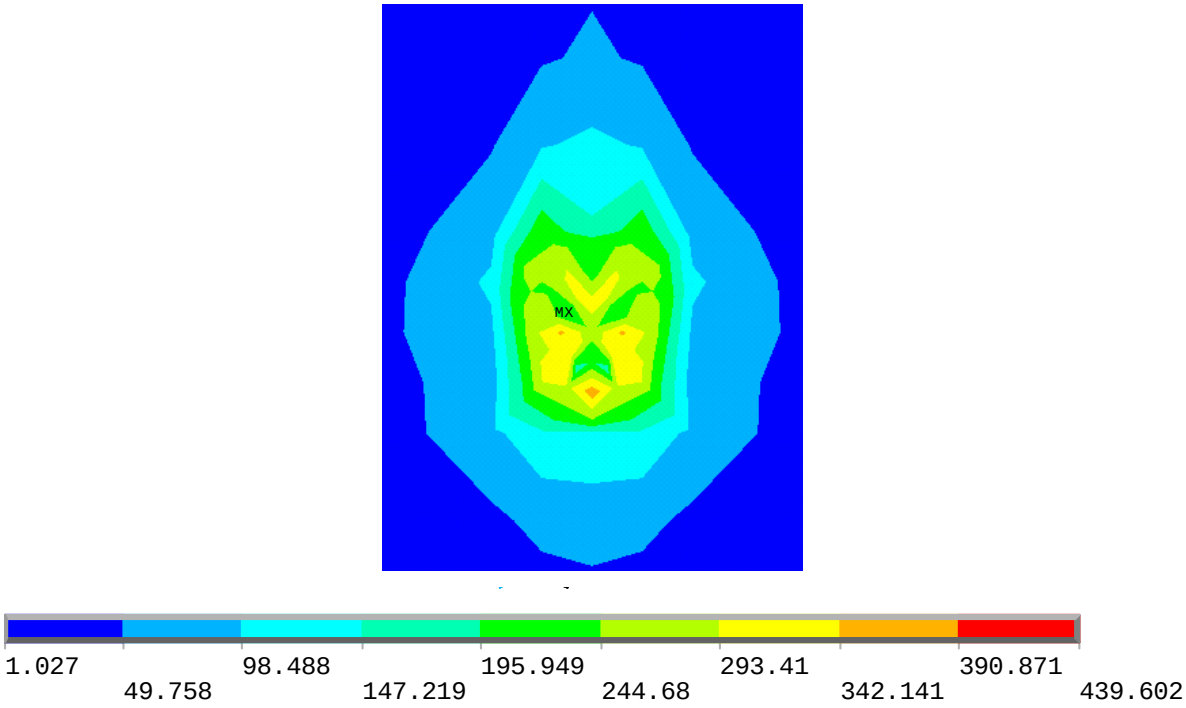


Figura 86 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa

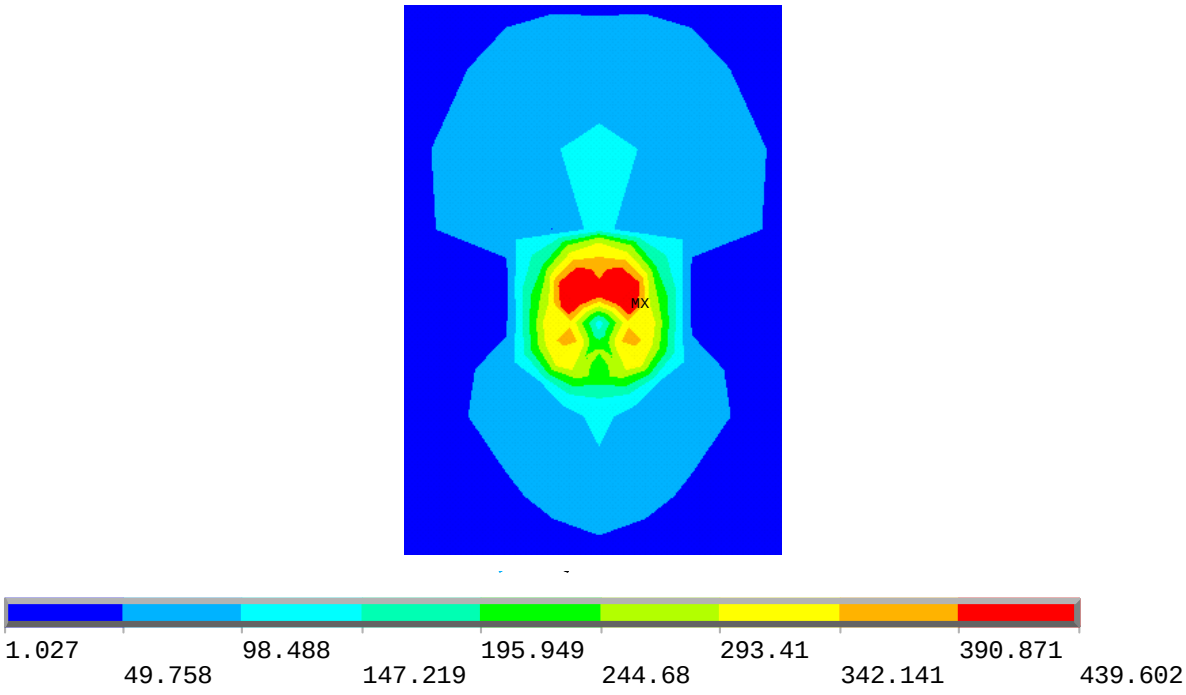


Figura 87 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =25MPa

A falha apresentada para a laje de f_{ck} 30 MPa ocorre no cone de concreto, conforme o encontrado nas fórmulas presentes no Eurocode 4 (2005).

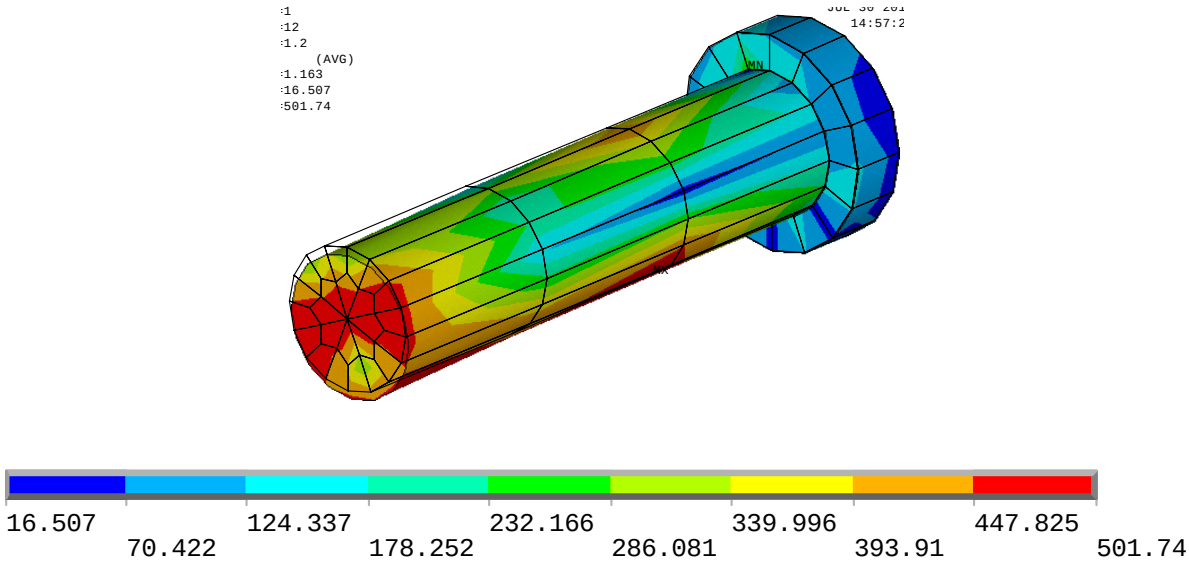


Figura 88 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa

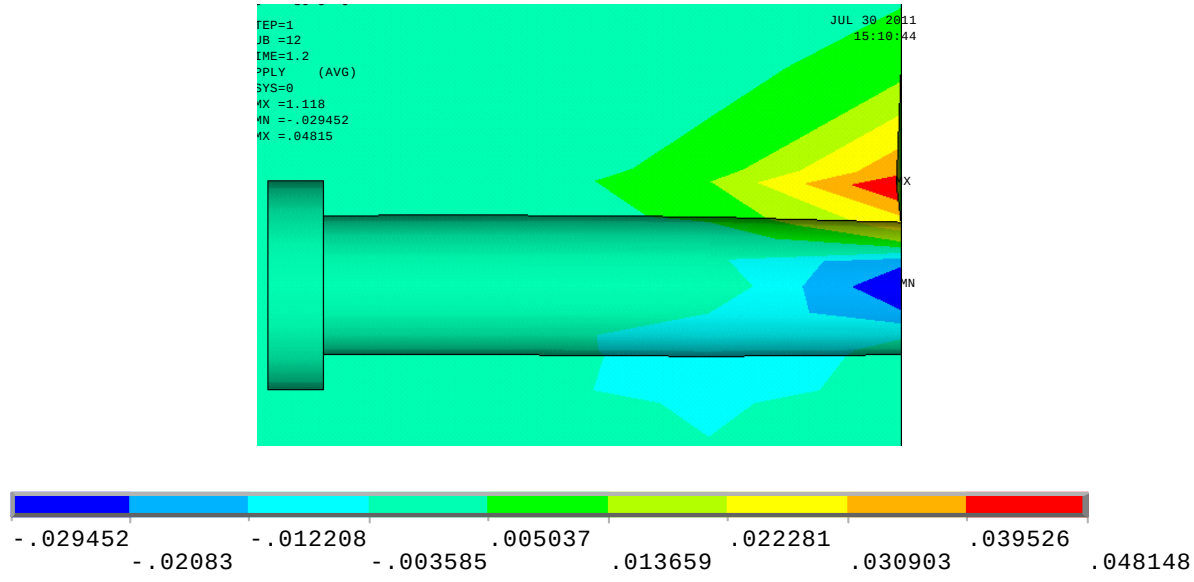


Figura 89 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =30MPa

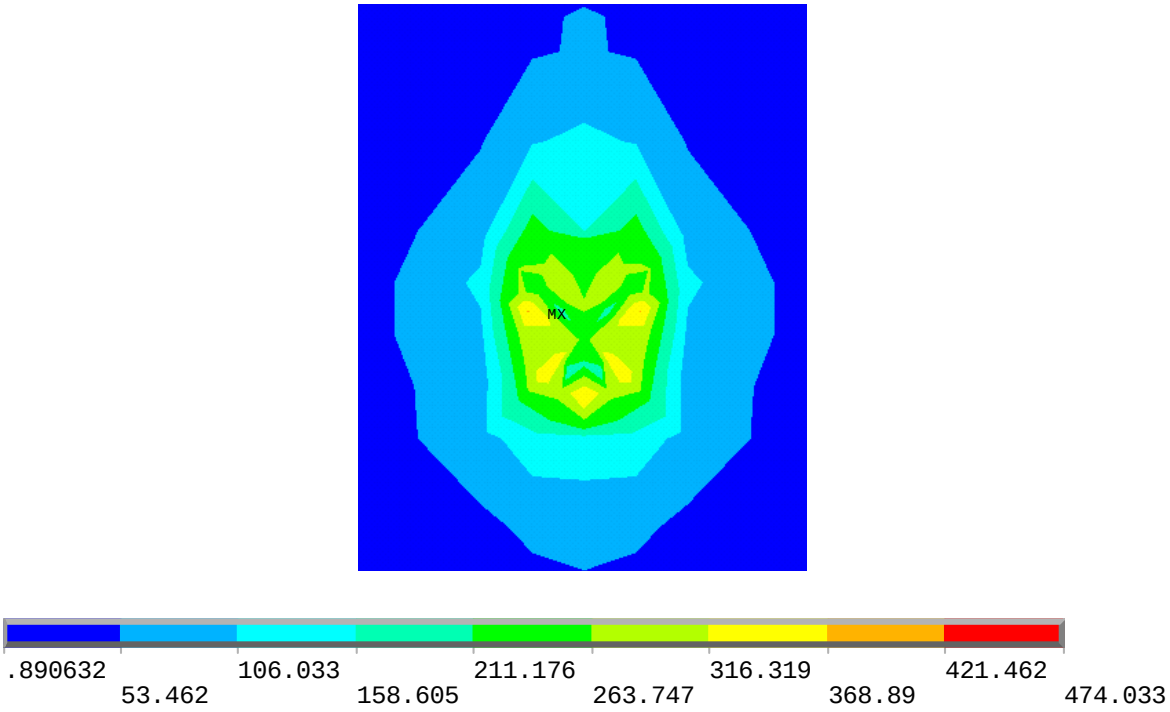


Figura 90 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa

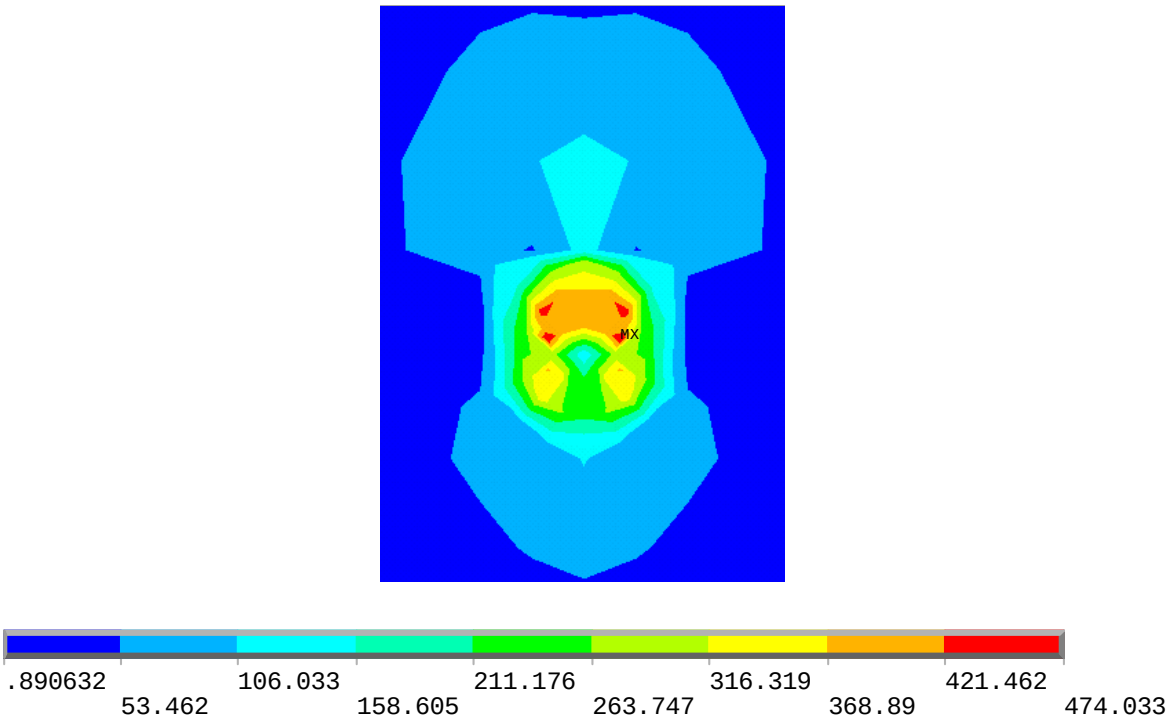


Figura 91 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =30MPa

Para a laje de f_{ck} 35 MPa tem-se a falha por parte do cone de concreto, conforme a formulação apresentada no Eurocode 4 (2005).

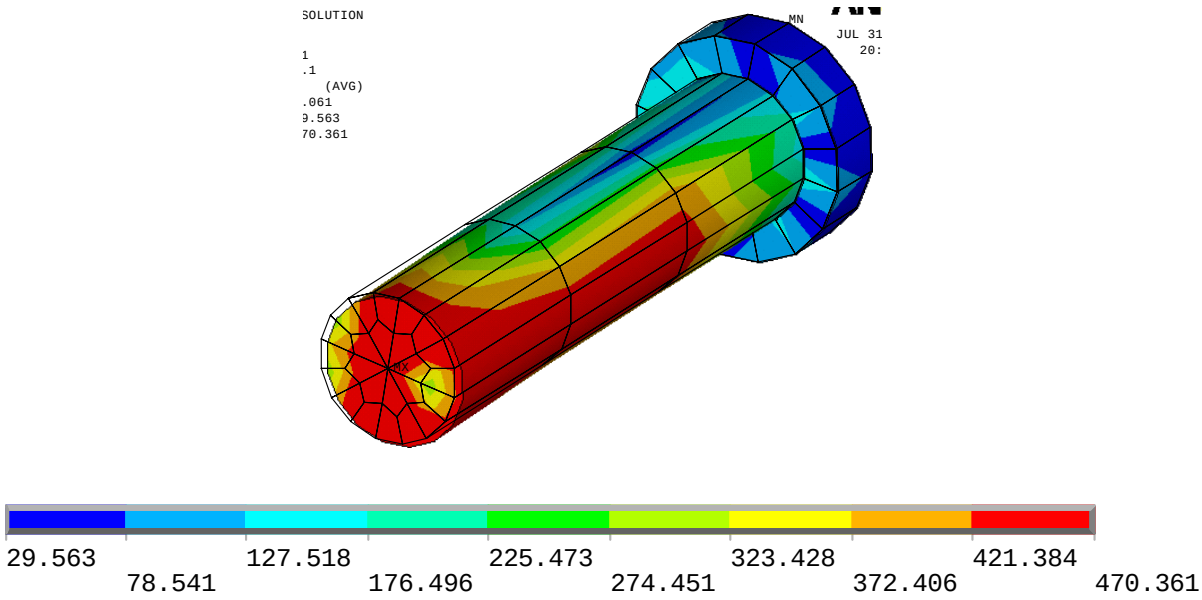


Figura 92 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

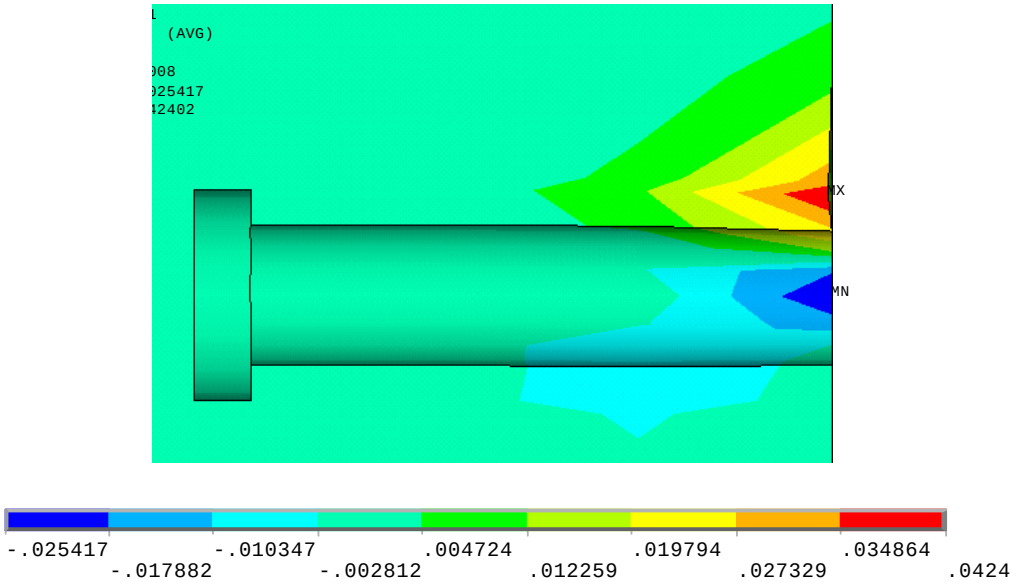


Figura 93 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =35MPa

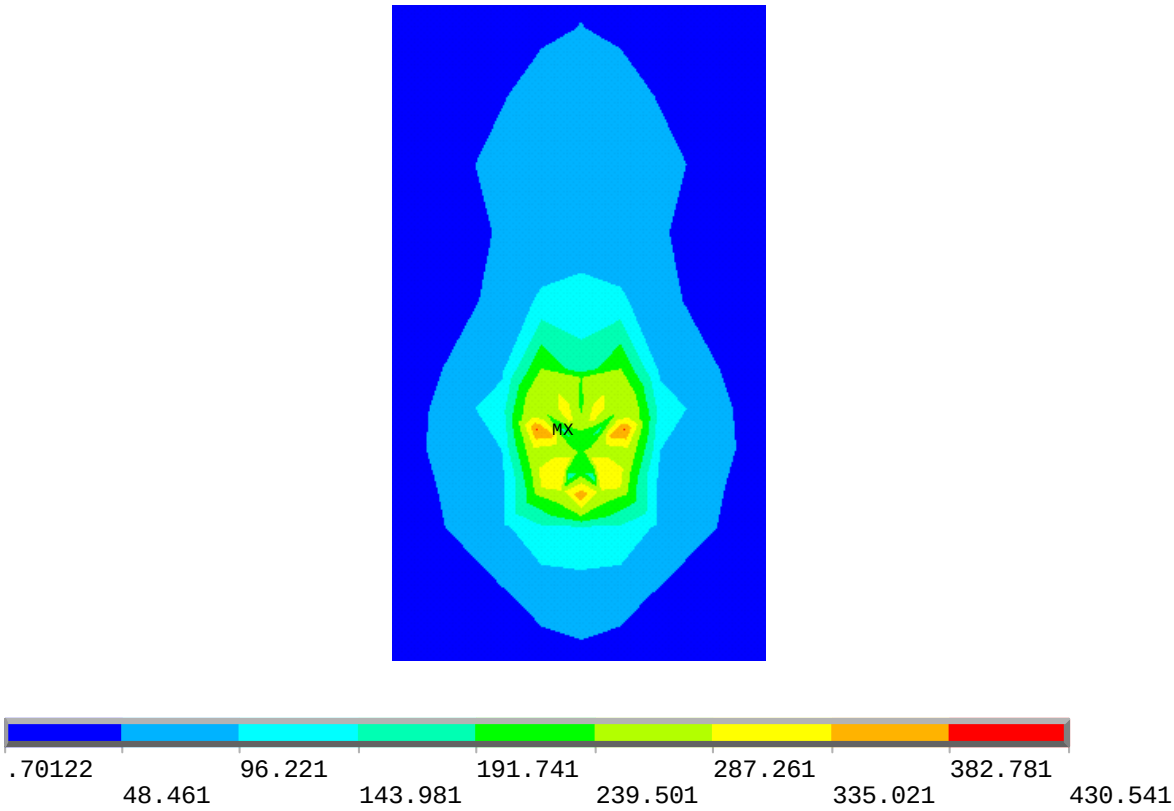


Figura 94 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

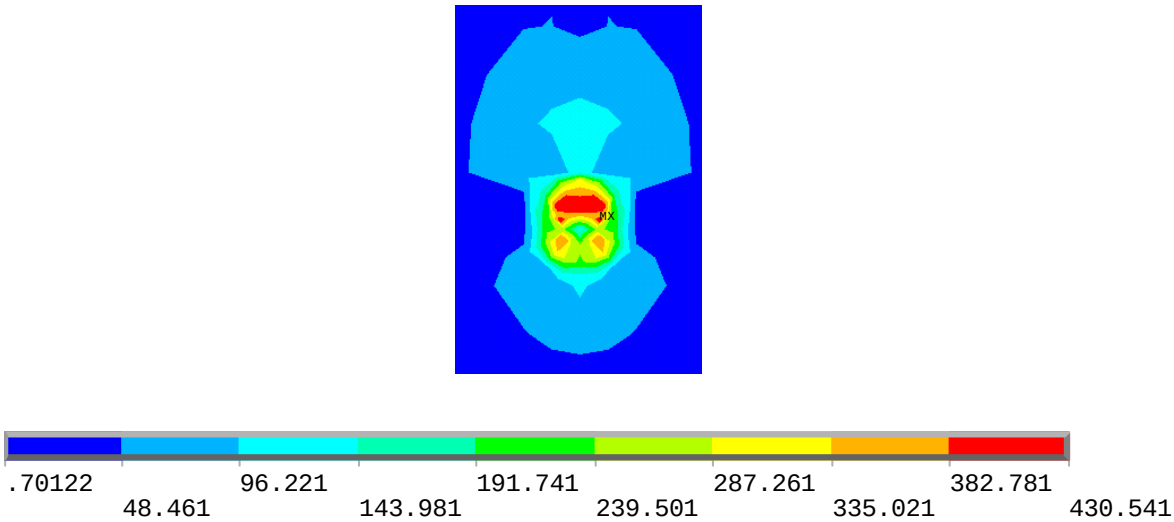


Figura 95 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =35MPa

Para a laje de f_{ck} 40 MPa o modo de falha apresentado pela formulação do Eurocode 4 (2005) seria caracterizado no conector porém a diferença entre os modos, cone de concreto ou conector, possui um valor representativo pequeno, 6 kN, frente a resistência da ligação, 130,76 kN, sendo inferior a 5% da resistência da mesmo. Assim torna-se aceitável que o modo apresentado pelo modelo seja na laje de concreto.

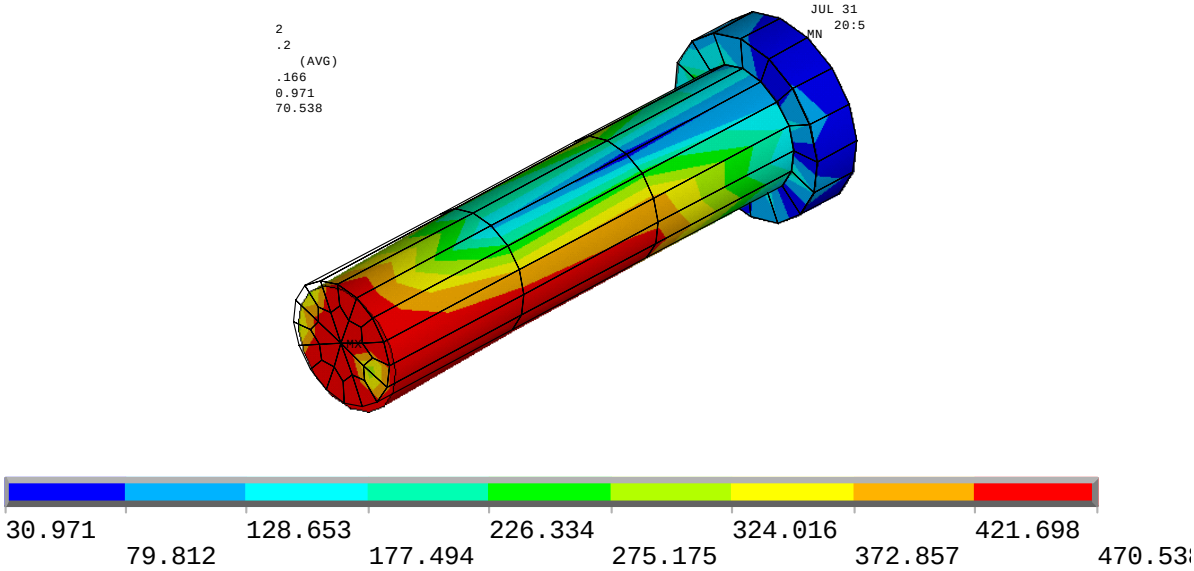


Figura 96 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

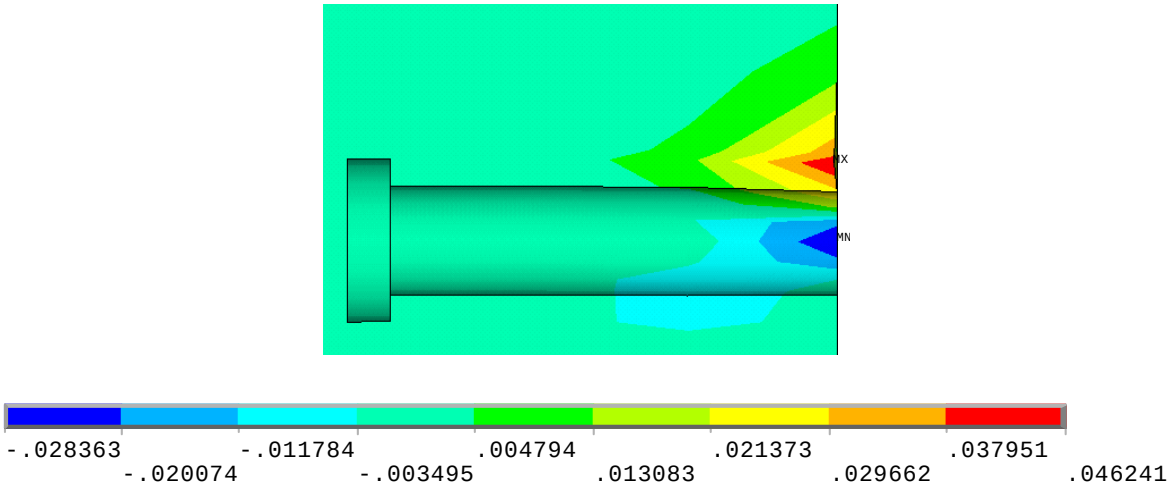


Figura 97 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck} =40Mpa

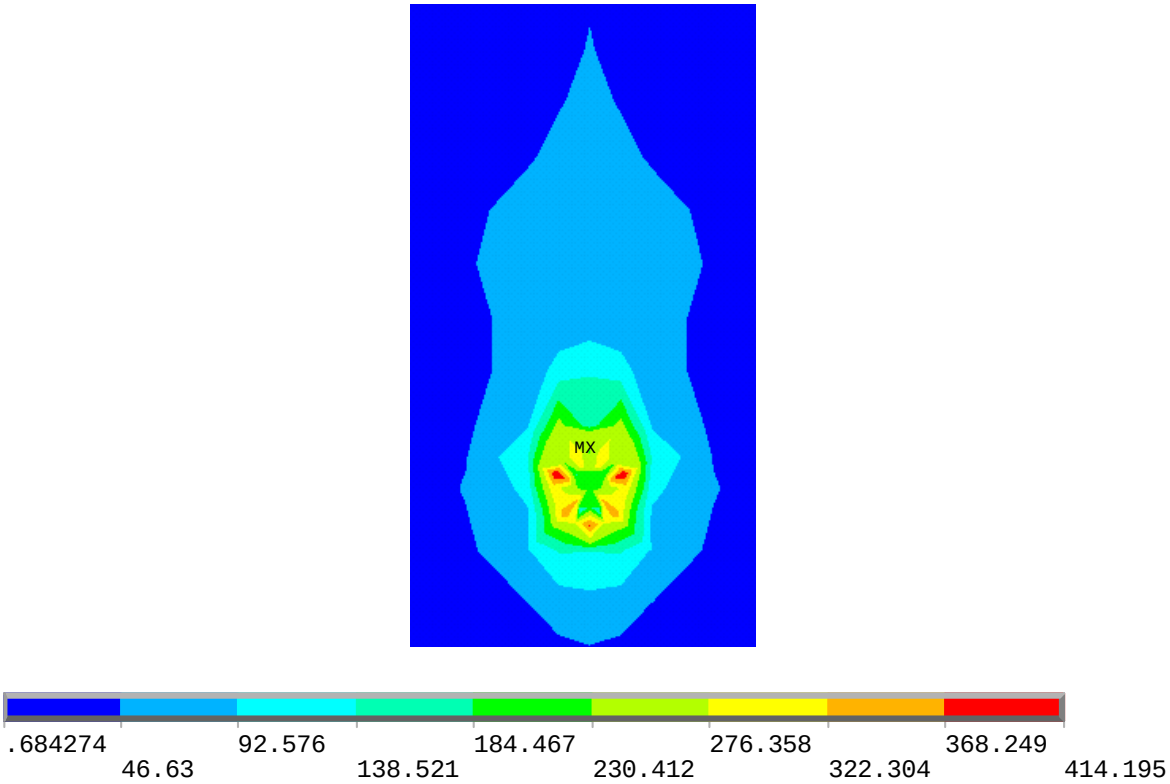


Figura 98 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

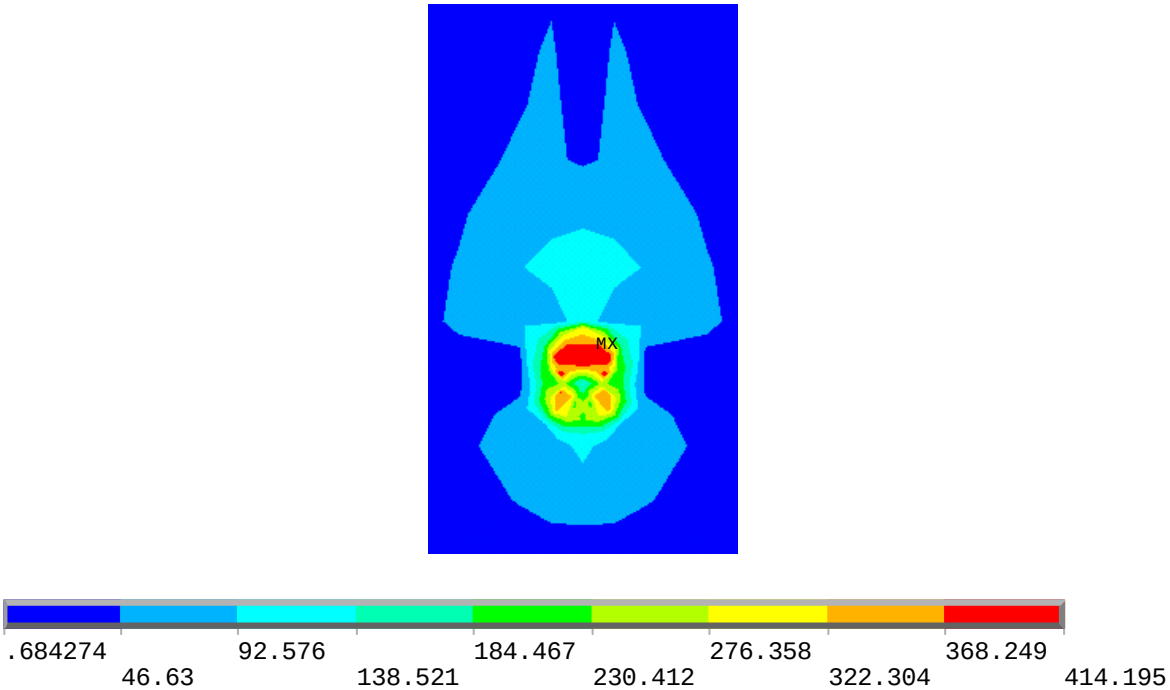


Figura 99 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck} =40MPa

A Figura 100 apresenta o comparativo entre os resultados obtidos no modelo de elementos finitos, nos modelos apresentados por Lam (2005) e os resultados obtidos pela fórmula do Eurocode 4 (2005), cujos os valores são apresentados na Tabela 4.

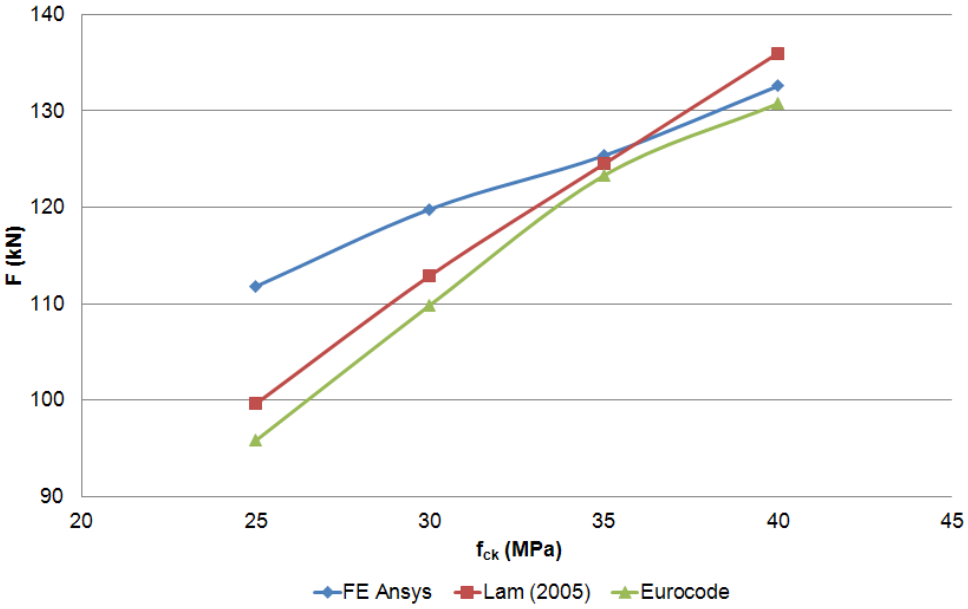


Figura 100- Comparativo dos resultados para um conector tipo pino *(stud)* 22x100.

Tabela 4- Comparativo dos resultados, para um conector tipo pino *(stud)* 22x100. Esforços apresentados em kN.

f_{ck} (MPa)	FE ANSYS	Lam (2005)	Eurocode 4 (2005)
25	111,78	99,60	95,79
30	119,80	112,90	109,84
35	125,36	124,50	123,30
40	132,59	136,00	130,76

Nota-se uma diferença mais acentuada no modelo com f_{ck} de 25 MPa, o que não se repete nos demais modelos. Também ressalta-se que, segundo as fórmulas do Eurocode 4 (2005), apenas no caso com o maior f_{ck} , 40MPa, a falha ocorre no

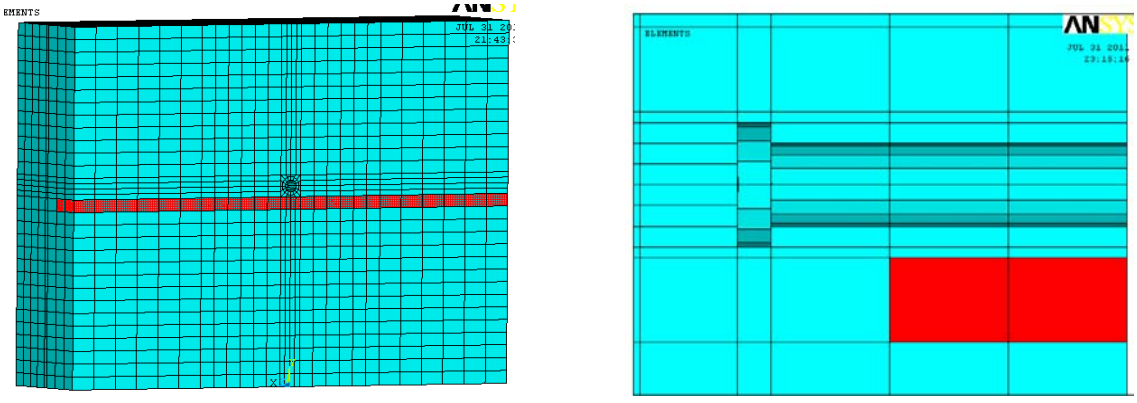
conector o qual apresenta-se na Figura 96, uma região próxima a tensão máxima implementada nas propriedades do conector ao se configurar o modelo.

3.5 **Estudo da barra de armadura de reforço**

Com os resultados considerados adequados e as variáveis de estudo apresentadas no trabalho de Lam (2005) modeladas, foi realizado mais um estudo considerando a existência de uma barra extra de armadura de reforço abaixo do conector, excetuando-se as barras normais da taxa de armadura do concreto.

Neste estudo foram abordados os resultados presentes no modelo do conector de cisalhamento tipo pino com 16 milímetros de diâmetro e 75 milímetros de altura, com f_{ck} de 25 MPa.

Primeiramente, a simulação da barra foi feita através do aumento na taxa de armadura nos elementos inferiores ao conector e próximo ao mesmo, conforme indicado na Figura 101.



a) b)

Figura 101 – Elementos com a taxa de armadura alterado para simulação da barra de reforço extra.

O aumento desta taxa foi implementado através da alteração da razão entre a área de aço sobre a área de concreto possível pelo elemento SOLID65 alterando no sentido da barra recentemente implementada o valor anterior de 0,785% para 5%.

Tal medida teve pouco resultado em termos de resistência e modo de falha da ligação, pois notou-se um acréscimo de apenas 2,24 kN, menos de 4% da resistência obtida na primeira modelagem desta ligação, 63,49KN, resultando num total de 65,73KN de capacidade de carga. A Figura 102 apresenta o gráfico carga *versus* deslocamento onde é ainda mais notória a pouca alteração entre as simulações.

A Figura 102 apresenta o gráfico carga (kN) versus deslocamento (mm) para os modelos de referência, FE ANSYS, e com a nova taxa de armadura.

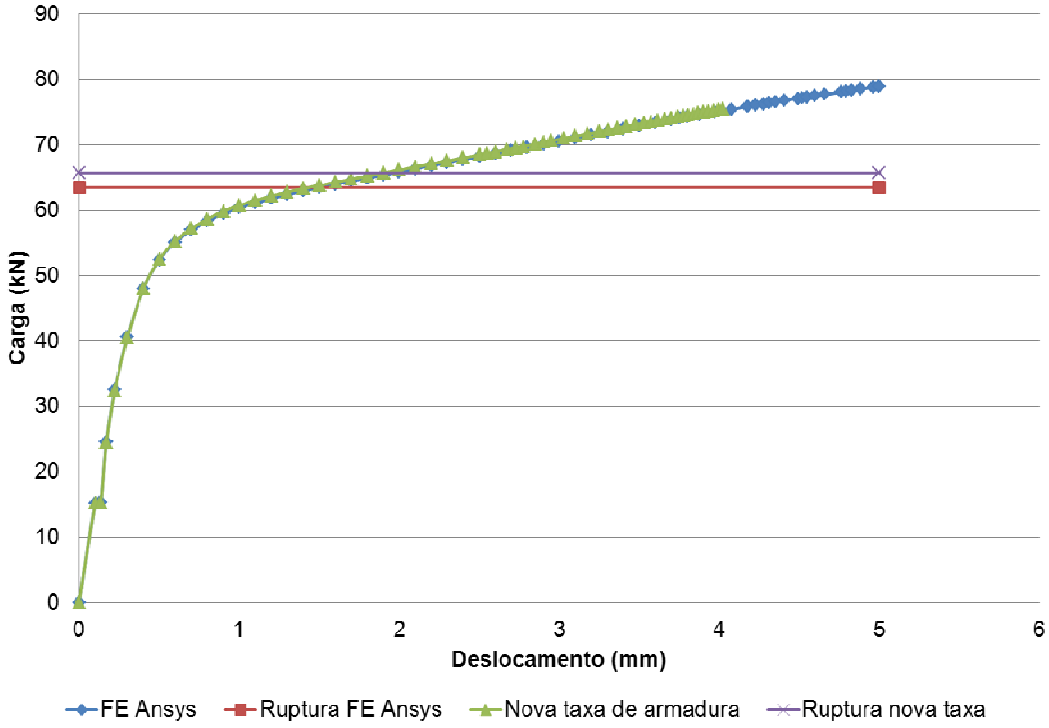


Figura 102 - Gráfico Carga vs. Deslocamento comparativo da nova taxa de armadura

A Figura 103 e a Figura 104 apresentam os conectores de cisalhamento no momento da falha para os dois modelos onde nota-se uma distribuição distinta das tensões de von Mises no conector.

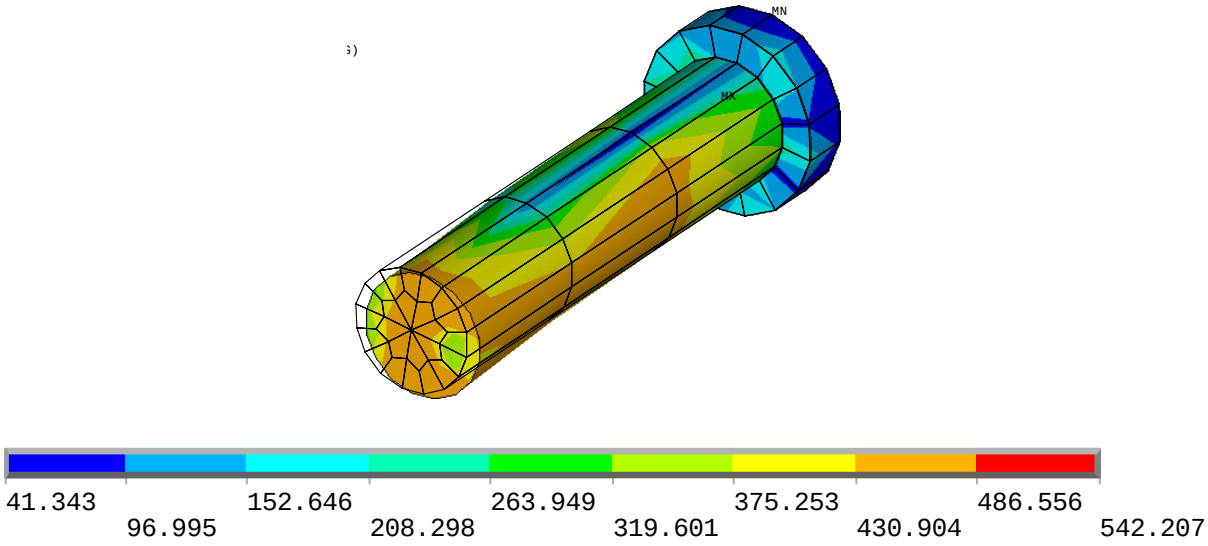


Figura 103 – Tensão de von Mises (MPa) no conector no momento da falha para o modelo com o conector tipo pino *(stud)* de 16x75 com f_{ck} =25Mpa

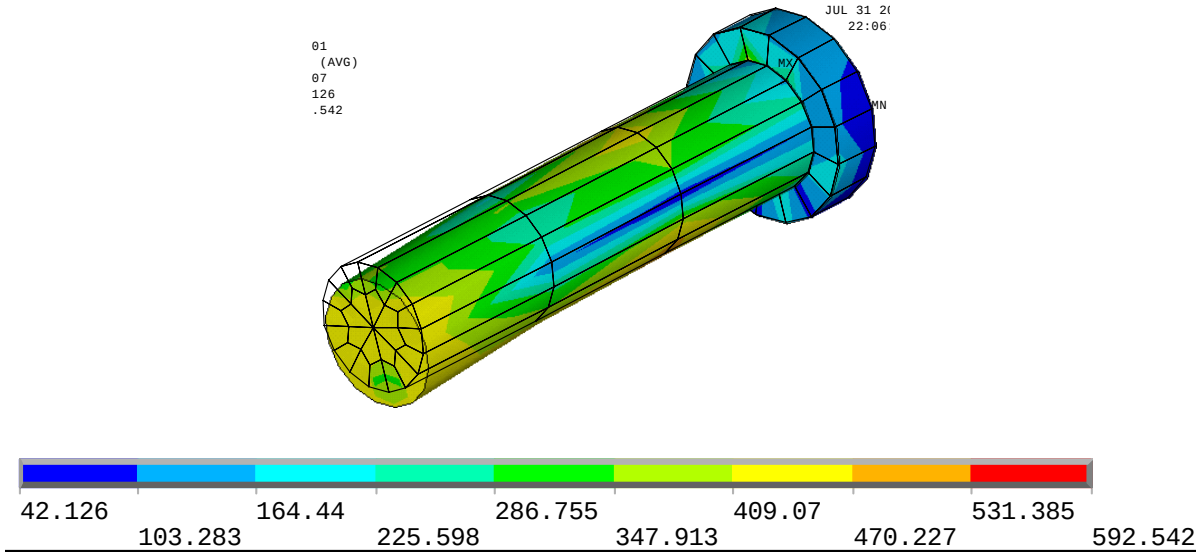


Figura 104 – Tensão de von Mises (MPa) no conector no momento da falha para o modelo com a nova taxa de armadura nos elementos indicados na Figura 101.

A Figura 105 e a Figura 106 apresentam a deformação plástica na laje de concreto no momento da falha sendo notório que a mesma tem um avanço menor ao se alterar a taxa de armadura.

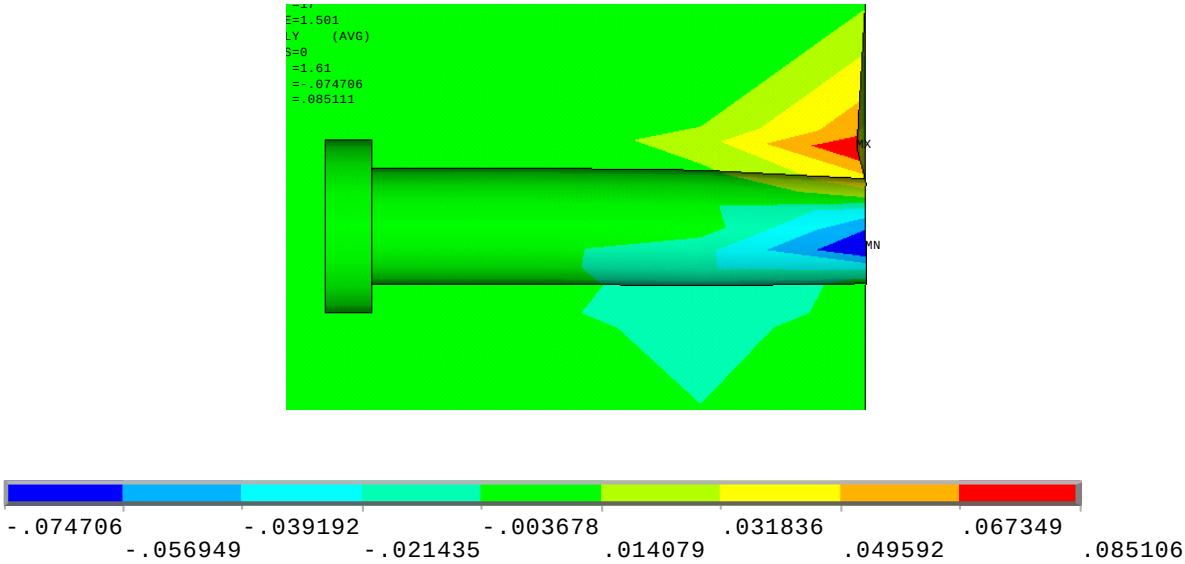


Figura 105 – Deformação plástica na laje de concreto no momento da falha para o modelo com o conector tipo pino *(stud)* de 16x75 com f_{ck}=25Mpa

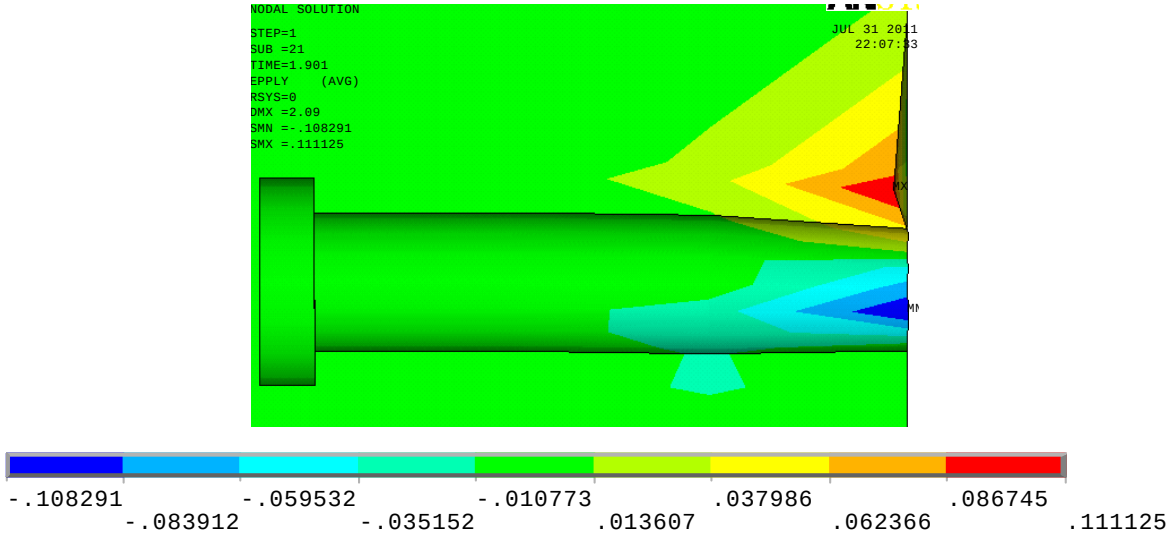
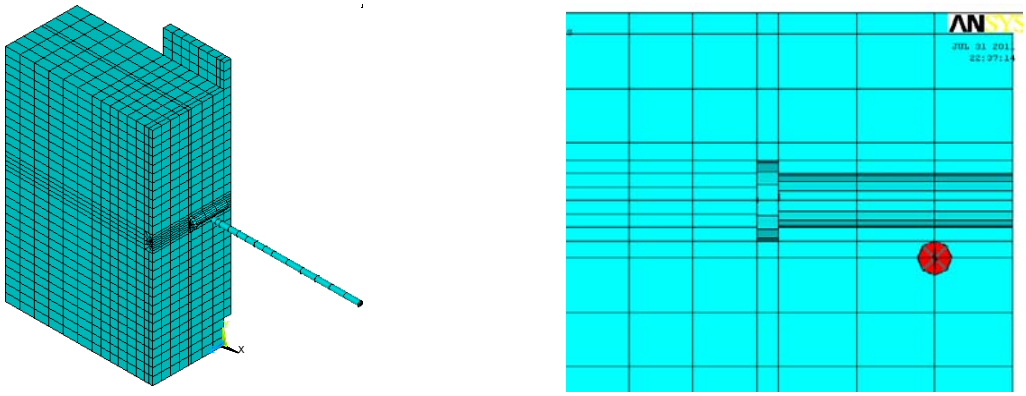


Figura 106 – Deformação plástica na laje de concreto no momento da falha para o modelo com a nova taxa de armadura nos elementos indicados na Figura 101.

Outra abordagem foi a inclusão de uma barra de reforço de 10mm através do elemento PIPE59. Esta barra possui um diâmetro de 10mm conforme o implementado ao se alterar as taxas de armadura dos elementos indicados na Figura 101. A localização desta barra pode ser vista na Figura 107.

Ao contrário do caso anterior no qual foi aplicado uma nova taxa de armadura nos elementos, a implementação de uma barra nesta região apresentou alterações

de resistência com um acréscimo de 6,78 kN acima dos 10% da carga obtida na primeira modelagem desta ligação, 63,49 kN, resultado num total de 70,27 kN de capacidade de carga. A Figura 108 apresenta o gráfico carga *versus* deslocamento onde é visto o ganho de resistência nesta simulação.



(a) Metade do modelo com indicação completa dos elementos da barra

(b) Localização da barra de reforço extra, indicada em vermelho

Figura 107 – Localização da barra de reforço extra

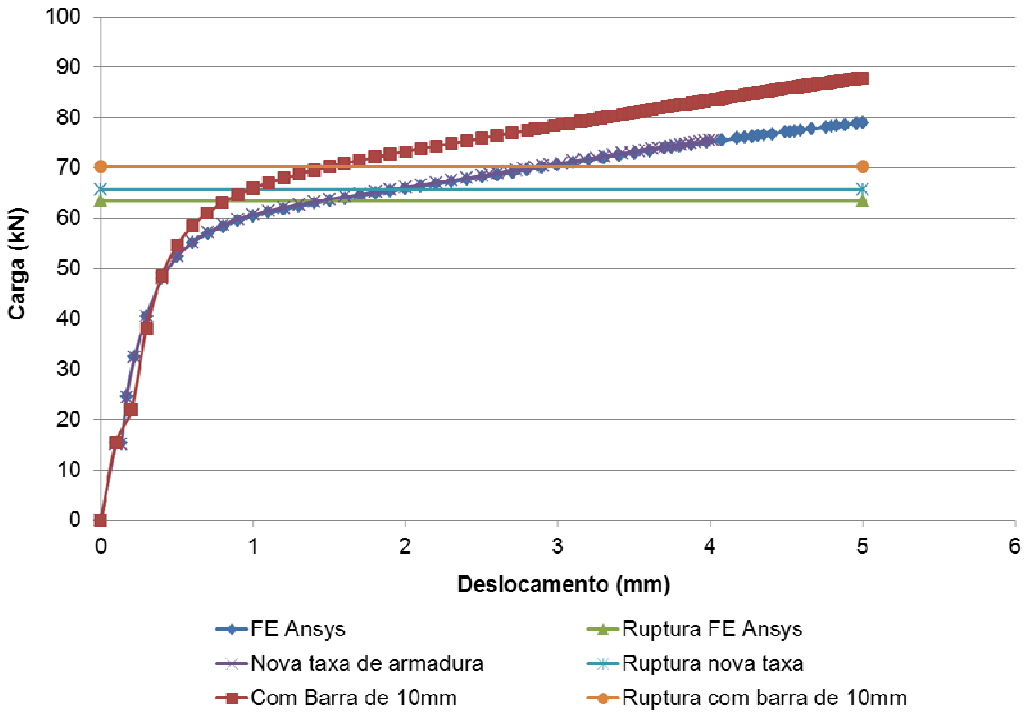


Figura 108 - Carga versus deslocamento; nota-se o ganho na simulação com a implementação da barra de reforço extra.

A Figura 108 apresenta a curva comparativa carga (kN) *versus* deslocamento (mm) para o modelo de referência, FE ANSYS, com a taxa dos elementos abaixo do conector alterada, nova taxa de armadura, e com a inclusão da barra de reforço extra, com barra de 10mm.

A Figura 109 e a Figura 110 apresenta as tensões de von Mises no conector e a deformação plástica no concreto respectivamente. Ambas foram obtidas no momento da ruptura para o modelo com inclusão da barra de reforço extra.

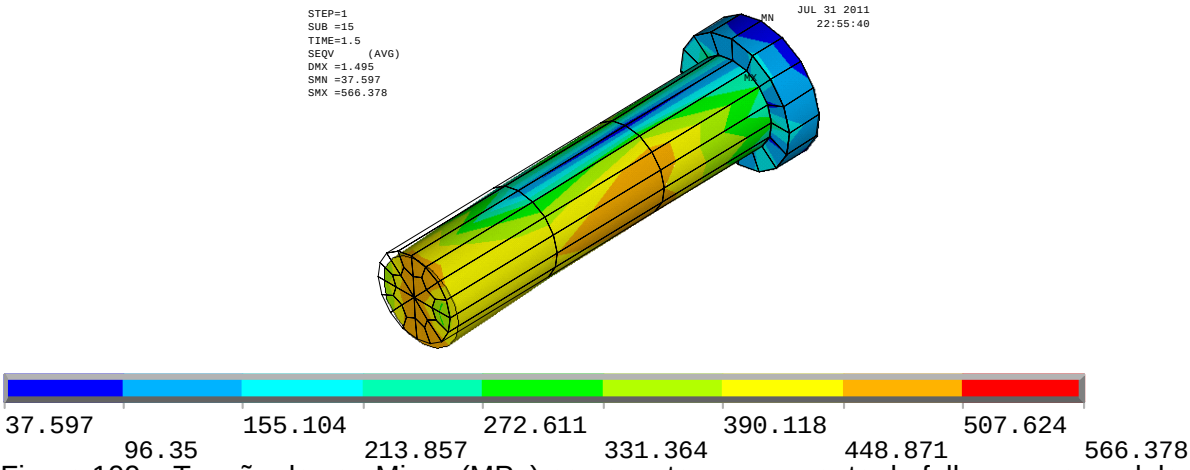


Figura 109 – Tensão de von Mises (MPa) no conector no momento da falha para o modelo com Stud de 16x75 com f_{ck}=25Mpa, incluindo-se uma barra extra de reforço a qual possui um diâmetro de 10mm.

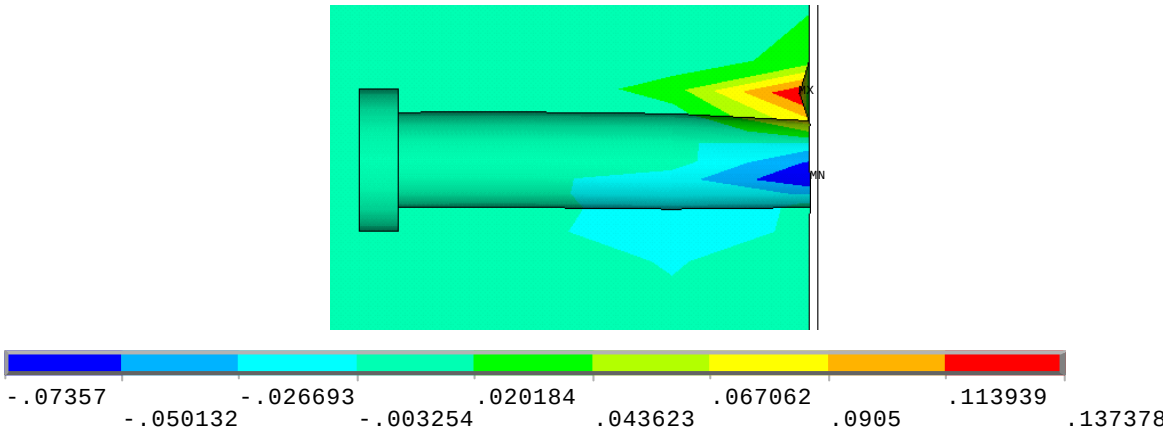


Figura 110 – Deformação plástica na laje de concreto no momento da falha para o modelo com a barra extra de reforço de diâmetro 10mm.

Ao se olhar a Figura 105 e a Figura 110 nota-se neste caso que a deformação plástica no concreto possui uma distribuição das tensões similar ao modelo inicial

para o conector de cisalhamento tipo pino 16x75 com resistência característica a compressão da laje de concreto de 25MPa.

3.6 **Análises dos resultados**

Ao se optar por um modelo em elementos finitos tem-se uma economia de tempo, visto que não é necessário a espera da cura do concreto até os limites indicados no Eurocode 4 (2005), e também uma economia de custos, já que materiais tais como cimento, areia, brita, perfil de aço e conector de cisalhamento não são utilizados.

Outro fator em favor da modelagem é a dificuldade de se encontrar bons laboratórios com equipamentos adequados para a realização de ensaios *push-out*.

A modelagem de um conector de cisalhamento possui três elementos cruciais para o seu resultado: a mesa do perfil, o próprio conector e a laje de concreto. Este último torna-se ainda mais crítico quando possui resistência característica a compressão baixa.

O comportamento do conector para fins de caracterização como dúctil ou frágil foi influenciado diretamente pela não inclusão dos efeitos proporcionados pelos fenômenos de esmagamento e fissuração presentes no concreto, dados os problemas apresentados ao se considerar os mesmos. Tal consideração também pode ser notada pelo aumento da resistência na ligação após a sua falha.

Assim a caracterização da falha na ligação necessita de atenção especial sendo necessário uma boa visualização e caracterização da região de compressão do concreto acima do limite preconizado pela literatura, 0,2% a 0,35%.

Apesar das adversidades, a adoção de um modelo em elementos finitos produziu resultados significativos em termos de resistência da ligação estando próximo aos valores obtidos em ensaios experimentais e na caracterização do modo de ruptura, esta última de grande valia para uma boa otimização da ligação.

Conforme demonstrado nos resultados presentes neste trabalho, a adoção de um modelo em elementos finitos para a simulação de um ensaio tipo *push-out* mostrou-se possível e adequado.

4 MODELOS DO CONECTOR TIPO PERFOBOND

Com a experiência das modelagens do conector tipo pino (*stud*) e tendo-se os resultados considerados como satisfatórios, passou-se a modelagem de outros tipos de conectores. Com base nos resultados experimentais presentes no trabalho apresentado por Vianna (2009) foram modelados ensaios *push-out* com conectores de cisalhamento tipo *perfobond*, utilizando para tal, os mesmos elementos apresentados no capítulo 2.

4.1 Geometria e propriedades do modelo

Seguindo as recomendações presentes no trabalho realizado por Vianna (2009), o modelo em questão foi desenvolvido tendo como perfil de aço o HEA 200 em aço S275 (f_y=275 MPa; f_u=430MPa), para os conectores *perfobond* foi utilizada chapa de aço de 13 milímetros de espessura com geometria conforme Figura 111 e aço S355 (f_y=355 MPa; f_u=510MPa). As barras de reforço utilizadas foram de aço S500 (f_y=500 MPa) com diâmetro de 10mm e distribuídas conforme Figura 112.

A Figura 112 também apresenta a geometria da laje de concreto, a qual possui 120 milímetros de espessura, 650 milímetros de altura e 600 milímetros de comprimento. As propriedades do concreto necessitaram de uma análise mais aguçada, pois como o f_{ck} adotado fora de 28 MPa e por experiências anteriores, tinha-se que quanto menor a resistência do concreto mais complexo seria o modelo.

Assim, para a curva característica do concreto foi adotada a fórmula do Eurocode 2 (1992) vide Figura 4 sendo a mesma aplicada no modelo conforme a Figura 113. Neste caso, o valor de α que apresentou os melhores resultados foi de 3,75, um valor maior que o sugerido pelo Eurocode 2 (1992) e inferior aos apresentados por El-lobody et all(2006) e Huu Thanh Nguyen e Seung Eock Kim (2009).

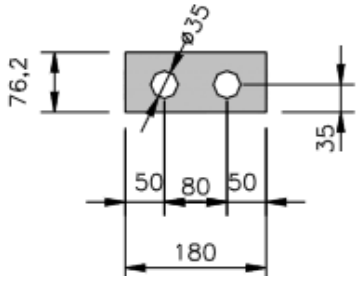


Figura 111 – Geometria do conector Perfobond, Vianna (2009)

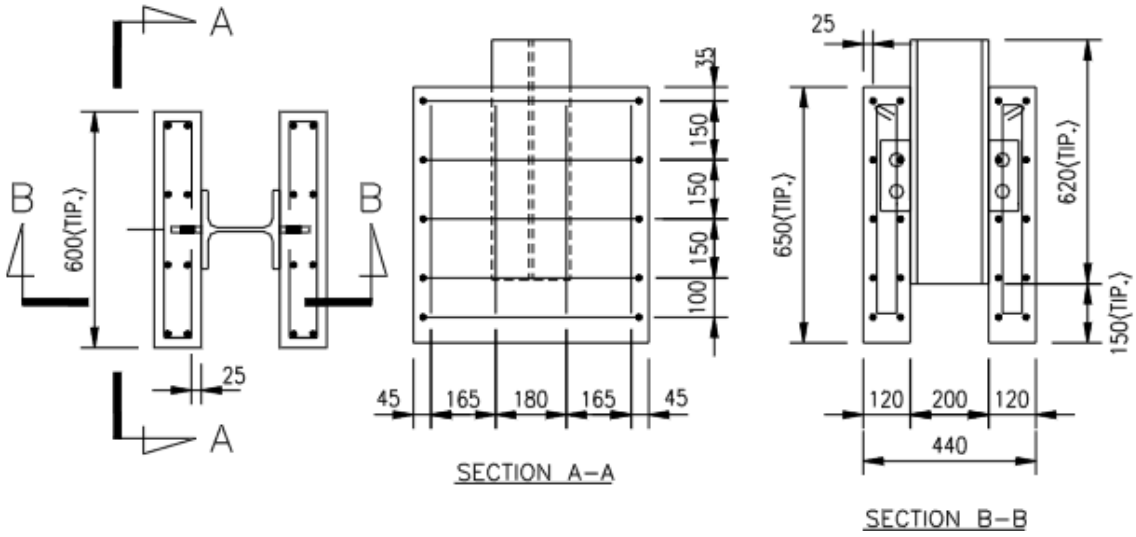


Figura 112 – Detalhe das dimensões do ensaio *push-out*, com localização das armaduras, Vianna (2009).

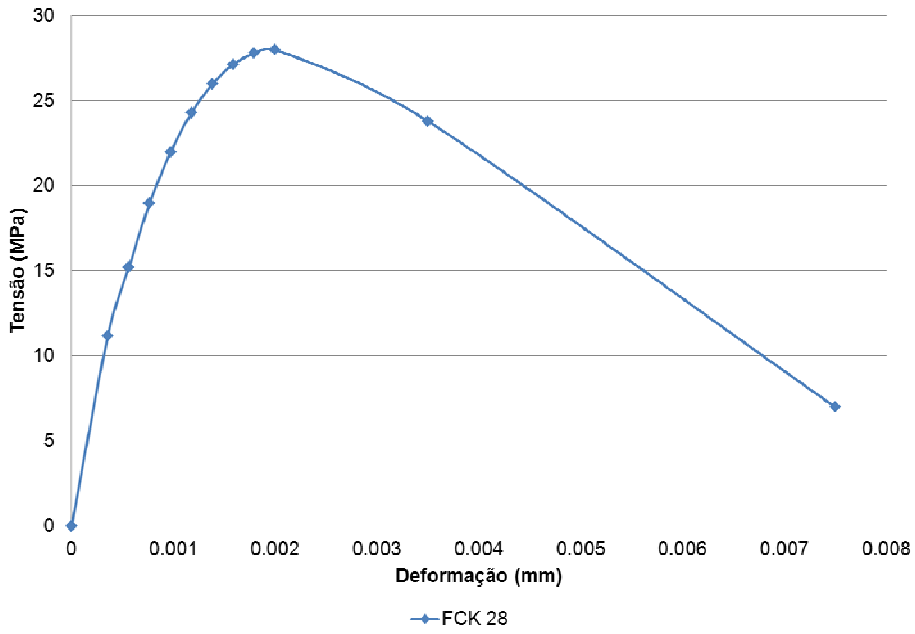
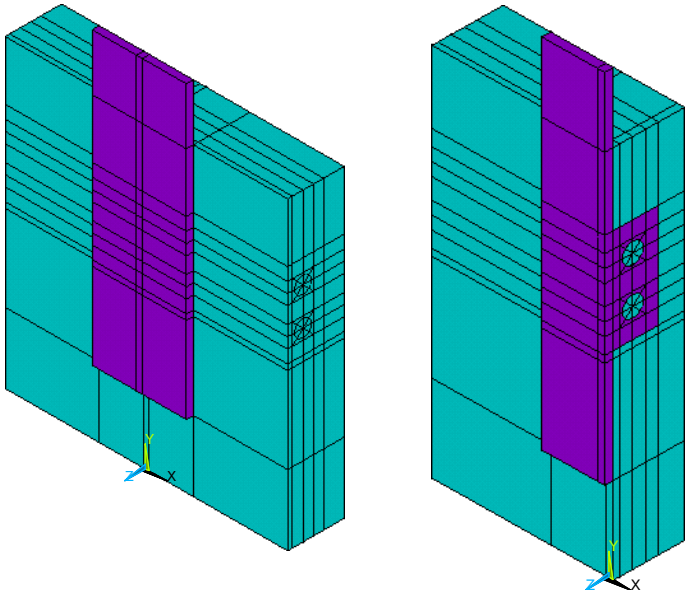


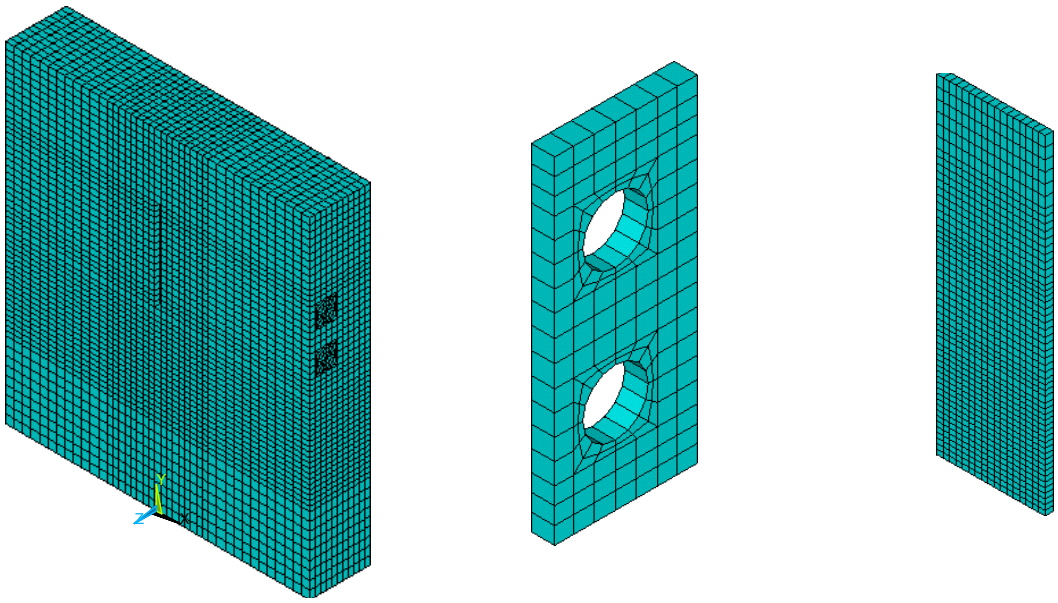
Figura 113 - Curva característica para um concreto de f_{CK}=28

A Figura 114 apresenta os volumes presentes no modelo de elementos finitos e a Figura 115 ilustra os elementos finitos de cada parte do modelo, laje, conector e perfil de aço.



a) modelo completo b) metade do modelo

Figura 114 – Volumes do modelo



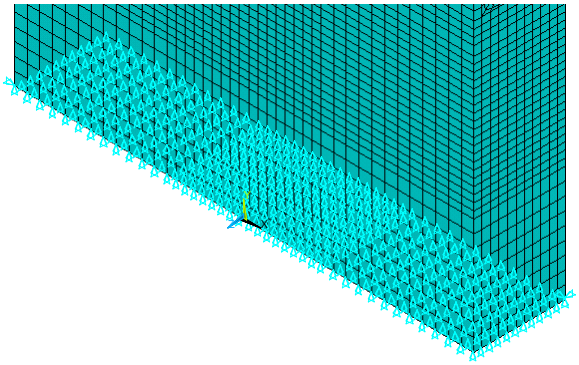
a) Laje de concreto b) Conector Perfobond c) Perfil de aço

Figura 115 – Elementos do modelo.

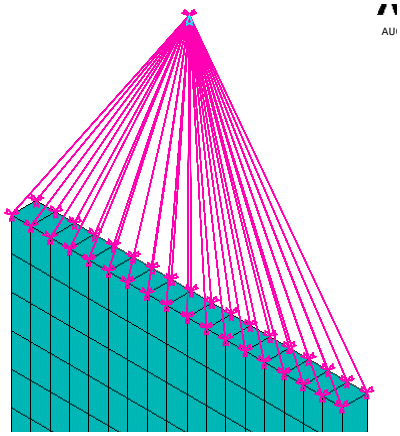
4.2 **Condições de contorno**

As condições de contorno adotadas nas análises deste modelo foram consideradas tendo-se por base as condições presentes no ensaio experimental e as condições de simetria do mesmo. A Figura 116 apresenta as condições de contorno adotadas no modelo em elementos finitos:

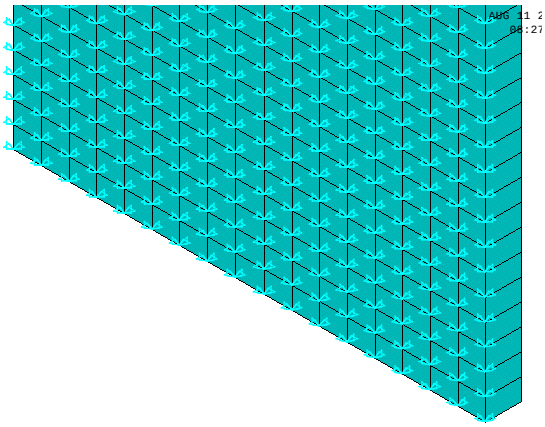
a) Na base da laje de concreto e do ensaio *push-out*, na interface concreto-solo, foram aplicadas em todos os nós, restrições no sentido do carregamento, eixo Y, para se impedir o deslocamento da estrutura. Além disto, em alguns nós com coordenadas distintas foram aplicadas restrições no sentido de X e Z, comprimento e largura da laje de concreto respectivamente, evitando-se a rotação da base. A restrição no sentido X e Y não foi aplicada em todos os nós da base tendo sido somente adotada para evitar deslocamentos de corpo rígido.
b) Acima do topo do perfil de aço foi inserido um elemento de ligação o qual teve seus deslocamentos associados ao topo do perfil, topo do ensaio *push-out*, o que possibilitou a aplicação do deslocamento em um único ponto facilitando a interpretação dos resultados.
c) No perfil de aço na região entre a mesa e a alma foram aplicadas na mesa, restrições no sentido do plano ortogonal a carga.
d) Na região entre o perfil de aço e a laje de concreto foi aplicado um acoplamento nos eixos X e Z, eixos diferentes ao da aplicação do esforço (Y), dada a impossibilidade da laje de concreto e o perfil de aço ocuparem o mesmo espaço físico.
e) Na interface entre o perfil e o conector foi aplicado o acoplamento em todos os sentidos de deslocamento para simular a solda ali presente.



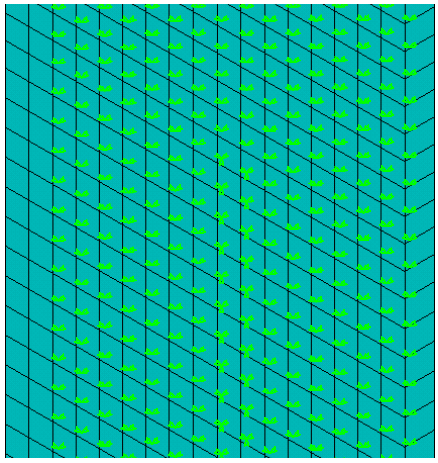
a) Restrições da Base da laje de concreto



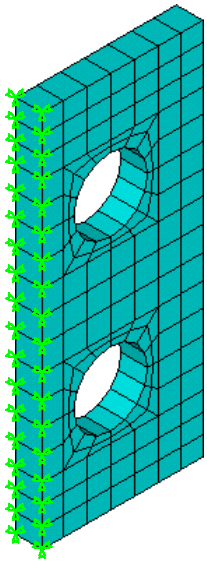
b) Ligação do topo do perfil de aço



c) Restrições na região entre a mesa e a alma do perfil



d) Acoplamento entre a mesa do perfil e a laje de concreto

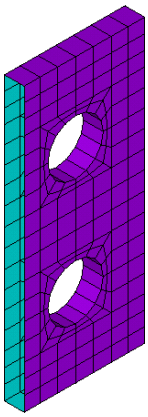


e) Acoplamento entre o *perfobond* e o Perfil de aço.

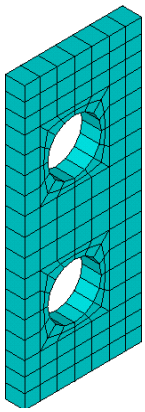
Figura 116 – Condições de contorno adotadas no Modelo em Elementos Finitos;

4.3 **Superfície de contato**

A superfície de contato foi aplicada ao longo de toda a superfície do conector *perfobond* que estava em contato com a laje de concreto, Figura 117, pois neste modelo não foi aplicado o acoplamento na região inferior do conector.



a) Elemento Targe170 no topo do vão do concreto onde encontra-se o *perfobond*



b) Elemento Conta174 no topo do *perfobond*

Figura 117 – Elementos de contato

4.4 **Validação dos resultados**

Neste capítulo será realizada uma comparação entre o ensaio experimental apresentado no trabalho de Vianna (2009) e o modelo em elementos finitos.

Tabela 5 – Valor do carregamento no instante da falha da ligação

f_{ck} (MPa)	Tipo	Vianna (2009)	Modelo numérico
28	P-2F-120	324,10 kN	341,44

A nomenclatura utilizada para os modelos segue a utilizada por Vianna (2009) em seu trabalho, conforme pode ser visto na Figura 118.

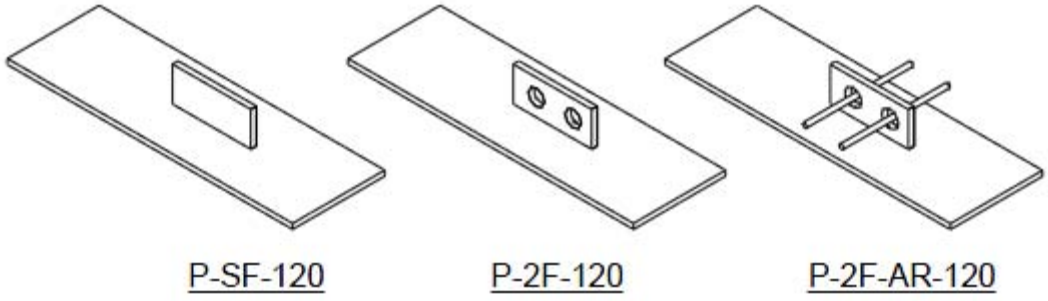


Figura 118- Parte dos conectores Perfobond da segunda série apresentada por Vianna (2009)

Nota-se na Tabela 5 que a variação entre o valor obtido no ensaio experimental e o apresentado no modelo em elementos finitos apresenta 17,34KN de diferença o que representa um valor pequeno frente a capacidade da ligação, 5,35%, sendo tal valor inferior ao desvio aceitável no Eurocode 4 (2005), 10%. A Figura 119 apresenta o gráfico tensão *versus* deformação do modelo e do ensaio experimental realizado por Vianna (2009). Interessante notar neste gráfico, a redução da capacidade de carga no modelo após a falha da ligação, a Tabela 6 apresenta um maior detalhe desta região.

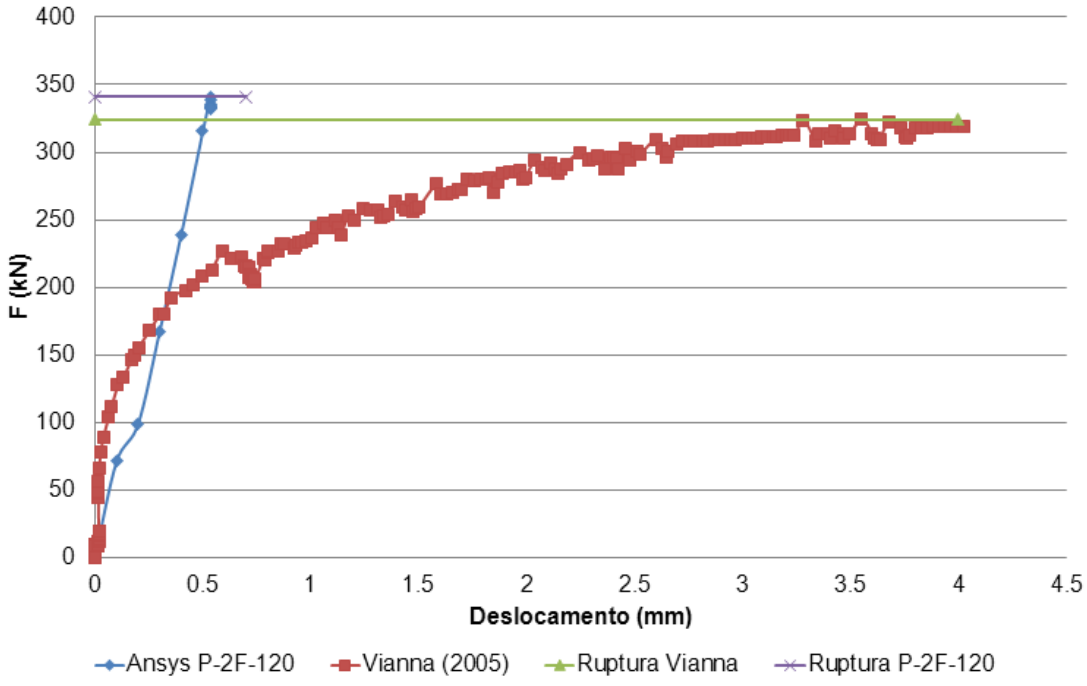


Figura 119 - Gráfico carga deslocamento

Tabela 6- valores de carga e deslocamento obtidos no modelo em elementos finitos

Deslocamento. (mm)	Carga (kN)
0	0
0,1	70,8401
0,2	98,8299
0,3	167,333
0,4	239,387
0,5	315,73
0,535	341,442
0,53509	337,657
0,53517	335,524
0,53531	334,156
0,5355	333,288
0,5358	332,806
0,53624	332,653

As figuras a seguir apresentam as tensões de von Mises no conector e no perfil no momento da falha e a deformação plástica da laje de concreto.

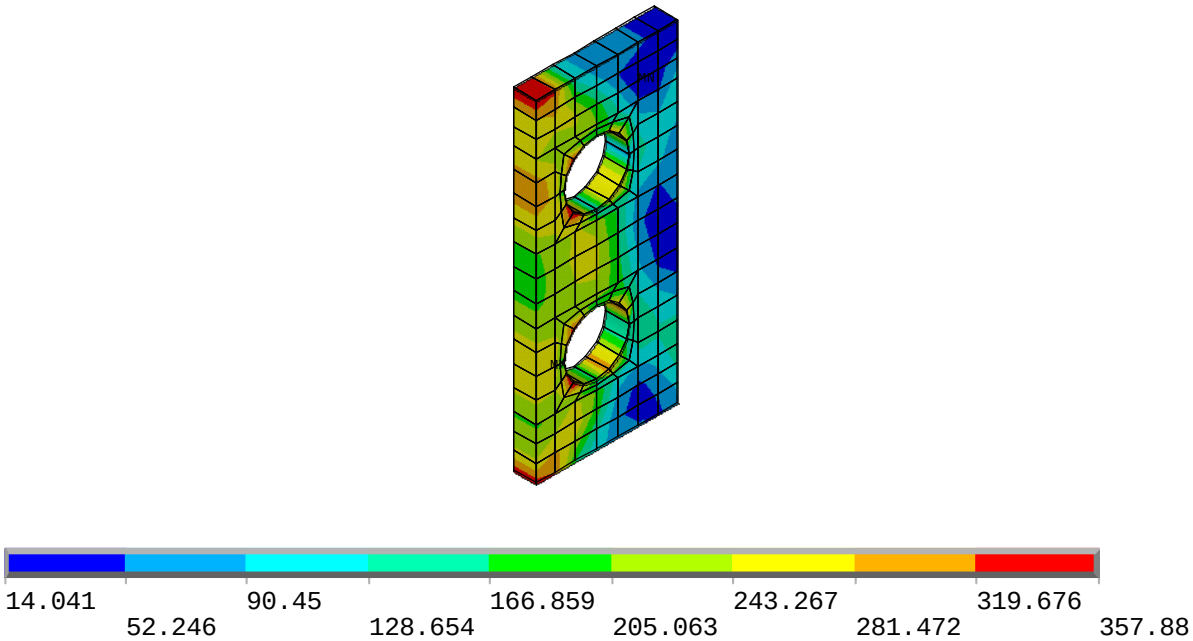


Figura 120 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector Perfobond no instante da falha.

f_{ck}=28MPa

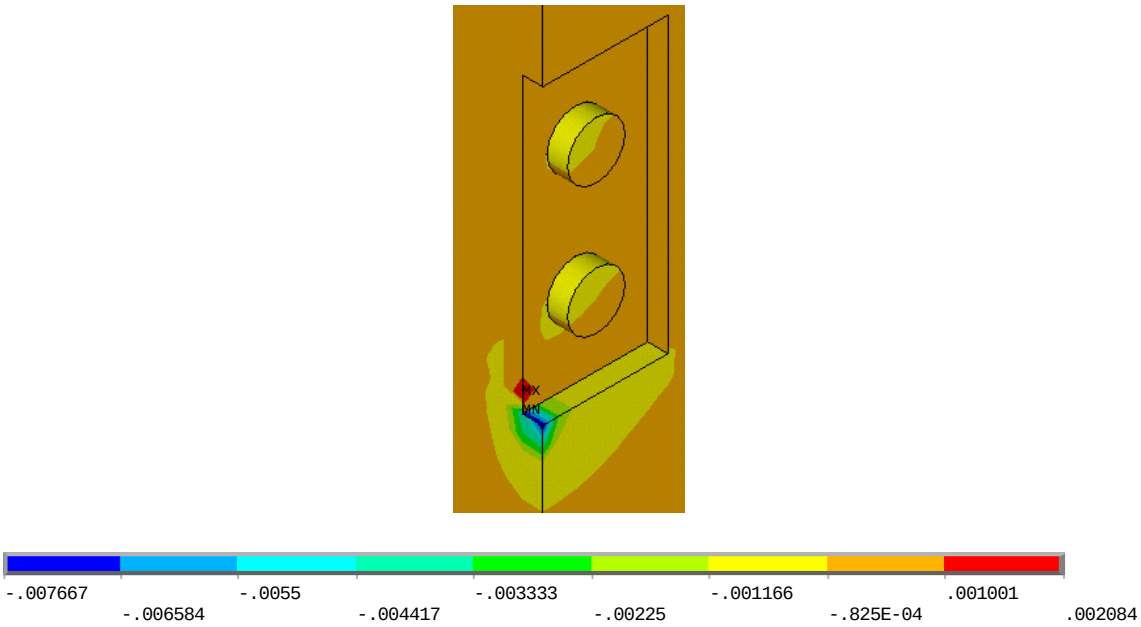


Figura 121 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=28MPa

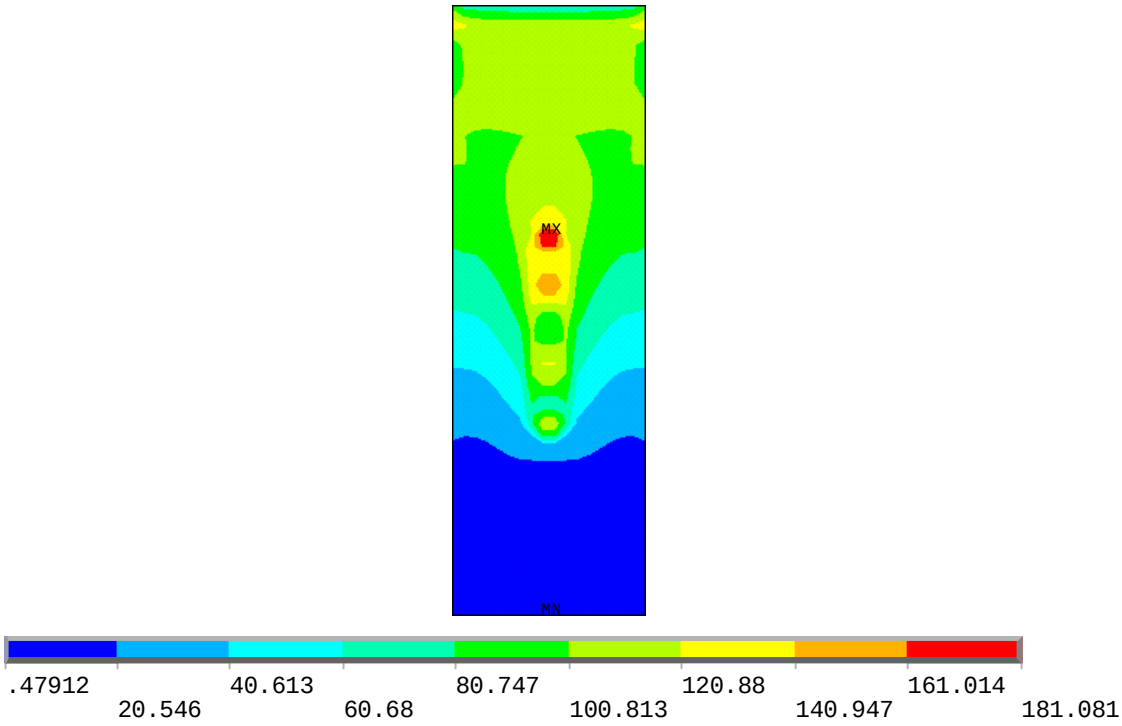


Figura 122 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa

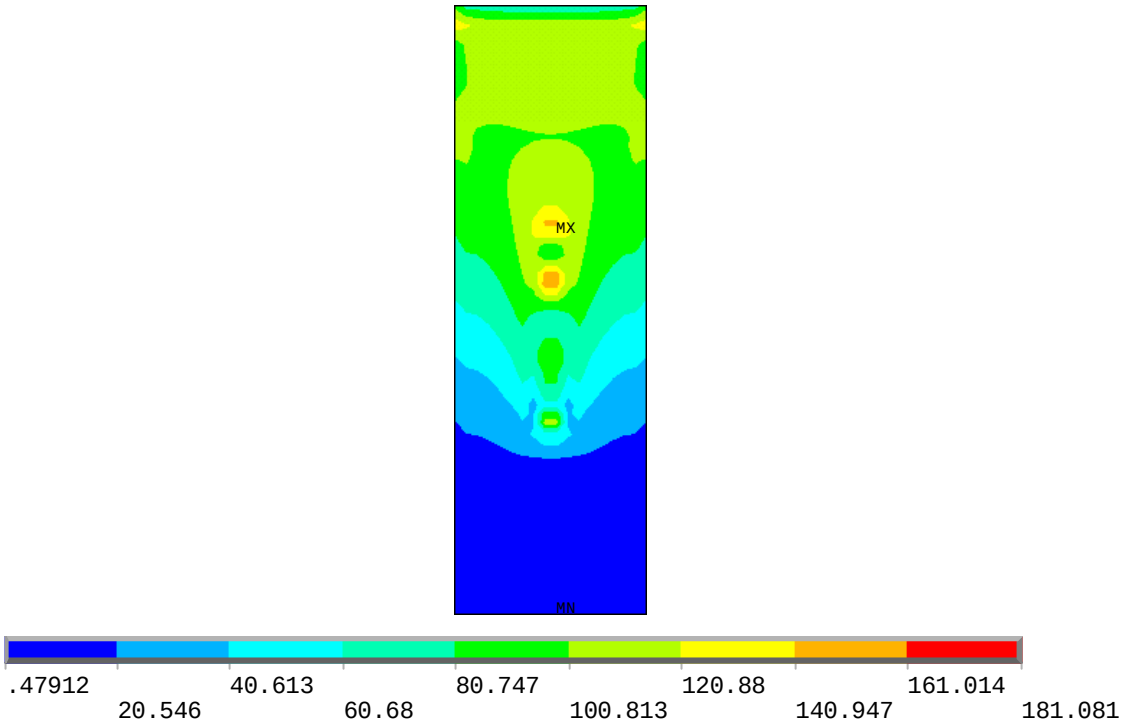
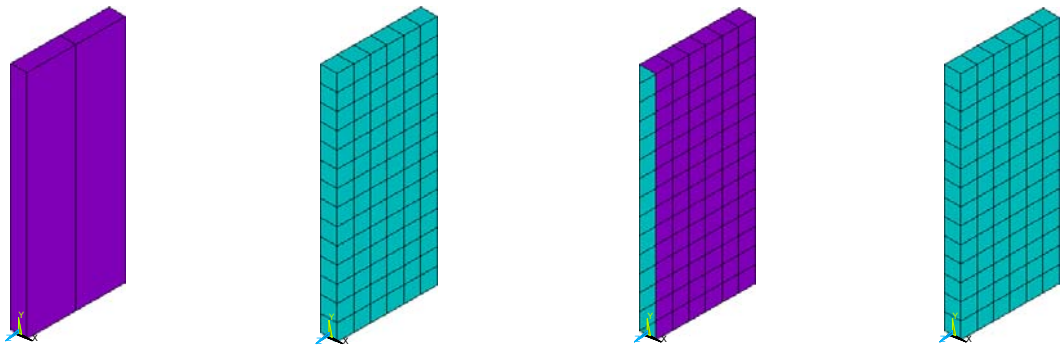


Figura 123 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa

4.5 **Outros modelos utilizando conector *perfobond***

4.5.1 Conector *perfobond* sem furos

O trabalho apresentado por Vianna (2009) apresenta diferentes geometrias do conector tipo *perfobond*, Figura 118, tornando-se natural que fossem realizadas análises com modelos com estas características. As figuras a seguir demonstram as alterações no conector que se fizeram necessárias para adequação ao modelo nomeado por Vianna (2009) como P-SF-120. Ressalta-se que tais alterações foram apenas de ordem geométrica, mantendo-se as características e condições de contorno antes apresentadas.



a) Volumes do Conector | b) Elementos do Conector | c) Região do elemento de contato Targe170 | d) Região do elemento de contato Conta174

Figura 124 – Alterações para adequação do conector a uma geometria sem furos

A Figura 125 apresenta um gráfico com alguns aspectos interessantes, visto que inicialmente, o modelo com o conector sem furos apresenta uma maior resistência e regularidade nos resultados apesar da sua capacidade de carga antes da falha ser inferior, 326,66 kN, frente ao modelo com dois furos, 341,44 kN. A explicação para este resultado pode estar no fato de haver dificuldade em se modelar formas circulares com nós coordenados adequadamente às formas retangulares o que em termos de modelo numérico pode acarretar na descontinuidade das deformações apresentadas, principalmente se algum elemento está sendo solicitado acima da sua capacidade.

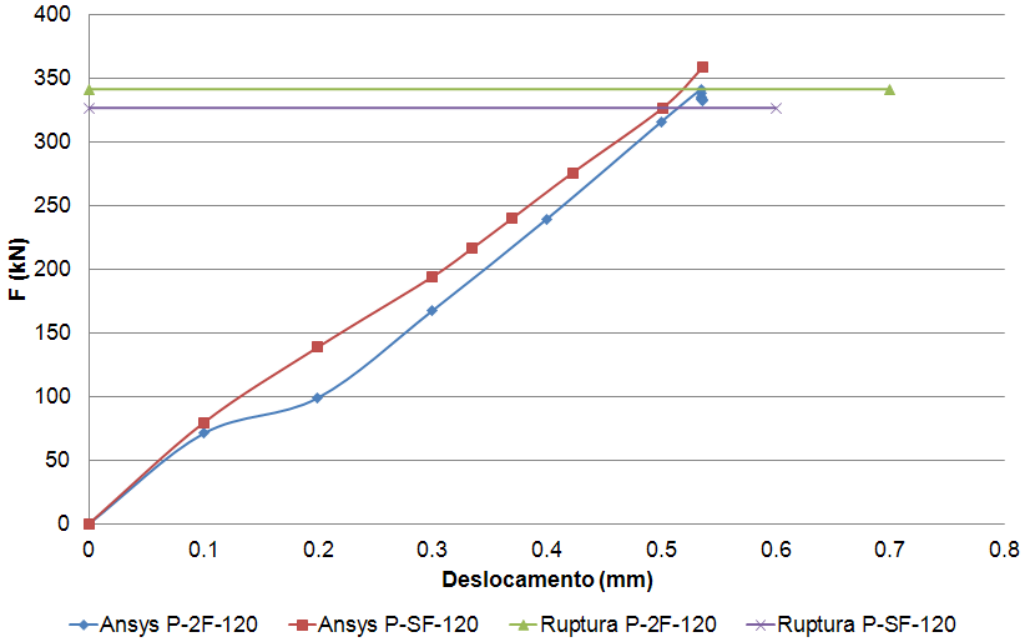


Figura 125 - Gráfico carga deslocamento comparativo entre o Perfobond com dois furos e sem furos.

A seguir são ilustradas as tensões de von Mises, no perfil e no conector, no momento da falha e a deformação plástica no sentido da força no concreto neste mesmo nível de carga atuante.

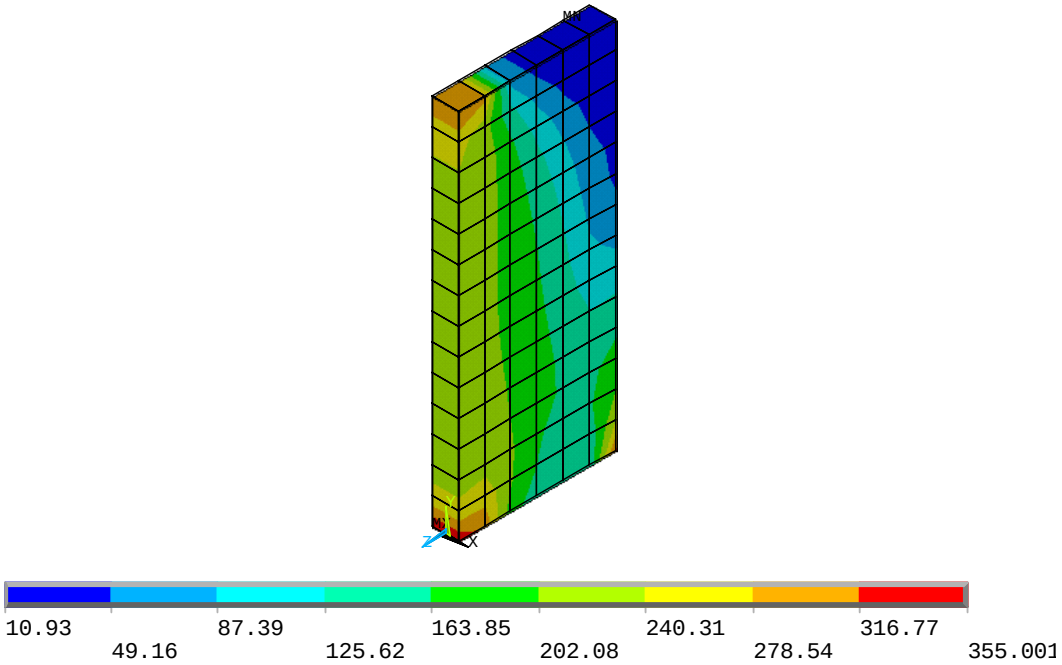


Figura 126 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector Perfobond no instante da falha. f_{ck}=28MPa

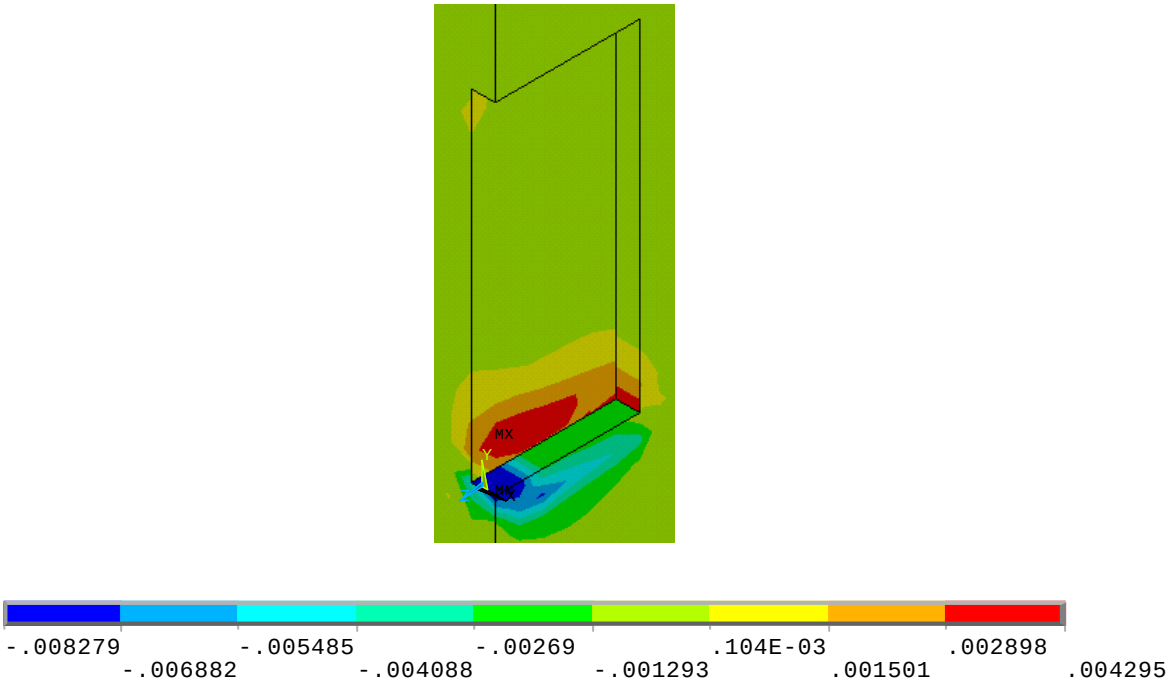


Figura 127 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=28MPa

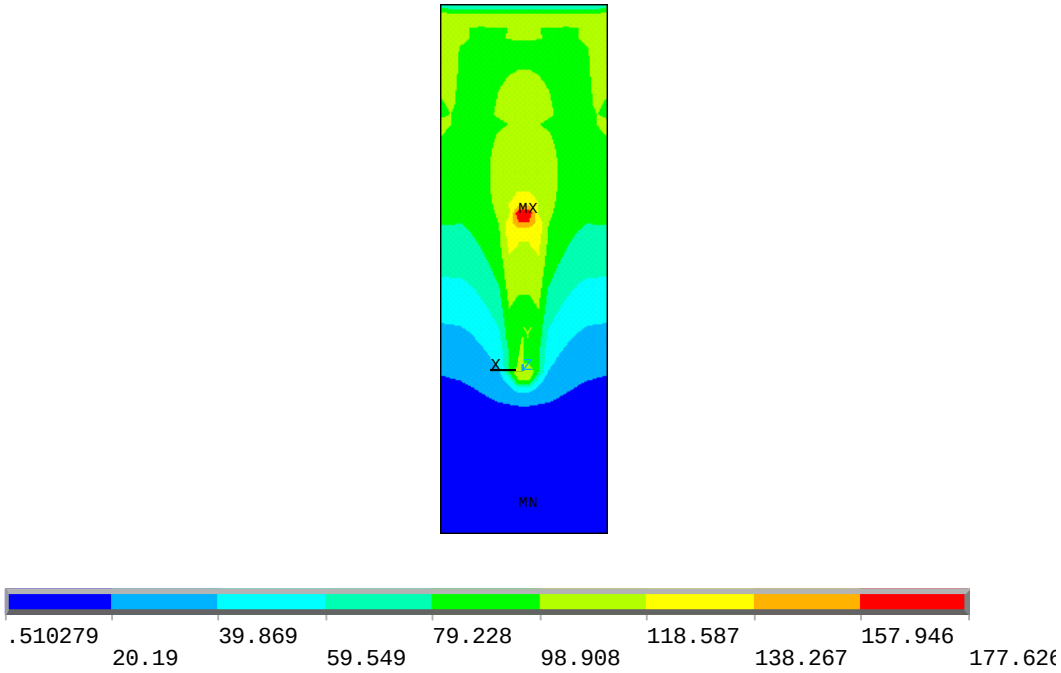


Figura 128 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa

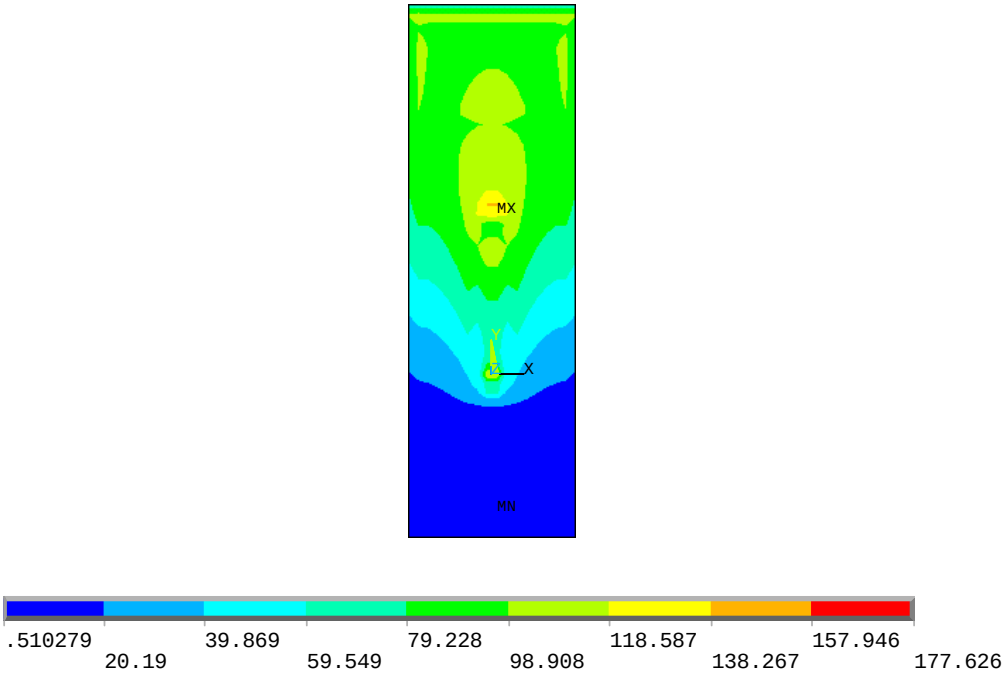


Figura 129 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa

4.5.2 Conector tipo *perfobond* com dois furos e barra de armadura passante

O próximo modelo estudado considerou uma barra de armadura de reforço com diâmetro de 10 milímetros em cada furo do conector *perfobond* conforme mostra a Figura 130.

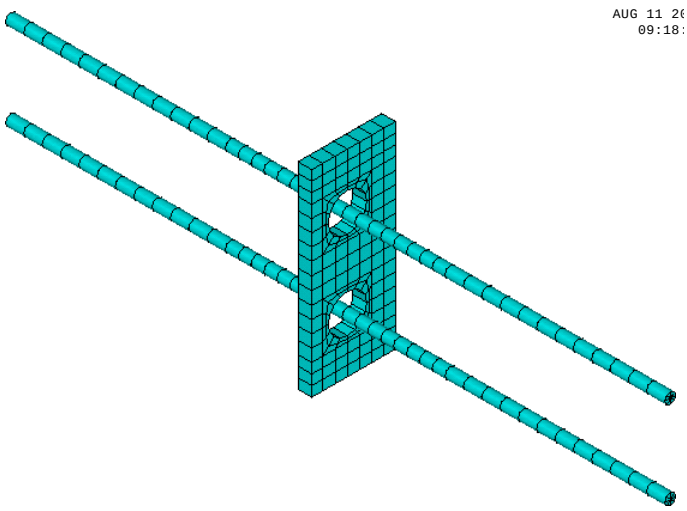


Figura 130 – Barras de reforço adicionadas ao modelo:

A Figura 131 faz uma comparação entre os modelos investigados. Destaca-se nesta imagem que o ganho com a inclusão das barras de reforço só foi notado em termos de carga no momento da falha, 401,26 kN, contra o resultado no modelo sem as barras, 341,44 kN. A seguir são ilustradas as tensões de von Mises, no perfil e no conector, no momento da falha e a deformação plástica no sentido da força no concreto no mesmo instante.

Em seguinda são ilustradas as tensões de von Mises, no perfil e no conector, no momento da falha e a deformação plástica no sentido da força no concreto neste mesmo nível de carga atuante.

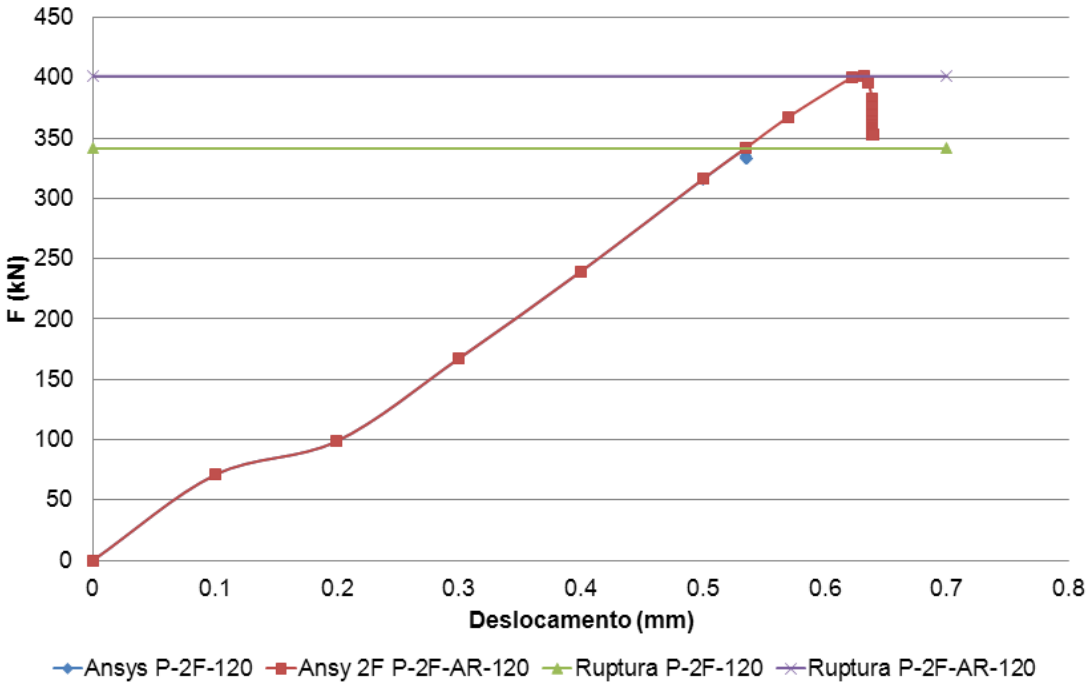


Figura 131 – Curva Tensão deformação comparativa dos modelos Perfobond

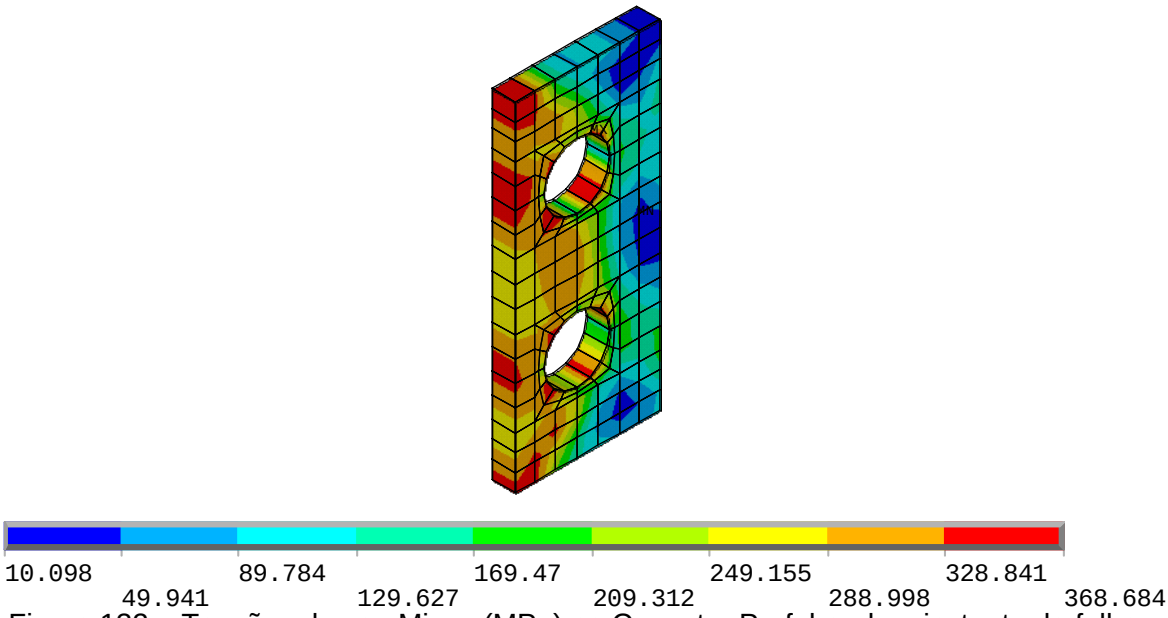


Figura 132 – Tensões de von Mises (MPa) no Conector Perfobond no instante da falha.

f_{ck}=28MPa

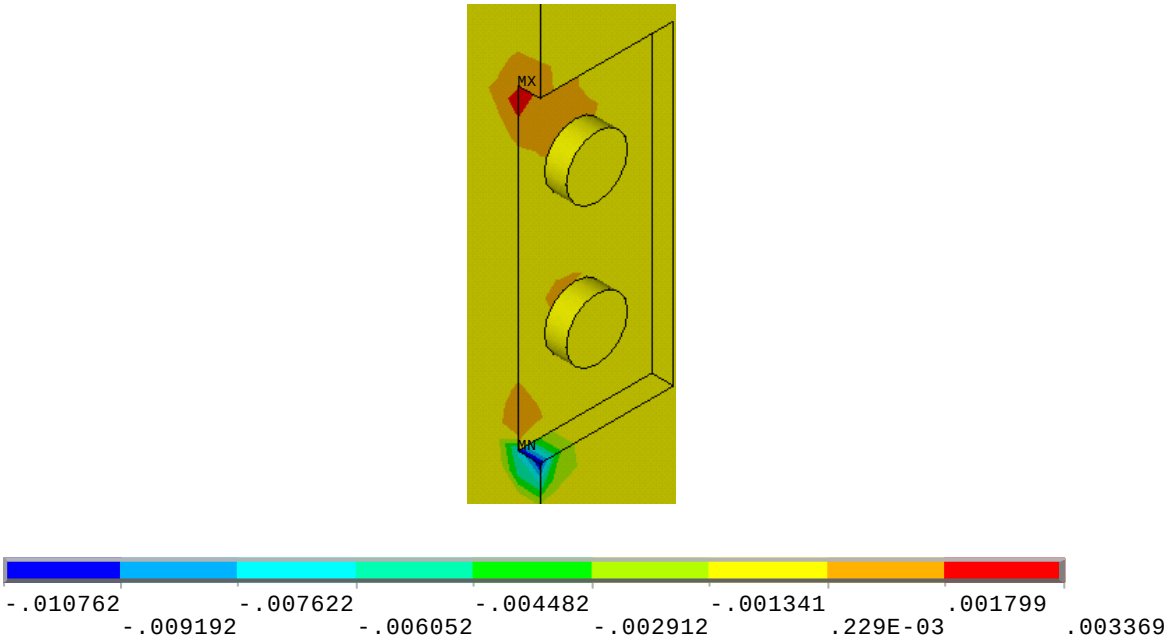


Figura 133 – Deformação plástica no concreto no instante da falha. f_{ck}=28MPa

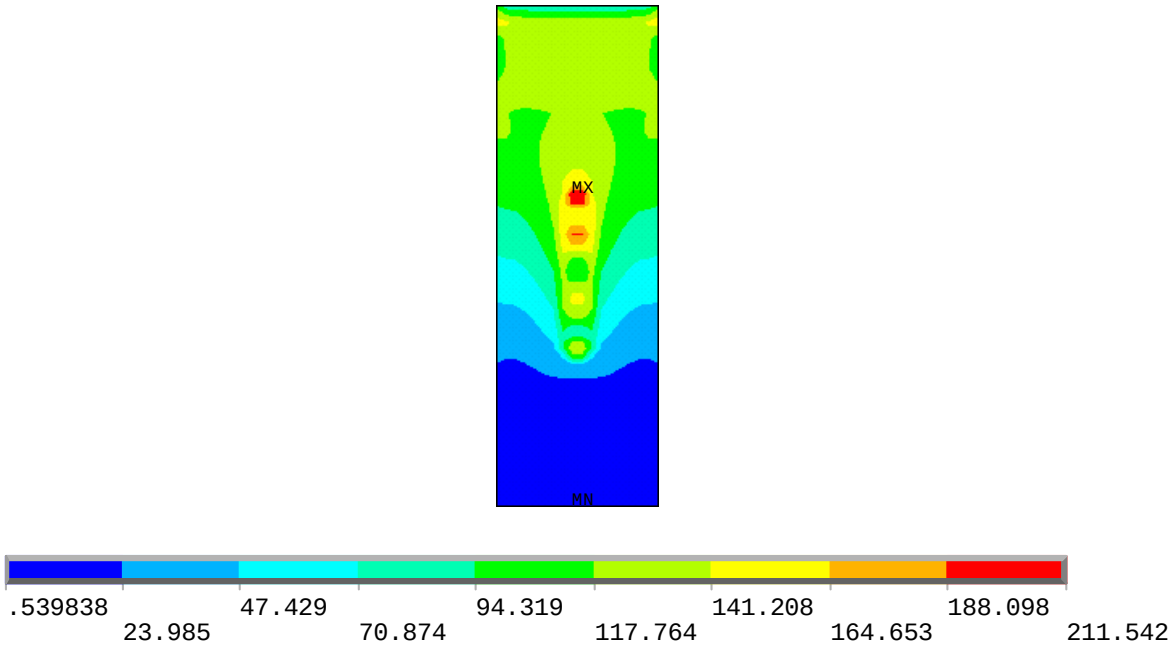


Figura 134 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa

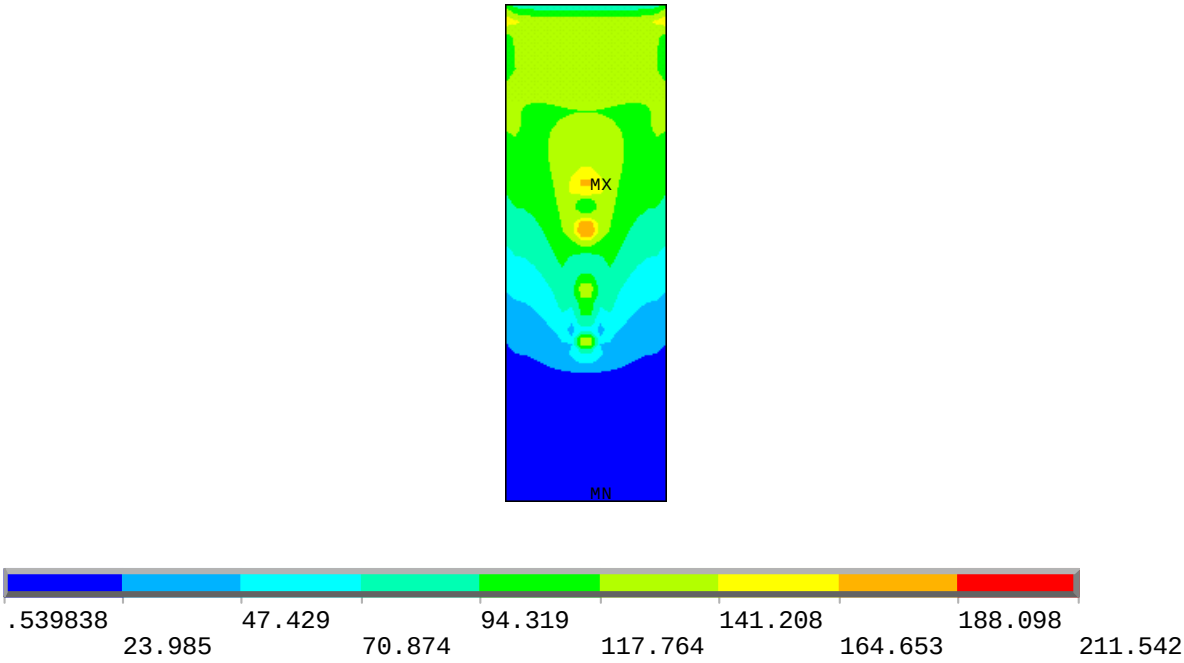


Figura 135 – Tensões de von Mises (MPa) no Perfil na região posterior a interface com o conector no instante da falha. f_{ck}=28MPa

4.6 **Considerações e análises finais**

A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos nos modelos em elementos finitos, sendo as nomenclaturas adotadas conforme Vianna (2009). Assim, o modelo nomeado como P-SF-120 é o modelo com o conector tipo *perfobond* sem furos, o modelo P-2F-120 corresponde ao conector *perfobond* com dois furos utilizado para a validação dos resultados, e o modelo P-2F-AR-120 que possui as barras de armadura de reforço extra nos furos do conector.

Tabela 7 - Valores das cargas no momento da falha da ligação nos modelos.

Modelo	f_{ck} (MPa)	Carga (kN)	Variação (%)
P-SF-120	28	326,66	- 4,33
P-2F-120	28	341,44	0
P-2F-AR-120	28	401,26	17,52

A variação apresentada em termos percentuais na última coluna foi obtida através da razão entre o valor do modelo numérico e o valor do modelo referência, o qual foi utilizado na validação dos resultados sendo nomeado como P-2F-120.

Apesar de não se possuir resultados experimentais para todas as características adotadas nos modelos numéricos desenvolvidos, os resultados indicam uma relação proporcional interessante, visto que com base nos resultados presentes na Tabela 8, a média de variação entre os modelos com furos e sem furo é de -7,62% com o valor de menor resultado sendo -10,65% e o de maior -3,88%. Ao se comparar os valores da variação para o conector de dois furos com e sem barra tem-se o valor médio de 14,07% com o menor resultado de -0,02% e o maior 28,47%.

Tabela 8 - Tabela dos resultados experimentais versus teóricos do conector Perfobond, apresentado por Vianna(2009)

Série	Protótipo	f_{ck}	qu, test	Oguejiofor	Medbery	Ushijima	Al-Darzi	Veríssimo
1	P-2F-120	28.3	324.1	525.8	529.23	141.23	301.91	561.81
	P-2F-200		444.03	645.97	635.17	141.23	322.38	516.8
	P-4F-200		431.85	688.88	652.07	282.47	348.14	550.51
2	P-SF-120	51.9	319.28	588.71	569.77	0	294.19	599.41
	P-2F-120		344.85	647.13	592.78	261.85	329.26	645.3
	P-2F-AR-120		443.03	718.6	663.46	314.27	329.2	729.11
	P-SF-200		495	812.78	713.99	0	332.13	637.33
	P-2F-200		501.48	871.2	737	261.85	367.2	683.23
	P-2F-AR-200		549.7	942.67	807.69	314.27	367.14	735.53
	P-4F-200		458.93	929.62	760.01	523.71	402.27	729.12
	P-4F-AR-200		559.93	1072.57	901.39	628.54	402.15	833.73

A caracterização do conector como dúctil ou frágil foi influenciada diretamente pela não inclusão dos efeitos proporcionados pelos fenômenos de esmagamento e fissuração, presentes no concreto, dados os problemas na modelagem apresentados ao se considerar os mesmos.

A caracterização da falha na ligação necessita de atenção visto que a supressão dos fenômenos presentes no concreto, esmagamento e fissuração, permite que o modelo apresente ganho continuo de resistência mesmo após a falha. Para tanto, é necessário uma boa visualização e caracterização da região de compressão acima do limite conceituado pela literatura, 0,2% a 0,35%.

Apesar das adversidades, a adoção de um modelo em elementos finitos produziu resultados significativos em termos de resistência da ligação estando próximo aos valores obtidos em termos experimentais.

Conforme demonstrado nos resultados presentes neste trabalho, a adoção de um modelo em elementos finitos para a simulação de um ensaio tipo *push-out* mostrou-se possível, apesar de não descartar o ensaio experimental.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Introdução

As estruturas mistas ganham cada vez mais espaço nas construções, pois aliam a agilidade e confiança da estrutura metálica e o baixo custo da construção em concreto. Porém, esta estrutura ainda carece de análises em termos computacionais para uma boa otimização dos projetos frente aos empreendimentos com conceitos estruturais mais clássicos onde são comuns no mercado programas de dimensionamento, dentre os quais pode-se citar o SAP, Eberic, TQS, etc.

A modelagem desta ligação assim como o seu cálculo tem por base a região mais sensível desta estrutura, a interface aço-concreto, tanto que para o aumento da capacidade deste tipo de estrutura é comum a utilização de conectores de cisalhamento, os quais devem ser dimensionados com base em ensaios experimentais.

No presente trabalho foram utilizados os ensaios do tipo *push-out* definido pelo Eurocode 4 (2005) norma esta reconhecida e admitida internacionalmente. Assim, nas referências deste trabalho foram utilizados trabalhos que apresentassem resultados experimentais ou numéricos de ensaios do tipo *push-out* para conectores de cisalhamento conforme os critérios do Eurocode 4 (2005). Com os resultados e as características dos materiais da ligação conhecidos, procedeu-se a escolha dos elementos e o desenvolvimento do modelo.

Nota-se que neste trabalho, não só os casos de sucesso são apresentados mais também, as etapas de desenvolvimento procedendo-se as conclusões advindas das adversidades de cada etapa até o modelo dito adequado a simulação.

5.2 Conclusões

A modelagem da estrutura mista, aço concreto, demonstrou-se deveras complexa visto que engloba materiais com características distintas, o aço, material

homogêneo e o concreto, material heterogêneo. Este último carece de especial atenção ao se considerar os fenômenos presentes no mesmo e a distinção do seu comportamento frente aos esforços de tração e compressão.

Os efeitos proporcionados pela fissuração e o esmagamento do concreto tiveram de ser suprimidos durante a modelagem, pois proporcionavam resultados incoerentes com os encontrados na prática experimental apresentando resistências muito abaixo da real dados os modos de falha ocorrerem em regiões localizadas e incoerentes com a literatura. Tal medida apresentou resultados satisfatórios em contra partida a análise da falha na ligação passou a carecer de atenção extra para sua determinação no modelo, visto que nas análises, o modelo apresentava ganho da sua capacidade de carga mesmo após a falha.

O estudo e a determinação das propriedades do concreto nos modelos numéricos tornam-se ainda mais críticos para as resistências características consideradas baixas, nas quais o modo de falha é determinado apenas pela ruptura/esmagamento do cone de concreto.

A própria geometria do modelo também necessitou de atenção, pois ao longo deste trabalho, foram adotadas três estratégias de modelagem para o conector tipo pino (*stud*), que inicialmente foi modelado como barra uniaxial resultando numa concentração de tensões no cone de concreto que se forma na região no entorno do conector, mostrando-se inadequada e com isto gerando dificuldades para uma correta interpretação e análise desta região.

Posteriormente, com o modelo tridimensional do conector tipo pino (*stud*), o acréscimo do diâmetro da cabeça do conector na região superior do mesmo não havia sido incorporado ao modelo, porém notou-se que ao incluir este aspecto de sua geometria, gerou-se um aumento significativo na resistência do modelo devido ao confinamento do concreto nesta região.

Outro fato importante a se considerar durante a definição da geometria dos conectores, principalmente para os conectores tipo pino (*stud*) e tipo *perfobond* com furos, é o risco da descontinuidade das deformações ao se compatibilizar uma geometria circular com uma retangular dado a diferença de localização dos nós no modelo. Assim, segmentar estas geometrias de uma forma que os nós localizassem-se o mais próximo possível mostrou-se uma alternativa mais eficaz.

Os resultados apresentados nos modelos mostram-se adequados em face as pequenas diferenças entre os resultados dos modelos numéricos e os experimentais

que em todos os casos estudados encontraram-se abaixo do limite permitido pelo Eurocode 4 (2005), ou seja, 10%.

Deste modo, ao se modelar uma estrutura mista, recomenda-se especial atenção ao concreto e a geometria no entorno do conector de cisalhamento, pois uma malha com muitos elementos nesta região gera esforço computacional desnecessário e, por outro lado, uma subdivisão inadequada gerando resultados imprecisos, seja por perda de energia ou por esforços deveras localizados, impossibilitando uma análise e precisão adequada dos resultados.

5.3 **Contribuições**

No decorrer deste trabalho foram estudados alguns pontos críticos entre os quais se destacam a região do entorno do conector, a necessidade em se modelar todo o perfil de aço, as propriedades do concreto e a melhor abordagem para a barra de reforço extra sobre ou entre o conector.

A região do entorno do conector necessita de especial atenção, pois nela é realizada a transição entre os materiais aço e concreto sendo natural que todo o esforço passe por esta região, gerando uma concentração de tensão neste local, sendo natural que a tensão supere os valores suportados pelos materiais primeiramente nesta região.

Assim como constatado no primeiro modelo, uma consideração do conector como elemento uniaxial pode acarretar em concentrações de tensões excessivas e não condizentes com as encontradas na prática. Por outro lado, modelar o conector parcialmente pode reduzir os efeitos de confinamento no cone de concreto, resultando em cargas abaixo das esperadas. Com isto, a modelagem completa do conector com o uso de elementos tridimensionais mostrou-se a melhor alternativa.

A modelagem do perfil de aço tem influência no confinamento do concreto, porém, a substituição da alma por condições de contorno resultou em grande economia de tempo, visto a diminuição do esforço computacional. Isto ocorre, pois as linhas limites da alma dificilmente coincidem com as linhas limites dos conectores, resultando assim em elementos muito reduzidos. A isto soma-se a necessidade em

se manter as formas cúbicas dos mesmos, o que acarreta em um aumento no número de nós e consequentemente, no número de equações a serem resolvidas.

Os modelos presentes neste trabalho foram realizados em um computador com processador AMD Athlon 64 (5000+), com 4 GB de memória ram e placa de video NVIDIA Geforce 6100. O sistema operacional utilizado foi o Windows XP, sendo a média de 36 horas, um dia e meio, o tempo necessário para a conclusão dos modelos no programa ANSYS 10.0.

Uma grande dificuldade encontrada no desenvolvimento do trabalho foi a determinação das características do concreto. Primeiramente, teve-se de suprimir os efeitos proporcionados pelos fenômenos de fissuração e esmagamento, devido a problemas de convergência numérica. Estes efeitos mostraram-se pouco significativos para a análise global do modelo, mas podem ter alterado o valor do deslocamento do modelo no momento da falha.

Outro fator a se considerar no concreto é a curva tensão *versus* deformação adequada ao mesmo, visto que uma curva inadequada pode resultar em resistências inadequadas da ligação e/ou problemas no modelo quando o patamar mínimo, pós-ruptura, encontra-se com valor muito pequeno. Assim, não só o modo de elasticidade do concreto influi diretamente nos resultados, mas também, no seu comportamento após atingir a sua resistência característica a compressão (f_{ck}). A forma mais eficiente encontrada para lidar com este fator consistiu em adotar a curva característica apresentada no Eurocode 2 (1992), visto que ela permanece válida mesmo após o limite de deformação do concreto 0,2 a 0,35 % ter sido ultrapassado.

Duas abordagens para a barra de reforço extra sob ou dentro dos conectores foram adotadas: o aumento da taxa de armadura e a inclusão da barra como elemento uniaxial. Apesar do aumento da taxa de armadura nos elementos, onde se localiza a barra de reforço e, desta medida ter sido realizada apenas na direção da barra, visto que o elemento SOLID65 apresenta taxas distintas para os diferentes ângulos formados entre os sentidos da barra e o plano representado pelos eixos x e y, resultando numa redução da região deformada do concreto, o resultado final em termos de capacidade de carga foi pouco expressivo.

Já a implementação da barra como elemento uniaxial gerou um acréscimo na capacidade de carga condizente com os encontrados nos ensaios experimentais, mostrando-se portanto, a alternativa mais adequada.

5.4 **Sugestões para trabalhos futuros**

Apesar dos muitos resultados experimentais encontrados para análise de conectores de cisalhamento, em especial do tipo pino (*stud*), poucos apresentam grandes detalhes na determinação das características do concreto. Desta forma, sugere-se que o trabalho prossiga com novas modelagens computacionais de ensaios experimentais para concretos onde além da resistência característica a compressão, fosse conhecida toda a curva tensão *versus* deformação.

Variações da geometria do modelo do ensaio *push-out* também podem trazer resultados interessantes, entre estas destaca-se a adoção de dois conectores dispostos na mesa do perfil de forma ao plano representado pelo plano da alma do perfil ser considerado um eixo de simetria. Assim, seria possível modelar completamente o perfil sem a influência direta na geometria do conector, na configuração dos elementos, podendo-se inclusive variar a forma de aplicação da carga.

Outro fator geométrico que pode ter um estudo mais amplo é a variação do cobrimento do conector, distância do topo do conector ao topo da laje de concreto, visto que no presente trabalho respeitou os cobrimentos utilizados nos ensaios tidos como base.

A utilização de pré-laje nas construções mistas também é uma variável possível de ser implementada nos modelos em elementos finitos.

A modelagem da solda do conector também necessita de estudos, pois segundo Johnson e Oehlers (1981) e posteriormente Calado (2009) ela é cerca de 70% do valor da força ao corte.

Outro campo fértil para estudo é a análise dinâmica do comportamento dos conectores com vistas a sua resistência a fadiga já que as características de uma solicitação cíclica requerem uma abordagem distinta para o problema. Esta estratégia de análise visa coibir e prever um possível e indesejado comportamento frágil do conector.

REFERÊNCIAS

ACETI, R. et al. A limit analysis study to interpret the ultimate behavior of bolted joints. Journal of constructional steel research, V. 60, P. 1333-1351, 2004.

AN L. E CEDERWALL K., Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete, Journal of constructional steel research, 36 (1), P 15-29, 1996

ANSYS, Inc. Theory reference (Version 10.0), 2005.

BSI. Bs 8110, Parts 1, 2. Code of practice for design and construction. London: British standards institution; 1997

CALADO, L.; SANTOS J., Estruturas mistas de aço e betão. Instituto superior técnico, 568p., 2009.

CHUNG W.; SOTELINO E. Three-dimensional finite element modeling of composite girder bridges. Engineering structures, Vol.28, No.1, P.63-71, 2006.

COSENZA, E.; ZANDONINI, R. “Composite construction”. Structural engineering handbook, Ed. Chen Wai-Fah, Boca Raton: Crc Press Llc, 1999.

DAVID, D.L. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas prémoldadas. Tese de doutorado, Escola de engenharia de são carlos da universidade de são paulo, 250p., 2007.

ELLOBODY E, YOUNG B, LAM D, Behaviour of normal and high strendth concrete filed compact steel tube circular stud columns. Journal of constructional steel research, P. 706-15; 2006

ENV 1992-1-1, Eurocode-2: Design of concrete structures, Part 1: general rules and rules for building. CEN; 1992

EUROCODE 4, En 1994. Design of composite steel and concrete structures, Part. 1.1 general rules and rules for buildings. CEN, European committee for standardisation; 2005

FERREIRA, L.T.S. Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações. Tese de doutorado, Puc-Rio, Rio de janeiro, 281p, 2000.

GARA F.; LEONI G.; DEZI L., A beam finite element including shear lag effect for the time dependent analysis of steel-concrete composite deck. Engineering structures, Vol. 31, P. 1888-1902, 2009

HANSWILLE G.; PORSCH, M., Load introduction in composite columns with concrete filled hollow sections. Proceedings of composite construction in steel and concrete, ASCE, P. 402-411, 2006.

HANSWILLE, G.; BERGMAN R., New design method for composite columns including high streng steel. Proceedings of composite construction in steel and concrete, ASCE, P. 381-389, 2006.

HIRST M.J.S., YEO M.F., The analysis of composite beams using standard finite element programs. Computers e structures, Vol.11, P.233-237,1980

JIANG M.; QIU W.; Zhang Z. Time-dependent analysis of steel-concrete composite beams, International conference on engineering computation, P.8-11, 2009

JOHNSON, R. P. E OEHLERS, D.J., Analysis and design for longitudinal shear in composite t-beams. Proceedings of the institution of civil engineers, Part.2, Vol.71, P.989-1021,1981

KRAUS, D.; WURSER, O., Non linear finite element analysis of concrete dowels, Computers e structures, Nº 5/6, 1271-1279, 1997

Lam, D, Behavior of headed stud shear connectors in composite beam, Journal of structural engineering, ASCE, P. 96-107, 2005

MACORINI L.; FRAGIACOMO M.; AMADIO C.; IZZUDDIN B.A., Long-term analysis of steel-concrete composite beams: fe modelling for effective width evaluation. Engineering structures, Vol. 28, P.1110-1121, 2006

MALEKI, S.B.; BAGHERI, S. Behavior of channel shear conectors, Part III: analytical study, Journal of constructional steel research, P. 1341-1348, 2008

MEDBERRY, S.B.; SHAHROOZ, B.M., J.M. Perfobond shear connector for composite construction, AISC engineering journal, Chicago, 2002-1, 2-12, 2002.

NGUYEN H.T., KIM E.S., Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors, Journal of constructional steel research, P.1909-1920, 2009.

NIE, J. G., SHEN, J. M., YUAN, Y.S., LIN, W. E WANG, W. H. Experimental and analysis o factual shear capacity of shear connectors in composite steel-beams. J. build. struct., P. 21-28, 1996.

OEHLERS D.J., JOHNSON R.P., The strength of the stud shear connections in composite beams, The structural engineer, B (2), P. 44-48, 1987

OGUEJIOFOR, E.C., HOSAINS M.U., A parametric study of perfobond rib shear connectors, Canadian journal of civil engineering, P. 614-625, 1994

OGUEJIOFOR, E.C., HOSAINS M.U., Numerical analysis of push-out speciments with perfobond rib. connectors, Computers and structures, P.617-624, 1997

RAMBO-RODDENBERRY, M.; LYONS, C. J.; EASTERLING, S.W.; MURRAY, T. M. Performance and strength of welded shear studs. Composite construction in steel and concrete IV, ASCE, P. 458-469, 2000.

RANZI G.; BRADFORD M.A. Time analysis of structural concrete elements using the equivalent displacement method. Materials and structures, Vol.38, P.609-616, 2005

RAZAQPUR A.G., NOFAL M. A finite element for modelling the nonlinear behavior of shear connectors in composite structures. Computer e structures, Vol. 32, No 1, P. 169-174, 1989

SAPOUNTZAKIS E.J.; KATSIKADELIS J.T. A new ansys for the analysis of composite steel-concrete slab and beam structures with deformable connection. Computational mechanics, Vol.31, P.340-349, 2003

SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G.C. Flexural strength of steel-concrete composite beams. J. struct. div., P.71-99, 1965.

TAMAYO J.L.P., Análise numérica de vigas mistas pelo método dos elementos finitos, Tese de mestrado, Universidade federal do rio grande do sul, Rio grande do sul, P.141, 2011.

USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K.; WATANABE, H.; TACHIBANA, Y.; HIRAGI, H. Na Experimental study on shear characteristics of perfobond strip and its rational strength equations, International symposium on connections between steel and concrete, University of stuttgart, Vol.2, 1066-1075, 2001

VERÍSSIMO, G.S. Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de doutorado, Universidade federal de minas gerias belo horizonte, P.287, 2007

VIANNA, Juliana Da Cruz, Avaliação do comportamento estrutural de conectores perfobond e t-perfobond para vigas mistas. Tese de doutorado, Pontifícia universidade católica do rio de janeiro, 307p., 2009.

VIEST, I. M. Investigation of stud shear connector for composite concrete and steel t-beams. ACI J., P. 875-981, 1956.

WEICEHN Xue, Min Ding, Hua Wag, E Ziwen Luo, Static behavior and theoretical ansys of stud shear connectors. Journal of bridge engineering, ASCE, P. 623-634, 2008.

WILLIAM K.S., Jerome F.H., Arturo E.S., Carol K.S., Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls, Journal of constructional steel research, P.28, 2004

YAM L.C.P.; Chapman J.C., The inelastic behaviour of contínuos composite beams of steel and concrete. Proceedings of the institution of civil engineers, Vol. 53, No. 2, P.487-501, 1972

YAM L.C.P.; Chapman J.C., The inelastic behaviour of simply supported composite beams of steel and concrete. Proceedings of the institution of civil engineers, Vol.41, No. 1, P. 651-683, 1968

ZELLNER W. Recent Designs of composite bridges and a new type of shear connectors, IABSE/ASCE engineering foundation conference on composite construction, Henniker Nh, P. 240-252, 1987