

LEONARDO CARVALHO MESQUITA

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS
MISTAS DE *SLIM FLOOR* COM ABERTURAS NA ALMA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil para obtenção do título de *Magister Scientiae*

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2016

Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa

T

Mesquita, Leonardo Carvalho, 1989-

M582a
2016

Avaliação do comportamento estrutural de vigas mistas de
slim floor com aberturas na alma / Leonardo Carvalho Mesquita.
– Viçosa, MG, 2016.

xxv, 176f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: José Luiz Rangel Paes.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.172-176.

1. Construção mista. 2. Vigas. 3. Engenharia de estruturas.
4. Organização estrutural. I. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação
em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22 ed. 624.171

LEONARDO CARVALHO MESQUITA

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS MISTAS
DE *SLIM FLOOR* COM ABERTURAS NA ALMA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil para obtenção do título de *Magister Scientiae*

APROVADA: 03 de outubro de 2016.

Alexander Galvão Martins

José Carlos Lopes Ribeiro
(Coorientador)

Gustavo de Souza Veríssimo
(Coorientador)

José Luiz Rangel Paes
(Orientador)

Dedico este trabalho aos meus queridos pais, Joaquim e Ângela, que não mediram esforços para que eu pudesse chegar até aqui. À Karine, meu grande amor, que sempre esteve ao meu lado me incentivando a ir em frente. À minha avó Elvira (in memoriam) pelo conselhos e ensinamentos para a vida.

“Seja você quem for, seja qual for a posição social que você tenha na vida, a mais alta ou a mais baixa, tenha sempre como meta muita força, muita determinação e sempre faça tudo com muito amor e com muita fé em Deus, que um dia você chega lá. De alguma maneira você chega lá.”

Ayrton Senna

Agradecimentos

Durante o desenvolvimento deste trabalho diversas pessoas deixaram uma preciosa contribuição que não será esquecida. Desta forma, deixo aqui registrada minha gratidão.

A Deus, pela oportunidade de realizar este treinamento a nível de mestrado.

Aos meus pais, que sempre me apoiaram e mostraram que este era o caminho certo.

À minha namorada Karine pela compreensão nos momentos de ausência, por me escutar nos momentos de dificuldade, por me incentivar nos momentos de desânimo e por me alegrar nos momentos de tristeza.

Ao meu irmão, Luiz Eduardo, pelo companheirismo.

Aos meus padrinhos, Rosane e Fábio, e meus primos (irmãos), Moisés e Filipe, por contribuir diretamente em minha formação acadêmica.

Aos meus amigos e familiares pelos momentos de descontração, conselhos, alegrias e por torcerem por este momento.

Ao professor doutor José Luiz Rangel Paes, grande amigo e exemplo profissional, citado diversas vezes no texto como “Paes (2003)”, pela oportunidade de dar prosseguimento ao seu magnífico trabalho de doutorado, pelos conselhos e por sempre torcer pelo meu sucesso.

Ao professor doutor Gustavo de Souza Veríssimo, pelos conhecimentos transmitidos, conselhos, experiências de vida e oportunidades que enriqueceram imensamente este treinamento.

Ao professor doutor José Carlos Lopes Ribeiro, pelas discussões sobre o trabalho, pelas dicas sobre o software ABAQUS e a linguagem Python e por se dispor a compor a banca examinadora deste trabalho.

Ao doutor Alexander Galvão Martins, por se dispor a ler, avaliar e compor a banca examinadora deste trabalho.

Aos professores Márcio Sarmet, Rita de Cássia Alvarenga, Reginaldo Carneiro, Lauro Gontijo, Izabel Azevedo e Marcos Fernando dos Santos (CEFET-MG), pelos ensinamentos e oportunidades que contribuíram para minha formação como engenheiro e pesquisador.

Ao professor Vicente Lelis pela oportunidade de lecionar.

Aos atuais colegas e professores da UFV campus Rio Paranaíba, em especial aos professores do curso de Engenharia Civil, Lucas Guimarães, Rejane Nascentes, Marília Marques e Lineker Coelho pelas conversas e por me auxiliarem sempre que necessário.

Aos amigos e colegas mestres que iniciaram essa jornada comigo, Mateus Petruski, Carol Rezende, Eduardo Souza, André Barbosa, Ciro Maestre, Ladir da Silva, José Francisco e outros.

Aos colegas que ainda estão nesta jornada.

Aos amigos da república "O cortiço", Tadeu Pinheiro, Lucas Claudino, Gustavo Paravizo, Eduardo Souza, Ítalo Soares, Rony Petterson, José Geraldo Maia, Joel Junior, Matheus Pereira e Gustavo Gentil.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

À instituição Universidade Federal de Viçosa.

À CAPES pelo apoio financeiro.

A todos que de alguma forma contribuíram para que eu chegasse lá.

Lista de figuras	ix
Lista de tabelas	xvi
Lista de símbolos e abreviaturas	xviii
Resumo	xxii
Abstract	xxiv
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1. Objetivos	3
1.2. Justificativa e relevância do tema.....	3
1.3. Estrutura da dissertação	5
Capítulo 2 – Fundamentação teórica	6
2.1. Antecedentes	6
2.2. Tipologias de vigas utilizadas	12
2.3. Tipologia de lajes utilizadas	15
2.4. Vantagens do uso de sistemas <i>slim floor</i>	16
2.4.1. Redução da altura total do sistema de piso	16
2.4.2. Redução do número de vigas secundárias	16
2.4.3. Resistência ao fogo.....	17
2.4.4. Integração das instalações dentro do sistema de piso.....	17
2.4.5. Solução construtiva economicamente vantajosa	18
2.4.6. Rapidez construtiva	18

2.5.	Comportamento misto em vigas mistas convencionais e vigas mistas de <i>Slim floor</i>	19
2.5.1.	Vigas mistas convencionais	19
2.5.2.	Vigas mistas de <i>slim floor</i>	22
2.6.	Estudos experimentais	23
2.6.1.	Estudos realizados por Lawson no Reino Unido.....	23
2.6.2.	Estudos realizados por Leskelä e Hopia na Finlândia.....	25
2.6.3.	Estudos realizados por Ju e outros na Coreia do Sul.....	29
2.6.4.	Estudos realizados por Hou no Reino Unido.....	31
2.6.5.	Estudos realizados por Braun e outros na Alemanha.....	35
2.6.6.	Estudos realizados por Kuhlmann e outros na Alemanha	36
2.7.	Estudos numéricos.....	38
2.7.1.	Estudos realizados por Paes na Espanha.....	38
2.7.2.	Estudos realizados por Ramos no Brasil.....	41
2.8.	Aspectos relevantes para análise numérica	43
2.8.1.	Comportamento do aço à tração e à compressão.....	43
2.8.2.	Comportamento do concreto à compressão uniaxial e biaxial	44
2.8.3.	Comportamento do concreto à tração uniaxial	51
2.8.4.	Modelo constitutivo para o concreto	54
2.8.5.	Interface aço-concreto	62
Capítulo 3	– Modelos numéricos	68
3.1.	Considerações preliminares.....	68
3.2.	Descrição dos modelos de referência	69
3.3.	Definição da geometria do modelo de elementos finitos	70
3.4.	Malha e tipos de elementos finitos utilizados.....	72
3.5.	Comportamento dos materiais.....	75
3.5.1.	Aço	75
3.5.2.	Concreto	76
3.6.	Aderência na interface aço-concreto	80
3.7.	Estudos de validação	81
3.7.1.	Estudo 1 - Modelo SCI - 280 ASB.....	82

3.7.2.	Estudo 2 – Modelo P2S.....	88
3.7.3.	Estudo 3 – Modelo B1.....	95
3.7.4.	Estudo 4 – Modelo B2.....	105
3.7.5.	Estudo 5 – Modelo S1	111
3.7.6.	Estudo 6 – Modelo S2	118
Capítulo 4 – Estudos de variação de parâmetros de projeto		126
4.1.	Considerações preliminares.....	126
4.2.	Descrição dos modelos de referência	126
4.3.	Estudos de variação de parâmetros geométricos	127
4.3.1.	Largura da mesa de concreto comprimido.....	127
4.3.2.	Espessura da alma.....	137
4.4.	Estudos de variação de parâmetros característicos dos meios de conexão	143
4.4.1.	Meios de conexão	143
4.4.2.	Diâmetro das aberturas.....	148
4.4.3.	Espaçamento entre aberturas	151
4.4.4.	Diâmetro das barras de aço passantes através das aberturas.....	157
4.5.	Estudos de variação das propriedades mecânicas dos materiais	160
4.5.1.	Resistência à compressão do concreto	160
4.5.2.	Resistência ao escoamento do aço.....	163
Capítulo 5 – Conclusões		167
5.1.	Conclusões gerais	167
5.2.	Conclusões específicas	168
5.2.1.	Conclusões relativas aos estudos de variação de parâmetros geométricos..	168
5.2.2.	Conclusões relativas aos estudos de variação de parâmetros característicos dos meios de conexão.....	169
5.2.3.	Conclusões relativas aos estudos de variação das propriedades mecânicas dos materiais	170
5.3.	Sugestões para trabalhos futuros	170
Referências bibliográficas		172

Lista de figuras

Figura 1.1. Sistema de piso convencional.....	2
Figura 1.2. Sistema de piso <i>slim floor</i>	2
Figura 1.3. Disponibilidade dos sistemas slim floor ao longo dos últimos anos	4
Figura 2.1. Sistema <i>jack-arch floor</i>	6
Figura 2.2. Sistema <i>filler joist</i>	7
Figura 2.3. <i>Hat beam</i> utilizada nos países nórdicos.....	7
Figura 2.4. Seção transversal típica da <i>Hava beam</i>	8
Figura 2.5. Seção transversal típica da <i>Delta beam</i>	8
Figura 2.6. Viga de <i>Slimflor</i> desenvolvida pela <i>British Steel</i> e o <i>SCI</i>	9
Figura 2.7. Composição do sistema <i>Slimdek</i>	9
Figura 2.8. Perfis IFB tipo A e tipo B.....	10
Figura 2.9. Perfil do tipo SFB.....	10
Figura 2.10. Sistema <i>Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)</i>	11
Figura 2.11. Viga do <i>UPE slim-floor system</i>	11
Figura 2.12. Perfil de <i>D-beam</i>	12
Figura 2.13. Processo de fabricação do <i>D-beam</i>	12
Figura 2.14. Representação esquemática de um sistema de piso convencional.....	16
Figura 2.15. Distribuição de temperatura após 90 minutos	17
Figura 2.16. Integração das instalações dentro do sistema de piso	17
Figura 2.17. Sistema de <i>slim floor CoSFB</i>	18
Figura 2.18. Viga mista convencional	19
Figura 2.19. Conectores de cisalhamento – (a) conector do tipo pino com cabeça (<i>stud bolt</i>), (b) conector em perfil U	19
Figura 2.20. Conectores de cisalhamento – (a) conector <i>Perfobond</i> e (b) conector <i>Crestbond</i> ..	20
Figura 2.21. Influência do grau de conexão.....	20
Figura 2.22. Influência do grau de interação.....	21

Figura 2.23. Esquema de uma viga de <i>slim floor</i> do tipo ASB, detalhe para o perfil envolvido pela laje de concreto	22
Figura 2.24. Seções típicas de vigas mistas de slim floor.....	23
Figura 2.25. Esquema de carregamento e seção transversal do modelo ensaiado por Lawson <i>et al.</i> (1997) com perfil 280 ASB 100.....	24
Figura 2.26. Esquema de carregamento e seção transversal do modelo ensaiado por Lawson <i>et al.</i> (1997) com perfil 300 ASB 153.....	24
Figura 2.27. Resultados dos modelos experimentais testados por Lawson e outros no Reino Unido .	25
Figura 2.28. Esquema estrutural dos modelos experimentais estudados por Leskelä e Hopia na Finlândia	26
Figura 2.29. Seção transversal modelos tipo S	26
Figura 2.30. Seção transversal modelos tipo R.....	27
Figura 2.31. Resultados dos modelos P1S e P1R	27
Figura 2.32. Resultados dos modelos P2S e P2R	28
Figura 2.33. Resultados dos modelos P3S e P3R	28
Figura 2.34. Esquema do ITECH system.....	29
Figura 2.35. Detalhe dos modelos: (a) B-C1P15, (b) B-Slim e (c) B-C0P15.....	30
Figura 2.36. Resultados dos modelos B-C1P15, B-Slim e B-C0P15.....	31
Figura 2.37. Fabricação do perfil assimétrico com aberturas alveolares na alma.....	31
Figura 2.38. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura preenchida com concreto.	32
Figura 2.39. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura preenchida com concreto e barra de aço passantes.....	32
Figura 2.40. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura com tubos passantes.....	32
Figura 2.41. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura preenchida com concreto e conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.....	33
Figura 2.42. Esquema da viga ensaiada por Hou (2012)	33
Figura 2.43. Esquemas de ensaios utilizados por Hou (2012)	34
Figura 2.44. Resultado de Momento fletor x Flecha no centro da viga	34
Figura 2.45. Teste de flexão nas vigas de <i>slim floor</i> do sistema CoSFB.	35
Figura 2.46. Pinos virtuais de concreto.....	36
Figura 2.47. Conectores nas vigas de <i>slim floor</i> do sistema UPE.....	36
Figura 2.48. Dimensões geométricas e esquemas de ensaios utilizados por Hauf (2010).	37
Figura 2.49. Resultados obtidos por Hauf (2010).	38
Figura 2.50. Modelo de elementos finitos para a viga de <i>slim floor</i> com perfil do tipo 280 ASB 100	39
Figura 2.51. Esquema geral da interface aço-concreto nos modelos desenvolvidos por Paes (2003).....	39
Figura 2.52. Diagrama Momento x Flecha do modelo experimental 280 ASB 100.....	40

Figura 2.53. Diagrama Carga x Flecha do modelo experimental P2S	41
Figura 2.54. Modelo de elementos finitos – (a) Perfil de aço, (b) Laje de concreto e (c) Interface aço-concreto.....	42
Figura 2.55. Diagrama Momento x Flecha para o modelo SCI - 280 ASB	42
Figura 2.56. Diagrama Momento x Flecha para o modelo SCI - 300 ASB	43
Figura 2.57. Diagramas Tensão x Deformação para o aço estrutural.	44
Figura 2.58. (a) Diagrama Tensão x Deformação para o concreto comprimido apresentado pelo <i>Model Code 2010</i> e (b) detalhe do trecho inicial	45
Figura 2.59. Diagrama Tensão x Deformação para o concreto comprimido proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013).....	47
Figura 2.60. Curva tensão-deformação para o concreto submetido à compressão biaxial	48
Figura 2.61. Curva de deformação volumétrica para o concreto submetido à compressão biaxial	49
Figura 2.62. Curva tensão-deformação para o concreto submetido à tração e compressão.....	49
Figura 2.63. Curva tensão-deformação para o concreto submetido à tração biaxial	50
Figura 2.64. Envoltória de ruptura para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões .	50
Figura 2.65. Modelo proposto pelo <i>Model Code 2010</i> para o concreto tracionado.....	51
Figura 2.66. Comparação entre o modelo proposto pelo <i>Model Code 2010</i> e por Hordijk (1992) para um concreto de classe C30.....	53
Figura 2.67. Comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.....	55
Figura 2.68. Comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.....	55
Figura 2.69. Superfície de plastificação para um estado plano de tensões	56
Figura 2.70. Função do potencial plástico no plano meridional	58
Figura 2.71. Variação da superfície de falha no plano octaédrico em função do parâmetro de forma K.....	60
Figura 2.72. Diagrama tensão x deformação um cubo de concreto submetido à compressão uniaxial, com variação do parâmetro de viscosidade (μ).	61
Figura 2.73. Ensaios <i>push out</i> realizados por Leskelä e Hopia (2000): (a) alma lisa, (b) alma com nervuras superficiais, (c) alma lisa com armadura passante e (d) alma com nervuras superficiais e armadura passante	63
Figura 2.74. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo S.....	64
Figura 2.75. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo R.	64
Figura 2.76. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo SR.	65
Figura 2.77. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo RR.....	65
Figura 2.78. Diagrama força x deslizamento proposto por Paes (2003) para a interface do tipo S.....	66
Figura 2.79. Diagrama força x deslizamento proposto por Paes (2003) para a interface do tipo R.	67
Figura 2.80. Diagrama força x deslizamento proposto por Paes (2003) para as interfaces do tipo SR.....	67
Figura 3.1. Esquema representativo do sistema CoSFB	69
Figura 3.2. Perfil de aço que compõe o sistema CoSFB.....	69
Figura 3.3. Execução da laje mista <i>Cofradal 200</i> em um sistema <i>slim floor</i>	70

Figura 3.4. Modelo geométrico do perfil de aço utilizado no sistema CoSFB: (a) modelo em perspectiva, (b) vista lateral e (c) vista frontal.....	71
Figura 3.5. Modelo geométrico de uma laje mista utilizada no sistema CoSFB: (a) modelo em perspectiva e (b) vista frontal.....	72
Figura 3.6. Elementos finitos utilizados nos modelos.....	72
Figura 3.7. Elementos finitos utilizados nos perfis de aço (Vista lateral).....	73
Figura 3.8. Elementos finitos utilizados na laje mista (Modelo em perspectiva).	73
Figura 3.9. Detalhe da malha na região dos pinos de concreto.....	74
Figura 3.10. Técnicas utilizadas para gerar a malha dos modelos.	74
Figura 3.11. Malha de elementos finitos na região dos pinos de concreto.	75
Figura 3.12. Curva Tensão (σ_s) x Deformação (ϵ) para o aço tracionado e comprimido.....	76
Figura 3.13. Curva Tensão (σ_c) x Deformação (ϵ_c) para o concreto submetido à compressão uniaxial.....	77
Figura 3.14. Curva Tensão (σ_c) x Deformação inelástica ($\epsilon_{c,in}$) para o concreto submetido à compressão uniaxial.....	78
Figura 3.15. (a) Curva Tensão (σ_t) x Deformação (ϵ_{ct}) utilizada para representar o comportamento mecânico do concreto não fissurado e (b) curva Tensão (σ_t) x Aberturas de fissuras (w) utilizada para representar o comportamento mecânico do concreto fissurado.	79
Figura 3.16. Curva Dano à compressão uniaxial (D_c) x Deformação (ϵ_c).....	79
Figura 3.17. Curva Dano à compressão uniaxial (D_c) x Deformação inelástica ($\epsilon_{c,in}$).....	80
Figura 3.18. Curva Dano à tração uniaxial (D_t) x Abertura de fissuras (w).....	80
Figura 3.19. Distribuição dos elementos de conexão na seção transversal do modelo de elementos finitos.	81
Figura 3.20. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo experimental SCI - 280 ASB.	83
Figura 3.21. Posição dos elementos de conexão na seção transversal do modelo numérico utilizado para simular o comportamento estrutural do modelo SCI – 280 ASB.....	84
Figura 3.22. Diagrama força x Deslizamento proposto por Paes (2003) para a interface do tipo ASB.....	84
Figura 3.23. Região de aplicação da condição de contorno <i>XSYMM</i> no modelo SCI - 280 ASB.....	85
Figura 3.24. Região de aplicação da carga no do modelo SCI - 280 ASB.	85
Figura 3.25. Resultados numéricos e experimental obtidos para o modelo 280 ASB 100 estudado por Lawson e outros no Reino Unido.	87
Figura 3.26. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo experimental P2S.	89
Figura 3.27. Modelo de elementos finitos desenvolvido por Paes (2003) para simular o comportamento à flexão do modelo experimental P2S.....	90

Figura 3.28. Posição dos elementos de conexão na seção transversal do modelo numérico utilizado para simular o comportamento estrutural do modelo P2S.	90
Figura 3.29. Região de aplicação da condição de contorno <i>XSYMM</i> no modelo P2S.	91
Figura 3.30. Região de aplicação da carga no modelo P2S.	92
Figura 3.31. Resultados numéricos e experimental obtidos para o modelo P2S estudado por Leskelä e Hopia na Finlândia.	93
Figura 3.32. Características geométricas do modelo B1 estudado por Braun e outros na Alemanha.	95
Figura 3.33. Esquema estrutural do modelo B1 estudado por Braun e outros na Alemanha.	96
Figura 3.34. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo B1.	97
Figura 3.35. Região de aplicação da condição de contorno <i>XSYMM</i> no modelo B1.	98
Figura 3.36. Região de aplicação da carga no modelo B1.	98
Figura 3.37. Diagramas Carga x Flecha obtidos para o modelo B1.	100
Figura 3.38. Diagramas Carga x Deslizamento obtidos para o modelo B1.	101
Figura 3.39. Distribuição de tensões normais no aço no modelo B1 – Unidades em MPa.	101
Figura 3.40. Distribuição de tensões normais no concreto no modelo B1 – Unidades em MPa.	102
Figura 3.41. Detalhe do deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo B1.	102
Figura 3.42. Características geométricas do modelo B2 estudado por Braun e outros na Alemanha.	105
Figura 3.43. Esquema estrutural do modelo B2 estudado por Braun e outros na Alemanha.	106
Figura 3.44. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo B2.	107
Figura 3.45. Diagramas Carga x Flecha obtidos para o modelo B2.	109
Figura 3.46. Diagramas Carga x Deslizamento obtidos para o modelo B2.	109
Figura 3.47. Distribuição de tensões normais no aço referentes ao modelo B2 – Unidades em MPa.	110
Figura 3.48. Distribuição de tensões normais no concreto referentes ao modelo B2 – Unidades em MPa.	110
Figura 3.49. Características geométricas do modelo S1 estudado por Braun e outros na Alemanha.	111
Figura 3.50. Esquema estrutural do modelo S1 estudado por Braun e outros na Alemanha.	112
Figura 3.51. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo S1.	113
Figura 3.52. Diagramas Carga x Flecha obtidos para o modelo S1.	115
Figura 3.53. Diagramas Carga x Deslizamento obtidos para o modelo S1.	115
Figura 3.54. Distribuição de tensões normais no aço referentes ao modelo S1 – Unidades em MPa.	116
Figura 3.55. Distribuição de tensões normais no concreto referentes ao modelo S1 – Unidades em MPa.	116
Figura 3.56. Características geométricas do modelo S2 estudado por Braun e outros na Alemanha.	118
Figura 3.57. Esquema estrutural do modelo S2 estudado por Braun e outros na Alemanha.	119
Figura 3.58. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo S2.	120

Figura 3.59. Representação das aberturas preenchidas com material sem rigidez no modelo numérico.	121
Figura 3.60. Diagramas Carga x Flecha obtidos para o modelo S2.	123
Figura 3.61. Diagramas Carga x Deslizamento obtidos para o modelo S1.	123
Figura 3.62. Distribuição de tensões normais no aço referentes ao modelo S2 – Unidades em MPa.	124
Figura 3.63. Distribuição de tensões normais no concreto referentes ao modelo S2 – Unidades em MPa.	124
Figura 4.1. Distribuição de tensões normais na mesa de concreto de uma viga mista, devido ao efeito de <i>shear lag</i> (CALADO e SANTOS, 2013).	128
Figura 4.2. Definição de largura efetiva (CALADO e SANTOS, 2013).	128
Figura 4.3. Diagramas Momento fletor x Flecha referentes às vigas de <i>slim floor</i> do sistema Slimdek (Modelo SCI – 280 ASB) com larguras efetivas iguais a $L/8$ e $L/4$ (PAES, 2003).	130
Figura 4.4. Região de aplicação do carregamento uniformemente distribuído (CD).	131
Figura 4.5. Região de aplicação do carregamento concentrado (CC).	131
Figura 4.6. Treliças de aço utilizadas nos modelos com carregamento uniformemente distribuído.	132
Figura 4.7. Esquemas estruturais dos modelos com: (a) 6000 mm e (b) 4000 mm de vão livre.	132
Figura 4.8. Diagramas Momento fletor x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre e carregamento uniformemente distribuído.	134
Figura 4.9. Diagramas Momento fletor x Flecha correspondentes aos modelos com 6000 mm de vão livre e carregamento uniformemente distribuído.	134
Figura 4.10. Diagramas Momento fletor x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre e carregamento concentrado.	135
Figura 4.11. Diagramas Momento fletor x Flecha correspondentes aos modelos com 6000 mm de vão livre e carregamento concentrado.	135
Figura 4.12. Relação entre os momentos fletores máximos obtidos por meio das análises numéricas.	136
Figura 4.13. Condição de ruptura conector <i>Perfobond</i> com oito milímetros de espessura: (a) esquema geral de colapso; e (b) detalhe das aberturas após ensaio (USHIJIMA <i>et al.</i> , 2001 e VERÍSSIMO, 2007).	138
Figura 4.14. Condição de ruptura conector <i>Perfobond</i> com 22,0 mm de espessura, (a) modo de ruptura e (b) detalhe das aberturas após ensaio (USHIJIMA <i>et al.</i> , 2001 e VERÍSSIMO, 2007).	138
Figura 4.15. Condição de ruptura conector <i>Perfobond</i> com barra de reforço: (a) modo de ruptura, (b) e (c) detalhes das aberturas após ensaio (USHIJIMA <i>et al.</i> , 2001 e VERÍSSIMO, 2007).	139
Figura 4.16. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	140
Figura 4.17. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	141
Figura 4.18. Diagramas Carga Resistida / Carga Máxima x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	141
Figura 4.19. Diagramas Carga Resistida / Carga Máxima x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	142

Figura 4.20. Diagrama Carga x Flecha para uma viga mista de <i>slim floor</i> com interface frágil (PAES, 2003).	144
Figura 4.21. Diagrama Carga x Flecha para uma viga mista de <i>slim floor</i> com interface dúctil (PAES, 2003).	144
Figura 4.22. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	146
Figura 4.23. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	147
Figura 4.24. Relações Força x Deslizamento para conectores <i>Perfobond</i> (KRAUS e WURZER, 1997 <i>apud</i> VERÍSSIMO, 2007).	149
Figura 4.25. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	150
Figura 4.26. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	151
Figura 4.27. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	153
Figura 4.28. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	153
Figura 4.29. Relação entre a carga máxima obtida em cada modelo e o espaçamento entre aberturas.	154
Figura 4.30. Tensões de von Mises na região das aberturas para uma flecha de 10 mm, (a) modelo SA-M3-L4-50 e (b) modelo SA-M5-L4-125-RF.	155
Figura 4.31. Tensões de von Mises na região das aberturas para uma flecha de 60 mm, (a) modelo SA-M3-L4-50 e (b) modelo SA-M5-L4-125-RF.	156
Figura 4.32. Diagrama Força x Deslizamento mostrando o efeito das barras passantes em conectores <i>Perfobond</i> com três furos (OGUEJIOFOR, 1994 <i>apud</i> VERÍSSIMO, 2007).	157
Figura 4.33. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	159
Figura 4.34. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	159
Figura 4.35. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	161
Figura 4.36. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	162
Figura 4.37. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.	164
Figura 4.38. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.	165

Lista de tabelas

Tabela 2.1. Formas típicas de vigas de <i>slim floor</i> (Adaptado de PAES, 2003).	13
Tabela 2.2. Formas típicas de lajes que são utilizadas em sistemas <i>slim floor</i> (Adaptado de PAES, 2003). 15	
Tabela 2.3. Modelos experimentais analisados por Leskelä e Hopia (2000).	26
Tabela 2.4. Propriedades dos modelos (HAUF, 2010).	37
Tabela 2.5. Propriedades de encruamento do aço encontradas na literatura (BYFIELD et al., 2005).	44
Tabela 2.6. Propriedades da curva de compressão do concreto (FIB, 2011).	45
Tabela 3.1. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.	86
Tabela 3.2. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.	86
Tabela 3.3. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.	87
Tabela 3.4. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.	92
Tabela 3.5. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.	93
Tabela 3.6. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.	93
Tabela 3.7. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.	99
Tabela 3.8. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.	100
Tabela 3.9. Parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto junto ao modelo constitutivo CDP.	100
Tabela 3.10. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.	108
Tabela 3.11. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.	108

Tabela 3.12. Parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto junto ao modelo constitutivo CDP.	108
Tabela 3.13. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.	114
Tabela 3.14. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.	114
Tabela 3.15. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.....	114
Tabela 3.16. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.	122
Tabela 3.17. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.	122
Tabela 3.18. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.....	122
Tabela 4.1. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da largura real da mesa de concreto comprido.....	133
Tabela 4.2. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da espessura da alma do perfil de aço.....	140
Tabela 4.3. Relação dos modelos considerados no estudo de variação dos meios de conexão.....	145
Tabela 4.4. Relação dos modelos considerados no estudo de variação do diâmetro das aberturas.	150
Tabela 4.5. Relação dos modelos considerados no estudo de variação do espaçamento entre aberturas.....	152
Tabela 4.6. Relação dos modelos considerados no estudo de variação dos diâmetros das barras de aço passantes através das aberturas localizadas na alma do perfil de aço.	158
Tabela 4.7. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da resistência característica do concreto.	161
Tabela 4.8. Relação entre a carga máxima obtida pelo modelo de elementos finitos e a carga máxima obtida pelo modelo de referência (C30).....	162
Tabela 4.9. Relação entre a carga máxima obtida pelo modelo de elementos finitos e a carga máxima obtida pelo modelo de referência (C30).....	163
Tabela 4.10. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da resistência ao escoamento do aço.	164
Tabela 4.11. Relação entre as cargas máximas obtidas pelos modelos de elementos finitos e a carga máxima do modelo de referência (S355).....	165
Tabela 4.12. Relação entre as cargas máximas obtidas pelos modelos de elementos finitos e a carga máxima do modelo de referência (S355).....	165

Listas de abreviaturas e siglas

ARBED	Aciéries Réunies de Burbach-Eich-Dudelange
ASB	Asymmetric Slimflor Beam
CDP	Concrete damaged plasticity
CoSFB	Composite Slim-floor Beam
ELS	Estado-limite de serviço
ELU	Estado-limite último
IFB	Integrated Floor Beam
iTECH	Innovative, technical, economical and convenient hybrid system
MEF	Método dos elementos finitos
SCI	Steel Construction Institute
SFB	Slim-floor Beam
UC	Universal Column
USFB	Ultra Shallow Floor Beams

Letras romanas maiúsculas

B	Largura real das vigas mistas
D_c	Dano à compressão do concreto
D_t	Dano à tração do concreto

E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{c1}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_{sh}	Módulo de encruamento do aço
$F_{s\ max}$	Força máxima de aderência
G_F	Energia de fratura do concreto
K	Parâmetro de forma da superfície de falha no CDP
L	Vão livre das vigas
L_0	Vão equivalente

Letras romanas minúsculas

b_e	Distância entre o centro dos conectores externos
b_{eff}	Largura efetiva
b_{ei}	Largura efetiva da mesa de concreto
f_c	Resistência à compressão uniaxial do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto
f_{cuE}	Tensão no ponto E no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
f_{cuF}	Tensão no ponto F no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_u	Resistência à ruptura do aço à tração
h_c	Espessura da laje de concreto
k	Número plástico
\bar{p}	Variável relacionada com o primeiro invariante do tensor de tensões I_1
\bar{q}	Variável relacionada com o segundo invariante do tensor desviador J_2
w	Abertura de fissuras

Letras gregas minúsculas

α	Fator de redução no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
σ_c	Tensão de compressão para o concreto
σ_{ct}	Tensão de tração para o concreto
α_{tD}	Fator que governa a tangência no ponto D no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
α_e	Coefficiente relacionado com a natureza do agregado
β	Coefficiente adimensional obtido pela Equação 23
ε_c	Deformação do concreto
$\varepsilon_{c,el}$	Deformação elástica do concreto
$\varepsilon_{c,in}$	Deformação inelástica do concreto
ε_{ct}	Deformação do concreto tracionado
ε_{cuE}	Deformação no ponto E no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ε_{cuF}	Deformação no ponto F no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ε_{c1}	Deformação correspondente a máxima tensão de compressão do concreto
ε_{sh}	Deformação correspondente ao início do encruamento do aço
ε_u	Deformação correspondente à ruptura do aço à tração
ε_y	Deformação correspondente ao início do escoamento do aço
η	Grau de interação
μ	Parâmetro de viscosidade e coordenada relativa entre os pontos D e E no modelo constitutivo proposto por Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
ν_s	Coefficiente de Poisson do aço
ρ_c	Meridiano de compressão
ρ_t	Meridiano de tração
σ_{c0}	Resistência à compressão do concreto submetido a um estado uniaxial de tensões
σ_{b0}	Resistência à compressão do concreto submetido a um estado biaxial de tensões

σ_1	Tensão principal para um estado plano de tensões
σ_2	Tensão principal para um estado biaxial de tensões
τ_s	Tensão máxima de aderência
ψ	Ângulo de dilatação do concreto

Outros símbolos

ϵ	Excentricidade
------------	----------------

MESQUITA, Leonardo Carvalho, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, outubro de 2016. **Avaliação do comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma.** Orientador: José Luiz Rangel Paes. Coorientadores: Gustavo de Souza Veríssimo e José Carlos Lopes Ribeiro.

Os sistemas de piso mistos convencionais são formados por vigas de aço e lajes de diferentes tipos, posicionadas sobre o perfil de aço. Nestes sistemas, o comportamento misto entre aço e concreto é “ativado” por meio de conectores mecânicos tipo pino com cabeça, que são colocados sobre a mesa superior do perfil de aço. Os sistemas *slim floor* são formados por vigas de aço e lajes de diferentes tipos, integradas dentro do piso, proporcionando uma redução na altura total do sistema de piso. Contudo, ao reduzir a altura do sistema de piso a utilização dos conectores tipo pino com cabeça sobre o perfil de aço torna-se inviável, uma vez que a capa de concreto sobre o perfil de aço não possui espessura suficiente para que esses conectores desempenhem de forma adequada sua função. Assim, ao longo dos últimos anos, foram realizadas diversas pesquisas com o objetivo de desenvolver mecanismos capazes de “ativar” o comportamento misto entre aço e concreto em vigas de *slim floor*. Uma destas pesquisas resultou nas vigas de *slim floor* com aberturas na alma que compõem o sistema *Composite Slim-floor Beam* (CoSFB). Neste trabalho, avaliou-se o comportamento estrutural à flexão de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma a partir de modelos de elementos finitos, criados com o auxílio do *software* ABAQUS e da metodologia proposta por Paes (2003). A fim de validar esta metodologia realizaram-se estudos de comparação entre os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos com os resultados experimentais de vigas mistas de *slim floor* obtidos por Lawson *et al.* (1997), Leskelä e Hopia (2000) e Braun *et al.* (2014), por meio dos quais verificou-se que os modelos numéricos desenvolvidos são capazes de representar os diversos fenômenos que ocorrem nas vigas mistas de *slim floor* à medida

que estas são carregadas. A partir dos modelos numéricos validados, foram feitos estudos de variação de parâmetros de projeto, os quais permitiram avaliar a influência de algumas características geométricas e mecânicas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma que compõem o sistema CoSFB. Por meio destes estudos, pode-se verificar que, em função dos meios de conexão utilizados (pinos de concreto, barras passantes através das aberturas e aderência), as vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma conseguem atingir diversos graus de interação, podendo atingir a condição de interação completa.

MESQUITA, Leonardo Carvalho, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, October, 2016. **Evaluation of the structural behavior of composite slim floor beams with openings in the web.** Advisor: José Luiz Rangel Paes. Co-advisers: Gustavo de Souza Veríssimo and José Carlos Lopes Ribeiro

The conventional composite floor systems are formed by steel beams and slabs of different types placed over the steel profile. In these systems, the composite behavior between steel and concrete is “activated” through headed stud shear connectors welded onto the steel section’s top flange. The slim-floor system consists of steel beams and slabs of different types, integrated within the floor, allowing the reduction of the floor system’s total height. However, this reduction will render the utilization of headed stud shear connectors unviable, since the concrete layer above the steel profile will no longer be thick enough for these connectors to work adequately. Because of this, over the past few years, several studies envisioning the development of mechanisms capable of “activating” the composite behavior between steel and concrete in slim-floor beams were performed. One of these studies resulted in slim-floor beams with web openings, which form the Composite Slim-Floor Beam system (CoSFB). This paper evaluates the structural behavior of composite slim-floor beams with web openings subjected to bending, through finite elements models, created with the aid of the ABAQUS software and of the methodology proposed by Paes (2003). In order to validate this methodology, studies comparing results obtained through numerical models and through experiments with composite slim-floor beams obtained by Lawson *et al.* (1997), Leskelä and Hopia (2000) and Braun *et al.* (2014) were conducted. Through these studies, it was possible to verify that the numeric models developed are capable of representing the various phenomena that occur in composite slim-floor beams during loading. Through the validated numeric models, studies of project parameter variations were conducted, which enabled the

evaluation of the influence of some geometric and mechanical characteristics over the structural behavior of composite slim-floor beams with web openings that compose the CoSFB system when subjected to bending. Through these studies, it was possible to verify that composite slim-floor beams with web openings can reach several degrees of interaction in function of the type of connection employed (concrete studs, bars passing through the openings and adherence), with the possibility of reaching a condition of full interaction.

Introdução

Uma estrutura mista é caracterizada pela presença de elementos estruturais que possuem “seções mistas”, isto é, seções nas quais dois ou mais materiais são conectados entre si, trabalhando de forma solidária.

Ao longo dos anos, os sistemas estruturais mistos vêm sendo utilizados na construção de edifícios e pontes, uma vez que a construção mista possibilita a utilização simultânea do aço e do concreto, que historicamente são os materiais de construção mais utilizados.

O concreto é um material que apresenta boa resistência à compressão e baixa resistência à tração. Por outro lado, o aço apresenta bom desempenho quando solicitado à tração, mas pode sofrer problemas de instabilidade quando solicitado à compressão. Assim, nos elementos estruturais mistos de aço e concreto, procura-se fazer com que o concreto trabalhe à compressão e o aço à tração.

Atualmente, dentro da construção em aço, os sistemas de piso mais comuns no Brasil são formados por vigas de aço e lajes de diferentes tipos, posicionadas sobre o perfil de aço. Nestes sistemas o comportamento misto entre aço e concreto é ativado utilizando-se conectores de cisalhamento mecânicos que são colocados sobre a mesa superior do perfil de aço (Figura 1.1).

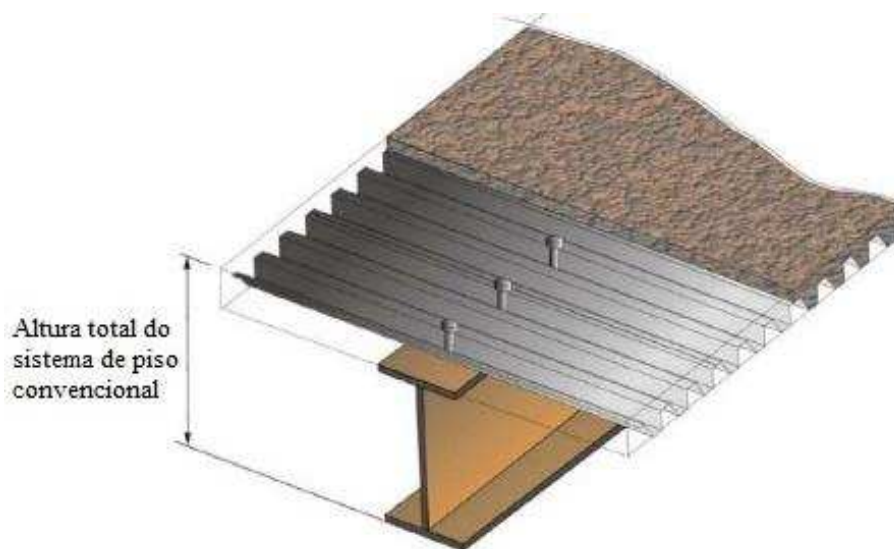


Figura 1.1. Sistema de piso convencional (Adaptado de PAES, 2003).

Os sistemas de piso tipo *slim floor* são formados por vigas de aço e lajes de diferentes tipos, no qual a laje é integrada ao perfil de aço dentro da altura total do piso (Figura 1.2), gerando uma redução da altura total do sistema.

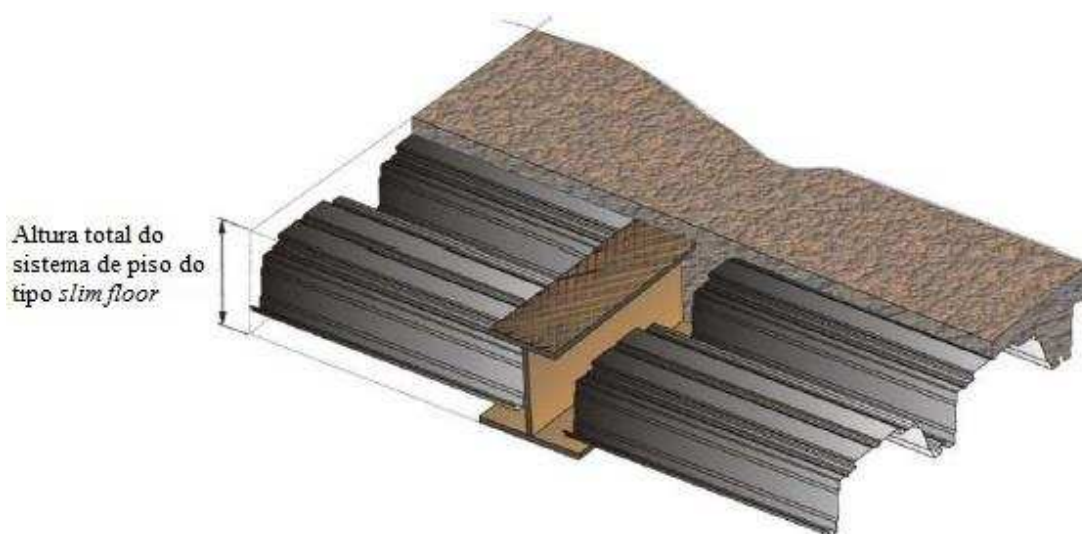


Figura 1.2. Sistema de piso *slim floor* (Adaptado de PAES, 2003).

Esta redução na altura total do piso limita a utilização dos conectores de cisalhamento usuais, uma vez que praticamente inviabiliza a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça sobre a mesa superior do perfil de aço, devido à pequena espessura da capa de concreto.

Em função disso, há alguns anos tem-se buscado mecanismos para ativar o comportamento misto nas vigas de *slim floor*. Uma dessas estratégias consiste na utilização de perfis tipo I com aberturas na alma e barras passantes através dessas aberturas.

1.1. Objetivos

Esse trabalho tem como objetivo principal avaliar o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma.

Os objetivos específicos são:

- verificar a aplicabilidade da metodologia proposta por Paes (2003) para simulação numérica do comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma;
- desenvolver estratégias para representação dos diferentes mecanismos de ativação do comportamento misto em vigas de *slim floor* com aberturas na alma;
- elaborar modelos de elementos finitos que permitam simular o comportamento estrutural;
- validar a metodologia de simulação numérica com base na comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais disponíveis na literatura;
- avaliar a influência da variação de algumas características físicas e mecânicas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma.

1.2. Justificativa e relevância do tema

Segundo Hechler *et al.* (2016) mais de 40 milhões de metros quadrados de pisos estruturais são construídos por ano na Europa. Até o ano de 2008, os sistemas *slim floor* eram capazes de atingir, no máximo, uma modulação de 7×7 m e, dessa forma, não conseguiam atender às solicitações do mercado que, em geral, eram de 8×8 m (Figura 1.3).

Ao longo dos últimos anos foram realizadas diversas pesquisas com o objetivo de desenvolver novas tipologias de lajes e vigas para compor os sistemas *slim floor* (KUHLMANN, 2012). Estas pesquisas resultaram nas vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma, que atualmente conseguem atingir vãos de até 14 m, e em outras tipologias de lajes, que conseguem atingir vãos de até 9 m. Assim, os sistemas *slim floor* que em 2008 conseguiam cobrir uma área de até 49 m², atualmente conseguem cobrir uma área de até 126 m². Estes autores citam também que a taxa de consumo de aço destes novos sistemas é de 20 kg/m², o que representa menos de 10% do peso de uma laje maciça de concreto com 10 cm de espessura.

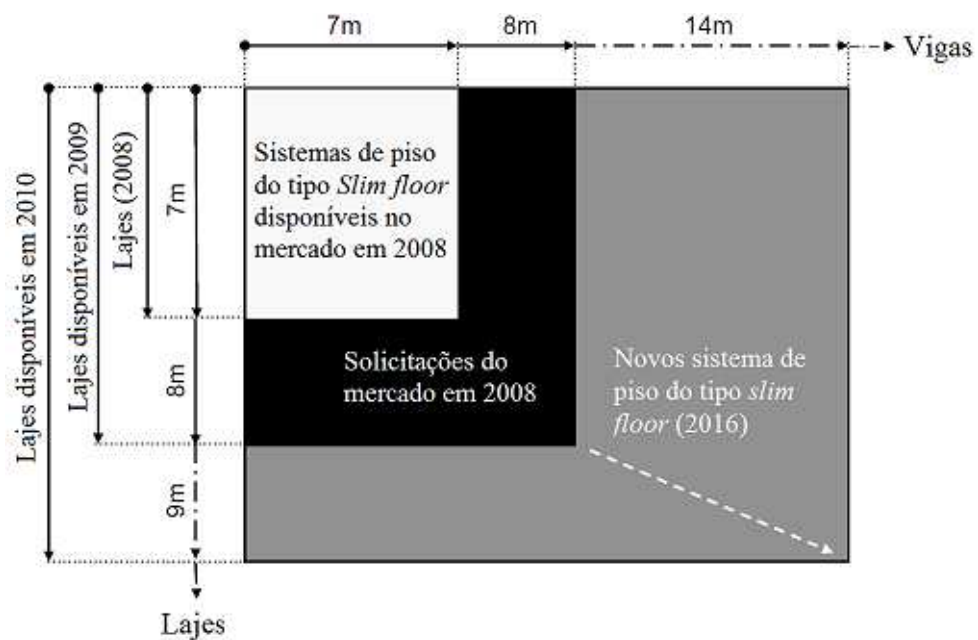


Figura 1.3. Disponibilidade dos sistemas *slim floor* ao longo dos últimos anos
(Adaptado de HECHLER *et al.*, 2016).

O grande diferencial dessas novas tipologias está associado aos mecanismos utilizados para transferir os esforços longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto. As vigas de *slim floor* disponíveis em 2008 utilizavam nervuras superficiais sobre a face externa da mesa superior do perfil para transmitir estes esforços e, dessa forma, o momento fletor resistente era limitado pela capacidade dos meios de conexão, uma vez que a conexão não conseguia transmitir todos os esforços longitudinais de corte que atuavam na interface aço-concreto.

Atualmente, as vigas de *slim floor* utilizam outras estratégias para transferir os esforços longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto, como, por exemplo: pinos de concreto, que se formam em aberturas feitas no perfil de aço, e barras de aço passantes através destas aberturas. Estas estratégias permitem que as vigas mistas de *slim floor* atinjam diferentes graus de interação, podendo chegar à condição de interação completa.

De acordo a revista *Arquitetura & Aço* (CBCA, 2015), ao longo dos últimos anos tem-se observado uma evolução da construção em aço no Brasil. Segundo dados do Instituto Aço Brasil, publicados por esta revista, nos últimos dez anos a construção civil foi o setor que mais consumiu aço no país, sendo que em 2014 este consumo foi de aproximadamente 37% da produção total de aço. Ainda segundo esta reportagem, atualmente a construção civil brasileira está em pé de igualdade com que existe de mais moderno no mundo.

“(...) os últimos dez anos mostraram que a construção civil brasileira está em pé de igualdade com que existe de mais moderno no mundo e são prova definitiva que a construção em aço atingiu um novo patamar.” (Revista Arquitetura & Aço, julho de 2015, p. 58-59)

Apesar da afirmação anterior se referir à modernidade da construção em aço no Brasil, existem poucos relatos sobre a utilização de sistemas *slim floor* no país, mesmo que esses sistemas tenham ganhado espaço em outros países ao redor do mundo. Diante deste cenário, este trabalho visa contribuir para o desenvolvimento e compreensão sobre o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma, mostrar as vantagens de se utilizar os sistemas *slim floor* e despertar o interesse do mercado brasileiro a respeito deste promissor sistema de piso misto.

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação está subdividida em cinco capítulos. No capítulo 2, Fundamentação teórica, inicialmente faz-se uma contextualização histórica sobre os sistemas *slim floor*, na qual descrevem-se as principais tipologias de vigas e lajes disponíveis e as principais vantagens associadas à utilização destes sistemas. Em seguida, é feita uma breve revisão sobre o comportamento misto em vigas convencionais e vigas mistas de *slim floor*. Na sequência são apresentados os principais estudos experimentais e numéricos desenvolvidos ao longo dos últimos anos que tratam de vigas mistas de *slim floor*. Por fim, são tratados os aspectos relevantes para a simulação numérica destas vigas utilizando o *software* ABAQUS.

No capítulo 3, Modelos numéricos, é apresentada a metodologia utilizada para o desenvolvimento dos modelos de elementos finitos, a descrição dos modelos de referência utilizados para criar os modelos de elementos finitos e os estudos de validação destes modelos.

No capítulo 4, Estudo de variação de parâmetros de projetos, são realizados diversos estudos de variação de parâmetros com o objetivo de avaliar a influência da variação de algumas características geométricas e mecânicas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma que compõe o sistema CoSFB.

No capítulo 5, Conclusões, são apresentadas as conclusões gerais e específicas obtidas a partir dos estudos realizados e algumas sugestões para trabalhos futuros.

2.1. Antecedentes

O surgimento do primeiro sistema *slim floor* ocorreu no final do século XVIII com a utilização do sistema *jack-arch floor* (Figura 2.1), que era composto por arcos, fabricados com blocos cerâmicos, que apoiavam-se na mesa inferior de vigas de ferro fundido (BAILEY, 1999).

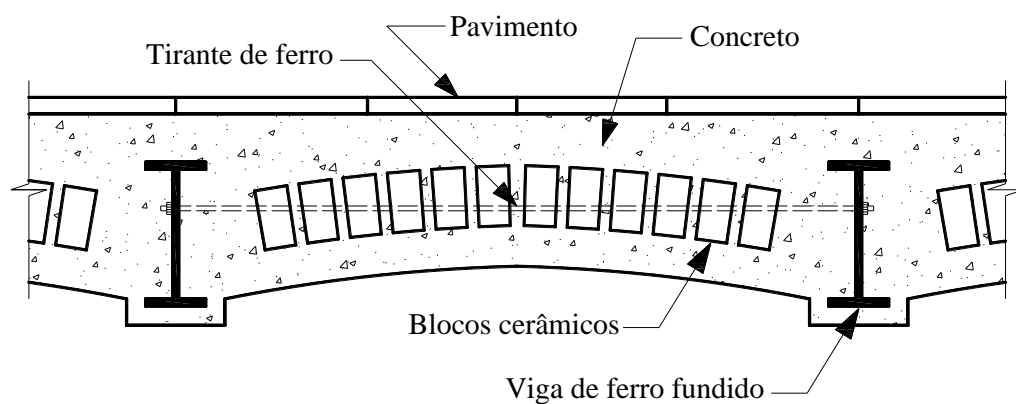


Figura 2.1. Sistema *jack-arch floor* (Adaptado de BARROS, 2011).

No século XIX, surge um sistema de piso formado por uma laje de concreto e vigas de aço, chamado *filler joist* (também conhecido como *joist-concrete*) (Figura 2.2). Neste

sistema as vigas eram espaçadas de 0,6 a 1,2 metros e preenchidas por concreto, de modo que o nível inferior da laje ficasse abaixo da mesa inferior da viga (BAILEY, 1999).

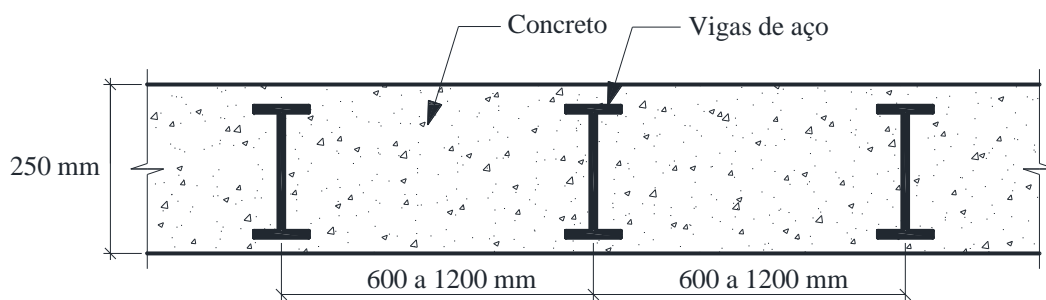


Figura 2.2. Sistema *filler joist* (Adaptado de BARROS, 2011).

De acordo com Paes (2003), no final do século XIX os perfis laminados convencionais passaram a ser utilizados de maneira integrada dentro das lajes de concreto. Apesar desse avanço, a distância entre vigas ainda era reduzida, pois os vãos alcançados pelas lajes eram pequenos.

No final dos anos 70, os princípios que caracterizam os sistemas *slim floor* começaram a ser definidos pela comunidade técnica internacional (PAES, 2003).

Na década de 80, o sistema construtivo formado por pórticos de aço e pisos com pequena altura (*slim floor*) passou a ser o sistema mais utilizado nos edifícios dos países nórdicos (Suécia e Finlândia). Esse sistema destacou-se por sua inovação, economia e por permitir a redução da altura do piso. As tipologias das vigas utilizadas nesses países eram baseadas nas *hat beam* (Figura 2.3).

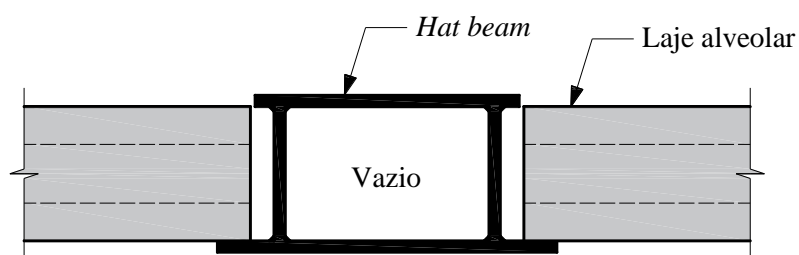


Figura 2.3. *Hat beam* utilizada nos países nórdicos (MULLETT, 1992).

O êxito dos sistemas *slim floor* proporcionado pelas *hat beams* estimulou o desenvolvimento de outras alternativas construtivas. Assim, no início dos anos 90, surgiram na Finlândia várias tipologias de vigas de *slim floor*, com destaque para a

Ekobalk, a *Hava beam* (Figura 2.4) e a *Delta beam* (Figura 2.5) (INHA, 1992¹; LESKELÄ, 1997²; SARJA, 1997³ apud PAES, 2003).

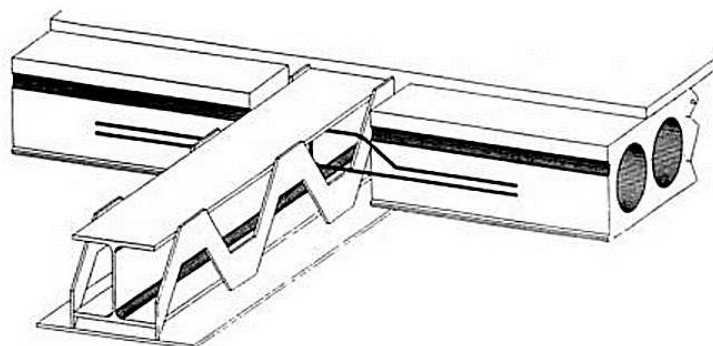


Figura 2.4. Seção transversal típica da *Hava beam* (INHA, 1992 apud PAES, 2003).



Figura 2.5. Seção transversal típica da *Delta beam* (PEIKKO GROUP, 2015).

Em função dos sistemas *slim floor*, no começo dos anos 90, os países nórdicos tornaram-se a única região da Europa, além do Reino Unido, a apresentar um crescimento significativo no mercado da construção em aço (PAES, 2003).

Devido ao grande sucesso destes sistemas de piso, a companhia siderúrgica inglesa *British Steel* (atual *Tata Steel*), em conjunto com o *Steel Construction Institute* (SCI), decide enviar um grupo de engenheiros à Suécia com o objetivo de avaliar a capacidade e as qualidades desta tipologia de piso.

A partir destas avaliações, em novembro de 1991, a *British Steel* e o SCI apresentam ao mercado uma nova viga de *slim floor* formada por um perfil laminado do tipo *Universal*

¹ INHA, T. New Composite Beams and Slabs in Finland. *Constructional Steel Design: World Developments*. Elsevier, Acapulco, p. 297-306. 1992.

² LESKELÄ, M. V. Vertical Shear Resistance Models for a Deltabeam. *Composite Construction - Conventional and Innovative - International Conference*. Innsbruck (Austria), p. 940-941. 1997.

³ SARJA, A. Composite Floor of the Buildings. *Composite Construction - Conventional and Innovative - International Conference*. Innsbruck (Austria), p. 489-493. 1997.

Column (UC) com uma chapa de aço soldada junto à mesa inferior, chamado *Slimflor* (Figura 2.6).

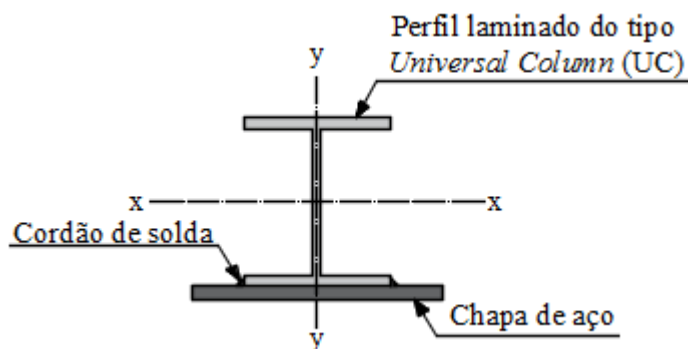


Figura 2.6. Viga de *Slimflor* desenvolvida pela *British Steel* e o SCI (PAES, 2003).

Os avanços na tecnologia de laminação de perfis permitiram o desenvolvimento de perfis economicamente mais competitivos. Assim, em 1997, a *British Steel* e o SCI apresentaram um novo perfil de aço para vigas de *slim floor*, denominado *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB). O ASB é um perfil laminado assimétrico que possui nervuras na face externa da mesa superior e que não necessita de uma chapa de aço soldada junto à mesa inferior.

Ainda em 1997, a *British Steel* apresenta um novo sistema *slim floor*, chamado de *Slimdek* (Figura 2.7), que é composto por perfis de aço do tipo ASB em conjunto com uma laje mista formada por chapas nervuradas de grande altura (WRIGHT, 1997⁴ apud PAES, 2003). Atualmente, o sistema *Slimdek* é disponibilizado na Europa pela *Tata Steel*.



Figura 2.7. Composição do sistema *Slimdek* (TATA STEEL, 2012).

Desde 1991, a companhia siderúrgica luxemburguesa ARBED, atual ArcelorMittal, vem trabalhando no desenvolvimento de sistemas *slim floor*. O primeiro sistema desenvolvido

⁴ WRIGHT, P. J. Slimdek - Development of an Integrated Floor System. Composite Construction - Conventional and Innovative - International Conference. Innsbruck (Austria), p. 343-347. 1997.

e comercializado pela ARBED era composto por perfis do tipo *Integrated Floor Beam* (IFB) e lajes alveolares pré-fabricadas.

Atualmente existem dois tipos de perfis IFB, os perfis do tipo A e os perfis do tipo B (Figura 2.8). Nos dois casos os perfis de aço são fabricados a partir de um perfil T, obtido pelo corte de um perfil laminado HE, soldado a uma chapa de aço que exerce o papel de mesa inferior nas vigas do tipo A ou de mesa superior nas vigas do tipo B.

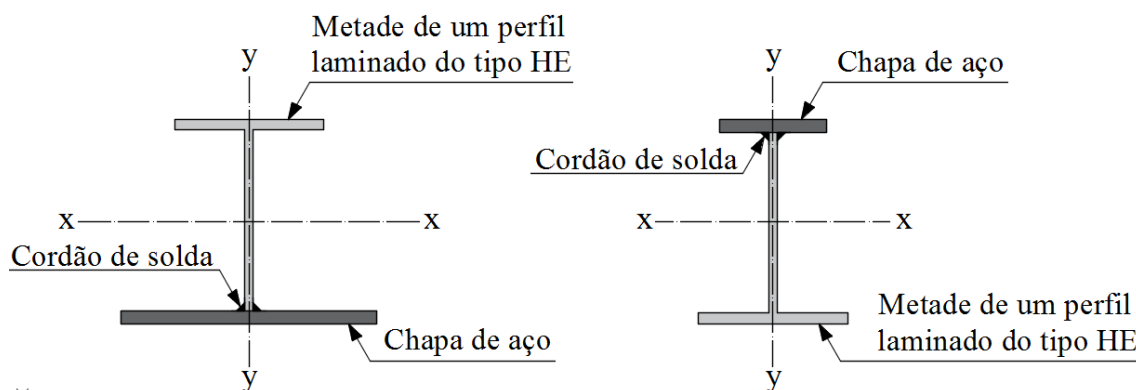


Figura 2.8. Perfis IFB tipo A e tipo B (PAES, 2003).

A ArcelorMittal desenvolveu também uma outra tipologia de viga de *slim floor*, chamada *Slim-floor Beam* (SFB), que utiliza um perfil de aço semelhante ao *Slimflor* desenvolvido pela *British Steel*, porém neste caso fabricado a partir de perfis laminados da série HEB ou HEM (Figura 2.9).

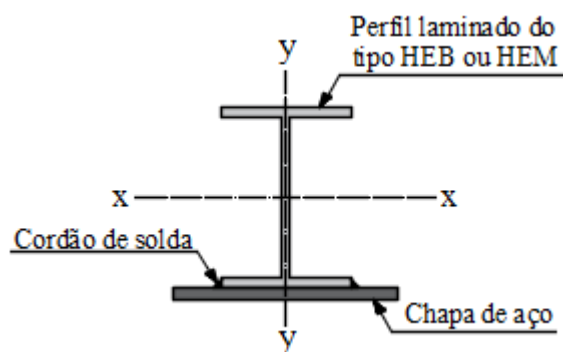


Figura 2.9. Perfil do tipo SFB.

Desde 2009, a *Universität Stuttgart* (Alemanha) em parceria com a ArcelorMittal trabalha no desenvolvimento de um novo sistema *slim floor*, chamado de *Composite Slim-Floor Beam* (CoSFB) (Figura 2.10). Este novo sistema associa as vantagens de uma viga mista convencional aos sistemas *slim floor* desenvolvidos anteriormente (ARCELORMITTAL, 2015).

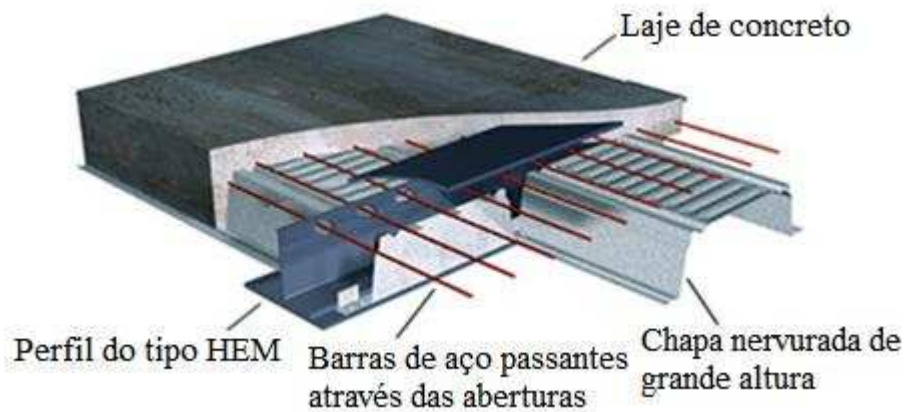


Figura 2.10. Sistema *Composite Slim-Floor Beam* (CoSFB) (ARCELORMITTAL, 2015).

O CoSFB é um sistema composto por perfis do tipo IFB ou SFB e lajes mistas ou pré-fabricadas. O grande diferencial deste sistema está relacionado às aberturas circulares introduzidas na alma do perfil, pelas quais passam barras de aço que ajudam a promover a conexão mista entre aço e concreto (KUHLMANN, 2012). Desde agosto de 2014, o sistema CoSFB é disponibilizado na Alemanha, França e Luxemburgo pelo grupo ArcelorMittal (ARCELORMITTAL, 2015).

A *Universität Stuttgart* (Alemanha) trabalha ainda no desenvolvimento do *UPE slim-floor system* (Figura 2.11), que é um sistema *slim floor* formado por perfis do tipo UPE soldado a uma chapa de aço e lajes pré-fabricadas. Esse sistema utiliza conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça para promover a conexão entre aço e concreto (KUHLMANN, 2012).

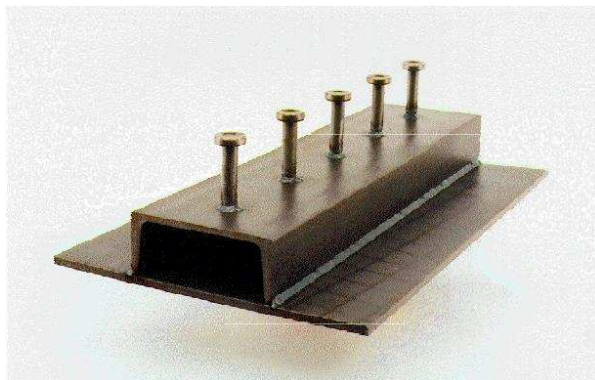


Figura 2.11. Viga do *UPE slim-floor system* (KUHLMANN, 2012).

Outro sistema que merece destaque é o *Girder-Slab System*, que atualmente é disponibilizado nos Estados Unidos pela empresa *Girder-Slab Technologies*. Esse sistema é formado por um perfil de aço monossimétrico, chamada de *D-beam* (Figura 2.12), e lajes alveolares pré-fabricadas.



Figura 2.12. Perfil de *D-beam* (GIRDER-SLAB TECHNOLOGIES, 2015).

O *D-beam* é obtido a partir da metade de um perfil laminado cortado no formato castelado ao qual é soldado uma chapa de aço, que irá exercer o papel de mesa superior (Figura 2.13).

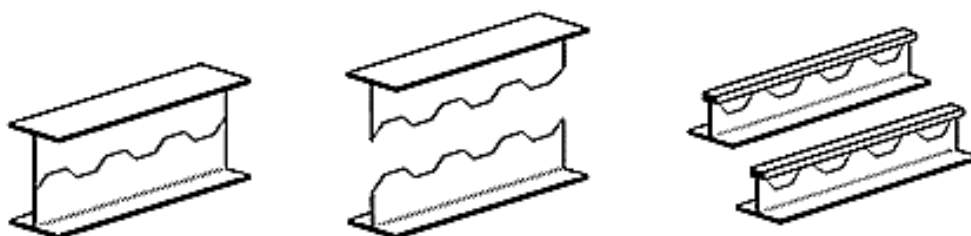


Figura 2.13. Processo de fabricação do *D-beam* (GIRDER-SLAB TECHNOLOGIES, 2015).

Além dos sistemas já mencionados, atualmente encontram-se no mercado outras tipologias de *slim floor*, dentre as quais destacam-se o *iTECH system*, comercializado na Coreia do Sul (JU, CHUN e KIM, 2009), o *Slimline*, o *Topfloor integral* e o *Hoesch Additiv Decke*, disponíveis no mercado europeu (KUHLMANN, 2012).

2.2. Tipologias de vigas utilizadas

Desde o surgimento das *hat beams* nos países nórdicos, diversas tipologias de vigas de *slim floor* foram desenvolvidas. Algumas destas tipologias são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Formas típicas de vigas de *slim floor* (Adaptado de PAES, 2003).



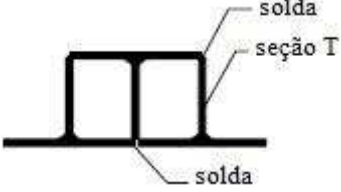
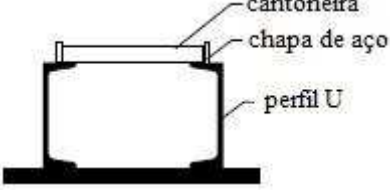

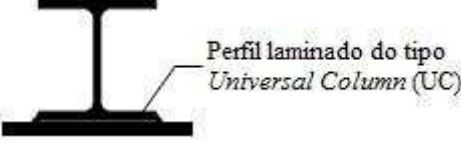
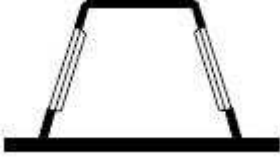
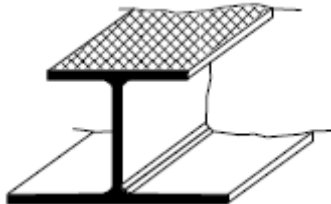
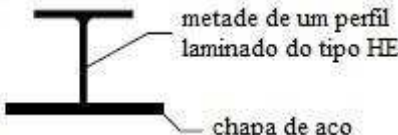
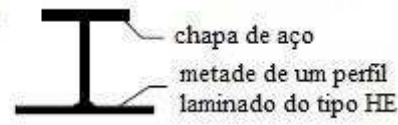
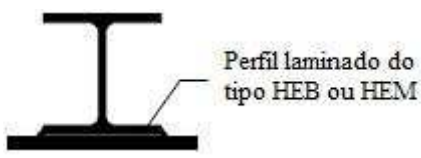
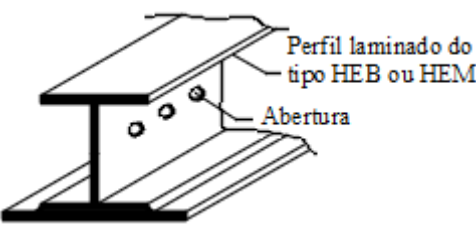
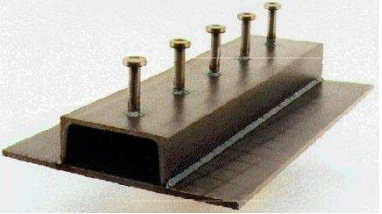

Seção transversal	Descrição
	<p><i>Hat beam</i> clássica – A seção transversal da viga é formada por quatro chapas soldadas. Esta é a tipologia básica de <i>hat beam</i> utilizada nos países nórdicos.</p>
	<p><i>Hat beam</i> – A seção transversal desta viga é formada por dois perfis do tipo T e uma chapa de aço soldada na parte superior. Esta tipologia é comumente utilizada na Noruega e Finlândia.</p>
	<p><i>Hat beam</i> – A seção transversal desta viga é formada por três perfis do tipo T soldados entre si. Esta tipologia é comumente utilizada na Noruega e Finlândia.</p>
	<p><i>Thor beam (ConstructThor)</i> – A seção transversal desta viga é composta por dois perfis U laminados e uma chapa de aço que forma a mesa inferior. Para gerar a seção transversal é feita a soldagem de uma pequena chapa de aço sobre a mesa superior de cada perfil U. Entre estas pequenas placas de aço são soldados perfis do tipo cantoneira. Essa tipologia é utilizada nos países nórdicos e no Reino Unido. <i>ConstructThor</i> é uma marca registrada no Reino Unido.</p>
	<p><i>Hat beam</i> – A seção transversal desta viga de <i>slim floor</i> é formada por um perfil laminado do tipo <i>Universal Column</i> (UC), posicionado com a alma na direção horizontal, e duas placas de aço soldadas nas mesas do perfil UC.</p>
	<p><i>Slimflor</i> – A seção transversal é formada por um perfil laminado do tipo <i>Universal Column</i> (UC) e uma placa de aço soldada junto à mesa inferior. <i>Slimflor</i> é uma marca registrada da <i>Tata Steel</i>.</p>
	<p><i>Delta beam</i> – A seção transversal desta viga é composta por quatro chapas de aço que formam uma viga caixão. As almas desta seção são inclinadas e possuem aberturas circulares dispostas ao longo da viga. Esta tipologia foi desenvolvida na Finlândia e atualmente é comercializada pelo grupo <i>Peikko</i>.</p>

Tabela 2.1. Formas típicas de vigas de *slim floor* (Adaptado de PAES, 2003) (Continuação).

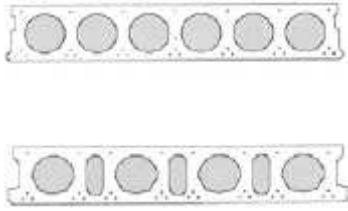


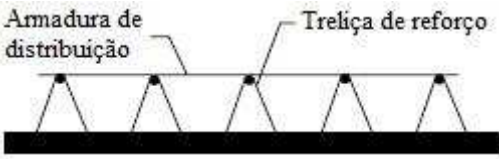
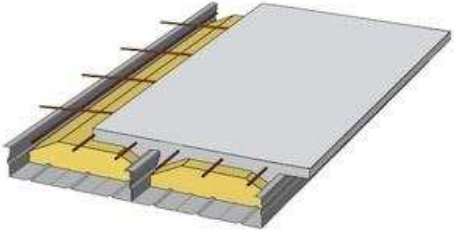
Seção transversal	Descrição
	<p><i>Asymmetric slimfloor beam (ASB)</i> – A seção transversal desta viga é formada por um perfil laminado assimétrico. Além disso, este perfil possui nervuras superficiais introduzidas sobre a face externa da mesa superior durante a etapa de laminação.</p>
<p>Tipo A</p>  <p>metade de um perfil laminado do tipo HE</p> <p>chapa de aço</p> <p>Tipo B</p>  <p>chapa de aço</p> <p>metade de um perfil laminado do tipo HE</p>	<p><i>Integrated Floor Beam (IFB)</i> – A seção transversal desta viga é constituída por uma chapa de aço soldada à metade de um perfil laminado do tipo HE, formando uma seção assimétrica. Essa tipologia foi desenvolvida e atualmente é disponibilizada em toda Europa pelo grupo ArcelorMittal.</p>
 <p>Perfil laminado do tipo HEB ou HEM</p>	<p><i>Slim-floor Beam (SFB)</i> – A seção transversal desta tipologia de viga é constituída por uma chapa de aço soldada junto à mesa inferior de um perfil laminado do tipo HEB ou HEM. Essa tipologia foi desenvolvida e atualmente é disponibilizada em toda Europa pelo grupo ArcelorMittal.</p>
 <p>Perfil laminado do tipo HEB ou HEM</p> <p>Abertura</p>	<p><i>Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)</i> – A seção transversal desta viga de <i>slim floor</i> é formada por uma chapa de aço soldada junto à mesa inferior de um perfil laminado do tipo do tipo HEB ou HEM que possui aberturas circulares de pequeno diâmetro ao longo de sua alma. Esta tipologia está sendo desenvolvida pelo grupo ArcelorMittal e atualmente é disponibilizada em alguns países da Europa</p>
	<p><i>UPE Slim-Floor Beam</i> – A seção transversal desta viga é formada por uma chapa de aço soldada a um perfil laminado do tipo UPE. Na face externa do perfil UPE são colocados conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça.</p>
	<p><i>D-beam</i> – A seção transversal desta viga de <i>slim floor</i> é formada por uma chapa de aço soldada à metade de um perfil laminado cortado no formato castelado. Esta tipologia é disponibilizada nos Estados Unidos pela empresa <i>Girder-Slab Technologies</i>.</p>

2.3. Tipologia de lajes utilizadas

Em conjunto com as vigas, as lajes são fundamentais para a formação de um sistema *slim floor*. Na Tabela 2.2 são apresentadas algumas tipologias de lajes que são utilizadas nos sistemas *slim floor*.

Tabela 2.2. Formas típicas de lajes que são utilizadas em sistemas *slim floor*

(Adaptado de PAES, 2003).

Seção transversal	Descrição
	<p><i>Laje alveolar pré-fabricada</i> – Se trata de uma laje de concreto protendido com altura constante, que tem seu peso reduzido através da utilização de aberturas (alvéolos) longitudinais. Essas aberturas podem apresentar diversas geometrias.</p>
	<p><i>Laje mista com chapa nervurada</i> – Nas lajes mistas a chapa nervurada de aço atua como forma, antes da cura do concreto, e como armadura positiva, após a cura do concreto. A transferência de esforços entre o aço e o concreto ocorre devido à presença das nervuras na chapa de aço.</p>
	<p><i>Laje mista com chapa nervurada de grande altura</i> – Essas chapas nervuradas possuem altura entre 200 e 250 mm e espessura entre 1,00 e 1,25 mm. Elas são utilizadas na fabricação de lajes mistas que possuem elevados vãos livres. A maior altura da chapa (maior inércia) permite vencer vãos maiores e, conseqüentemente, permite eliminar ou diminuir o número de vigas secundárias.</p>
	<p><i>Pré-laje de concreto</i> – Essas pré-lajes são formadas por uma placa de concreto unida a uma treliça de reforço.</p>
	<p><i>Cofradal 200</i> – O <i>cofradal 200</i> é uma laje mista formada por chapas de aço dobradas com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e uma capa de concreto. Esta laje pré-fabricada combina o baixo peso da lã de rocha com o excelente desempenho acústico e térmico desse material. Estas lajes mistas possuem de 200 a 260 mm de altura e podem vencer vãos de até nove metros.</p>

2.4. Vantagens do uso de sistemas *slim floor*

Os sistemas *slim floor* apresentam uma série de vantagens se comparados aos sistemas de piso misto convencionais. A seguir são apresentadas as principais vantagens associadas à utilização desses sistemas.

2.4.1. Redução da altura total do sistema de piso

Em função de suas características geométricas os sistemas *slim floor* geram uma redução na altura total do piso se comparado aos sistemas de piso convencionais (Figura 1.1 e 1.2).

De acordo com Paes (2003), a redução da altura total do sistema de piso pode permitir que restrições urbanísticas relativas à altura do edifício sejam atendidas ou, em outros casos, pode-se permitir a incorporação de novos pavimentos sem a geração de grandes custos adicionais.

2.4.2. Redução do número de vigas secundárias

Em geral, as lajes mistas convencionais são apoiadas sobre a mesa superior das vigas secundárias e são capazes de vencer vãos de 2,0 a 4,0 metros (Figura 2.14). Por outro lado, as lajes mistas pré-fabricadas são capazes de alcançar vãos da ordem de 4,0 a 9,0 metros (CALADO e SANTOS, 2013), o que permite reduzir ou eliminar as vigas secundárias.

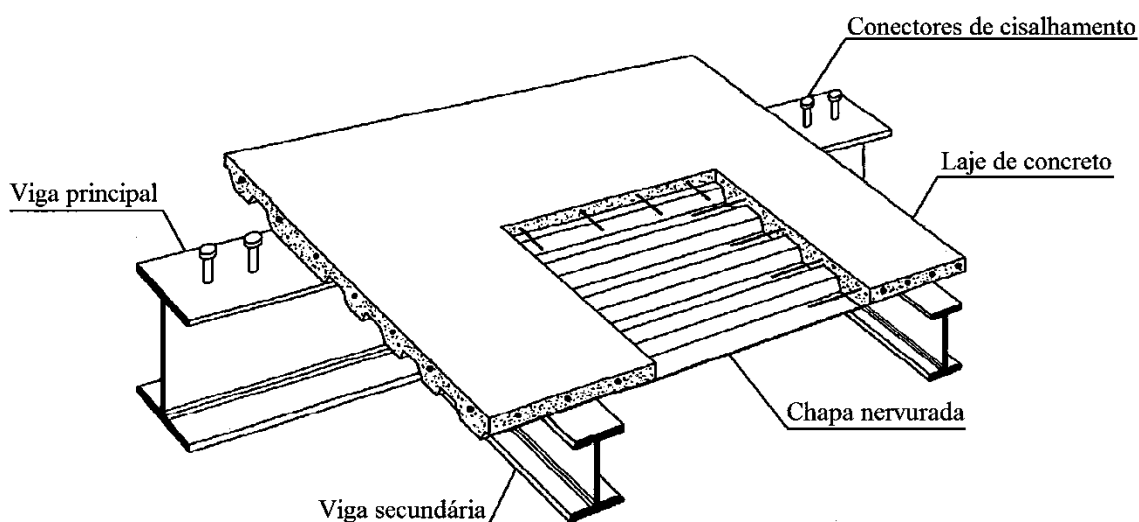


Figura 2.14. Representação esquemática de um sistema de piso convencional (Adaptado de CALADO e SANTOS, 2013).

2.4.3. Resistência ao fogo

O fato dos sistemas *slim floor* possuírem a viga de aço preenchida com concreto contribui para a resistência ao fogo. Segundo Paes (2003), em geral, esta tipologia permite alcançar 60 minutos de resistência ao fogo sem medidas adicionais de proteção. Braun (2015) verificou, através de uma análise via método dos elementos finitos (MEF), que as vigas de *slim floor* do tipo CoSFB podem ser classificadas como R90, isto é, permitem alcançar 90 minutos de resistência ao fogo sem a necessidade de proteções adicionais (Figura 2.15).

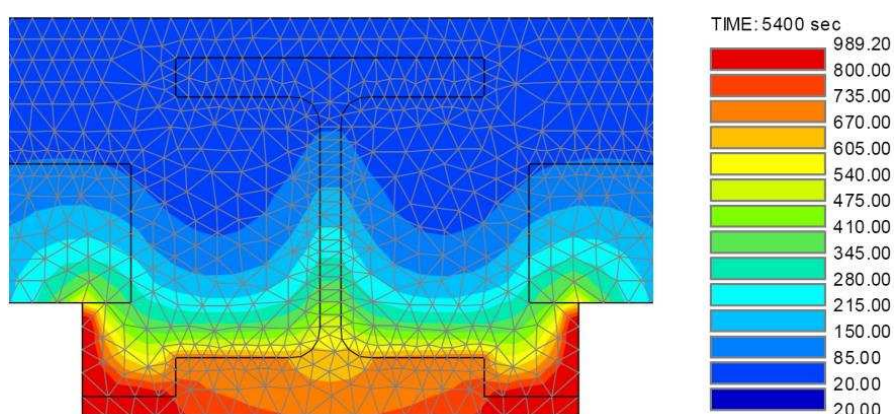


Figura 2.15. Distribuição de temperatura após 90 minutos (BRAUN, 2015).

2.4.4. Integração das instalações dentro do sistema de piso

Os sistemas *slim floor*, especialmente os sistemas que utilizam lajes mistas formadas por uma chapa nervurada de grande altura, permitem a integração das instalações dentro do piso (Figura 2.16).

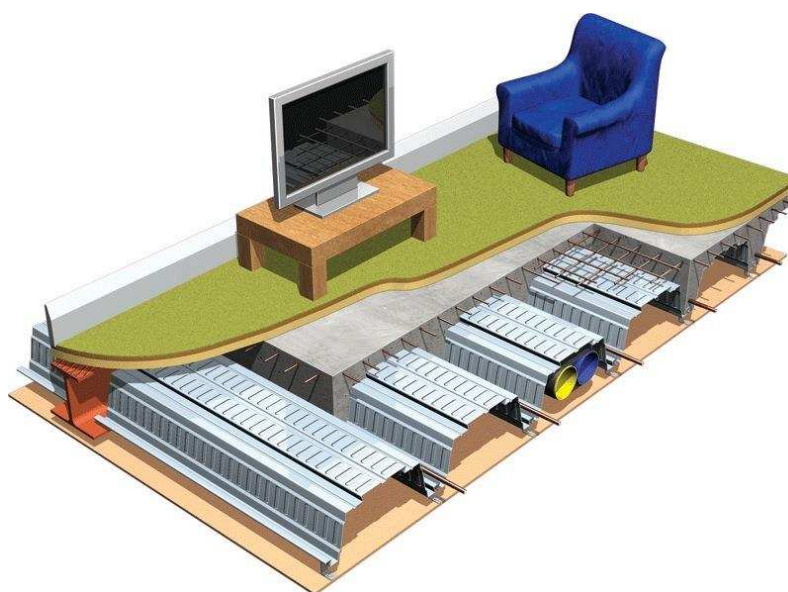


Figura 2.16. Integração das instalações dentro do sistema de piso (PRECISION ILLUSTRATION, 2015).

2.4.5. Solução construtiva economicamente vantajosa

Os diversos sistemas *slim floor* que foram desenvolvidos nos últimos anos se mostram economicamente mais vantajosos que as soluções construtivas tradicionais (PAES, 2003), o que justifica o grande interesse por esses sistemas em vários países europeus.

Na Figura 2.17, apresenta-se o aspecto da execução de um sistema *slim floor* do tipo CoSFB, no qual se utiliza uma laje mista tipo *Cofradal 200* que é formada por chapas de aço dobradas com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e uma capa de concreto. Esta laje pré-fabricada combina o baixo peso da lã de rocha com o excelente desempenho acústico e térmico desse material, o que torna essa solução construtiva uma das mais vantajosas no âmbito europeu.



Figura 2.17. Sistema de *slim floor* CoSFB (BRAUN, HECHLER e OBIALA, 2014).

2.4.6. Rapidez construtiva

Os sistemas *slim floor* proporcionam uma construção “semi-industrializada”, o que gera uma redução significativa no tempo de execução da estrutura. Além disso, as lajes fabricadas com chapas nervuradas de grande altura ou as lajes alveolares pré-fabricadas não necessitam de escoramento durante a etapa construtiva, o que contribui para a redução do tempo de execução da estrutura (PAES, 2003).

2.5. Comportamento misto em vigas mistas convencionais e vigas mistas de *Slim floor*

2.5.1. Vigas mistas convencionais

As vigas mistas são os elementos estruturais mais comuns nos edifícios de múltiplos pavimentos (CALADO e SANTOS, 2013). Estes elementos estruturais são formados por um perfil de aço, uma laje de concreto, colocada sobre a mesa superior do perfil de aço, e conectores de cisalhamento (Figura 2.18).

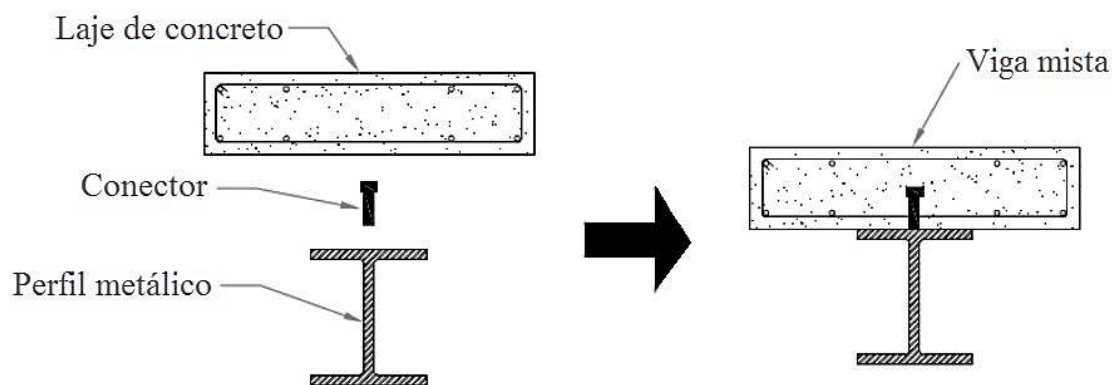


Figura 2.18. Viga mista convencional (Adaptado de ALVES, 2014).

Os conectores de cisalhamento são responsáveis por garantir o trabalho conjunto entre o perfil de aço e a laje de concreto, em outras palavras, eles são responsáveis pela “ativação” do comportamento misto entre esses dois materiais. Segundo Alves (2014), a principal função dos conectores de cisalhamento é transmitir as forças longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto quando a viga é submetida à flexão.

Na literatura encontram-se vários tipos de conectores de cisalhamento, dentre eles destacam-se: os conectores do tipo pino com cabeça (*stud bolt*), os conectores fabricados a partir de perfil U laminado, os conectores *Perfobond* e os conectores *Crestbond* (Figura 2.19 e 2.20).

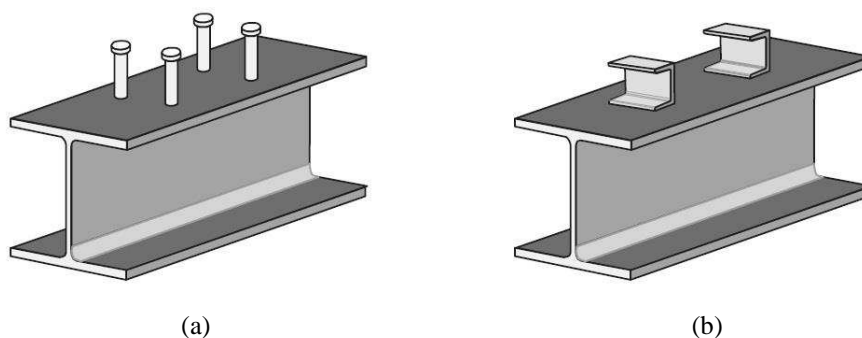


Figura 2.19. Conectores de cisalhamento – (a) conector do tipo pino com cabeça (*stud bolt*), (b) conector em perfil U (VERÍSSIMO, 2007).

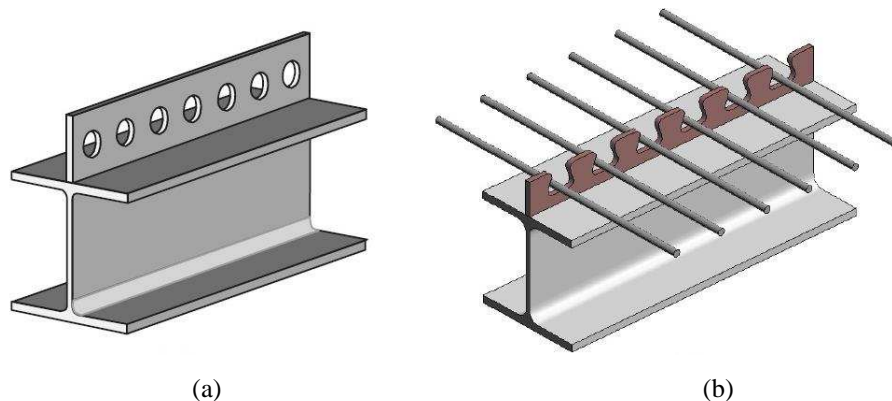


Figura 2.20. Conectores de cisalhamento – (a) conector *Perfobond* e (b) conector *Crestbond* (VERÍSSIMO, 2007).

Para analisar o comportamento à flexão das vigas mistas convencionais deve-se ter em mente os conceitos de conexão e interação.

Segundo Calado e Santos (2013), a conexão está relacionada com as forças geradas na interface aço-concreto. Assim, considera-se que a viga tem conexão total quando sua resistência à flexão não é limitada pela resistência dos meios de conexão, ou seja, quando a conexão existente é suficiente para transmitir todos os esforços cortantes gerados na interface aço-concreto quando a viga atinge o momento fletor resistente máximo. A viga tem conexão parcial, quando sua resistência última é condicionada pela capacidade de transferência de esforços dos meios de conexão. A influência do grau de conexão pode ser observada na Figura 2.21.

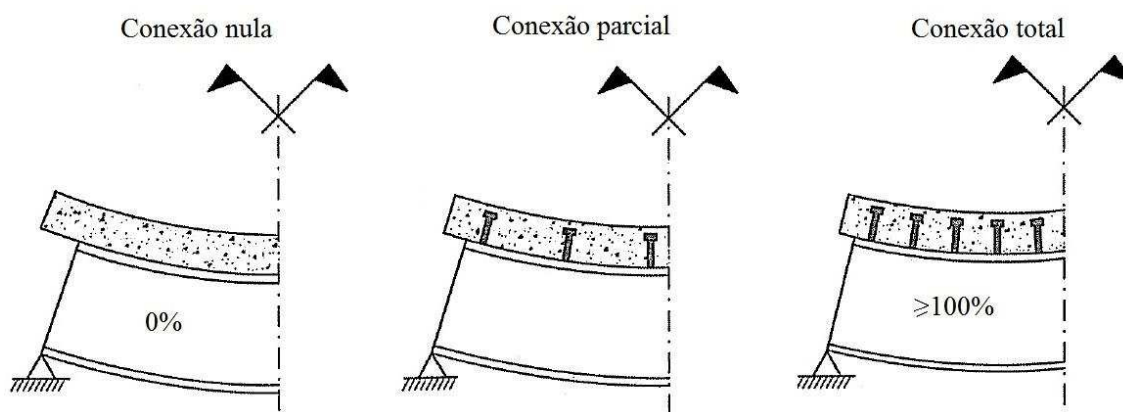


Figura 2.21. Influência do grau de conexão (CALADO e SANTOS, 2013).

A interação está relacionada com o deslizamento relativo entre os dois materiais verificado na interface aço-concreto e, conseqüentemente, depende da rigidez da conexão (CALADO e SANTOS, 2013). Assim, considera-se que uma viga tem interação total quando os deslizamentos relativos entre o aço e o concreto são suficientemente pequenos,

a ponto de serem desprezados. Caso isto não se verifique, considera-se que a viga possui interação parcial. A influência do grau de interação está apresentada na Figura 2.22.

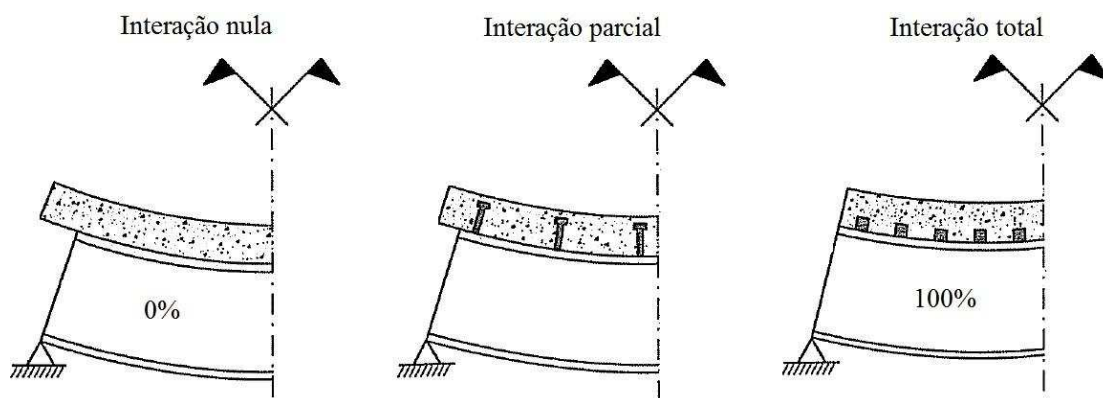


Figura 2.22. Influência do grau de interação (CALADO e SANTOS, 2013).

De acordo com Calado e Santos (2013) só seria obtido um deslizamento relativo nulo entre o perfil de aço e a laje de concreto se a conexão entre eles fosse infinitamente rígida, o que na prática não ocorre. Ainda, segundo estes autores, uma conexão nula implica em uma interação nula, e vice-versa. Contudo, uma conexão total não implica em interação total, pois, mesmo não sendo possível aumentar a resistência do elemento estrutural, é possível, ainda, reduzir os deslizamentos relativos entre os dois materiais modificando os meios de conexão, isto é, modificando a rigidez da conexão.

As definições de conexão e interação apresentadas neste item são as utilizadas pela EN 1994-1-1:2004. O ANSI/AISC 360-05 e a ABNT NBR 8800:2008 utilizam os termos interação completa e interação parcial tanto para a determinação do momento fletor resistente de cálculo, como para o cálculo das flechas (PAES e MIRAMBELL, 2004). O item O.1.1.2 da ABNT NBR 8800:2008 diz que:

“(...) a interação entre o aço e o concreto é completa, na região de momento positivo, se os conectores situados nesta região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação é parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas.” (ABNT NBR 8800:2008 p. 169).

Nos estudos apresentados nos próximos capítulos consideram-se os termos interação completa e parcial prescritos pela ABNT NBR 8800:2008.

2.5.2. Vigas mistas de *slim floor*

Assim como as vigas mistas convencionais, as vigas mistas de *slim floor* são formadas por um perfil de aço, uma laje de concreto e, podem ou não, conter conectores de cisalhamento. O grande diferencial destes tipos de viga está na posição da laje em relação ao perfil de aço. Nas vigas mistas convencionais a laje de concreto é posicionada sobre a mesa superior do perfil, já no caso das vigas mistas de *slim floor* a laje de concreto é integrada ao perfil dentro do piso, isto é, o perfil de aço fica envolvido pela laje de concreto (Figura 2.23).

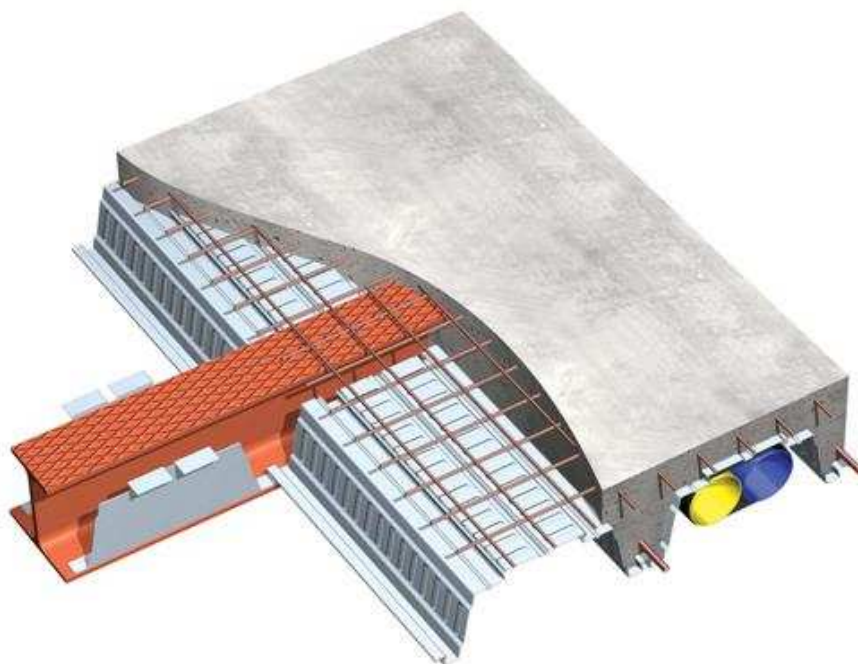


Figura 2.23. Esquema de uma viga de *slim floor* do tipo ASB, detalhe para o perfil envolvido pela laje de concreto (STEEL CONSTRUCTION, 2015).

Nesse tipo de viga o comportamento misto entre aço e concreto pode ser “ativado” utilizando-se conectores de cisalhamento ou outros meios de conexão, como por exemplo, a aderência.

A Figura 2.24 exibe algumas seções transversais típicas de vigas mistas de *slim floor*. Nas seções (a), (b), (c) e (d) o comportamento misto é “ativado” por conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*) e pela aderência que se desenvolve na interface aço-concreto. Nas seções (e) e (f) este comportamento é “ativado” pelas aberturas preenchidas com concreto. Na seção (g) somente pela aderência na interface aço-concreto. Na seção (h) pela aderência na interface aço-concreto, por pinos de concreto, que se formam nas aberturas localizadas na alma do perfil, e pela barra de aço distribuída a cada abertura.

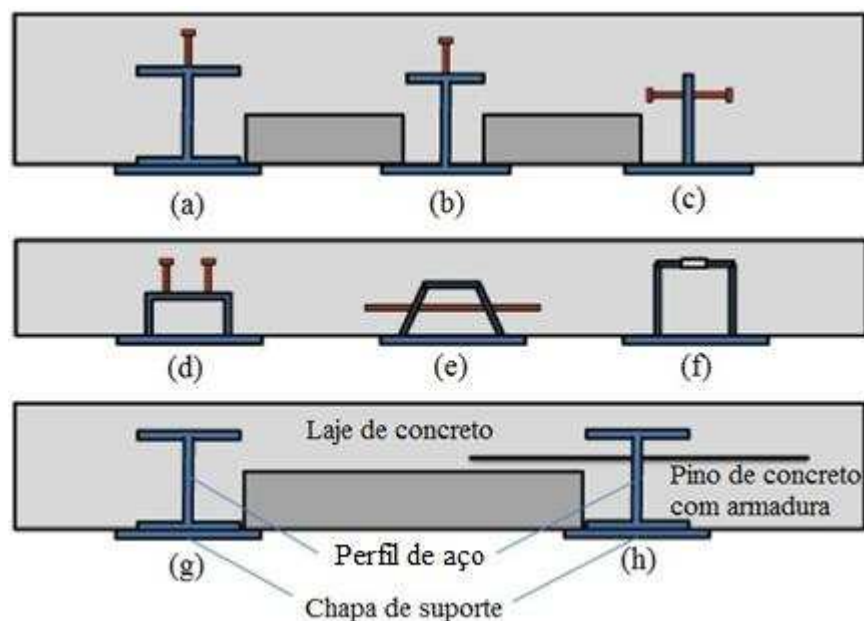


Figura 2.24. Seções típicas de vigas mistas de *slim floor* (Adaptado de HAUF e KUHLMANN, 2015).

Independentemente do meio de conexão utilizado, o comportamento à flexão de vigas mistas de *slim floor* pode ser analisado utilizando os conceitos de conexão e interação apresentados anteriormente. Contudo, diferentemente das vigas mistas convencionais, nas quais a aderência é desprezada, nas vigas mistas de *slim floor* a aderência é um elemento de conexão a ser considerado, uma vez que a área de contato entre o perfil de aço e a laje de concreto nestas vigas é maior.

2.6. Estudos experimentais

Nos itens a seguir são apresentados seis estudos experimentais que foram realizados visando analisar o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor*.

2.6.1. Estudos realizados por Lawson no Reino Unido

Lawson *et al.* (1997), em conjunto com o SCI e a *British Steel* (atual *Tata Steel*), realizaram uma campanha experimental para estudar o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* compostas por perfis do tipo ASB (*Asymmetric Slimflor Beam*), integradas a lajes mistas concretadas *in situ*, formadas por uma chapa nervurada de grande altura do tipo PMF Comflor 210.

De acordo com Ramos (2010), os objetivos deste estudo eram: determinar a capacidade resistente a momento fletor da viga de *slim floor*, estudar a degradação da aderência na interface aço-concreto e conhecer a rigidez da conexão mista.

Nas Figuras 2.25 e 2.26 são apresentados os esquemas de ensaios e as seções transversais de dois modelos ensaiados por Lawson *et al.* (1997).

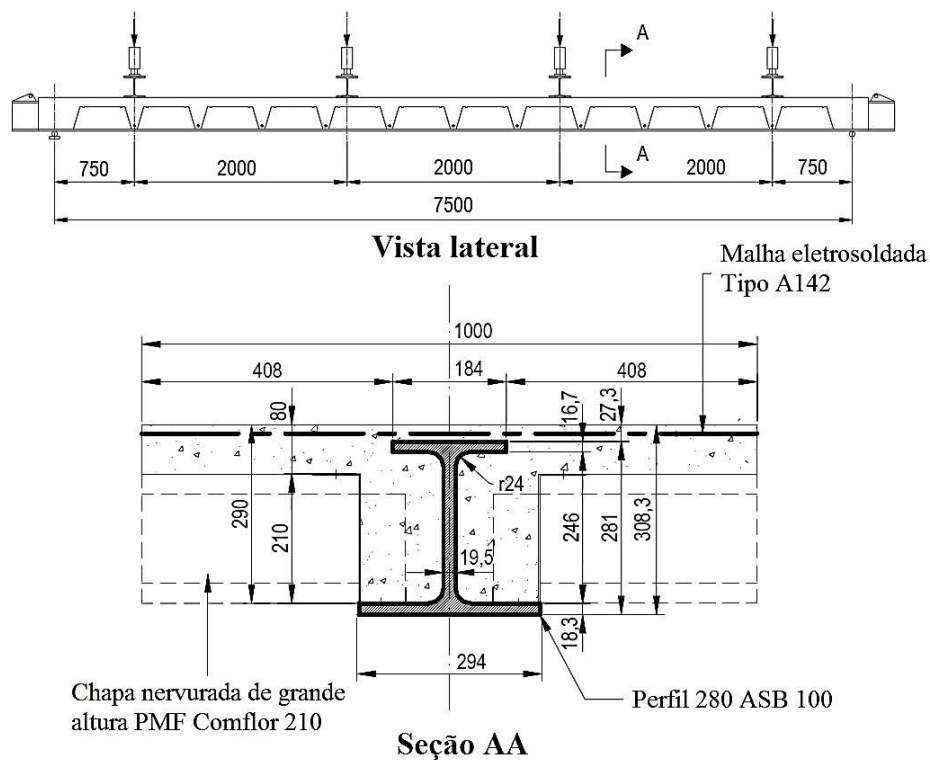


Figura 2.25. Esquema de carregamento e seção transversal do modelo ensaiado por Lawson *et al.* (1997) com perfil 280 ASB 100 – Unidades em mm (LAWSON *et al.*, 1997 *apud* PAES, 2003).

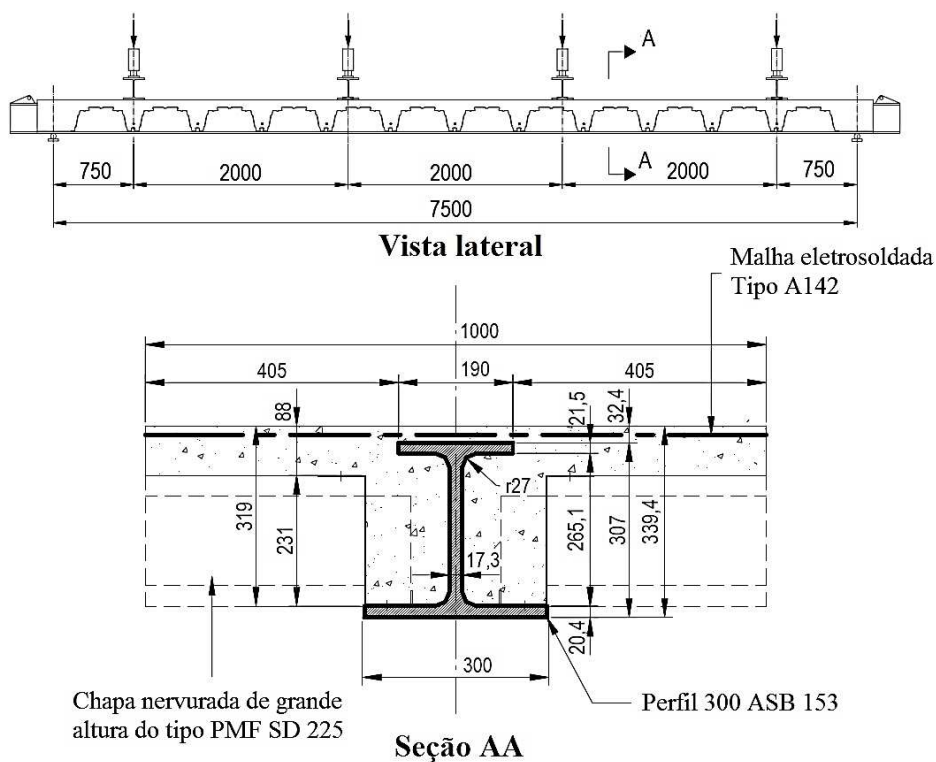


Figura 2.26. Esquema de carregamento e seção transversal do modelo ensaiado por Lawson *et al.* (1997) com perfil 300 ASB 153 – Unidades em mm (LAWSON *et al.*, 1997 *apud* PAES, 2003).

Os resultados obtidos por estes dois modelos são exibidos na Figura 2.27. O modelo fabricado com o perfil do tipo 280 ASB 100 resistiu a um momento fletor de aproximadamente 800 kN.m e o modelo fabricado com o perfil do tipo 300 ASB 153 resistiu a aproximadamente 950 kN.m.

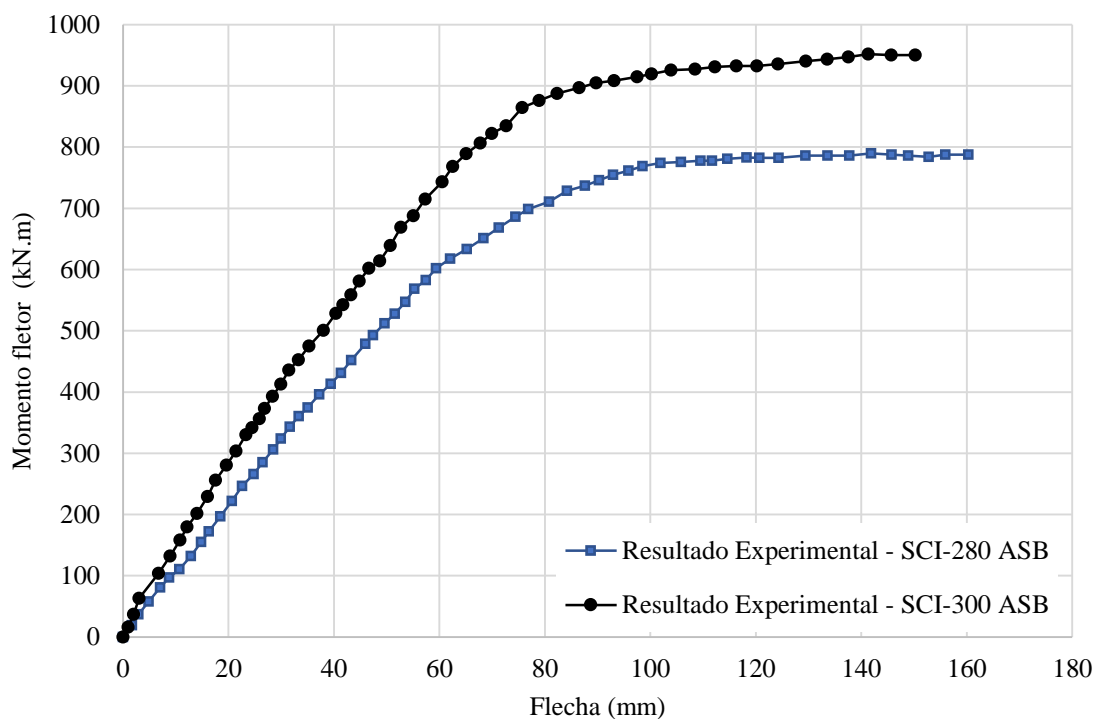


Figura 2.27. Resultados dos modelos experimentais testados por Lawson e outros no Reino Unido (LAWSON *et al.*, 1997 *apud* PAES, 2003).

2.6.2. Estudos realizados por Leskelä e Hopia na Finlândia

Na *University of Oulu* (Finlândia), Matti Leskelä e Jorma Hopia realizaram testes de flexão em seis modelos experimentais de vigas de *slim floor*. Nesta campanha experimental foram utilizados perfis do tipo I monossimétricos integrados a uma laje mista, fabricada com concreto moldado *in loco* e uma chapa nervurada de média altura do tipo RAN 120 (PAES, 2003).

De acordo com Paes (2003), os objetivos dessa campanha experimental eram:

- estudar o comportamento estrutural de vigas de *slim floor* com interface aço-concreto do tipo R, na qual a alma do perfil apresenta nervuras superficiais;
- comparar os resultados obtidos entre as vigas com interface do tipo R e as vigas com alma lisa (tipo S) e alma lisa e armaduras passantes (tipo SR);
- avaliar a degradação da aderência entre aço e concreto em vigas sujeitas a carregamentos cíclicos e cargas de serviço.

Na Tabela 2.3 são apresentados os modelos experimentais ensaiados por Leskelä e Hopia (2000). Nas Figuras 2.28, 2.29 e 2.30, têm-se as características geométricas e esquemas de ensaios desses modelos.

Tabela 2.3. Modelos experimentais analisados por Leskelä e Hopia (2000).

Modelos experimentais	
P12	Alma lisa
P1R	Alma com nervuras superficiais
P2S	Alma lisa
P2R	Alma com nervuras superficiais
P3S	Alma lisa e barra de aço passante
P3R	Alma com nervuras superficiais

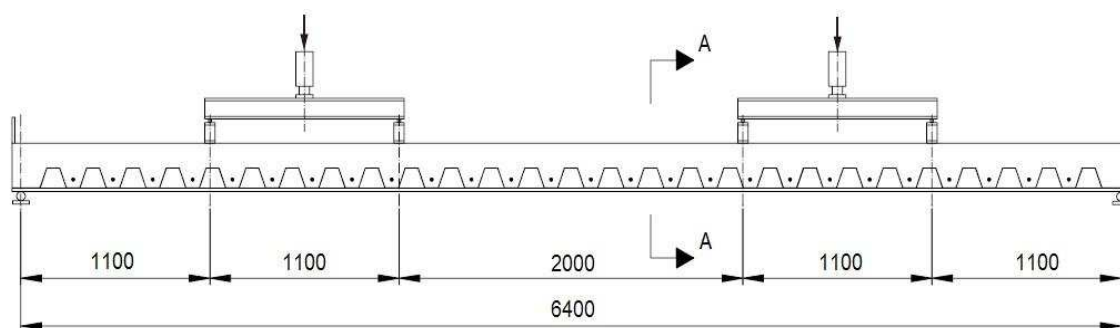


Figura 2.28. Esquema estrutural dos modelos experimentais estudados por Leskelä e Hopia na Finlândia (PAES, 2003) - Unidades em mm.

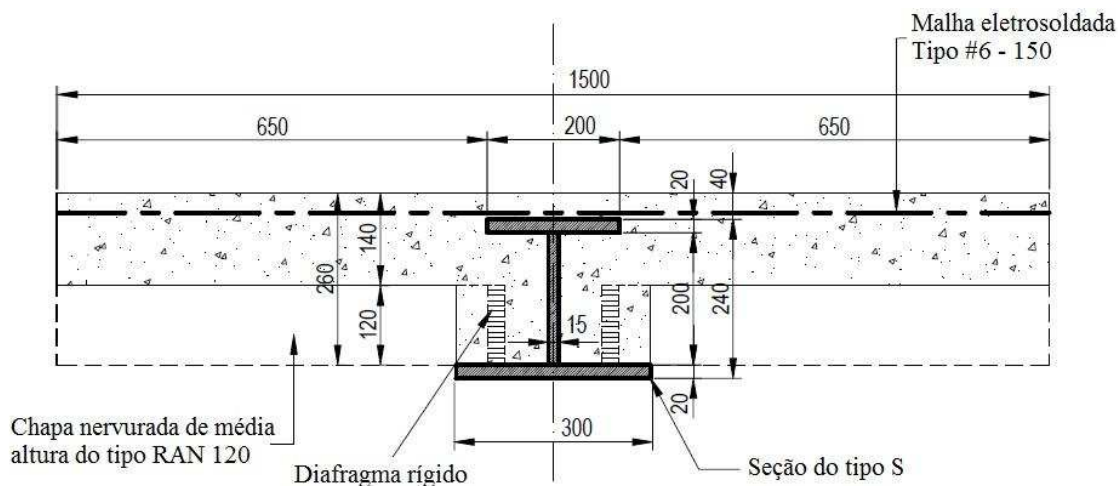


Figura 2.29. Seção transversal modelos tipo S (PAES, 2003) - Unidades em mm.

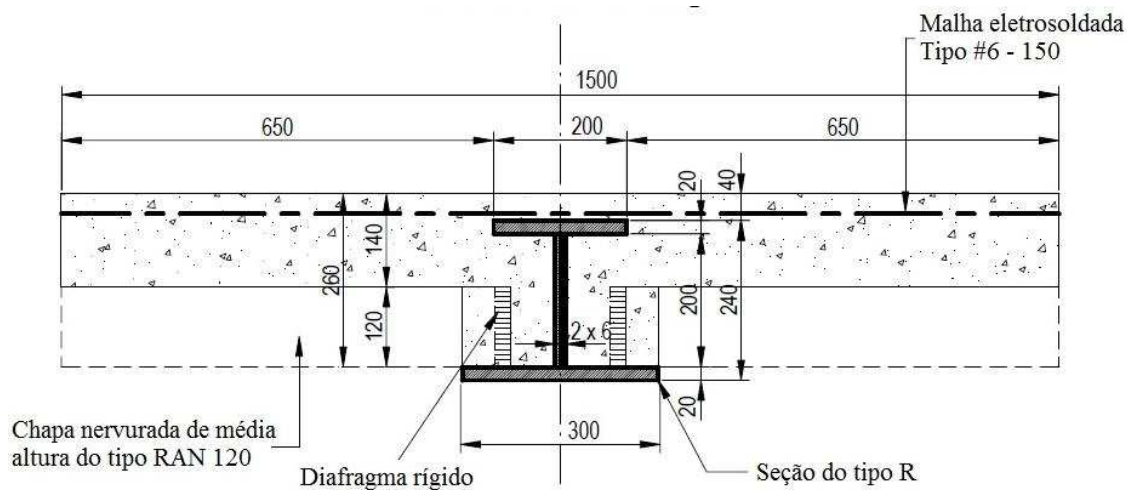


Figura 2.30. Seção transversal modelos tipo R (PAES, 2003) - Unidades em mm.

Os resultados obtidos por Leskelä e Hopia (2000) são exibidos nas Figuras 2.31, 2.32 e 2.33.

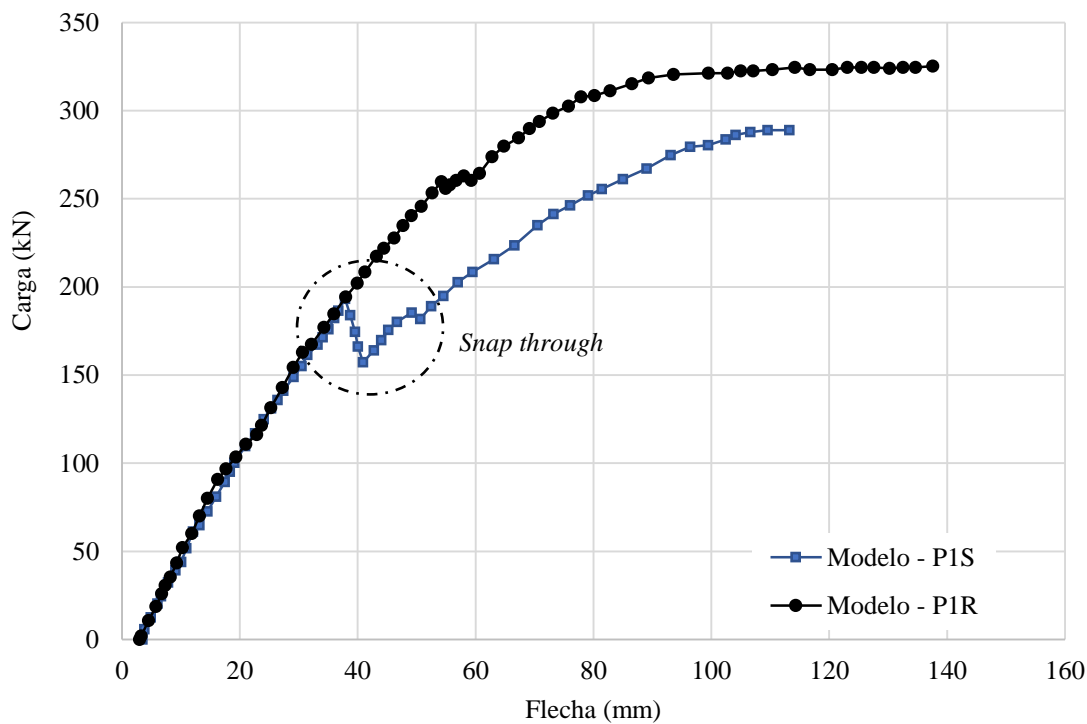


Figura 2.31. Resultados dos modelos P1S e P1R (LESKELÄ e HOPIA, 2000⁵ apud PAES, 2003).

⁵ LESKELÄ, M. V.; HOPIA, J. Steel Sections for Composite Shallow Floors. Report RLT 0053E. University of Oulu, Structural Engineering Laboratory. Oulu, Finland, 2000.

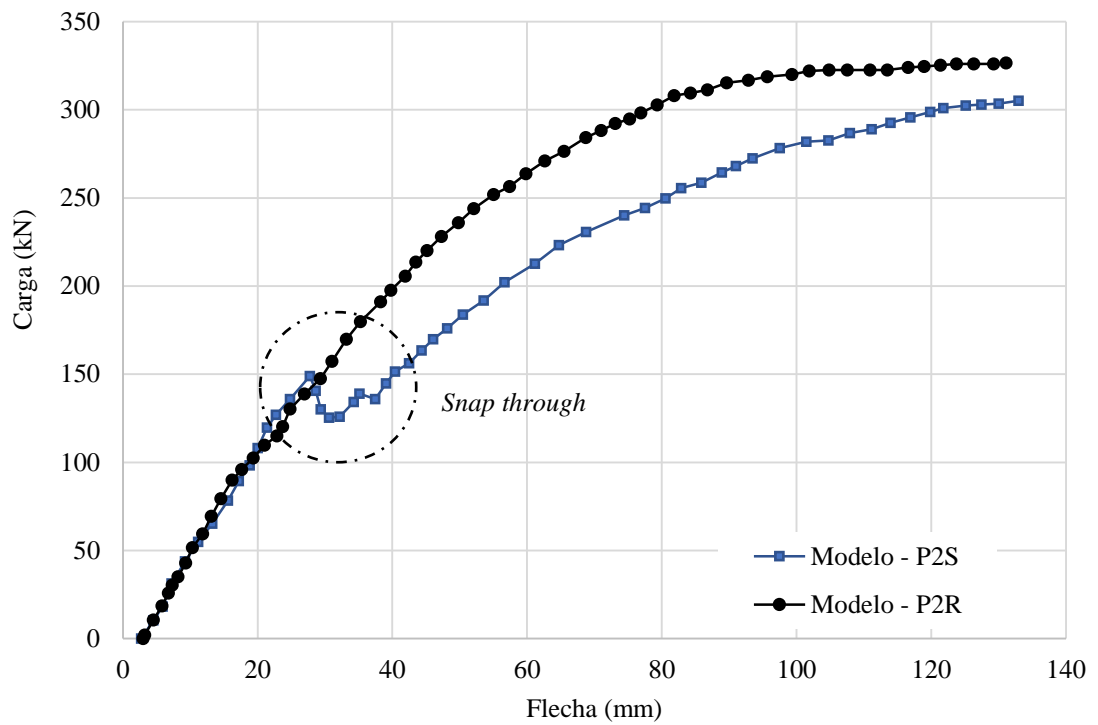


Figura 2.32. Resultados dos modelos P2S e P2R (LESKELÄ e HOPIA, 2000 *apud* PAES, 2003).

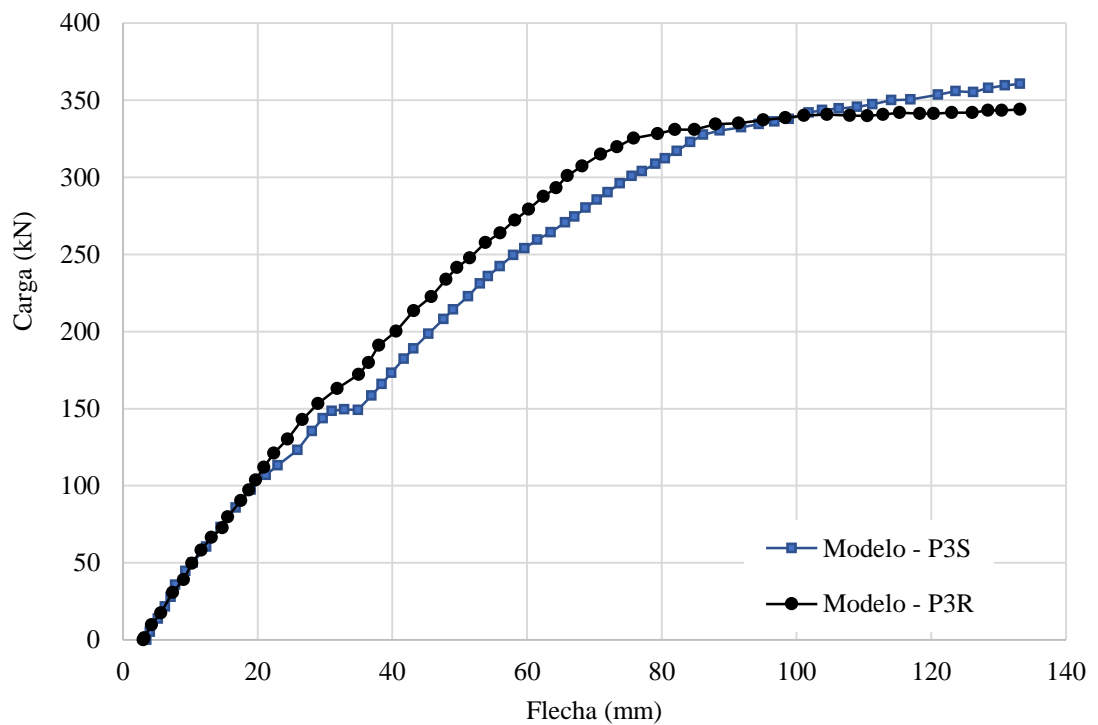


Figura 2.33. Resultados dos modelos P3S e P3R (LESKELÄ e HOPIA, 2000 *apud* PAES, 2003).

A partir desses resultados nota-se que nos modelos com interface aço-concreto do tipo S (alma lisa) ocorre um fenômeno conhecido como *snap through*. Segundo Paes (2003), devido às características dessa interface, a viga de *slim floor* possui, inicialmente, uma elevada rigidez, que é mantida até o momento que ocorre um grande deslizamento

acompanhado de uma perda instantânea de capacidade de carga. Após esse deslizamento, a viga continua apresentando um pequeno grau de interação gerado pela capacidade residual da aderência.

2.6.3. Estudos realizados por Ju e outros na Coreia do Sul

Desde de 2002 vem sendo desenvolvido na Coreia do Sul um novo sistema *slim floor* chamado *ITECH system* (*Innovative, technical, economical and convenient hybrid system*) (JU, KIM e KIM, 2005). Esse sistema é formado por um perfil monossimétrico e uma laje mista, que é fabricada com uma chapa de aço e concreto moldado *in loco* (JU, CHUN e KIM, 2009).

O grande diferencial desse sistema está relacionado com o perfil assimétrico fabricado a partir da metade de um perfil laminado, cortado no formato de uma viga castelada tradicional, que é soldado a uma chapa de aço, que forma a mesa superior (Figura 2.34).

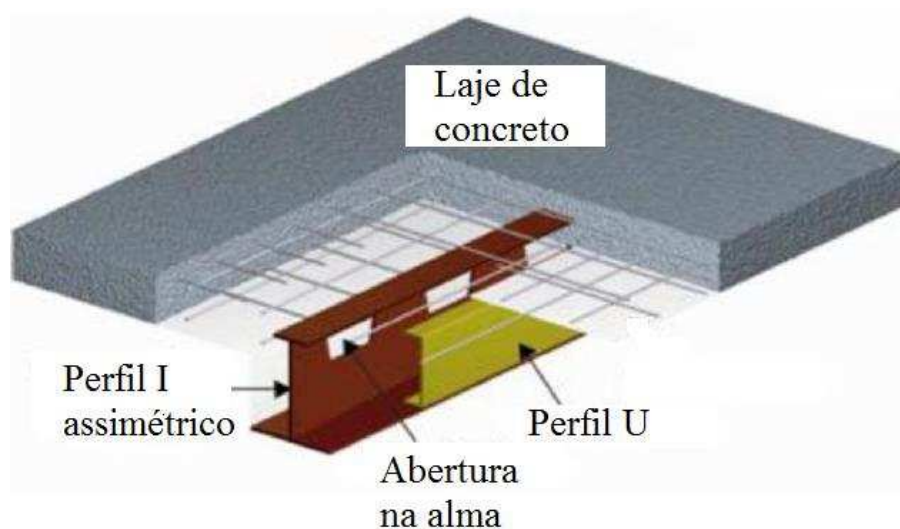


Figura 2.34. Esquema do ITECH system (JU, CHUN e KIM, 2009).

Segundo Ju, Chun e Kim (2009), o comportamento misto entre o perfil de aço e a laje de concreto é “ativado” por meio da aderência entre esses dois materiais, pelas aberturas preenchidas com concreto e por uma barra de aço distribuída a cada abertura.

Com o objetivo de verificar o comportamento à flexão e a contribuição de cada um desses meios de conexão para a capacidade resistente a momento fletor dessas vigas, foram ensaiados os três modelos apresentados na Figura 2.35.

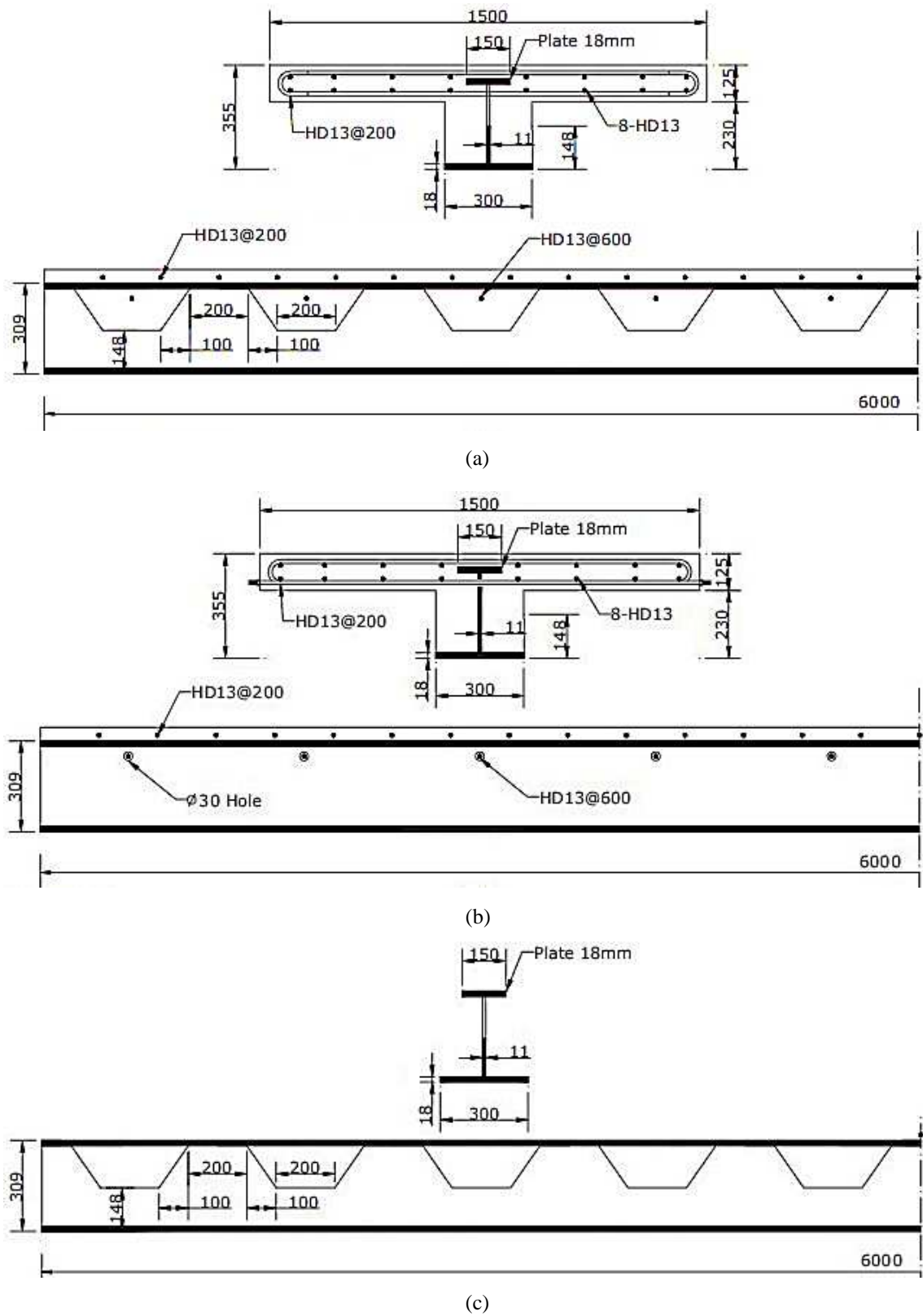


Figura 2.35. Detalhe dos modelos: (a) B-C1P15, (b) B-Slim e (c) B-C0P15 (JU, CHUN e KIM, 2009).

Os resultados obtidos por Ju, Chun e Kim (2009) são exibidos na Figura 2.36.

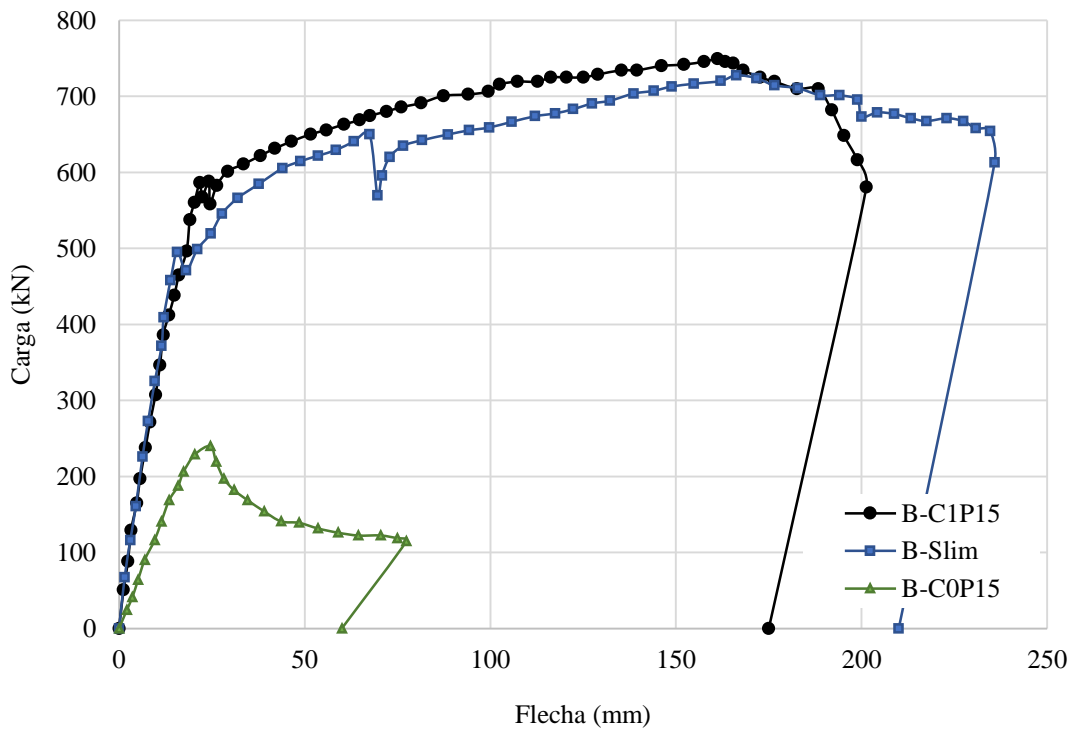


Figura 2.36. Resultados dos modelos B-C1P15, B-Slim e B-C0P15 (JU, CHUN e KIM, 2009).

2.6.4. Estudos realizados por Hou no Reino Unido

Na *City University London* (Reino Unido), Hou (2012) realizou uma campanha experimental para testar quatro meios de conexão para vigas de *slim floor* do tipo *Ultra Shallow Floor Beams* (USFB). Essas vigas foram fabricadas a partir de um perfil assimétrico (Figura 2.37) integrado a uma laje de concreto moldada *in loco*.

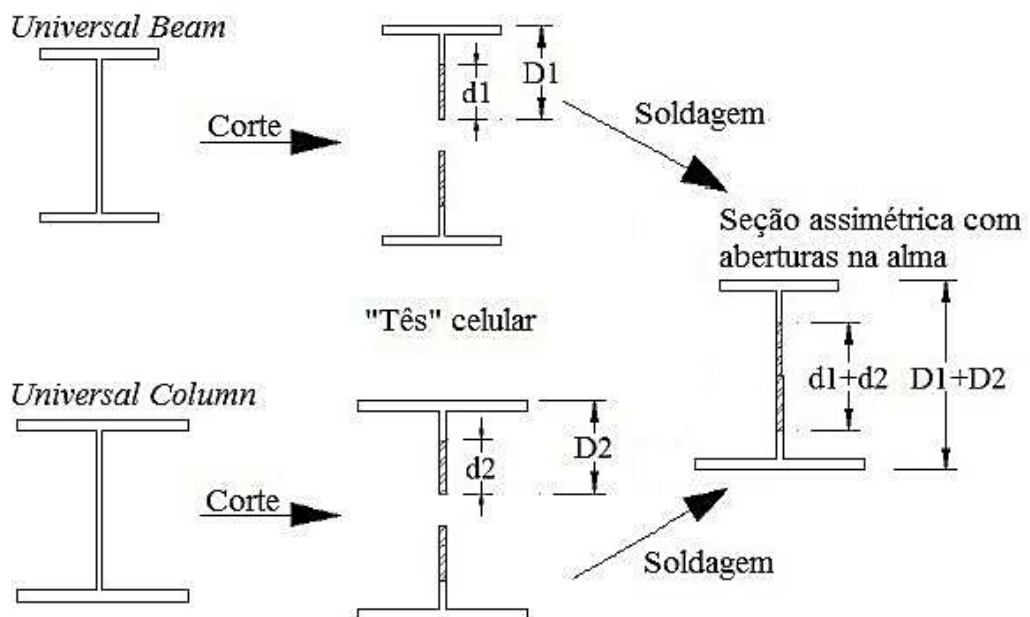


Figura 2.37. Fabricação do perfil assimétrico com aberturas alveolares na alma (HOU, 2012).

Inicialmente, para avaliar a conexão entre aço e concreto foram realizados 24 ensaios do tipo *push out* distribuídos em: seis modelos com aberturas preenchidas por concreto, seis modelos com aberturas preenchidas por concreto e armadura passante, seis modelos com aberturas e dutos passantes e seis modelos com aberturas preenchidas por concreto e conectores de cisalhamento soldados na alma do perfil (Figuras 2.38, 2.39, 2.40 e 2.41).

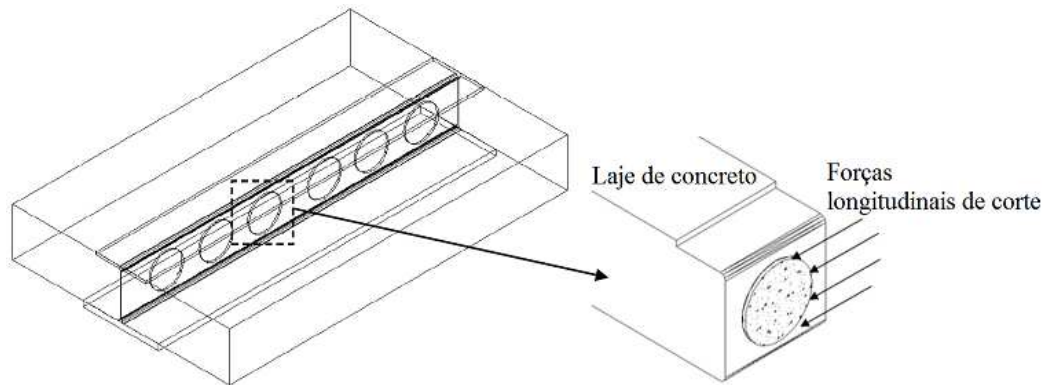


Figura 2.38. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura preenchida com concreto.

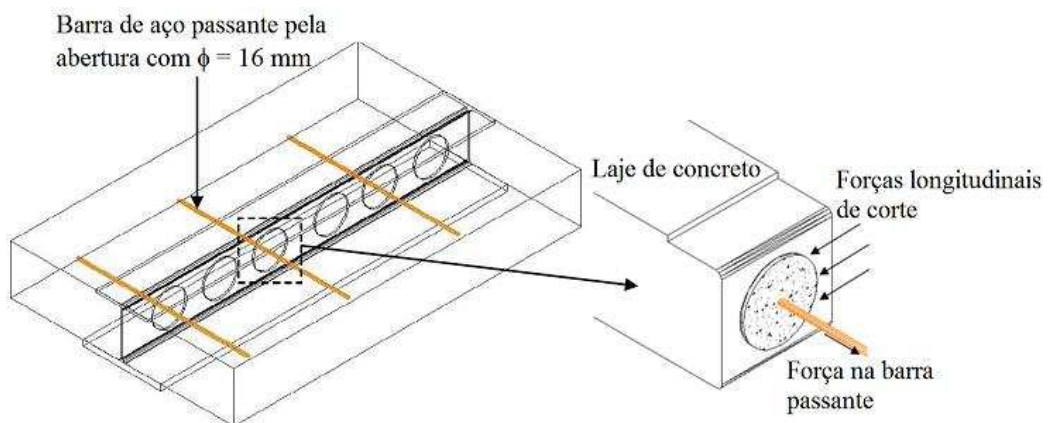


Figura 2.39. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura preenchida com concreto e barra de aço passantes.

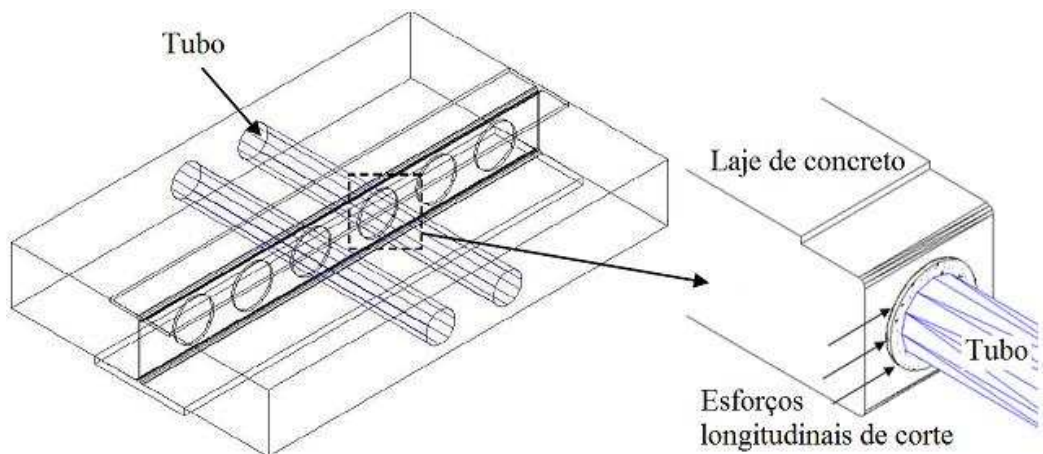


Figura 2.40. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura com tubos passantes.

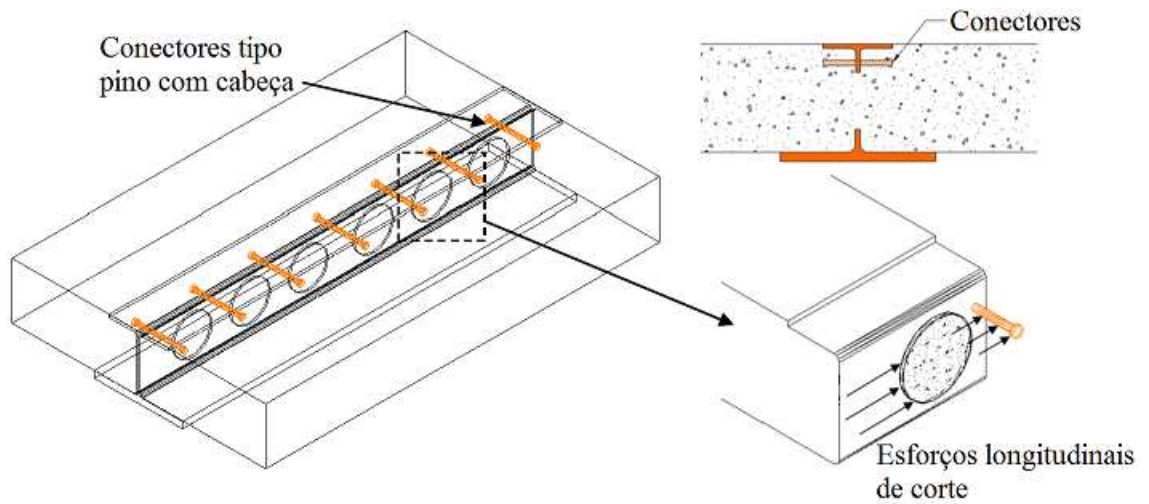


Figura 2.41. Meios de conexão estudados por Hou (2012) – Abertura preenchida com concreto e conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

Após estudar os quatro meios de conexão, Hou (2012) realizou um ensaio de flexão em uma viga com aberturas preenchidas por concreto e barras de aço passantes (Figura 2.42).



Figura 2.42. Esquema da viga ensaiada por Hou (2012) (HOU, 2012).

Este teste foi realizado em duas etapas. A primeira etapa ocorreu até a laje de concreto apresentar as primeiras fissuras e foi realizada utilizando o esquema de ensaio apresentado na Figura 2.43.a. A segunda etapa durou até à ruptura da viga e foi realizada utilizando o esquema de ensaio exibido na Figura 2.43.b.

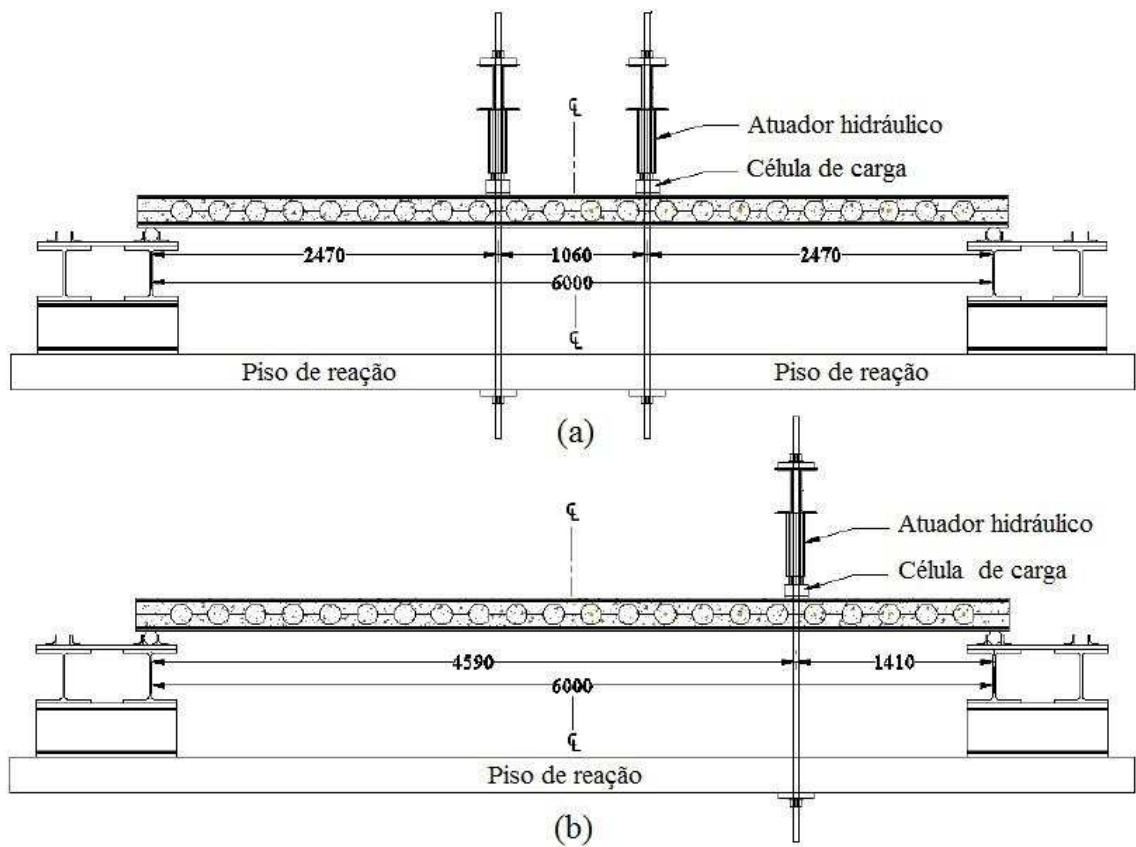


Figura 2.43. Esquemas de ensaios utilizados por Hou (2012) (HOU, 2012).

Os resultados obtidos por Hou (2012) no teste de flexão são exibidos na Figura 2.44.

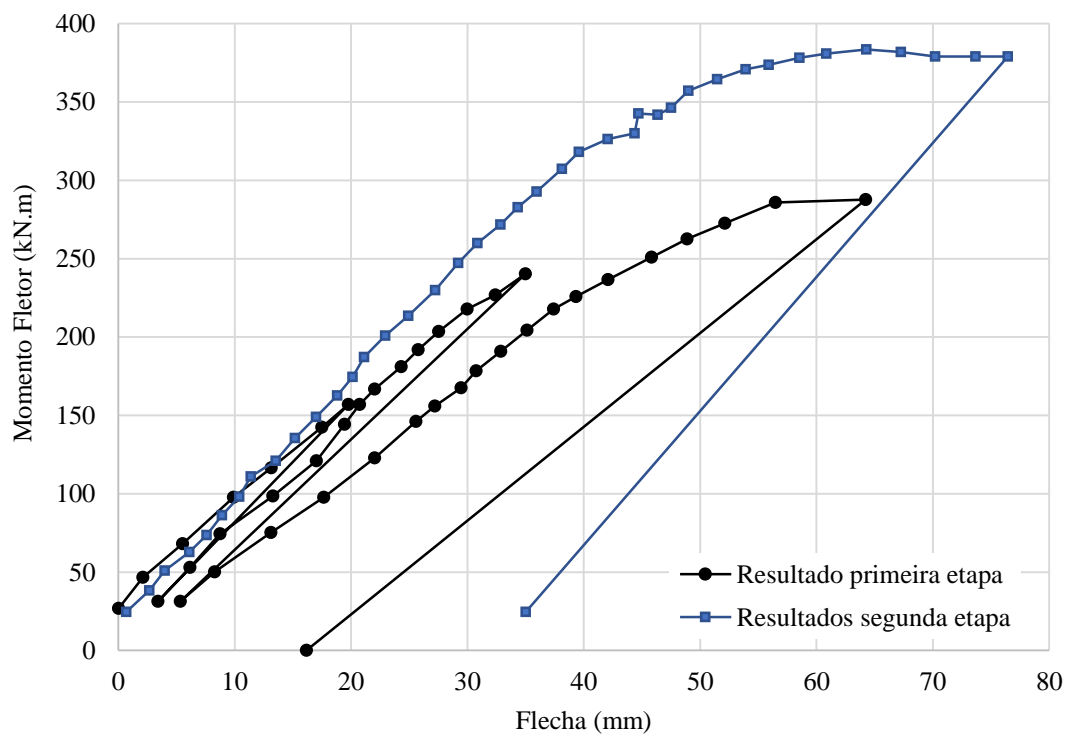


Figura 2.44. Resultado de Momento fletor \times Flecha no centro da viga (HOU, 2012).

2.6.5. Estudos realizados por Braun e outros na Alemanha

Desde o ano de 2009, um grupo de pesquisadores da *Universität Stuttgart* (Alemanha), em parceria com a ArcelorMittal, vêm trabalhando no desenvolvimento do sistema *slim floor* conhecido como *Composite Slim-Floor Beam* (CoSFB). Dentro desse contexto, Braun *et al.* (2014) realizaram uma campanha experimental para avaliar o comportamento à flexão de quatro vigas *slim floor* do tipo CoSFB (Figura 2.45).

Estas vigas foram fabricadas a partir de um perfil HEM 220 e uma laje mista formada por painéis pré-fabricados, do tipo *Cofradal 200* (Tabela 2.2), e concreto moldado *in loco*.



Figura 2.45. Teste de flexão nas vigas de *slim floor* do sistema CoSFB (BRAUN *et al.*, 2014).

Para “ativar” o comportamento misto entre o perfil de aço e a laje de concreto utilizaram-se como meios de conexão os seguintes mecanismos: aberturas circulares preenchidas com concreto, barras de aço passantes pelas aberturas e a aderência entre aço e concreto.

Nessas vigas de *slim floor*, a conexão entre aço e concreto, formada pelas aberturas na alma do perfil em conjunto com as barras de aço, possui comportamento mecânico similar ao conector do tipo *Perfobond* (Figura 2.19). Desta forma, pode-se associar o comportamento desses meios de conexão a dois mecanismos resistentes observados nos conectores *Perfobond*: a resistência ao cisalhamento do concreto confinado nas aberturas e o efeito das barras de aço passantes pelas aberturas. Segundo Veríssimo (2007), o concreto que flui através das aberturas forma pinos virtuais com dois planos de corte, que proporcionam resistência ao cisalhamento na direção longitudinal (Figura 2.46).

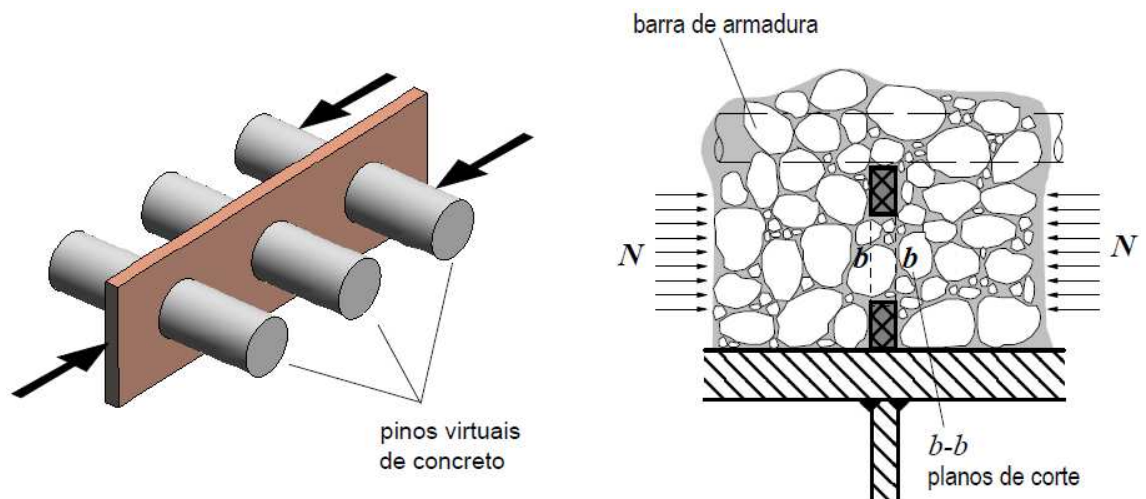


Figura 2.46. Pinos virtuais de concreto (VERÍSSIMO, 2007).

As vigas de *slim floor* do tipo CoSFB ensaiadas por Braun *et al.* (2014) são objetos de estudo deste trabalho. Desta forma, os detalhes sobre a geometria, os esquemas de carregamento e os resultados obtidos pelos autores serão apresentados no Capítulo 3.

2.6.6. Estudos realizados por Kuhlmann e outros na Alemanha

Além do CoSFB, na *Universität Stuttgart* (Alemanha), vêm sendo desenvolvido um outro sistema *slim floor* chamado UPE *Slim-Floor deck system* (KUHLMANN, 2012; HAUF, 2010). As vigas desse sistema são fabricadas a partir de um perfil UPE, soldado a uma chapa de aço. Para formar o UPE *Slim-Floor deck system*, essas vigas são incorporadas a uma laje mista, composta por painéis pré-fabricados e concreto moldado *in loco*. Nessas vigas, utilizam-se conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*) para promover a conexão entre o aço e o concreto. Esses conectores são distribuídos sobre o perfil UPE como é exibido na Figura 2.47.



Figura 2.47. Conectores nas vigas de *slim floor* do sistema UPE (KUHLMANN, 2007).

Para avaliar o comportamento estrutural das vigas do UPE *Slim-Floor deck system*, Hauf (2010) realizou cinco testes de flexão em vigas desse sistema. Na Figura 2.48 e na Tabela 2.4 são apresentados, respectivamente, os esquemas de ensaio utilizados e as propriedades de cada modelo ensaiado.

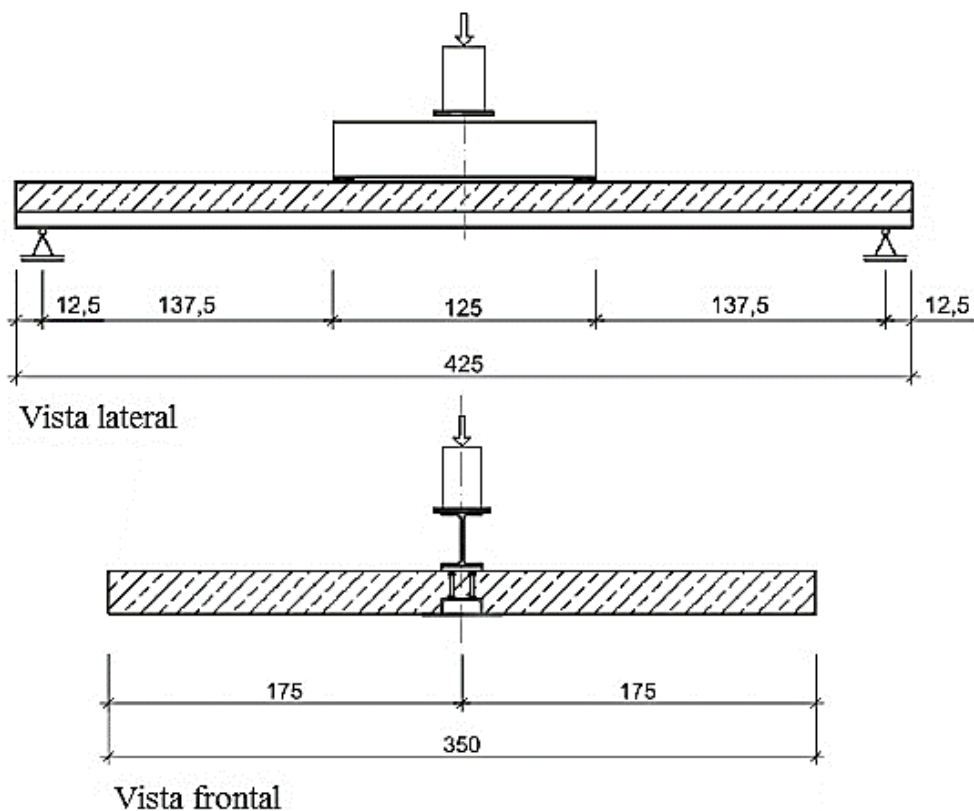


Figura 2.48. Dimensões geométricas e esquemas de ensaios utilizados por Hauf (2010).

Tabela 2.4. Propriedades dos modelos (HAUF, 2010).

Modelo	Perfil	Aço	Concreto	h_c [cm]	η
VT-1	UPE 200	S235	C20	22	1,0
VT-2	UPE 220	S235	C20	30	1,0
VT-3	UPE 200	S235	C20	22	1,0
VT-4	UPE 200	S235	C20	22	1,0
VT-5	UPE 200	S235	C20	22	0,5

Os resultados obtidos após os testes de flexão são exibidos na Figura 2.49.

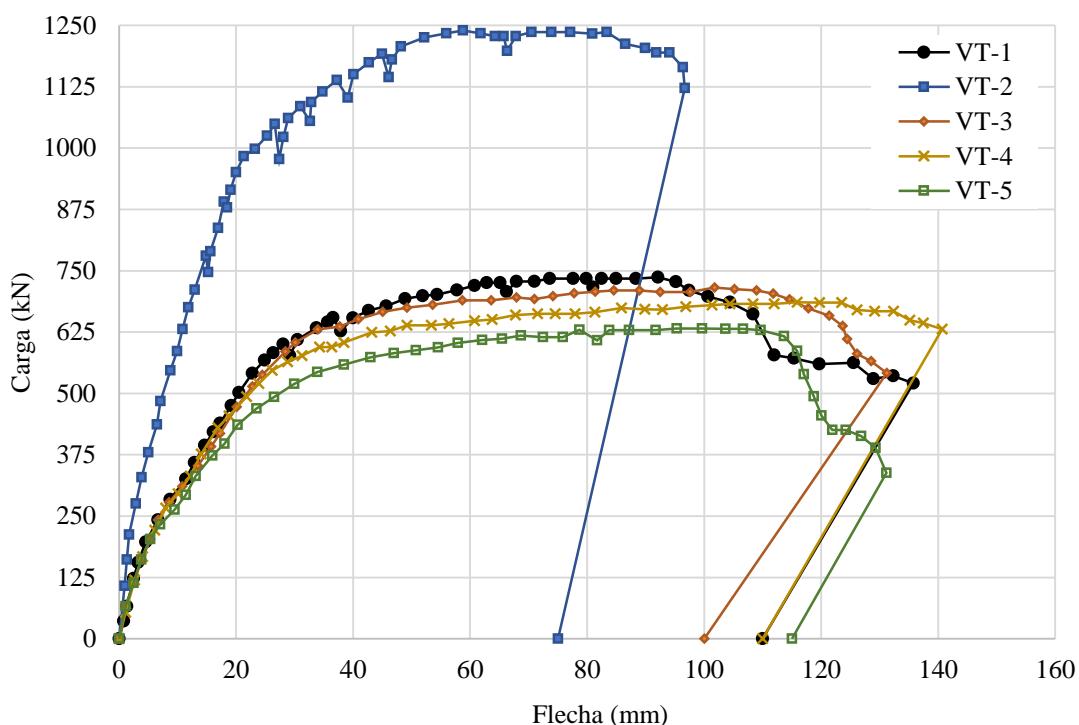


Figura 2.49. Resultados obtidos por Hauf (2010).

2.7. Estudos numéricos

Nos itens a seguir são apresentados dois estudos numéricos que foram realizados visando analisar o comportamento estrutural de vigas de *slim floor*.

2.7.1. Estudos realizados por Paes na Espanha

Paes (2003) realizou, na *Universitat Politècnica de Catalunya* (Espanha), uma ampla pesquisa sobre sistemas *slim floor* com o objetivo de melhorar a compreensão do comportamento estrutural sobre esses sistemas e estabelecer algumas recomendações de projeto. Nesse estudo foram desenvolvidos modelos de elementos finitos capazes de simular o comportamento estrutural das vigas de *slim floor* estudadas por Lawson *et al.* (1997) e Leskelä e Hopia (2000).

A geometria dos modelos e a malha de elementos finitos foram geradas utilizando o *software* GiD e as análises numéricas foram realizadas utilizando o *software* ANSYS. A Figura 2.50 exibe uma perspectiva do modelo de elementos finitos criado por Paes (2003) para simular o comportamento à flexão da viga de *slim floor* fabricada com o perfil do tipo 280 ASB 100 que foi estudada por Lawson *et al.* (1997).

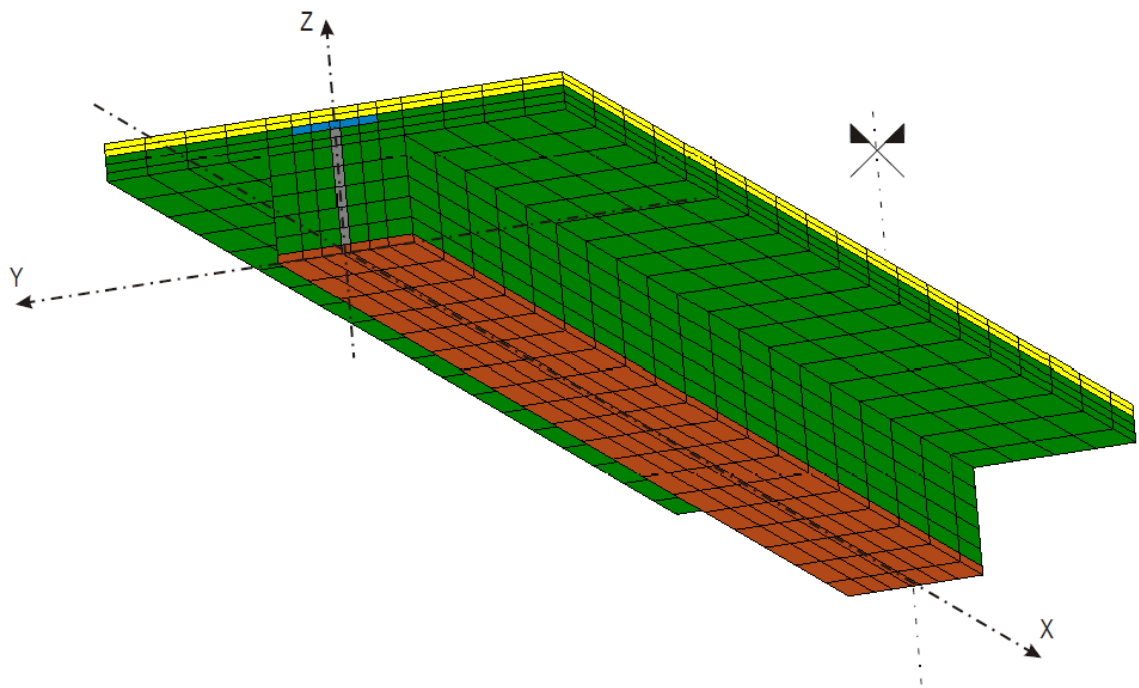


Figura 2.50. Modelo de elementos finitos para a viga de *slim floor* com perfil do tipo 280 ASB 100 (PAES, 2003).

Nos modelos desenvolvidos por Paes (2003), o comportamento mecânico da interface aço-concreto foi simulado utilizando um elemento de mola espacial conectado entre alguns nós do perfil de aço e da laje de concreto (Figura 2.51).

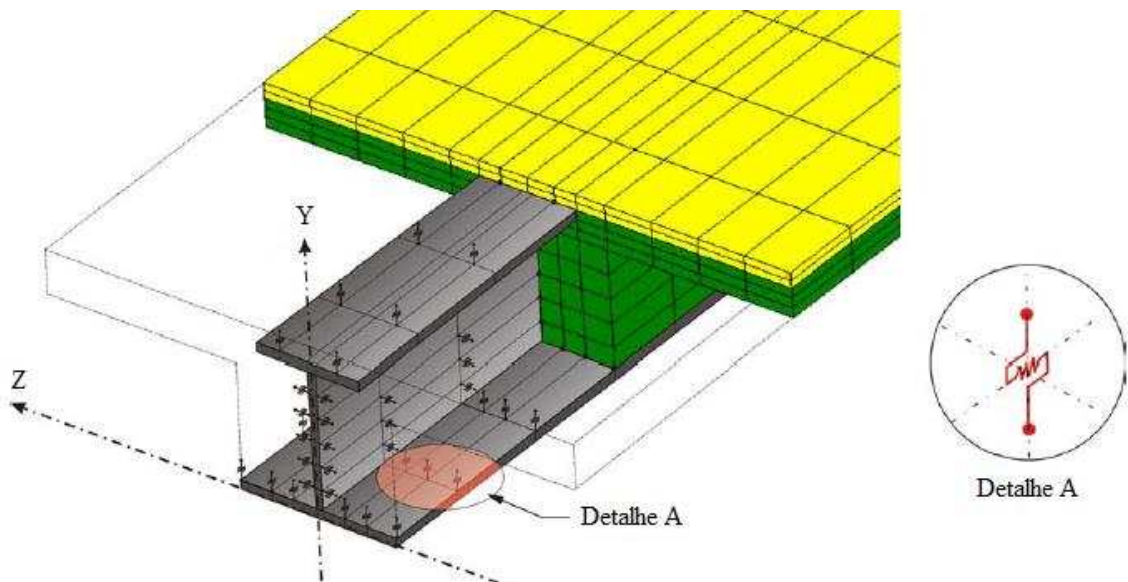


Figura 2.51. Esquema geral da interface aço-concreto nos modelos desenvolvidos por Paes (2003).

De acordo com Paes (2003), esses elementos de mola têm a capacidade de representar os diferentes tipos de interface aço-concreto que são utilizados nos sistemas *slim floor*. Para representar um determinado tipo de interface, como, por exemplo, a interface lisa (Tipo S) estudada por Leskelä e Hopia (2000), basta informar ao *software* a curva Força x

Deslizamento que define este comportamento. No Item 2.8.5 desse Capítulo serão apresentadas as curvas Força \times Deslizamento propostas por Leskelä e Hopia (2000) e por Paes (2003).

Em geral, os resultados numéricos obtidos a partir dos modelos de elementos finitos desenvolvidos por Paes (2003) apresentam boa concordância com os resultados experimentais obtidos por Lawson *et al.* (1997) e Leskelä e Hopia (2000). Assim, pode-se afirmar que os modelos de elementos finitos desenvolvidos representam o comportamento estrutural das vigas de *slim floor* analisadas. Nas Figuras 2.52 e 2.53 são exibidos dois resultados obtidos por Paes (2003).

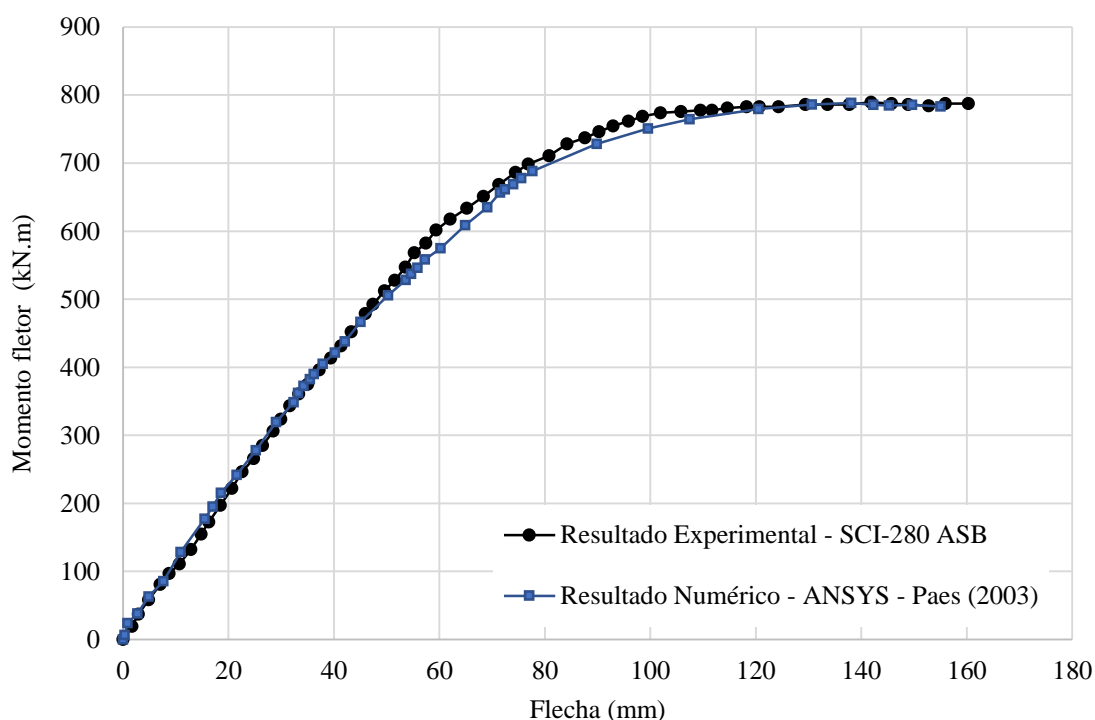


Figura 2.52. Diagrama Momento \times Flecha do modelo experimental 280 ASB 100 (PAES, 2003).

Após desenvolver esses modelos de elementos finitos, Paes (2003) realizou outros estudos relacionados ao comportamento destas vigas, dentre eles destacam-se: estudo sobre o comportamento das vigas de *slim floor* ao longo do tempo, levando em consideração aos efeitos da fluência e retração do concreto e estudo sobre o comportamento dinâmico desses sistemas.

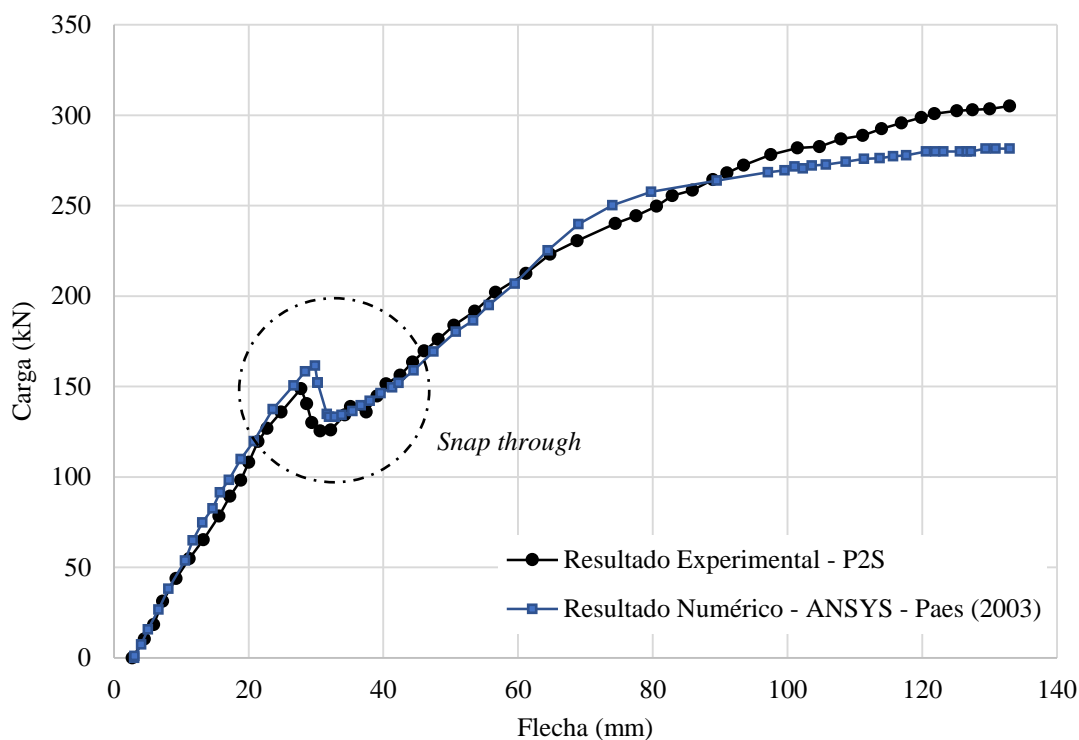


Figura 2.53. Diagrama Carga \times Flecha do modelo experimental P2S (PAES, 2003).

2.7.2. Estudos realizados por Ramos no Brasil

Ramos (2010) realizou uma pesquisa sobre o comportamento estrutural de sistemas *slim floor*, tendo como base o trabalho desenvolvido por Paes (2003) e os estudos experimentais realizados por Lawson *et al.* (1997). Essa pesquisa, desenvolvida na Universidade de São Paulo, teve como objetivo principal a criação de dois modelos de elementos finitos utilizando o *software* TNO DIANA.

Diferentemente dos modelos criados por Paes (2003), nos quais a interface aço-concreto era simulada por meio de elementos de mola, utilizou-se nesse trabalho uma interface contínua. Na Figura 2.54, pode-se observar os modelos de elementos finitos desenvolvidos para simular a interface aço-concreto, o perfil de aço e a laje de concreto.

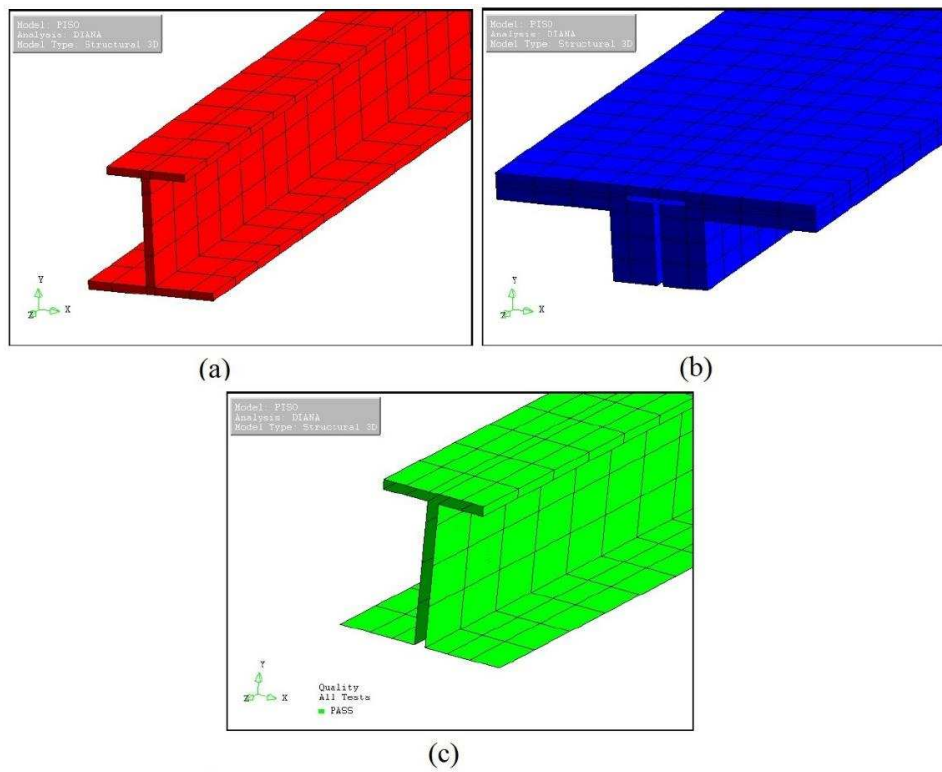


Figura 2.54. Modelo de elementos finitos – (a) Perfil de aço, (b) Laje de concreto e (c) Interface aço-concreto (RAMOS, 2010).

Nas Figuras 2.55 e 2.56 são exibidos os resultados a partir dos modelos de elementos finitos desenvolvidos por Ramos (2010) e Paes (2003) e os resultados experimentais obtidos por Lawson *et al.* (1997).

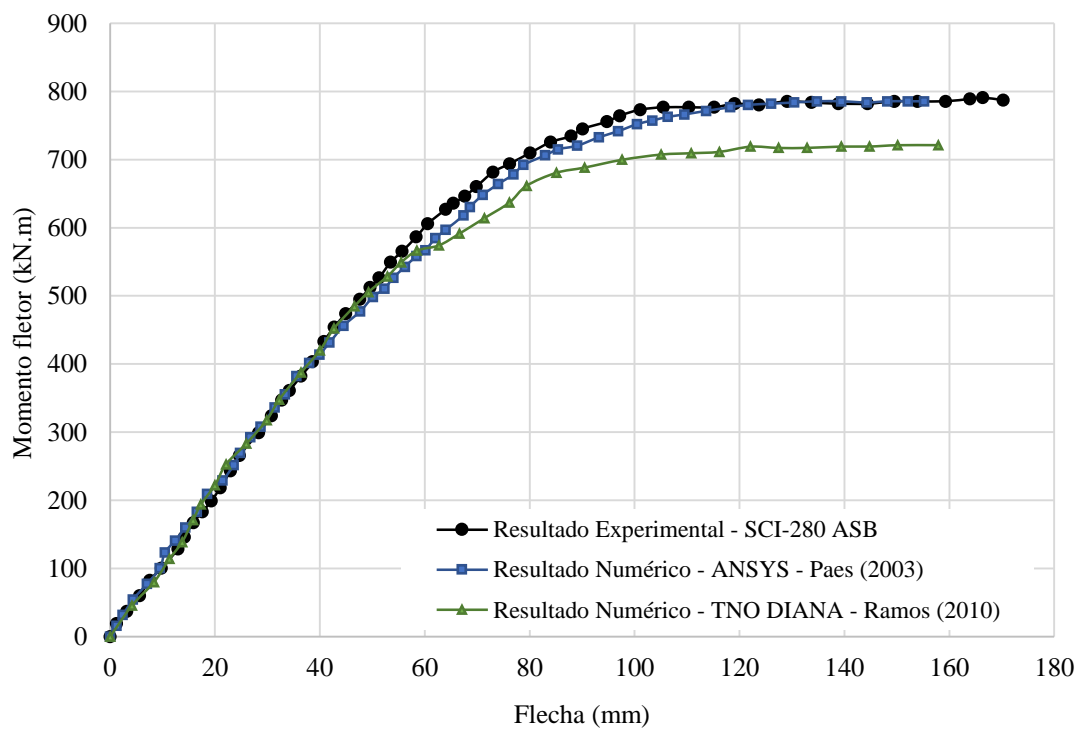


Figura 2.55. Diagrama Momento \times Flecha para o modelo SCI - 280 ASB (RAMOS, 2010).

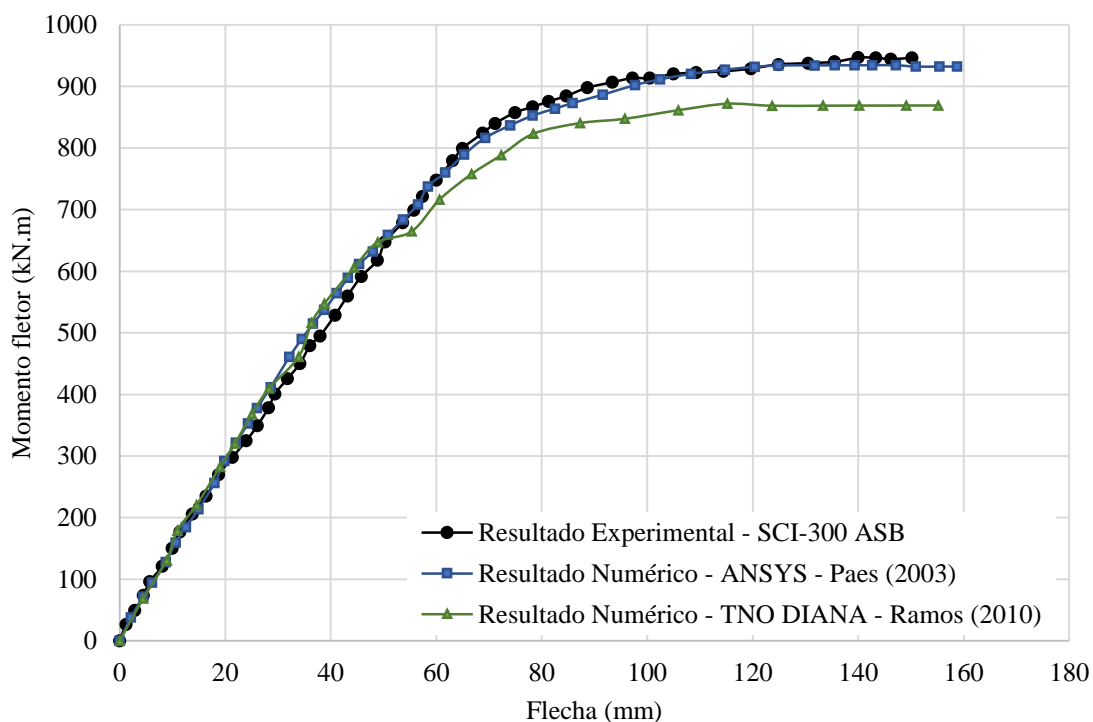


Figura 2.56. Diagrama Momento \times Flecha para o modelo SCI-300 ASB (RAMOS, 2010).

A partir desses diagramas, nota-se que os modelos desenvolvidos por Paes (2003) apresentaram uma melhor concordância com os resultados experimentais, o que indica que a metodologia apresentada por Paes (2003) é mais apropriada para simular o comportamento estrutural de vigas de *slim floor*.

2.8. Aspectos relevantes para análise numérica

2.8.1. Comportamento do aço à tração e à compressão

O aço é um material homogêneo e isotrópico que apresenta comportamento mecânico semelhante quando solicitado à tração ou compressão. Na literatura, encontram-se vários modelos matemáticos para representar seu comportamento, dentre eles destacam-se os modelos elasto-plástico perfeito e elasto-plástico com encruamento (Figura 2.57).

Segundo Byfield *et al.* (2005), nos modelos elasto-plásticos com encruamento a inclinação da curva Tensão \times Deformação no trecho de encruamento pode ser determinada utilizando-se um Módulo de Encruamento (E_{sh}). Considera-se ainda, que este trecho tem início após o aço atingir a deformação ϵ_{sh} . Alguns valores de E_{sh} e ϵ_{sh} encontrados na literatura são apresentados na Tabela 2.5.

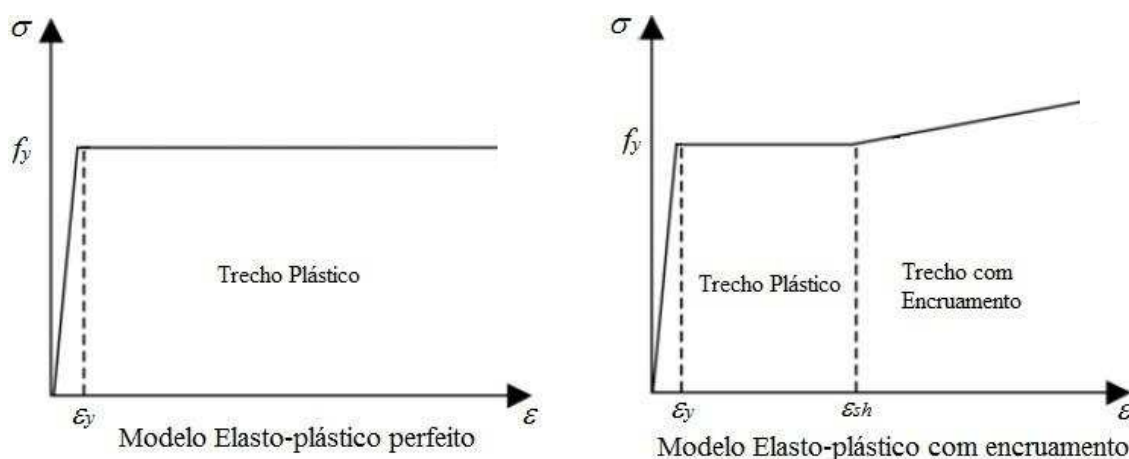


Figura 2.57. Diagramas Tensão x Deformação para o aço estrutural.

Tabela 2.5. Propriedades de encruamento do aço encontradas na literatura (BYFIELD *et al.*, 2005).

Referência	E_{sh} [MPa]	ϵ_{sh}
Horne (1981)	$\approx 0,05 E_s$	6 - 10 ϵ_y
Lay e Smith (1965)	2550	11 ϵ_y
Byfield e Dhanalakshmi (2002)	2700	6 ϵ_y

2.8.2. Comportamento do concreto à compressão uniaxial e biaxial

Diferentemente do aço, o concreto apresenta comportamento distinto quando solicitado à tração ou compressão. A seguir serão apresentados alguns modelos matemáticos utilizados para descrever o comportamento do concreto solicitado à compressão ou tração (Item 2.8.3).

2.8.2.1. Modelo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011)

O modelo proposto pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011) considera que o comportamento mecânico do concreto comprimido pode ser descrito por dois trechos, sendo o primeiro elástico-linear e o segundo não-linear.

O trecho elástico-linear ocorre até o concreto atingir uma tensão (σ_c) igual a 40% do valor da resistência média à compressão (f_{cm}). A partir desse ponto, o concreto passa a apresentar o comportamento inelástico e não-linear definido pela Equação 1. Os detalhes sobre o modelo proposto pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011) podem ser observados na Figura 2.58.

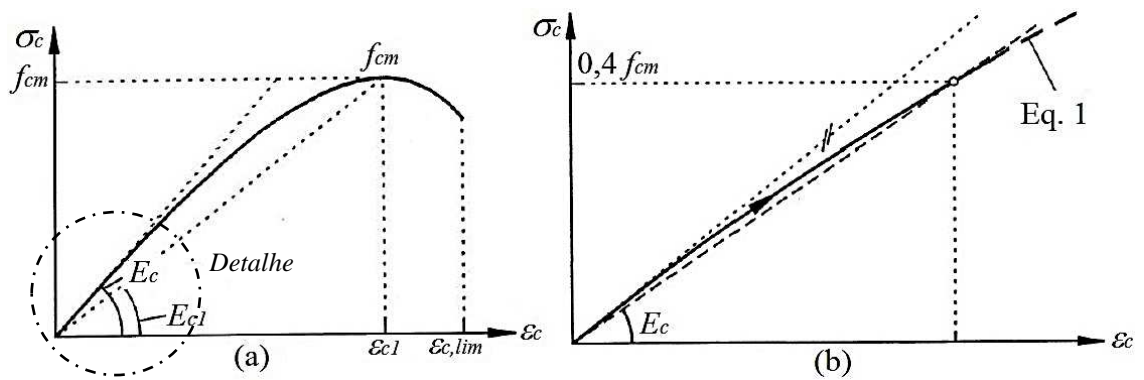


Figura 2.58. (a) Diagrama Tensão x Deformação para o concreto comprimido apresentado pelo *Model Code 2010* e (b) detalhe do trecho inicial (FIB, 2011).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad \text{Eq. 1}$$

onde:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} ;$$

$$k = E_{ci} / E_{c1} ;$$

ε_{c1} deformação correspondente a máxima tensão de compressão (Tabela 2.6);

E_{c1} Módulo de Elasticidade Secante, com início na origem e fim no ponto de máxima tensão de compressão (Tabela 2.6);

k número plástico (Tabela 2.6).

Tabela 2.6. Propriedades da curva de compressão do concreto (FIB, 2011).

Classe	E_{ci} [GPa]	E_{c1} [GPa]	ε_{c1} [‰]	$\varepsilon_{c,lim}$ [‰]	k
C12	27,1	11,1	-1,9	-3,5	2,4
C16	28,8	12,2	-2,0	-3,5	2,4
C20	30,3	13,3	-2,1	-3,5	2,3
C25	32,0	14,9	-2,2	-3,5	2,2
C30	33,6	16,5	-2,3	-3,5	2,0
C35	35,0	18,2	-2,3	-3,5	1,9
C40	36,3	20,0	-2,4	-3,5	1,8
C45	37,5	21,6	-2,5	-3,5	1,7
C50	38,6	23,2	-2,6	-3,4	1,7
C55	39,7	24,7	-2,6	-3,4	1,6
C60	40,7	26,2	-2,7	-3,3	1,6
C70	42,6	28,9	-2,7	-3,2	1,5
C80	44,4	31,4	-2,8	-3,1	1,4
C90	46,0	33,8	-2,9	-3,0	1,4

De acordo com o *Model Code 2010* (FIB, 2011) a resistência média à compressão (f_{cm}) e o Módulo de Elasticidade do concreto (E_c) podem ser calculados utilizando as Equações 2, 3 e 4.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad \text{Eq.2}$$

onde:

$$\Delta f = 8 \text{MPa};$$

f_{ck} resistência característica à compressão do concreto.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad \text{Eq.3}$$

onde:

$$E_{c0} = 21,5 \cdot 10^3 \text{MPa};$$

E_{ci} Módulo de Elasticidade inicial do concreto em MPa para a idade de 28 dias;

α_E coeficiente que leva em consideração a natureza do agregado, sendo 1,0 para concretos com agregado de quartzo.

$$E_c = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{Eq.4}$$

sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0 \quad \text{Eq.5}$$

2.8.2.2. Modelo proposto por Pavlovic et al. (2013)

O modelo apresentado pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011) descreve o comportamento do concreto comprimido até este atingir uma deformação limite ($\varepsilon_{c,lim}$). Contudo, em alguns casos é necessário conhecer o comportamento do concreto após essa deformação. Pavlovic et al. (2013) propôs duas equações para descrever a continuação da curva Tensão x Deformação apresentada pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011). Essas equações definem dois trechos adicionais que podem ser verificados na Figura 2.59.

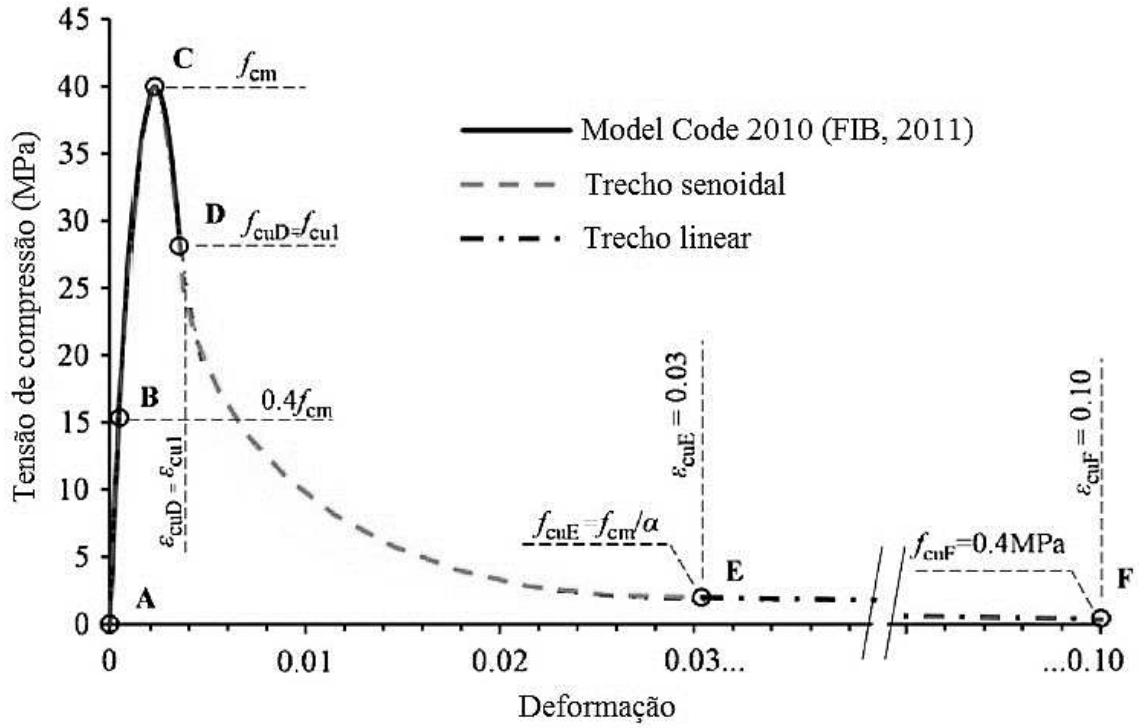


Figura 2.59. Diagrama Tensão x Deformação para o concreto comprimido proposto por Pavlovic *et al.* (2013) (PAVLOVIC *et al.*, 2013).

Entre os pontos D e E, tem-se um trecho senoidal, definido pela Equação 6, e entre os pontos E e F um trecho linear, definido pela Equação 10.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\sin(\mu^{\alpha_{iD}} \cdot \alpha_{iE} \cdot \pi/2)}{\beta \cdot \sin(\alpha_{iE} \cdot \pi/2)} + \frac{\mu}{\alpha} \right] \quad \text{Eq.6}$$

sendo:

$$\mu = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}}{\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}} \quad \text{Eq.7}$$

$$\beta = \frac{f_{cm}}{f_{c,\text{lim}}} \quad \text{Eq.8}$$

$$f_{cuD} = f_{c,\text{lim}} = \sigma_c(\varepsilon_{c,\text{lim}}) \quad \text{Eq.9}$$

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \left[\frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})} \right] \quad \text{Eq.10}$$

onde:

μ coordenada relativa entre os pontos D e E;

α fator de redução;

α_{iD} fator que governa a tangência no ponto D;

α_{tE} fator que governa a tangência no ponto E;

ε_{cuE} deformação no ponto E;

ε_{cuF} deformação no ponto F;

f_{cuE} tensão no ponto E;

f_{cuF} tensão no ponto F.

2.8.2.3. Comportamento do concreto submetido à compressão biaxial

Segundo Bono (2008), o concreto submetido a um estado biaxial de tensões apresenta comportamento diferente do concreto submetido a um estado uniaxial. Chen (2007) diz que a resistência do concreto em uma situação de compressão biaxial com $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ (Figura 2.60) é aproximadamente 16% maior que a resistência obtida no ensaio de compressão uniaxial. Para a relação $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$, este aumento de resistência é de aproximadamente 25%.

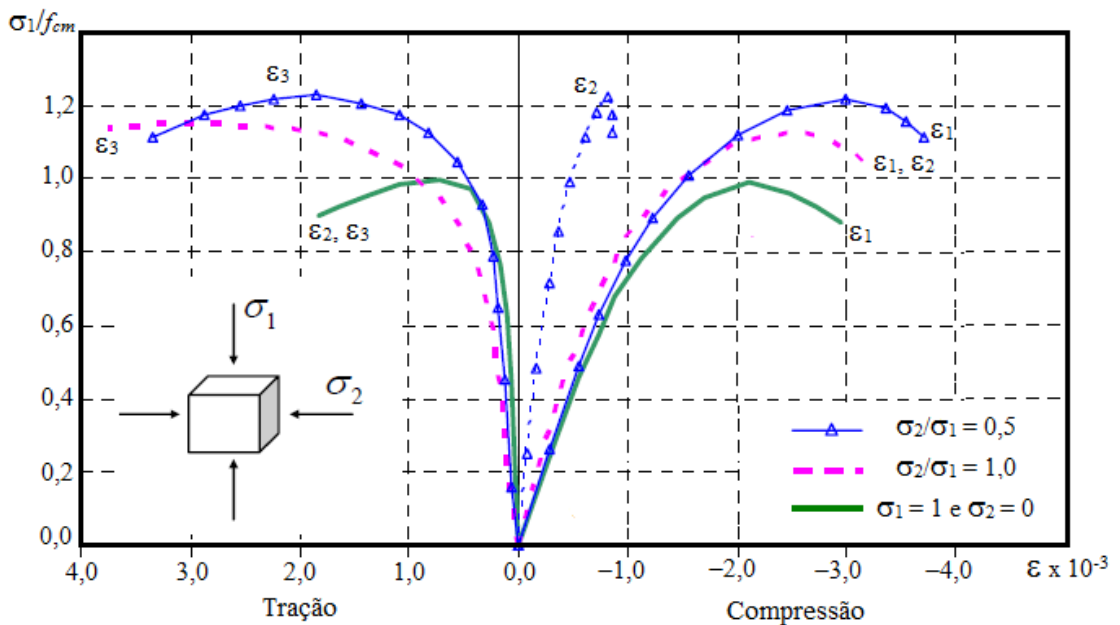


Figura 2.60. Curva tensão-deformação para o concreto submetido à compressão biaxial

(KUPFER *et al.*, 1969 *apud* CHEN, 2007).

Quando submetido à compressão biaxial, verifica-se que para tensões próximas do valor máximo, o concreto sofre um aumento de volume (Figura 2.61). De acordo com Chen (2007) esse fenômeno é chamado de dilatação do concreto, sendo atribuído ao crescimento progressivo das microfissuras.

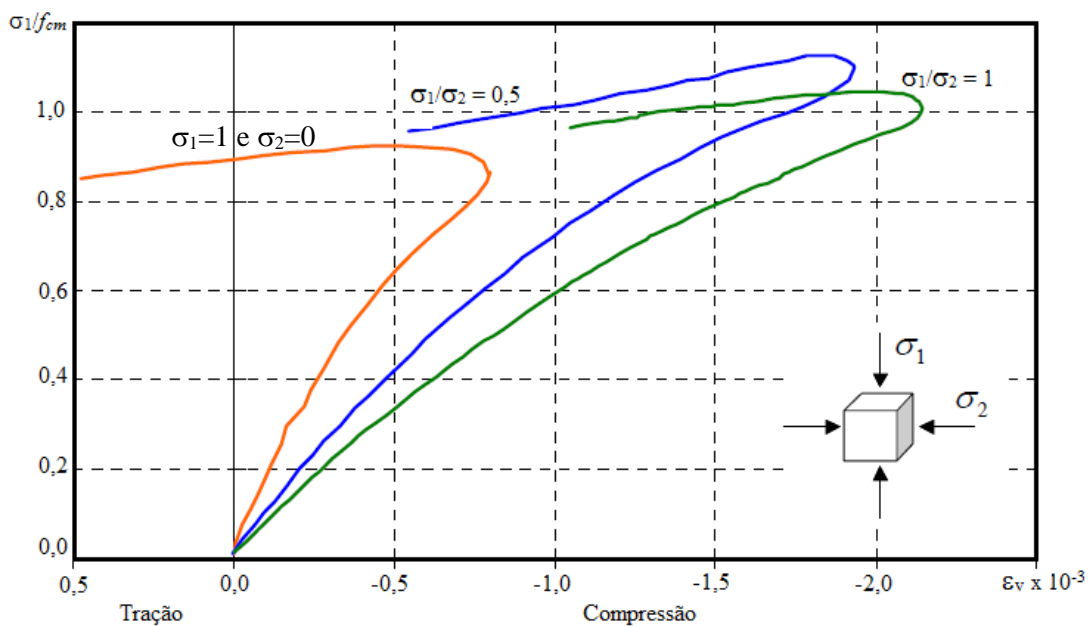


Figura 2.61. Curva de deformação volumétrica para o concreto submetido à compressão biaxial (KUPFER⁶ *et al.*, 1969 *apud* CHEN, 2007).

Quando o concreto está submetido a um estado biaxial de tensões gerado por tração e compressão (Figura 2.62) observa-se que a resistência à compressão diminui à medida que a parcela de tração aumenta (CHEN, 2007).

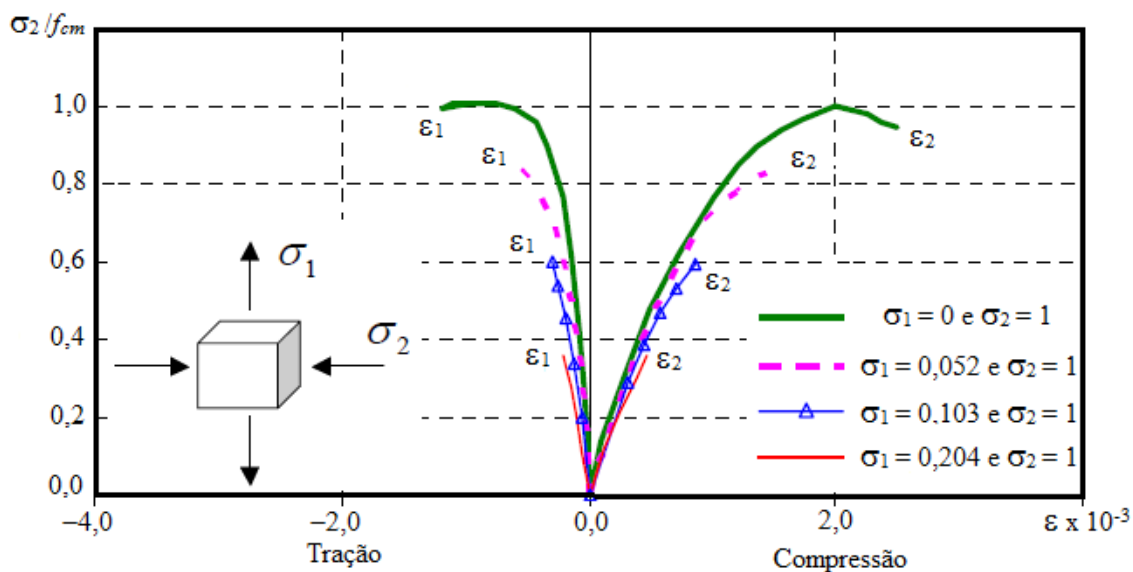


Figura 2.62. Curva tensão-deformação para o concreto submetido à tração e compressão (KUPFER *et al.*, 1969 *apud* CHEN, 2007).

Para o concreto submetido a um estado biaxial de tração (Figura 2.63), o valor de resistência obtido é aproximadamente o mesmo encontrado no ensaio de tração uniaxial.

⁶ KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RÜSCH, H. Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. ACI Journal; vol. 66; no. 66; Agosto, 1969; p. 656-666.

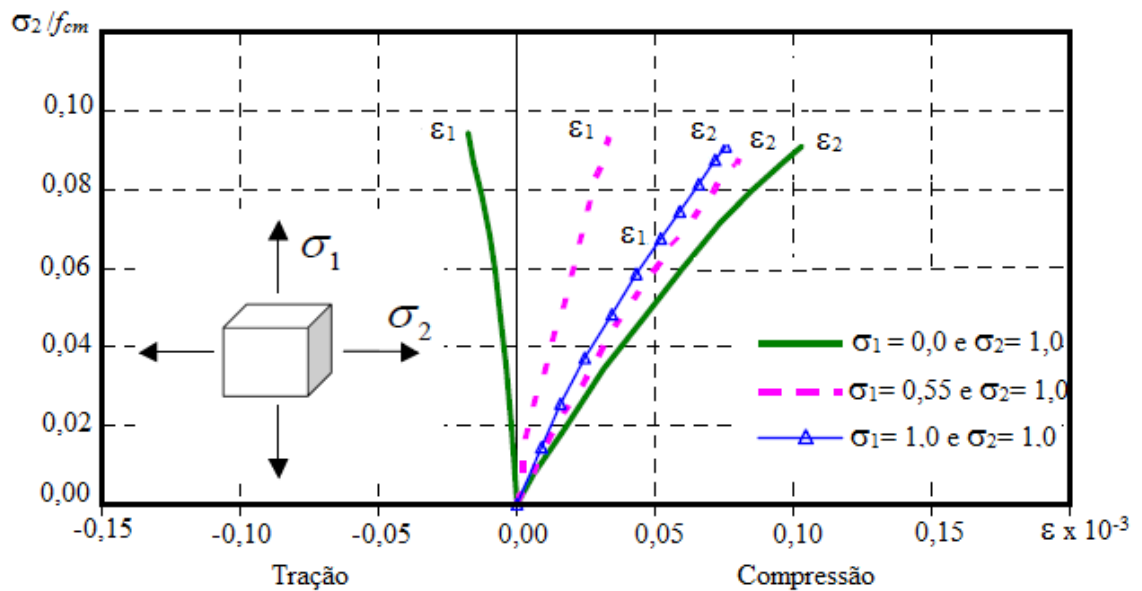


Figura 2.63. Curva tensão-deformação para o concreto submetido à tração biaxial (KUPFER *et al.*, 1969 *apud* CHEN, 2007).

A partir dos resultados apresentados nas Figuras 2.56, 2.58 e 2.59 é possível traçar a envoltória de ruptura para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões (Figura 2.64).

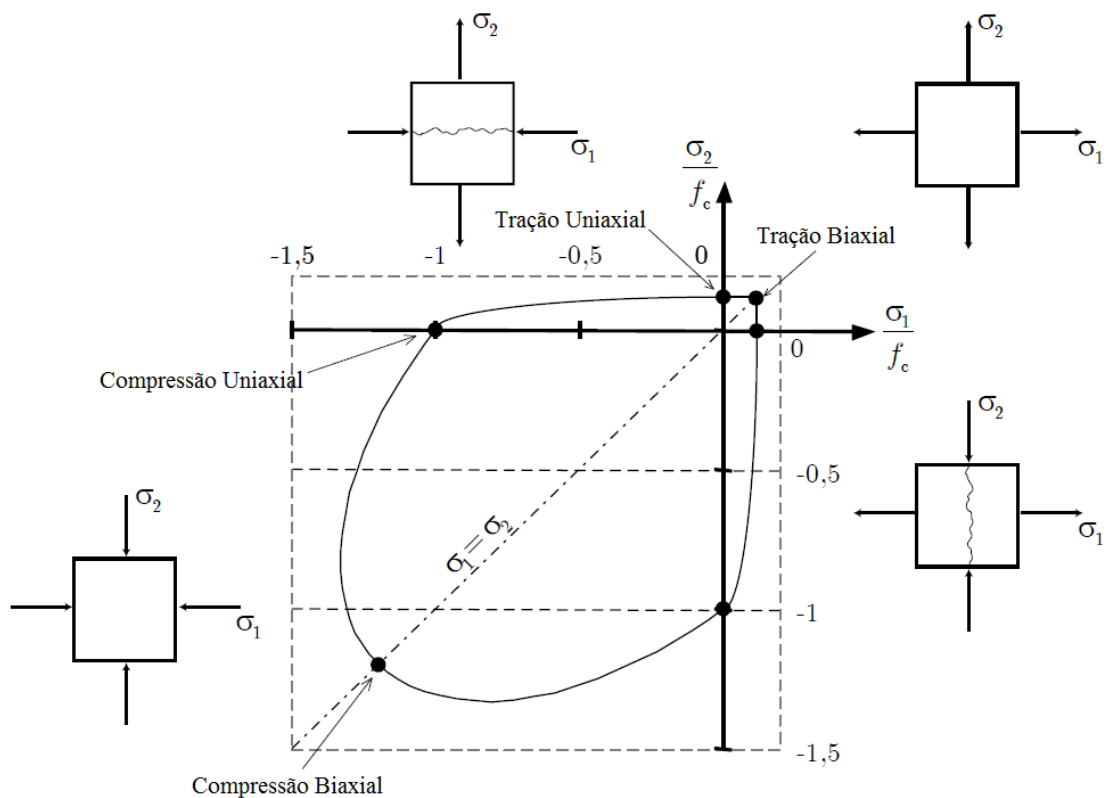


Figura 2.64. Envoltória de ruptura para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões (MALM, 2006).

No primeiro, segundo e quarto quadrantes a ruptura do concreto ocorrerá por fissuração devido às tensões de tração e no terceiro quadrante por esmagamento devido à compressão biaxial. Segundo Malm (2006), no primeiro quadrante as fissuras serão perpendiculares ao plano formado pelas tensões principais, já no segundo e quarto quadrantes serão perpendiculares ao plano que contém as tensões de tração.

2.8.3. Comportamento do concreto à tração uniaxial

2.8.3.1. Modelo matemático proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011)

O *Model Code 2010* (FIB, 2011) divide a curva de tração uniaxial do concreto em duas partes. A parte inicial ($\sigma_{ct} < f_{ctm}$) é expressa por uma relação entre tensão e deformação (Figura 2.65.a) e a parte final ($\sigma_{ct} > f_{ctm}$) por uma relação entre tensão e abertura de fissuras (Figura 2.65.b).

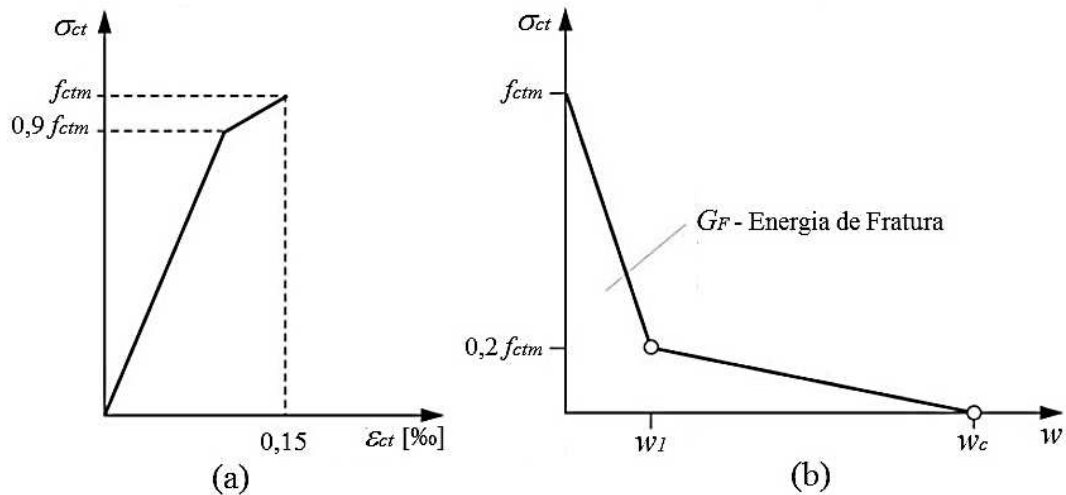


Figura 2.65. Modelo proposto pelo Model Code 2010 para o concreto tracionado (FIB, 2011).

O trecho inicial ($\sigma_{ct} < f_{ctm}$) pode ser calculado utilizando as Equações 11, 12 e 13.

Para $\sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm}$:

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \cdot \varepsilon_{ct} \quad \text{Eq.11}$$

para $0,9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,1 \cdot \frac{0,00015 - \varepsilon_{ct}}{0,00015 - 0,9 \cdot f_{ctm} / E_{ci}} \right) \quad \text{Eq.12}$$

com:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{Eq.13}$$

onde:

E_{ci} Módulo de Elasticidade Inicial;

ε_{ct} deformação de tração;

σ_{ct} tensão de tração em MPa;

f_{ctm} resistência à tração do concreto em MPa.

O trecho final ($\sigma_{ct} > f_{ctm}$) pode ser calculado utilizando as Equações 14 e 15.

Para $w \leq w_1$:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{Eq.14}$$

para $w_1 < w \leq w_c$:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) \quad \text{Eq.15}$$

com:

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad \text{Eq.16}$$

$$w_c = \frac{5 \cdot G_F}{f_{ctm}} \quad \text{Eq.17}$$

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad \text{Eq.18}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{Eq.19}$$

onde:

w abertura de fissura em mm;

G_F energia de fratura em N/mm.

f_{cm} resistência média à compressão do concreto em MPa.

2.8.3.2. Modelo matemático proposto por Hordijk (1992)

O modelo matemático de Tensão \times Aberturas de Fissuras proposto pelo *Model Code 2010* pode gerar problemas de convergência durante a análise numérica, uma vez que esse modelo é formado por duas retas e no ponto de encontro destas retas ocorre uma mudança brusca de inclinação. Assim, para evitar esse tipo de problema pode-se utilizar um modelo matemático no qual a inclinação da curva é modificada gradualmente, como é o caso do modelo matemático proposto por Hordijk (1992). A Figura 2.66 exibe uma comparação entre o modelo matemático proposto pelo *Model Code 2010* e o modelo matemático proposto por Hordijk (1992).

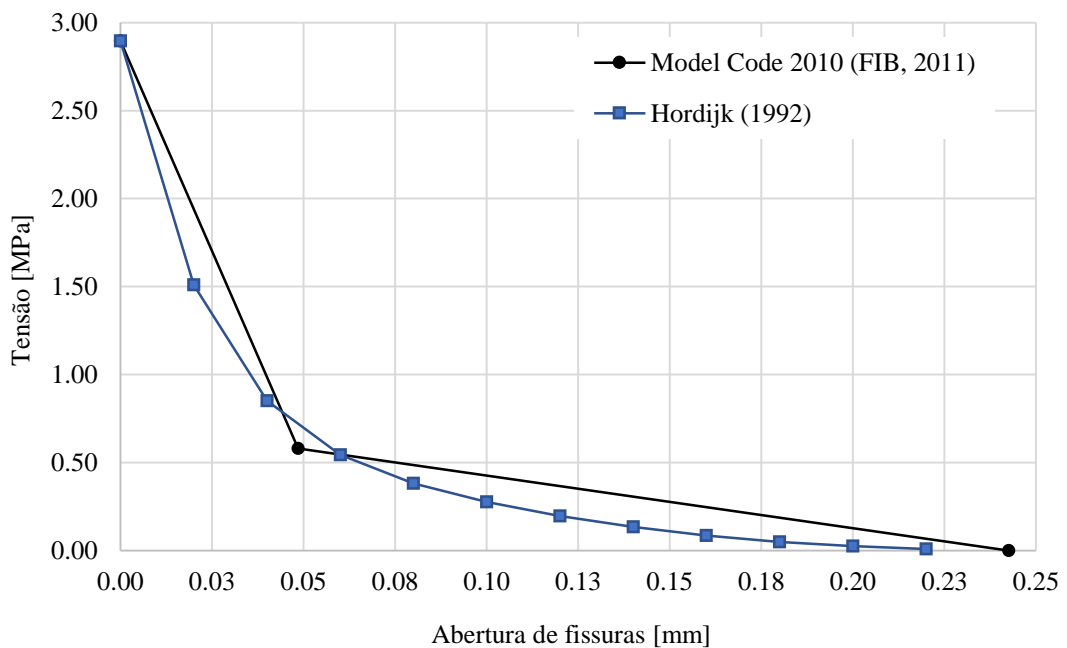


Figura 2.66. Comparação entre o modelo proposto pelo *Model Code 2010* e por Hordijk (1992) para um concreto de classe C30.

A curva Tensão \times Aberturas de Fissuras proposta por Hordijk (1992) pode ser obtida utilizando a Equação 20.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \cdot \exp(-c_2) \right\} \quad \text{Eq.20}$$

com:

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad \text{Eq.21}$$

onde:

c_1 constante definida por Hordijk (1992) como 3,00;

c_2 constante definida por Hordijk (1992) como 6,93.

2.8.4. Modelo constitutivo para o concreto

Dentre os modelos constitutivos para simular o comportamento mecânico do concreto, o denominado *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) está disponível na biblioteca do ABAQUS (SIMULIA, 2012). Esse modelo é capaz de representar o comportamento de elementos estruturais de concreto e outros materiais frágeis sujeitos a cargas estáticas ou dinâmicas (DUTRA, 2014). O termo *Concrete Damaged Plasticity* pode ser entendido como “modelo de plasticidade com dano para o concreto”, uma vez que, esse modelo foi formulado a partir da teoria da plasticidade e utiliza uma variável escalar, chamada variável de dano, para representar a perda de rigidez do concreto submetido a um estado de tensão.

2.8.4.1. O conceito de dano

Segundo Dutra (2014) quando o concreto é submetido a um carregamento uniaxial de tração sua capacidade de carga é reduzida pela concentração e propagação de fissuras. Este efeito é menos significativo no concreto submetido à compressão uniaxial já que, neste caso, as fissuras que se formam são paralelas ao carregamento atuante. Entretanto, após ser aplicado uma quantidade significativa de carga e, conseqüentemente, o concreto apresentar uma deformação por esmagamento significativa, a capacidade de carga efetiva desta região é reduzida consideravelmente.

Conforme mostrado nas Figuras 2.67 e 2.68, quando o concreto solicitado à compressão ou à tração é danificado a rigidez elástica do material é degradada. Para representar esta degradação utiliza-se uma variável escalar de dano, que para o concreto comprimido é D_c e para o concreto tracionado é D_t . Esta variável pode assumir valores que variam de zero, para o material não danificado, a um, para o material totalmente danificado.

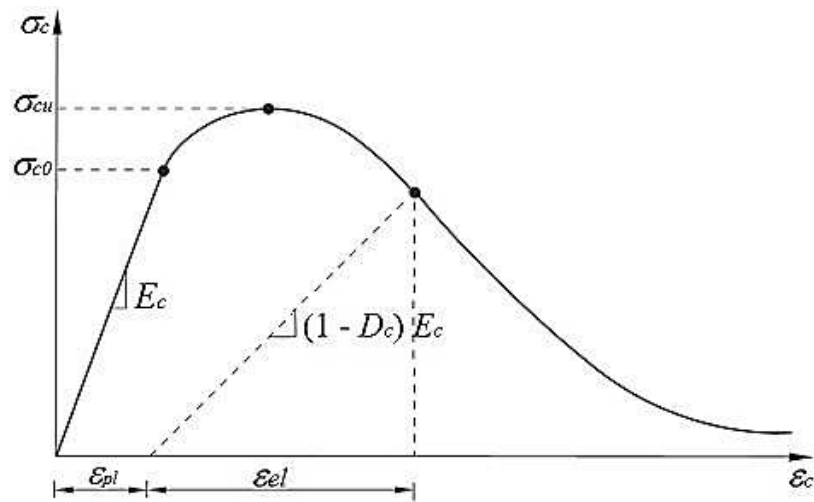


Figura 2.67. Comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial (SIMULIA, 2012).

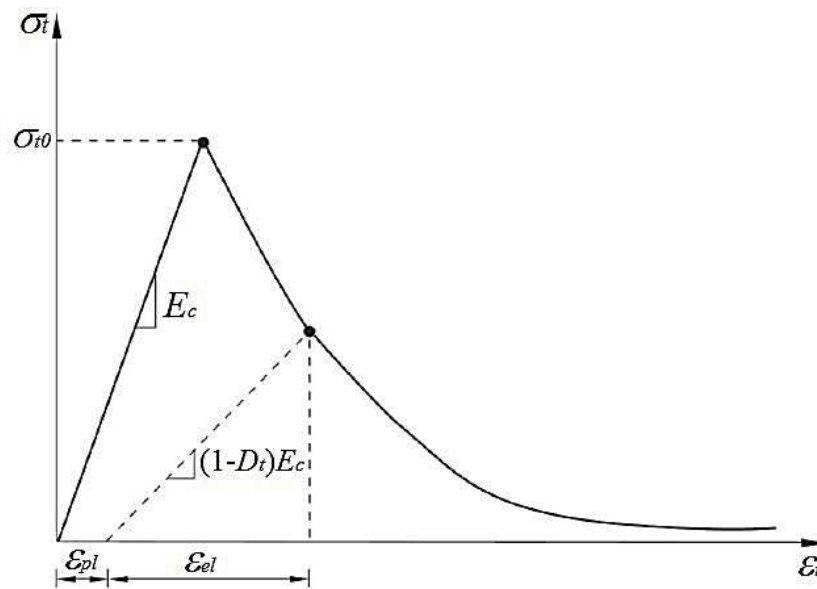


Figura 2.68. Comportamento do concreto submetido à tração uniaxial (SIMULIA, 2012).

2.8.4.2. Critérios de plastificação

O CDP utiliza como critério de plastificação uma função proposta por Lubliner *et al.* (1989) que incorpora modificações apresentadas por Lee e Fenves (1998). Segundo Dutra (2014) esta função pode ser ilustrada a partir da combinação de dois tipos de funções de Drucker-Prager, conforme é mostrado na Figura 2.69.

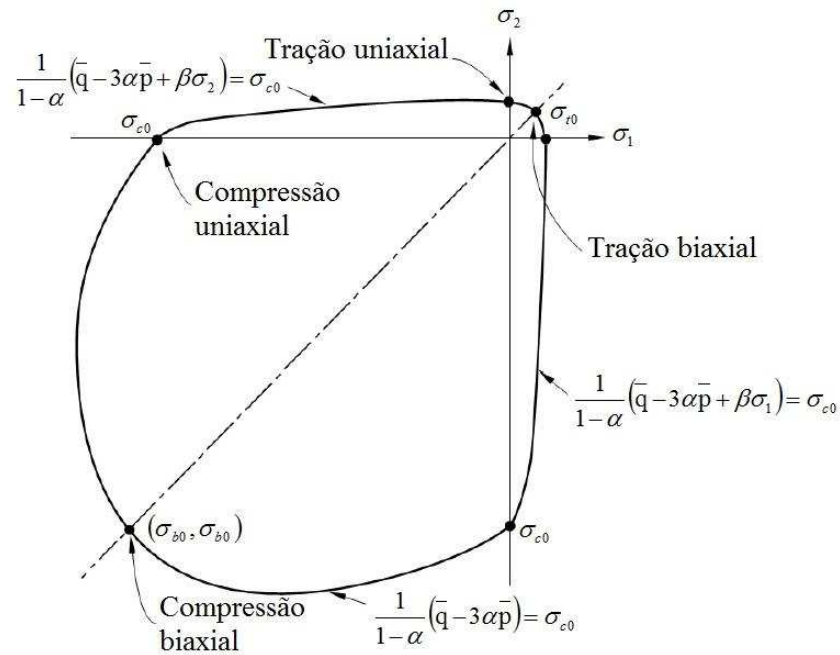


Figura 2.69. Superfície de plastificação para um estado plano de tensões (SIMULIA, 2012).

sendo:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2 \cdot \sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad \text{Eq.22}$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\sigma_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad \text{Eq.23}$$

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = -\frac{1}{3} I_1 \quad \text{Eq.24}$$

$$\bar{q} = \sqrt{3J_2} \quad \text{Eq.25}$$

onde:

α coeficiente adimensional calculado pela Equação 22, com $0,08 \leq \alpha \leq 0,15$;

β coeficiente adimensional obtido pela Equação 23;

σ_{c0} tensão de compressão uniaxial correspondente ao início da plastificação do concreto;

σ_{b0} tensão de compressão biaxial correspondente ao início da plastificação do concreto;

σ_{t0} tensão de tração uniaxial correspondente a falha do concreto por fissuração;

σ_1 tensão principal para um estado plano de tensões;

σ_2 tensão principal para um estado plano de tensões;

- \bar{p} variável relacionada com o primeiro invariante do tensor de tensões I_1 (Equação 24);
- \bar{q} variável relacionada com o segundo invariante do tensor desviador J_2 (Equação 25).

2.8.4.3. Parâmetros do CDP

Ao utilizar o CDP é necessário informar ao ABAQUS os parâmetros que caracterizam o comportamento mecânico do concreto, estes parâmetros são: ângulo de dilatação do concreto, excentricidade, relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial, fator de forma K , parâmetro de viscosidade, curvas de compressão e tração inelástica e curvas de dano à compressão e à tração.

A. Ângulo de dilatação do concreto

De acordo com Malm (2006) o concreto apresenta uma mudança significativa de volume quando é submetido a elevados estados de tensões inelásticos. Essa variação de volume, que é chamada de dilatação, pode ser representada matematicamente usando uma função G que descreva adequadamente o comportamento do potencial plástico (LUBLINER *et al.*, 1989). A evolução das deformações plásticas durante o processo de fissuração é definida por uma “regra de fluxo” que está associada à função G através da Equação 26.

$$d\varepsilon^p = dk \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad \text{Eq.26}$$

Onde $dk \geq 0$ é um parâmetro escalar de endurecimento (*hardening*), que pode variar durante o processo de deformação, que determina o comprimento das deformações plásticas ($d\varepsilon^p$). Já o gradiente $\partial G/\partial \sigma$ define a direção de crescimento destas deformações (CHEN e HAN, 1988).

Segundo Gálvez *et al.* (2002)⁷ *apud* Malm (2006) em situações simples a função do potencial plástico (G) coincide com a função que define a superfície de falha do concreto, isto é, ambos possuem a mesma superfície. Nestes casos, o modelo constitutivo possui uma “regra de fluxo associativa”, isto é, a função que define o fluxo plástico é associada à função que define a superfície de falha. Nos casos em que a função do potencial plástico

⁷ GÁLVEZ, J.; CERVENKA, J.; CENDÓN, D.; SAOUMA, V. A discrete crack approach to normal/ shear cracking of concrete. Cement and concrete research. Vol. 32; p. 1567-1585; 2002.

(G) não coincide com a função que define a superfície de falha, tem-se uma “regra de fluxo não-associativa”.

O CDP utiliza uma regra de fluxo não-associativa e uma função hiperbólica de Drucker-Prager (Equação 27) para definir o potencial plástico.

$$G = \sqrt{(\epsilon f_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \psi \quad \text{Eq.27}$$

onde:

ϵ excentricidade (Item 2.8.4.5);

ψ ângulo de dilatação do concreto medido no plano \bar{p} e o fluxo potencial plástico (Figura 2.70).

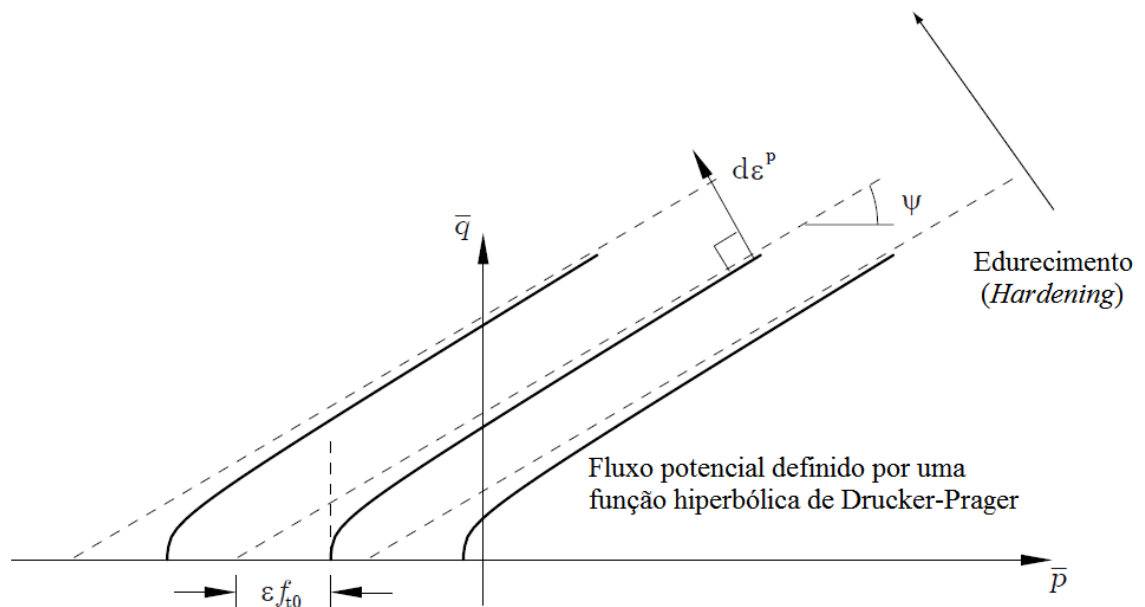


Figura 2.70. Função do potencial plástico no plano meridional (Adaptado de MALM, 2006).

Segundo Malm (2009), a utilização de baixos valores do ângulo de dilatação ($\leq 10^\circ$) para o concreto levam a comportamento frágil e altos valores ($\geq 40^\circ$) geram um comportamento dúctil. Na literatura, encontram-se diversos valores para o ângulo de dilatação (ψ). Jankowiak e Lodygowski (2005), Malm (2009) e Pavlovic *et al.* (2013) recomendam a utilização de um ângulo de dilatação entre 36° e 38° , enquanto Oller (2014) propõe que o ângulo de dilatação não deve ser superior a 13° , para problemas que envolvam o comportamento dinâmico do concreto.

B. Excentricidade

A excentricidade (ϵ) está relacionada com a velocidade que a função do potencial plástico se aproxima de uma assíntota (reta pontilhada exibida na Figura 2.70). Segundo Malm (2006), um aumento no valor da excentricidade produz um aumento na inclinação do potencial plástico quando o concreto está submetido a baixas tensões de confinamento.

Na literatura, encontram-se poucas referências que tratam sobre o valor a ser utilizado para este parâmetro. Assim, na maioria dos casos, observa-se a utilização do valor *default* recomendado pelo *software* que é 0,1.

C. Relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial do concreto

Outro parâmetro utilizado para caracterizar o comportamento mecânico do concreto é a relação entre as resistências à compressão biaxial e uniaxial. Neste caso, o *software* admite que a resistência à compressão biaxial do concreto é obtida considerando a relação σ_2/σ_1 igual a um (*Equibiaxial compressive yield stress*). Além disso, o ABAQUS adota como valor *default* 1,16, que é o valor obtido nos ensaios realizados por Kupfer (1969) *apud* Chen (2007), conforme foi tratado no Item 2.8.2.3 (Figura 2.60).

D. Fator de forma K

O fator de forma K é utilizado pelo CDP para definir o formato da superfície de falha do concreto. Esse parâmetro mede a relação entre o segundo invariante de tensões do meridiano de tração (ρ_t) e o segundo invariante de tensões do meridiano de compressão (ρ_c), algebricamente tem-se (Equação 28):

$$K = \frac{\rho_t}{\rho_c} \quad \text{Eq.28}$$

De acordo com o manual do ABAQUS, o valor de K deve estar contido no seguinte intervalo $0,5 \leq K \leq 1,0$, sendo que o valor *default* é 0,667. Segundo Lubliner *et al.* (1989) ao utilizar $K = 0,5$ a superfície de falha terá, no plano octaédrico, o formato de um triângulo, isto é, a superfície de falha utilizada pelo CDP será semelhante à superfície de falha proposta por Rankine. Para $K = 1,0$ a superfície de falha apresentará, no plano octaédrico, o formato de um círculo, ou seja, ela terá a forma da superfície de falha proposta por Drucker-Prager. Ao utilizar o valor de $K = 0,667$ a superfície de falha apresentará um formato intermediário, isto é, a superfície de falha utilizada pelo CDP terá

um formato próximo à superfície proposta por Mohr-Coulomb. Todas estas superfícies podem ser observadas na Figura 2.71 apresenta a seguir.

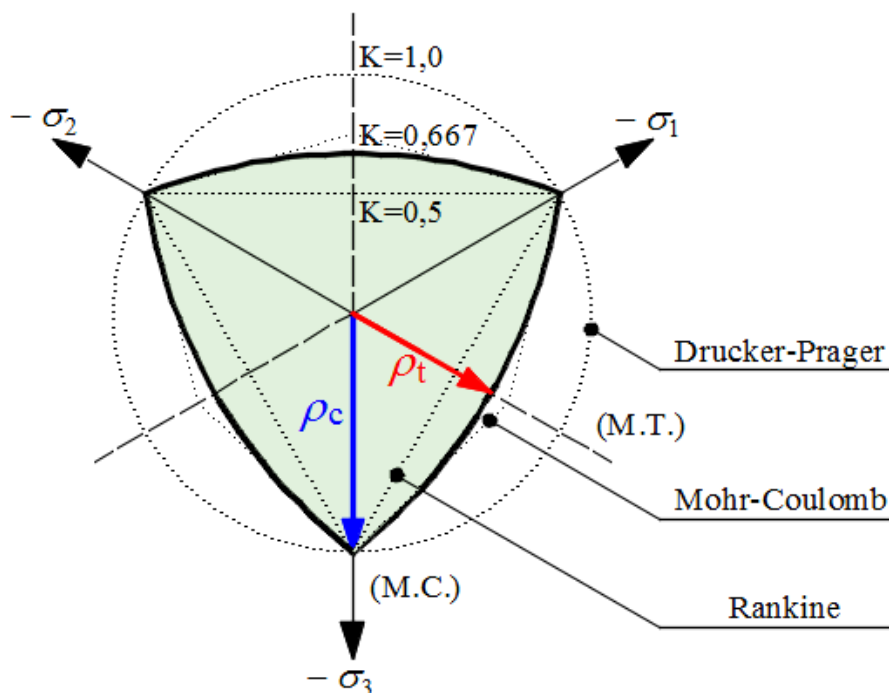


Figura 2.71. Variação da superfície de falha no plano octaédrico em função do parâmetro de forma K .

E. Parâmetro de viscosidade

Para representar de maneira adequada o comportamento mecânico do concreto é necessário utilizar modelos constitutivos capazes de descrever os fenômenos de endurecimento (*hardening*) e amolecimento (*softening*) do concreto. Em geral, esses modelos apresentam dificuldades de convergência durante a fase de amolecimento (*softening*). Segundo o manual do ABAQUS (SIMULIA, 2012), algumas destas dificuldades de convergência podem ser superadas realizando uma regularização visco-plásticas das equações constitutivas.

A solução de um sistema visco-plástico tende a um sistema não-viscoso quando o tempo de relaxação tende ao infinito. Assim, utilizando a regularização visco-plástica com um pequeno valor de viscosidade (μ), verifica-se uma melhora na taxa de convergência dos modelos de elementos finitos sem que ocorra alterações nos resultados obtidos (SIMULIA, 2012).

Para avaliar a influência do parâmetro de viscosidade (μ) sobre o comportamento mecânico do concreto à compressão, desenvolveu-se um pequeno modelo numérico de um cubo de concreto, com razão de aspecto 1:2 (base : altura), com $f_{cm} = 43$ MPa, submetido à compressão uniaxial. Neste estudo, o comportamento uniaxial do concreto

foi simulado por meio do modelo constitutivo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011) descrito pela Equação 1. Os resultados do estudo para diferentes valores de viscosidade (μ) são apresentados na Figura 2.72.

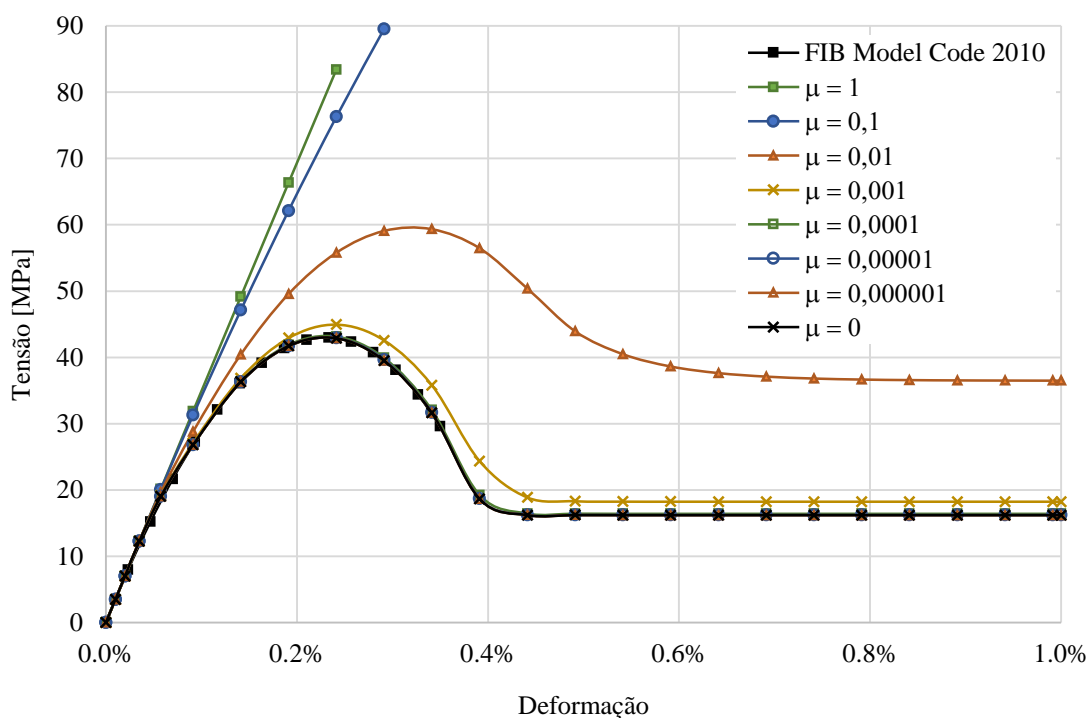


Figura 2.72. Diagrama tensão \times deformação um cubo de concreto submetido à compressão uniaxial, com variação do parâmetro de viscosidade (μ).

Com base nos resultados mostrados na Figura 2.70, pode-se observar que a partir do valor de viscosidade igual a 10^{-4} os resultados obtidos convergiram para um valor de aproximadamente $0,377 f_{cm}$, o que indica que pequenos valores do parâmetro de viscosidade não afetam a resistência residual do concreto à compressão.

F. Curva de compressão inelástica

O comportamento mecânico do concreto solicitado à compressão é fornecido ao CDP por meio da curva Tensão \times Deformação Inelástica. A deformação inelástica ($\varepsilon_{c,in}$) é obtida subtraindo-se da deformação total (ε_c) a parcela de deformação elástica ($\varepsilon_{c,el}$), que é calculada a partir da relação entre σ_c e E_c , conforme apresentado na Equação 29.

$$\varepsilon_{c,in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{c,el} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_c} \quad \text{Eq.29}$$

G. Curva de tração inelástica

O comportamento mecânico do concreto solicitado à tração pode ser informado ao CDP através das curvas: Tensão \times Deformação Inelástica, Tensão \times Abertura de Fissuras ou Tensão \times Energia de Fratura. De forma semelhante ao item anterior, a deformação inelástica ($\varepsilon_{c,in}$) é calculada subtraindo da deformação total (ε_c) a parcela de deformação elástica ($\varepsilon_{c,el}$).

H. Curva de dano do concreto

A evolução do dano sofrido pelo concreto, à medida que ele é solicitado, é informada ao CDP pela curva de Dano \times Deformação inelástica, para o concreto comprimido ou tracionado, ou Dano \times Abertura de Fissuras, para o concreto tracionado. Segundo Pavlovic *et al.* (2013), as variáveis de dano à compressão (D_c) e à tração (D_t) podem ser calculadas a partir das Equações 30 e 31.

$$D_c = 1 - \frac{f_{cm}}{\sigma_c} \quad \text{Eq.30}$$

$$D_t = 1 - \frac{f_{ctm}}{\sigma_c} \quad \text{Eq.31}$$

Utilizando essas equações, considera-se que o concreto será danificado após atingir a resistência média à compressão (f_{cm}) ou a resistência média à tração (f_{ctm}).

2.8.5. Interface aço-concreto

2.8.5.1. Modelos propostos por Leskelä e Hopia

Para caracterizar o comportamento mecânico das interfaces aço-concreto típicas em sistemas tipo *slim floor*, Leskelä e Hopia (2000) realizaram um amplo estudo experimental no qual avaliou-se, através de ensaios do tipo *push-out* (Figura 2.70), quatro tipos de interfaces:

- tipo S – Alma lisa;
- tipo R – Alma com nervuras superficiais;
- tipo SR – Alma lisa e armadura passante através da alma;
- tipo RR – Alma com nervuras superficiais e armadura passante através da alma.

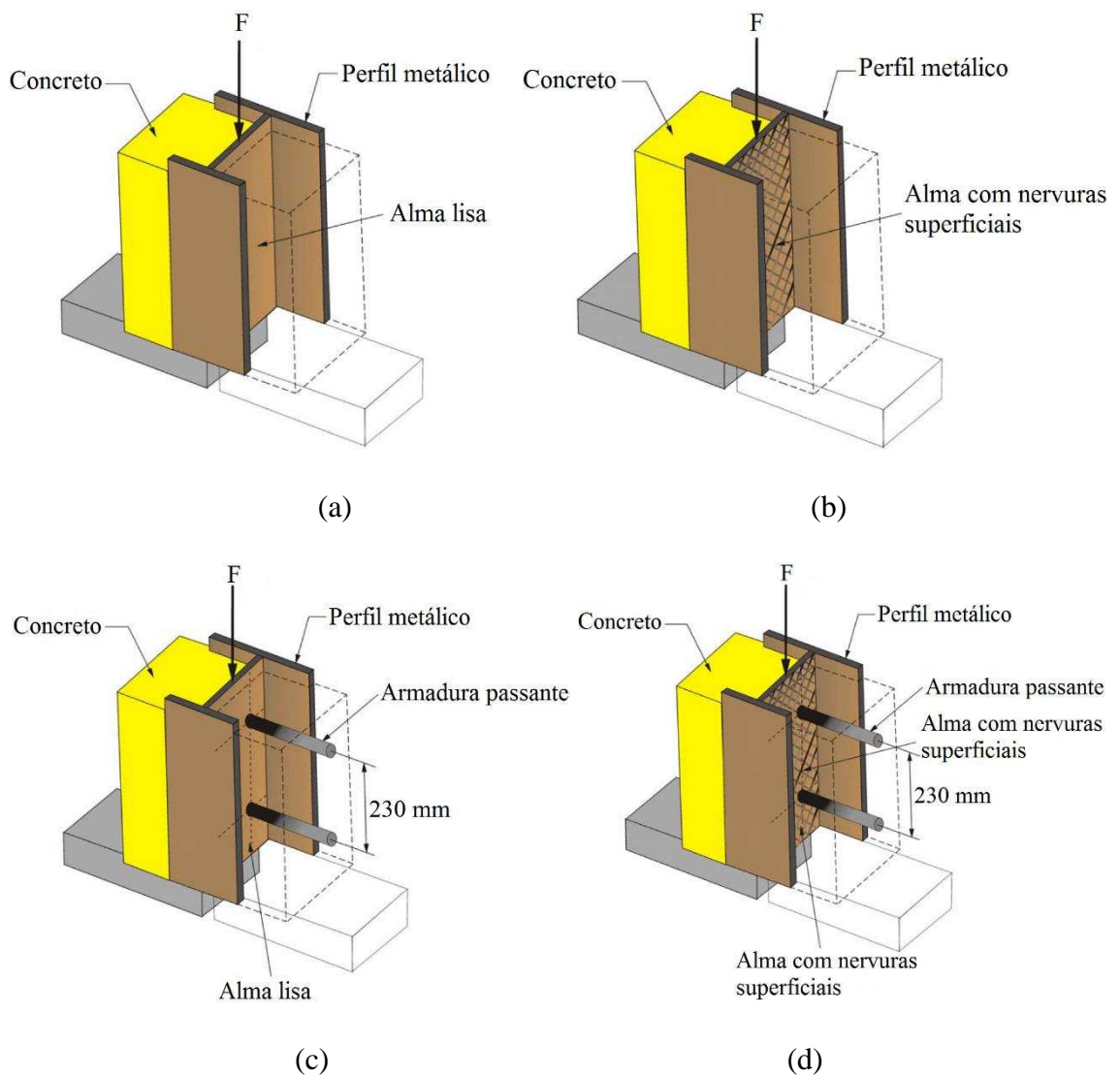


Figura 2.73. Ensaio *push out* realizados por Leskelä e Hopia (2000): (a) alma lisa, (b) alma com nervuras superficiais, (c) alma lisa com armadura passante e (d) alma com nervuras superficiais e armadura passante (PAES, 2003).

Segundo Paes (2003), a partir desses ensaios foi possível conhecer o comportamento Força \times Deslizamento dos principais tipos de interface que são utilizadas nos sistemas *slim floor*. Os resultados obtidos por Leskelä e Hopia (2000) são apresentados nas figuras a seguir (Figuras 2.74 a 2.77).

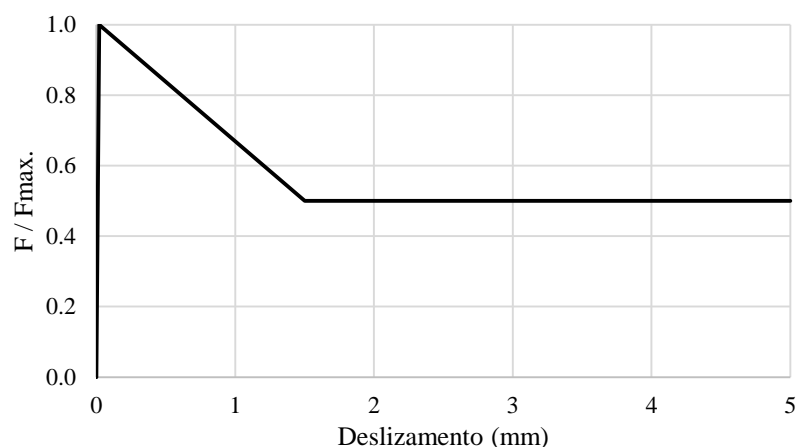


Figura 2.74. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo S.

A interface Tipo S (alma lisa), apresenta inicialmente um comportamento muito rígido, que se estende até o momento em que a tensão de aderência na interface aço-concreto atinge seu valor máximo, representado pela força máxima ($F_{máx.}$). Em seguida, nota-se uma queda acentuada no valor da força de aderência, que ocorre até que o deslizamento da interface seja de aproximadamente 1,5 mm. Neste instante, a tensão de aderência atinge um valor residual que corresponde a aproximadamente 50% de $F_{máx.}$ (PAES, 2003). Segundo Leskelä e Hopia (2000), o valor médio da tensão máxima de aderência obtido para este tipo de interface é de 0,53 MPa.

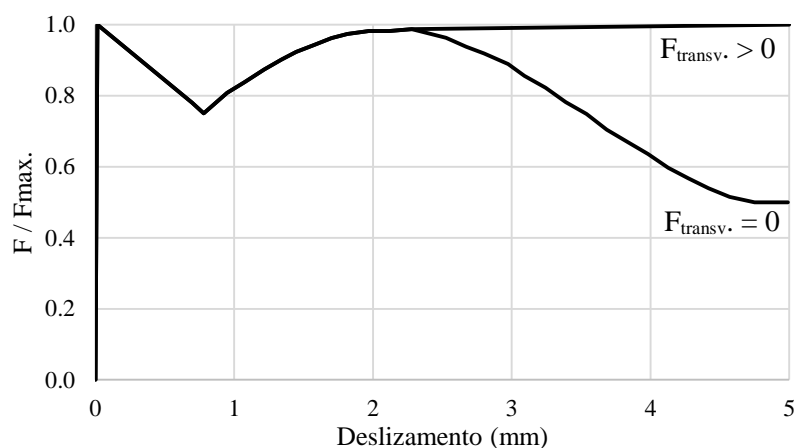


Figura 2.75. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo R.

Assim como a interface com alma lisa (Tipo S), a interface com nervuras superficiais (Tipo R) apresenta inicialmente um comportamento muito rígido, que se estende até o momento em que a tensão de aderência na interface aço-concreto atinge seu valor máximo, representado pela força máxima ($F_{máx.}$). Na sequência, observa-se uma queda no valor da tensão de aderência associada a um deslizamento inferior a 1,0 milímetro. Após este ponto, as nervuras superficiais entram em funcionamento e a tensão de aderência

passa a crescer até que o deslizamento relativo entre aço e concreto atinja 2,0 mm. A partir daí, quando não existe uma força de compressão perpendicular a alma do perfil ($F_{transv.} = 0$) observa-se uma queda no valor da força de aderência. Por outro lado, quando existe uma força de compressão perpendicular a alma do perfil ($F_{transv.} > 0$), nota-se um pequeno crescimento no valor da força de aderência. Para essa interface, o valor médio da máxima tensão de aderência foi de 0,53 MPa, que corresponde ao valor encontrado para a interface do tipo S (PAES, 2003).

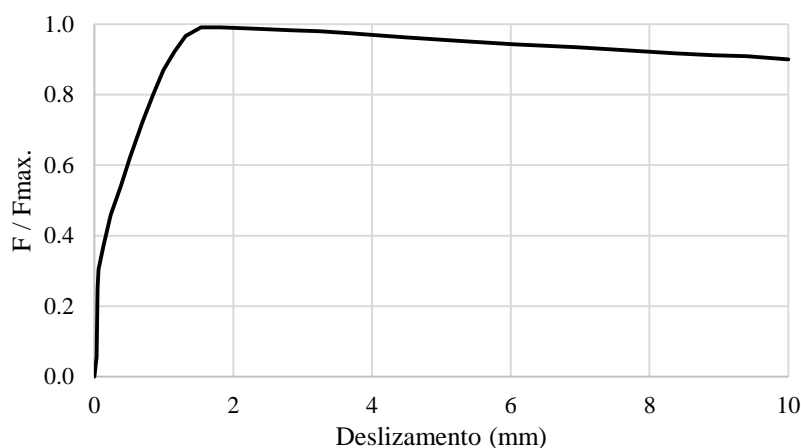


Figura 2.76. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo SR.

Da mesma forma que os outros tipos de interface, a interface com alma lisa e armadura passante (Tipo SR) apresenta, inicialmente, um comportamento muito rígido que ocorre até que a interface aço-concreto alcance a máxima tensão de aderência, isto é, aproximadamente 30% de $F_{máx.}$ Em seguida, observa-se um pequeno deslizamento, que pode ser associado ao acomodamento das barras passantes através da alma. Por fim, as barras transversais começam a absorver o carregamento até o ponto no qual a resistência máxima destas armaduras é alcançada (PAES, 2003).

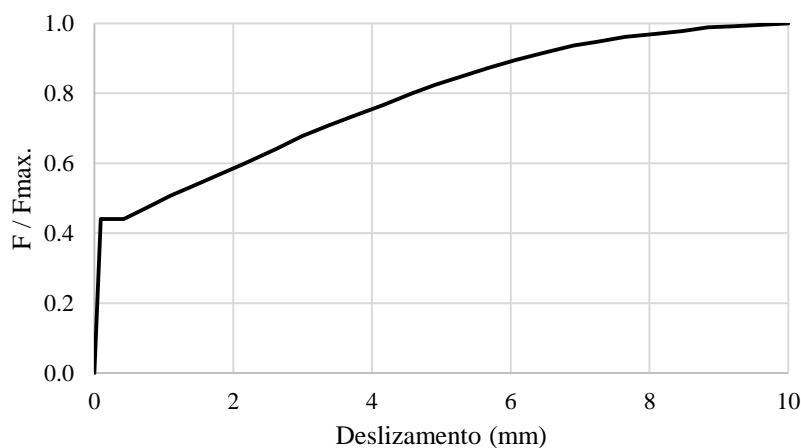


Figura 2.77. Diagrama Força x Deslizamento para a interface do tipo RR.

A interface com nervuras superficiais e armadura passante (Tipo RR), inicialmente, exibe um comportamento muito rígido, que se estende até o momento em que a tensão de aderência na interface aço-concreto atinge seu valor máximo, isto é, aproximadamente 40% de $F_{máx}$. Superado este limite, as barras transversais começam a absorver o carregamento e as nervuras superficiais entram em funcionamento. Assim, a medida que aumenta o deslizamento relativo entre o aço e concreto, a força de cisalhamento na interface segue crescendo até atingir um deslizamento próximo de 2,0 mm. A partir deste ponto, as nervuras superficiais deixam de funcionar, a força de cisalhamento na interface diminui e os esforços passam a ser resistidos apenas pelas barras transversais (PAES, 2003).

2.8.5.2. Modelos propostos por Paes

Conforme apresentado no Item 2.7.1, Paes (2003) realizou uma ampla pesquisa sobre sistemas *slim floor*, na qual ele desenvolveu modelos de elementos finitos para simular o comportamento estrutural das vigas de *slim floor* estudadas por Lawson *et al.* (1997) e Leskelä e Hopia (2000). Nesse estudo, o comportamento mecânico da interface aço-concreto foi simulado por meio de um elemento de mola espacial (Figura 2.51), ao qual atribuiu-se uma curva Força x Deslizamento para representar a interface aço-concreto.

Para validar os modelos de elementos finitos, Paes (2003) propôs, utilizando como base o estudo realizado por Leskelä e Hopia (2000), as curvas Força x Deslizamento para interface do tipo S, tipo R e tipo SR apresentadas nas figuras a seguir (Figuras 2.78, 2.79 e 2.80).

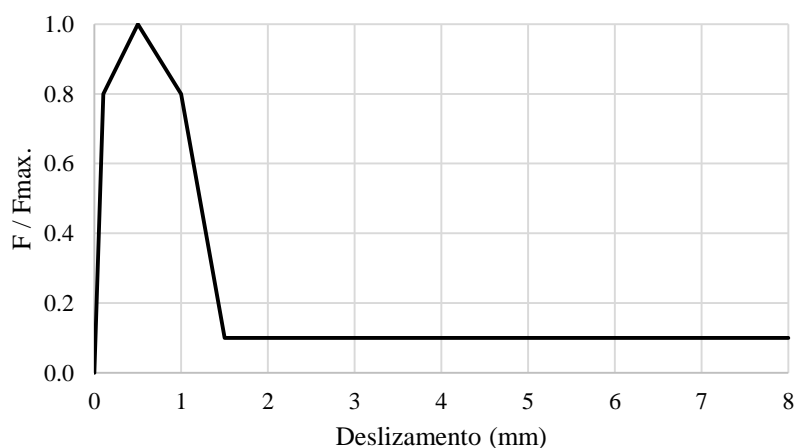


Figura 2.78. Diagrama força x deslizamento proposto por Paes (2003) para a interface do tipo S.

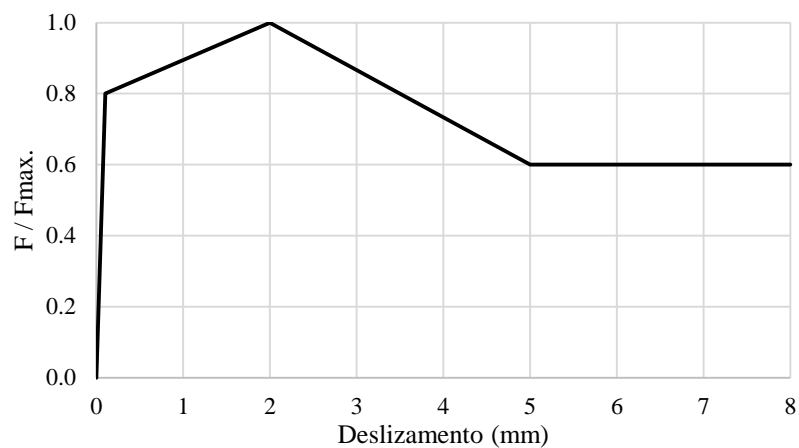


Figura 2.79. Diagrama força \times deslizamento proposto por Paes (2003) para a interface do tipo R.

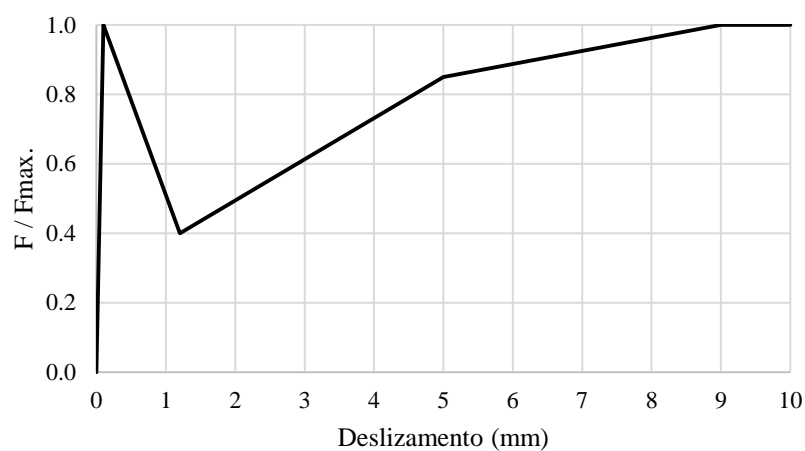


Figura 2.80. Diagrama força \times deslizamento proposto por Paes (2003) para as interfaces do tipo SR.

Segundo Paes (2003), essas interfaces foram calibradas após vários testes de sensibilidade, a partir dos quais foi possível chegar ao valor da tensão máxima de aderência. Dessa forma, para as interfaces do tipo S e do tipo R definiu-se que a tensão cisalhante máxima de aderência seria de 0,46 MPa e para as interfaces do tipo SR seria de 0,50 MPa.

3.1. Considerações preliminares

Neste Capítulo são descritos os modelos numéricos de elementos finitos utilizados para avaliar o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* e são apresentados os estudos de validação, desenvolvidos com base na comparação dos resultados numéricos com resultados experimentais obtidos por Lawson *et al.* (1997), Leskelä e Hopia (2002) e Braun *et al.* (2014). Os modelos propostos neste trabalho foram elaborados com base na metodologia desenvolvida por Paes (2003), com o objetivo de simular o comportamento estrutural de vigas de *slim floor* com aberturas na alma até alcançar o colapso.

Para o desenvolvimento dos modelos de elementos finitos utilizou-se o *software* comercial ABAQUS, que é um *software* de análise estrutural avançada, que possui um pré e pós-processador gráfico associados a um *solver* que é capaz de realizar análises estáticas e dinâmicas. O ABAQUS também permite a implementação de rotinas de pré-processamento com auxílio da linguagem Python, que viabilizam a automatização de tarefas que dificilmente poderiam ser executadas com a intervenção manual.

A seguir são apresentadas as características geométricas dos modelos de elementos finitos, as malhas e tipos de elementos utilizados, os modelos constitutivos para os materiais, as estratégias para representação do comportamento mecânico da interface aço-concreto e os estudos de validação.

3.2. Descrição dos modelos de referência

A fim de representar uma tipologia atual e típica de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma utilizadas no cenário internacional, tomou-se como referência os modelos experimentais do sistema CoSFB, que é um dos sistemas *slim floor* mais recentes e atualmente oferecido pela ArcelorMittal no contexto europeu (Figura 3.1).

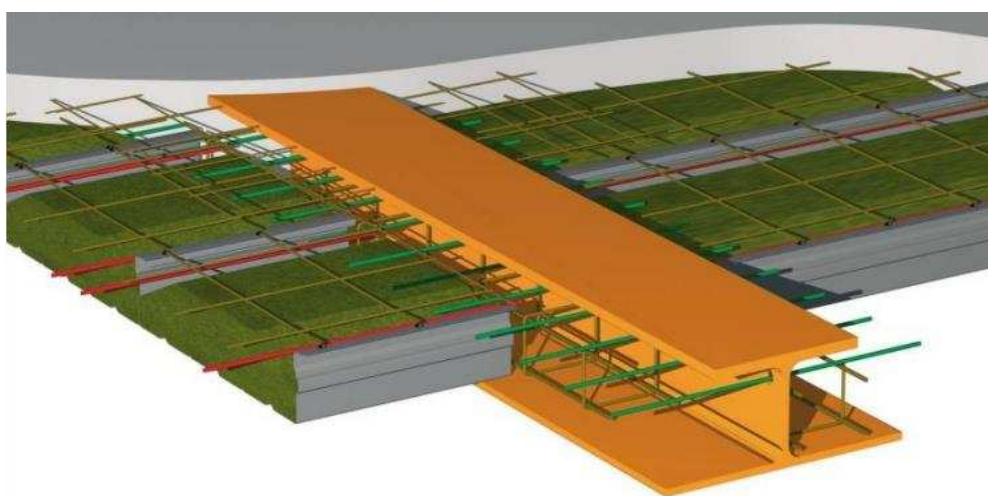


Figura 3.1. Esquema representativo do sistema CoSFB (BRAUN, 2015).

As vigas de aço que compõem o sistema CoSFB são formadas por um perfil laminado do tipo HEM, soldado a uma chapa de aço com 20 mm de espessura. A fim de melhorar a conexão entre aço e concreto, são introduzidas na alma do perfil aberturas com 40 mm de diâmetro, nas quais são colocadas barras de aço com 12 mm de diâmetro (Figura 3.2).



Figura 3.2. Perfil de aço que compõe o sistema CoSFB (KUHLMANN, 2012).

Para formar esse sistema *slim floor*, a viga de aço é integrada a uma laje mista concretada *in situ*, denominada *Cofradal 200* (Figura 3.3), formada por chapa de aço dobrada com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e capa de concreto.



Figura 3.3. Execução da laje mista *Cofradal 200* em um sistema *slim floor* (BRAUN, 2015).

Com a evolução dos sistemas *slim floor* ao longo das últimas décadas, observou-se o desenvolvimento de um conjunto de estratégias para ativar o comportamento misto nas vigas desses sistemas, uma vez que não é viável utilizar conectores de cisalhamento usuais sobre a mesa superior do perfil de aço, devido à pequena espessura da capa de concreto.

O mecanismo utilizado para ativar o comportamento misto de vigas no sistema *Slimdek* consiste em nervuras introduzidas durante o processo de laminação sobre a face externa da mesa superior do perfil ASB. Nas vigas de *slim floor* estudadas por Leskelä e Hopia na Finlândia, utilizaram outros três mecanismos: aderência entre aço e concreto, nervuras na alma do perfil de aço e barras passantes através de pequenos furos localizados na alma do perfil. No sistema CoSFB são utilizadas barras passantes pela alma do perfil e pinos de concreto para ativação do comportamento misto.

3.3. Definição da geometria do modelo de elementos finitos

O primeiro passo para criação de um modelo de elementos finitos é a definição de uma geometria que represente de forma adequada o problema em estudo. Assim, com base na metodologia desenvolvida por Paes (2003), optou-se por modelar o perfil de aço, a laje mista, as barras de aço passantes pelas aberturas e a malha eletrosoldada aplicada na região superior da laje mista.

O modelo geométrico do perfil de aço é composto pelas chapas de aço que representam o perfil, incluindo as aberturas circulares na alma e pela chapa de aço soldada à mesa inferior (Figura 3.4). Para o modelo geométrico da laje mista, desprezou-se a parte inferior da laje, que corresponde à região onde encontram-se a chapa de aço dobrada e os blocos de lã de rocha (parte inerte) (Figura 3.5).

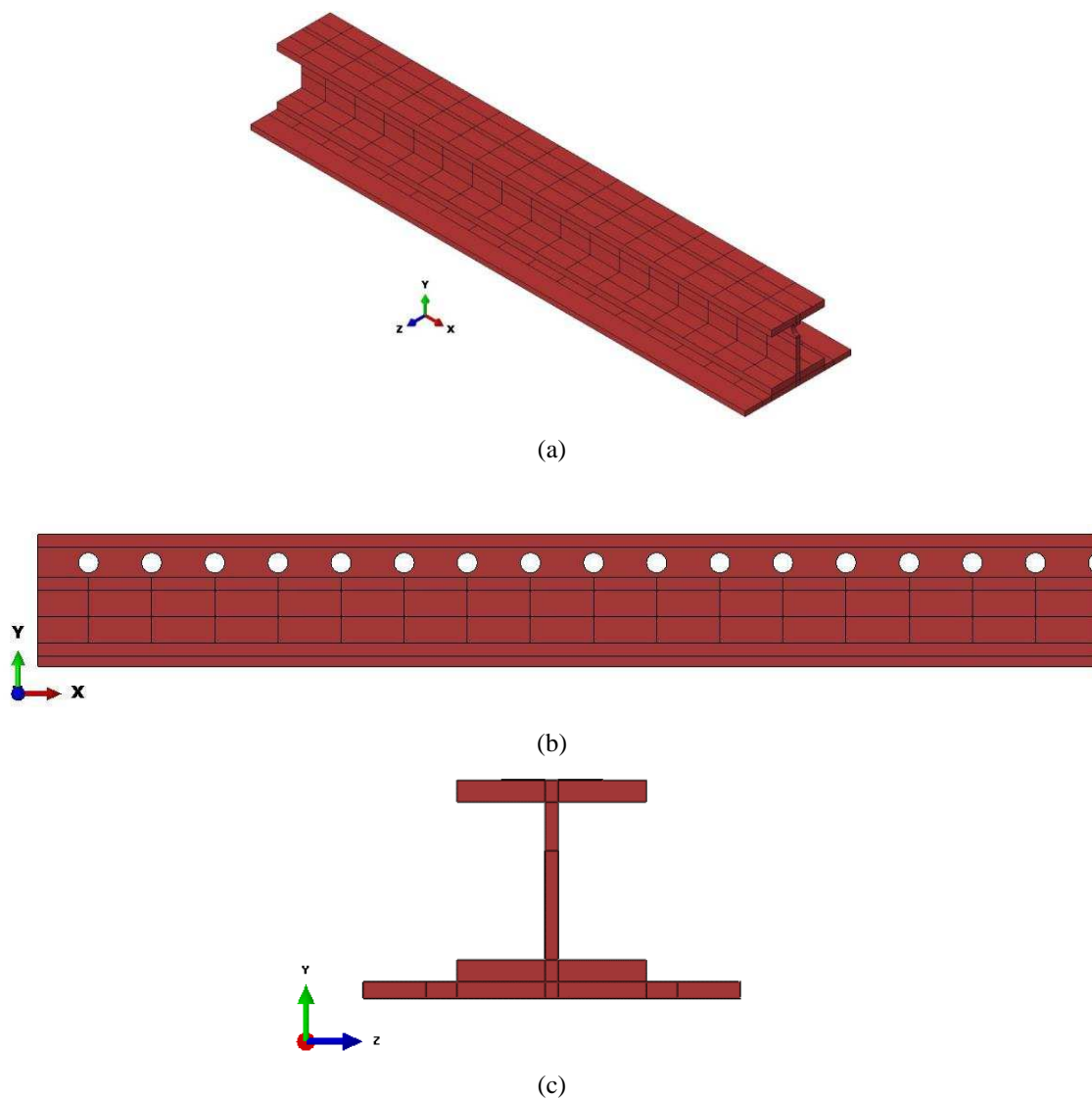


Figura 3.4. Modelo geométrico do perfil de aço utilizado no sistema CoSFB: (a) modelo em perspectiva, (b) vista lateral e (c) vista frontal.

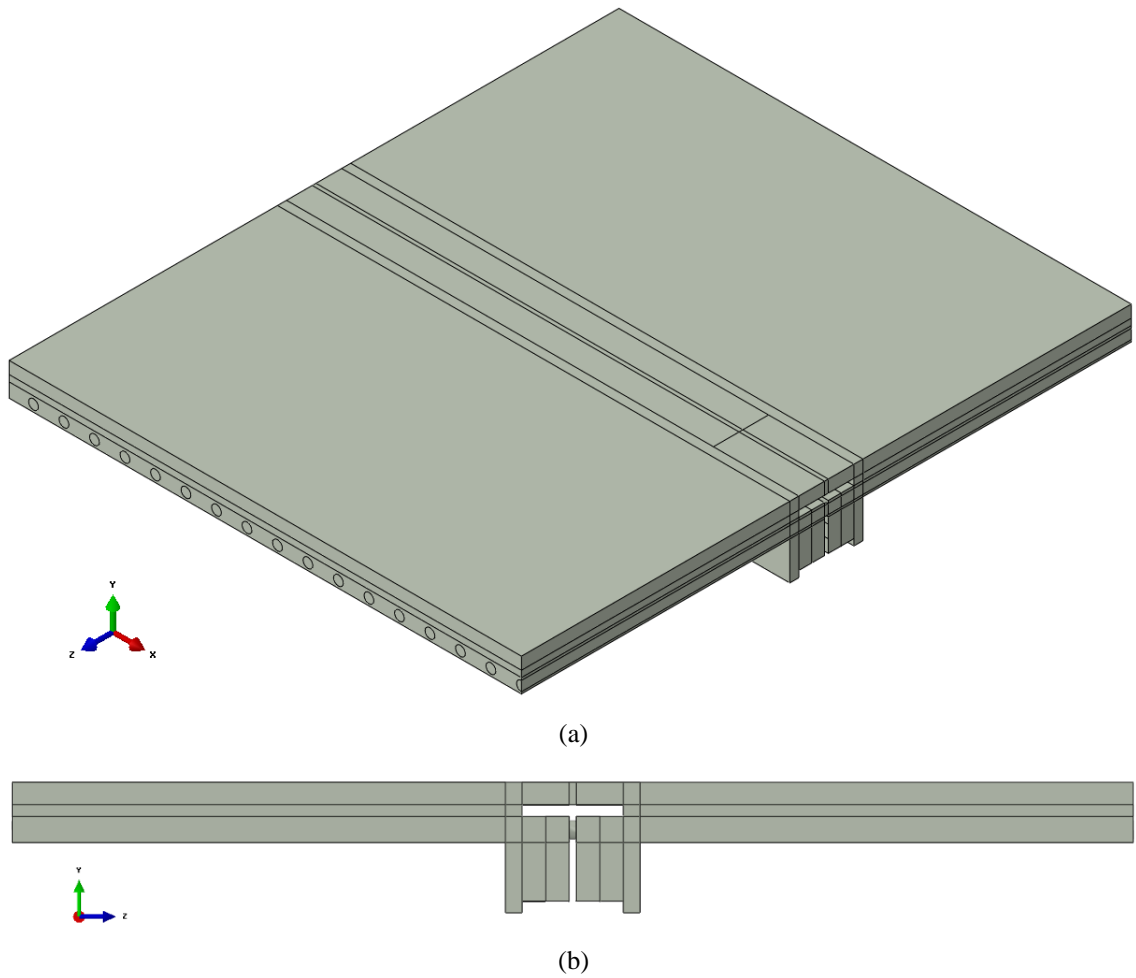


Figura 3.5. Modelo geométrico de uma laje mista utilizada no sistema CoSFB:
 (a) modelo em perspectiva e (b) vista frontal.

3.4. Malha e tipos de elementos finitos utilizados

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos de elementos finitos criados nesse trabalho utilizaram-se três tipos de elementos (Figura 3.6): (a) elemento tipo *beam*, com dois nós e formulação linear (B31), (b) elemento tipo *solid* no formato de um prisma de base triangular, com seis nós e três graus de liberdade por nó (C3D6) e (c) elemento tipo *solid* hexaédrico, com oito nós e três graus de liberdade por nó (C3D8).

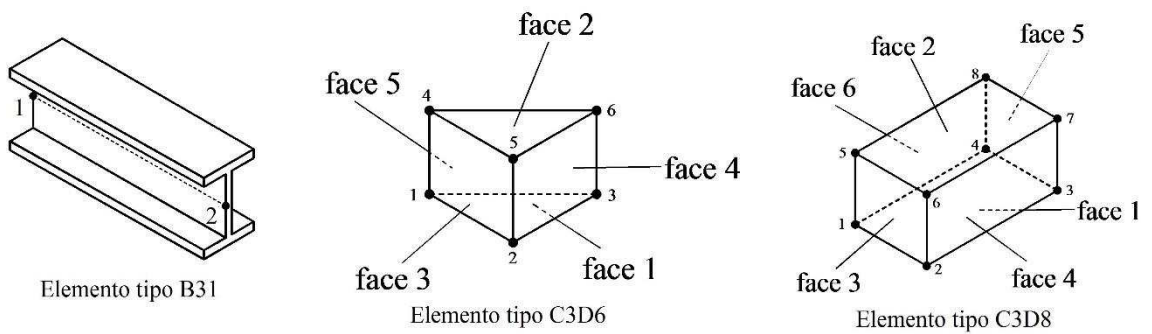


Figura 3.6. Elementos finitos utilizados nos modelos (SIMULIA, 2012).

O elemento do tipo B31 foi utilizado para discretizar as barras de aço passantes pelas aberturas na alma do perfil e a malha eletrosoldada, uma vez que a utilização de elementos sólidos aumentaria a complexidade da malha e tornaria a análise numérica praticamente inviável para os recursos computacionais disponíveis. O elemento do tipo C3D6 foi utilizado na parte superior da alma do perfil de aço, que é a região onde encontram-se as aberturas (Figura 3.7), e na parte central da laje mista, que é região onde encontram-se os pinos de concreto (Figuras 3.8 e 3.9). Os elementos C3D8 foram utilizados nas demais regiões do perfil de aço e da laje mista.

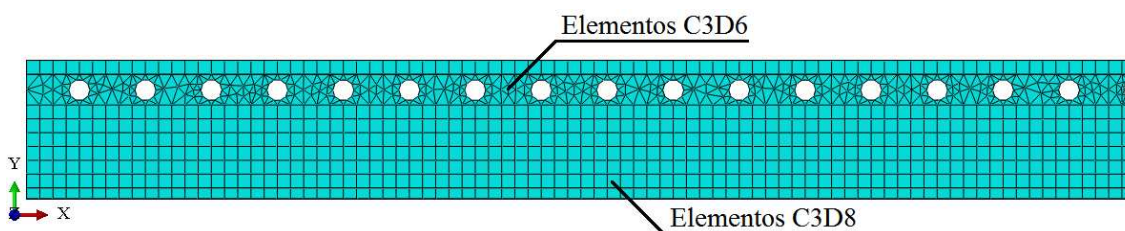


Figura 3.7. Elementos finitos utilizados nos perfis de aço (Vista lateral).

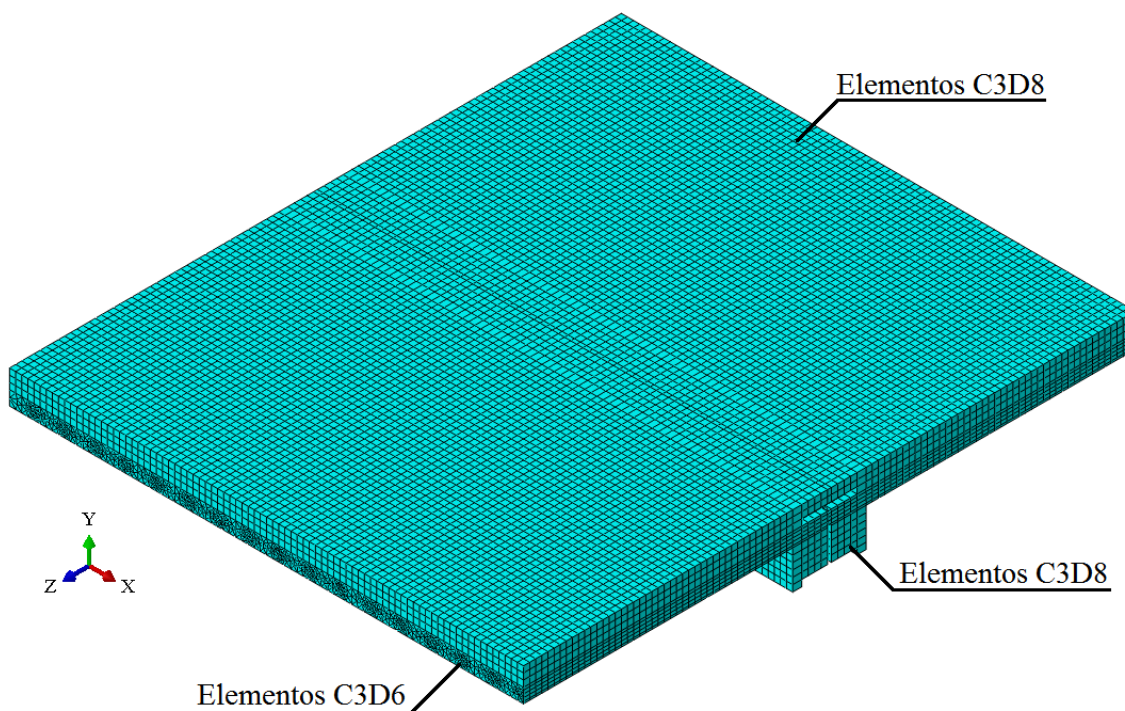


Figura 3.8. Elementos finitos utilizados na laje mista (Modelo em perspectiva).

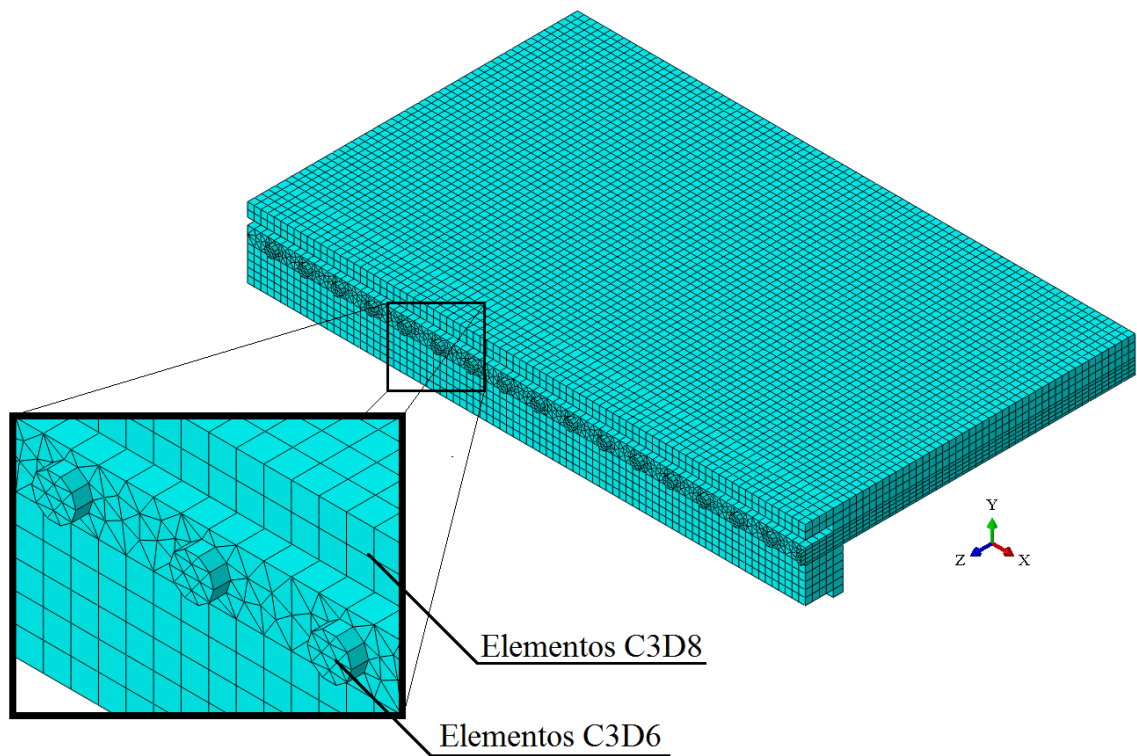


Figura 3.9. Detalhe da malha na região dos pinos de concreto.

A malha dos modelos foi elaborada de forma automática pelo ABAQUS. O gerador de malha do ABAQUS utiliza técnicas que levam em consideração a geometria e os tipos de elementos finitos utilizados. Para geração da malha dos modelos foram utilizadas as técnicas de malha estruturada e malha por varredura (Figura 3.10). A primeira técnica foi utilizada para gerar elementos com formas regulares (paralelepípedos e prismas) ao longo do domínio. A segunda técnica foi utilizada nas regiões com formatos curvos ou irregulares, correspondentes à região das aberturas na alma do perfil e dos pinos de concreto.

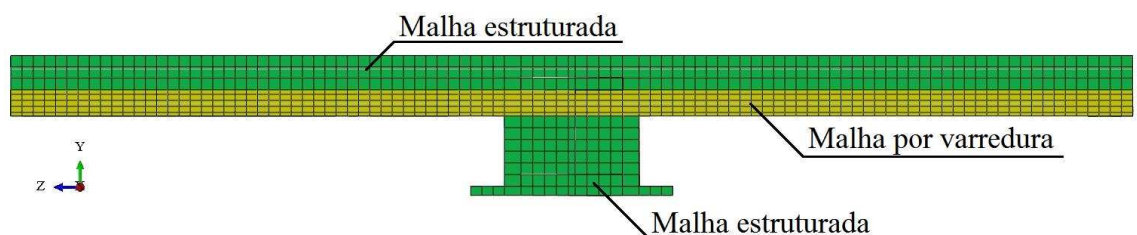


Figura 3.10. Técnicas utilizadas para gerar a malha dos modelos.

Ao se trabalhar com o Método dos Elementos Finitos (MEF), quanto mais refinada for a malha, isto é, quanto menores forem as dimensões dos elementos que compõe a malha, maior é a precisão do modelo numérico ao representar o problema contínuo. Contudo, a partir de um certo ponto de refinamento da malha, o ganho de precisão dos resultados passa a ser irrisório, quando comparado ao aumento do tempo de análise. Assim, após a

realização de estudos de refinamento de malha, optou-se pelo uso de elementos finitos com dimensão máxima de 25 mm na região de malha estruturada. Para representar de forma mais adequada os fenômenos que ocorrem na região dos pinos de concreto foi utilizada uma malha com dimensão máxima de 12,5 mm ao longo da circunferência externa de cada pino (Figura 3.11).

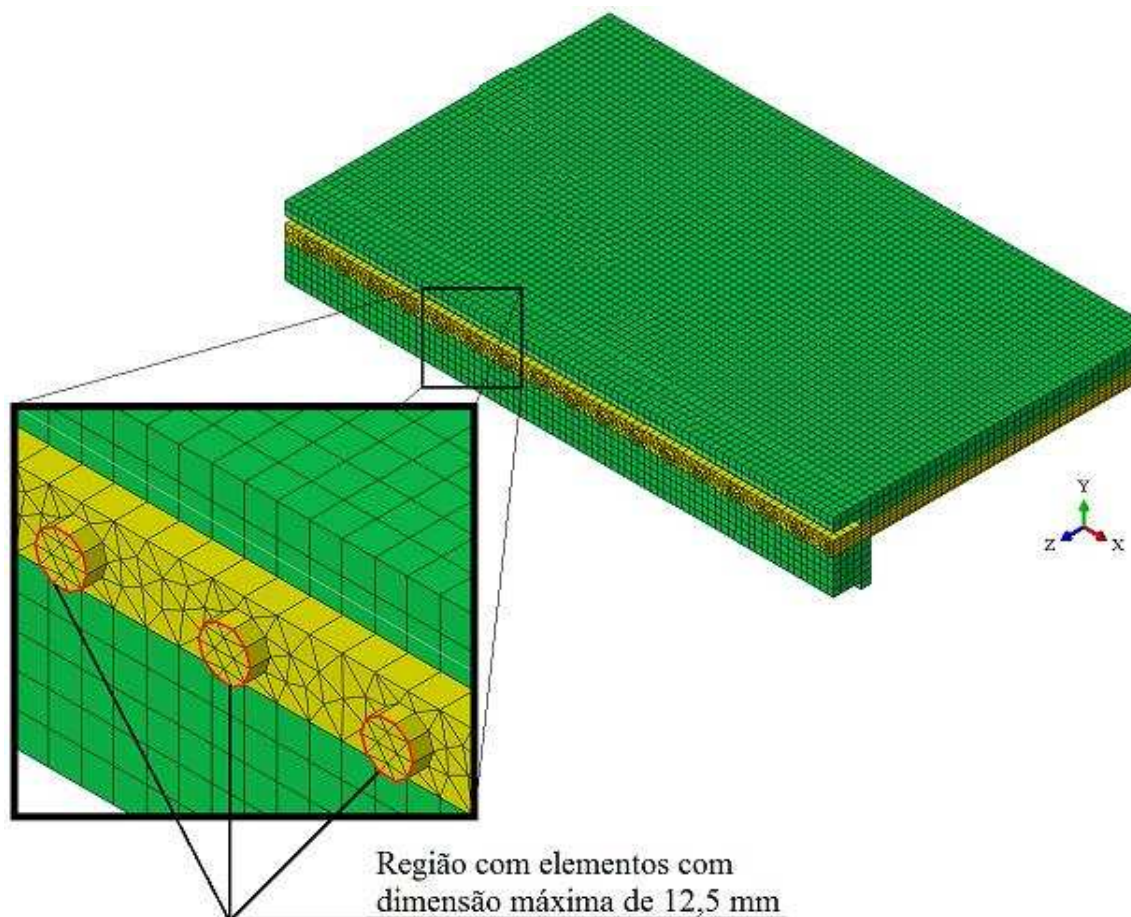


Figura 3.11. Malha de elementos finitos na região dos pinos de concreto.

3.5. Comportamento dos materiais

Nos itens a seguir são apresentados os modelos constitutivos propostos para descrever as características mecânicas do aço e do concreto.

3.5.1. Aço

Para descrever o comportamento do aço solicitado à tração e à compressão considera-se um modelo elasto-plástico com encruamento, desenvolvido a partir do modelo apresentado por Byfield *et al.* (2005) (Item 2.8.1). Para evitar problemas de convergência na análise numérica, no modelo proposto optou-se por introduzir uma pequena inclinação no patamar de escoamento (Figura 3.12).

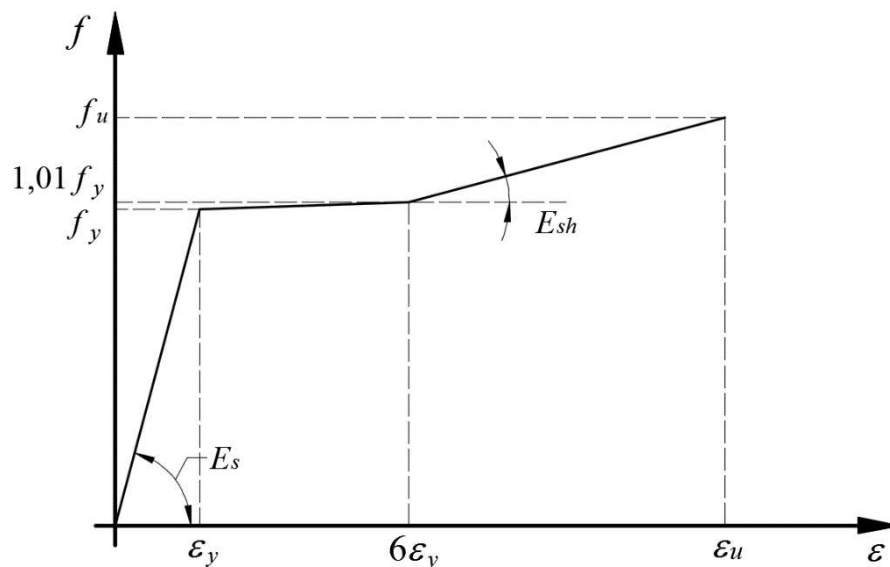


Figura 3.12. Curva Tensão (σ_s) x Deformação (ϵ) para o aço tracionado e comprimido.

Assim como no modelo apresentado por Byfield *et al.* (2005), no modelo proposto (Figura 3.12) considera-se que o aço sofre encruamento e que esse encruamento ocorre segundo um Módulo de Encruamento (E_{sh}). A consideração do encruamento do aço no modelo numérico de elementos finitos contribui para uma melhor representação dos fenômenos que ocorrem nas vigas mistas de *slim floor* próximo à situação de colapso.

3.5.2. Concreto

O concreto possui comportamento distinto quando solicitado à tração ou compressão, o que torna importante utilizar um modelo constitutivo capaz de descrever a degradação progressiva de suas propriedades mecânicas. De acordo com Luccioni (2003)⁸ *apud* Gonçalves (2015), o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) é um modelo capaz de descrever com precisão o comportamento de materiais frágeis, como o concreto.

Nesse trabalho, para simular o comportamento mecânico do concreto, utilizou-se o modelo constitutivo CDP, disponível na biblioteca do ABAQUS. Ao utilizar esse modelo é necessário informar ao ABAQUS as seguintes características do concreto:

- características relacionadas ao comportamento elástico do concreto: Coeficiente de Poisson e Módulo de Elasticidade;
- características relacionadas ao comportamento plástico do concreto: o ângulo de dilatação do concreto (ψ), excentricidade (ϵ), relação entre as resistências à

⁸ LUCCIONI, B. Apuntes de Mecánica de Daño Continuo. 201 p. 2003.

compressão no estado biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), parâmetro de forma K e parâmetro de viscosidade (μ);

- as curva Tensão \times Deformação inelástica e Dano \times Deformação inelástica, para o concreto submetido à compressão uniaxial;
- as curvas Tensão \times Aberturas de fissuras e Dano \times Aberturas de fissuras, para o concreto submetido à tração uniaxial.

3.5.2.1. Comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial

Para representar o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão uniaxial foi proposto um modelo adaptado do modelo apresentado por Pavlovic *et al.* (2013) (Figura 3.13).

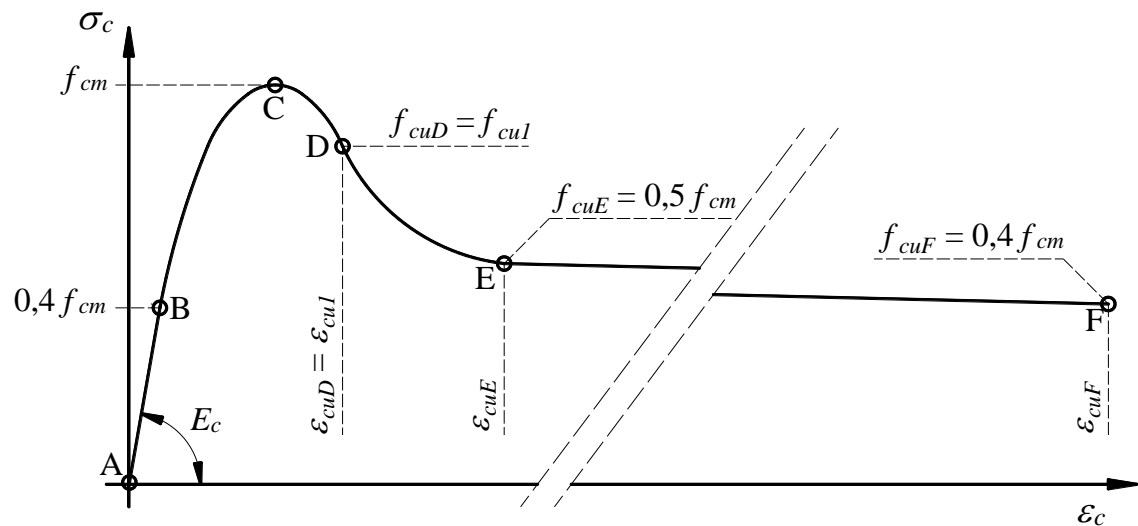


Figura 3.13. Curva Tensão (σ_c) \times Deformação (ϵ_c) para o concreto submetido à compressão uniaxial.

Da mesma forma que o modelo apresentado por Pavlovic *et al.* (2013), o modelo proposto para representar o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão uniaxial é formado por cinco trechos distintos. Os três primeiros trechos (Trechos entre A e D da Figura 3.13) foram definidos a partir das prescrições apresentadas pelo Model Code 2010 (FIB, 2011) (Item 2.8.2.1), o Trecho D-E foi definido utilizando a Equação 6 apresentada por Pavlovic *et al.* (2013), e o último trecho (Trecho E-F) foi calibrado após diversos testes de sensibilidade, a partir dos quais chegou-se a relação $f_{cuE} = 0,5 f_{cm}$.

O comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial é informado ao CDP através da curva Tensão de Compressão (σ_c) \times Deformação Inelástica ($\epsilon_{c,in}$) (Figura 3.14). Conforme apresentado no Item 2.8.4.9 do Capítulo 2, a deformação inelástica ($\epsilon_{c,in}$) é obtida subtraindo a parcela de deformação elástica ($\epsilon_{c,el}$) da deformação total (ϵ_c), que é calculada a partir da relação entre σ_c e E_c .

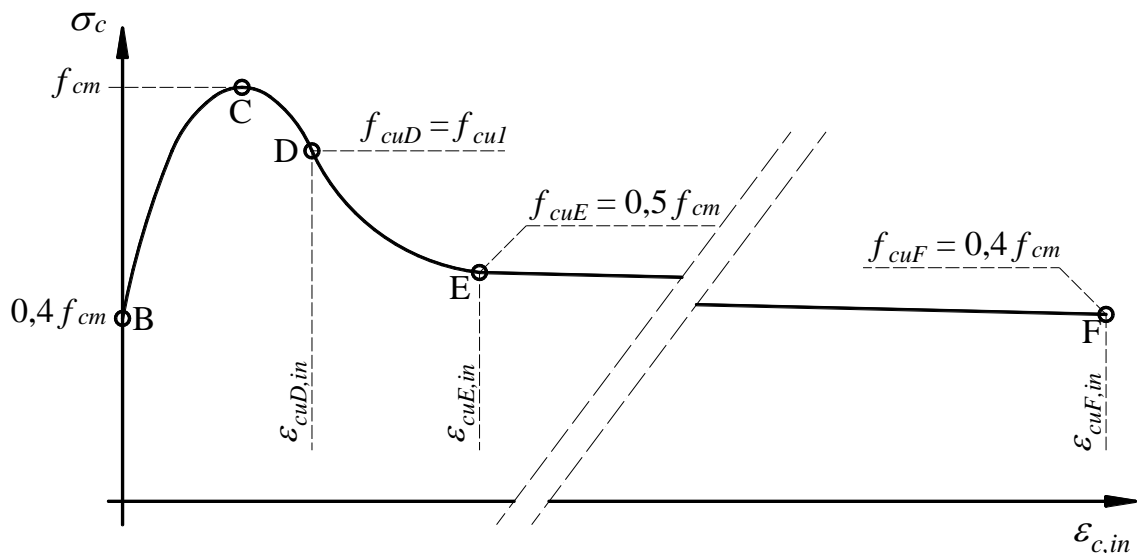


Figura 3.14. Curva Tensão (σ_c) x Deformação inelástica ($\epsilon_{c,in}$) para o concreto submetido à compressão uniaxial.

3.5.2.2. Comportamento do concreto submetido à tração uniaxial

O comportamento mecânico do concreto submetido à tração uniaxial foi descrito utilizando uma curva de Tensão x Deformação e uma curva Tensão x Abertura de fissuras. A primeira curva foi utilizada para descrever o comportamento mecânico do concreto não fissurado, isto é, antes da tensão de tração no concreto atingir o valor da resistência média à tração (f_{ctm}). A segunda curva foi utilizada para descrever o comportamento mecânico do concreto fissurado, isto é, após a tensão de tração no concreto atingir o valor da resistência média à tração (f_{ctm}).

Antes da fissuração do concreto, admite-se que esse material apresenta um comportamento elástico linear (Trecho A-B), que é definido pela tensão f_{ctm} e pelo Módulo de Elasticidade E_c . Após a fissuração do concreto, considera-se que esse material possui o comportamento não-linear descrito pela curva Tensão x Abertura de fissuras apresenta por Hordijk (1992) (Figura 3.15), que é definida utilizando a Equação 20 do Capítulo 2.

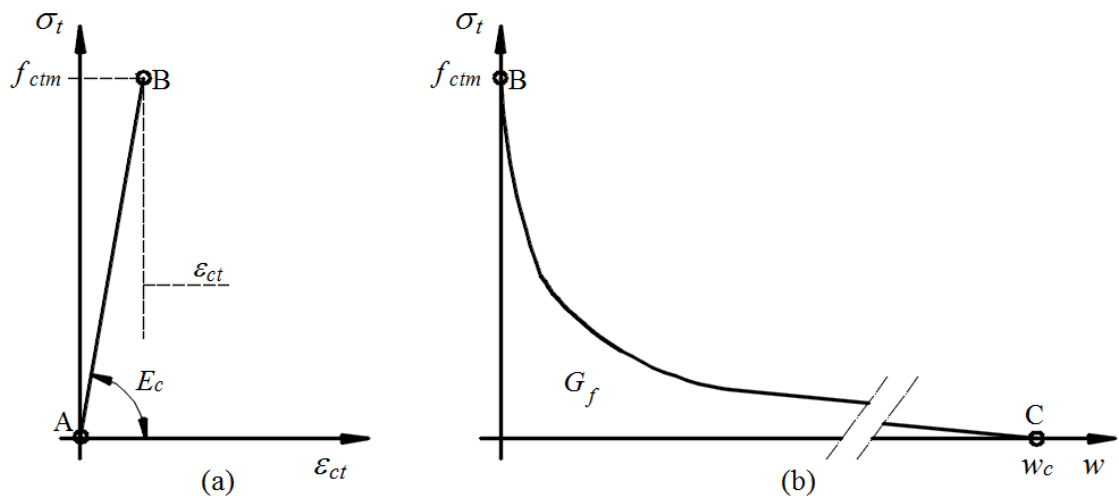


Figura 3.15. (a) Curva Tensão (σ_t) x Deformação (ϵ_{ct}) utilizada para representar o comportamento mecânico do concreto não fissurado e (b) curva Tensão (σ_t) x Aberturas de fissuras (w) utilizada para representar o comportamento mecânico do concreto fissurado.

3.5.2.3. Dano no concreto submetido à compressão uniaxial

O CDP considera que a perda de rigidez do concreto é representada por uma variável escalar chamada de variável de dano (D). Para descrever a evolução desta variável utilizou-se a Equação 30 proposta por Pavlovic *et al.* (2013), a partir da qual foram obtidos os gráficos de Dano à compressão uniaxial (D_c) x Deformação (ϵ_c) e de Dano à compressão uniaxial (D_c) x Deformação inelástica ($\epsilon_{c,in}$) exibidos nas Figuras 3.16 e 3.17, respectivamente.

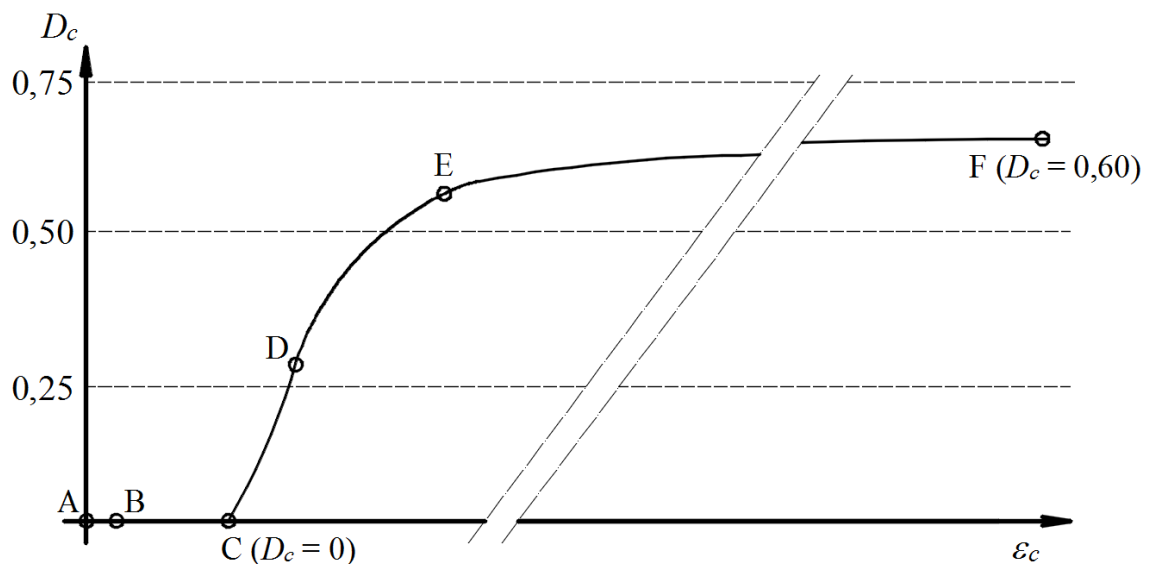


Figura 3.16. Curva Dano à compressão uniaxial (D_c) x Deformação (ϵ_c).

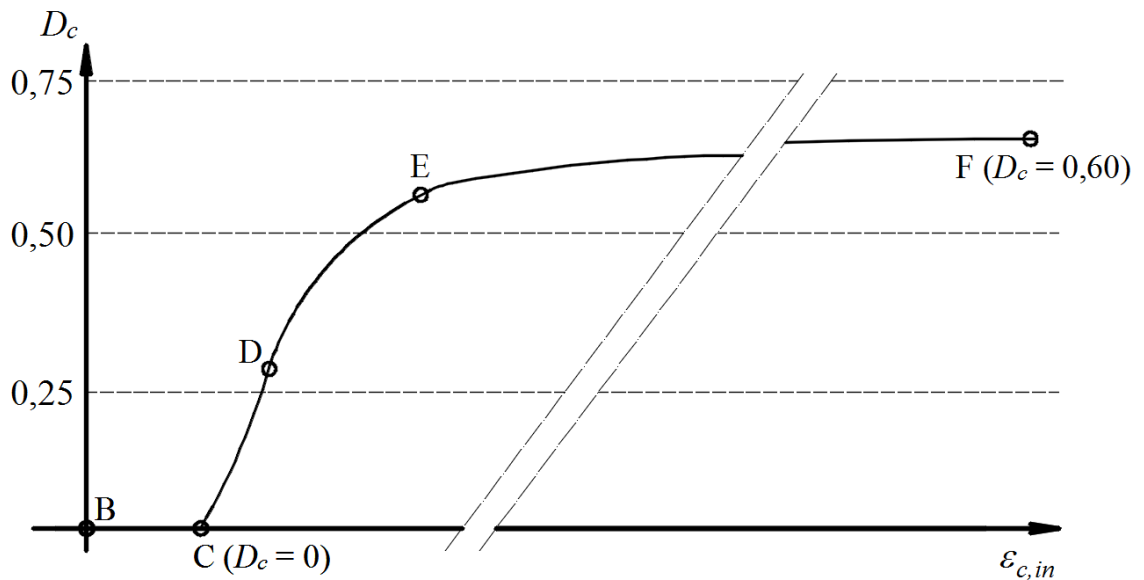


Figura 3.17. Curva Dano à compressão uniaxial (D_c) x Deformação inelástica ($\epsilon_{c,in}$).

3.5.2.4. Dano no concreto submetido à tração uniaxial

No caso do concreto submetido à tração uniaxial, a variável de dano (D_t) foi calculada utilizando a Equação 31 apresentada por Pavlovic *et al.* (2013), a partir da qual chegou-se ao gráfico Dano à tração uniaxial (D_t) x Aberturas de fissuras (w) (Figura 3.18).

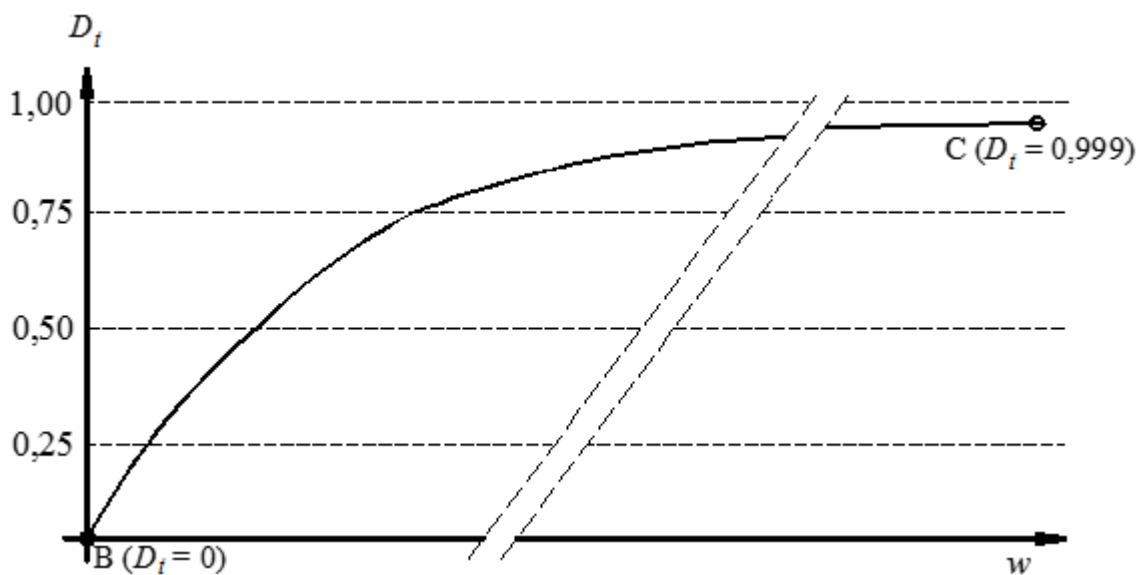


Figura 3.18. Curva Dano à tração uniaxial (D_t) x Abertura de fissuras (w).

3.6. Aderência na interface aço-concreto

A interface aço-concreto é caracterizada pelos meios de conexão que promovem a transferência dos esforços longitudinais de corte entre aço e concreto, também denominado fluxo de cisalhamento. Conforme apresentado anteriormente, um desses meios de conexão é a aderência.

Alguns códigos e normas internacionais não permitem considerar a aderência como meio de conexão, devido à variabilidade e à fragilidade da aderência. No entanto, para efeitos de simulação numérica do comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor*, onde o perfil de aço está quase plenamente revestido pelo concreto, a consideração da aderência é um aspecto de grande importância para representar o comportamento do elemento estrutural de forma mais realista.

Para simular o comportamento mecânico da aderência utilizaram-se elementos de conexão (*Conector Elements*) do tipo CONN3D2 entre alguns nós do perfil de aço e da laje de concreto. As posições destes elementos na seção transversal das vigas (Figura 3.19) foram estabelecidas a partir dos modelos de elementos finitos desenvolvidos por Paes (2003).

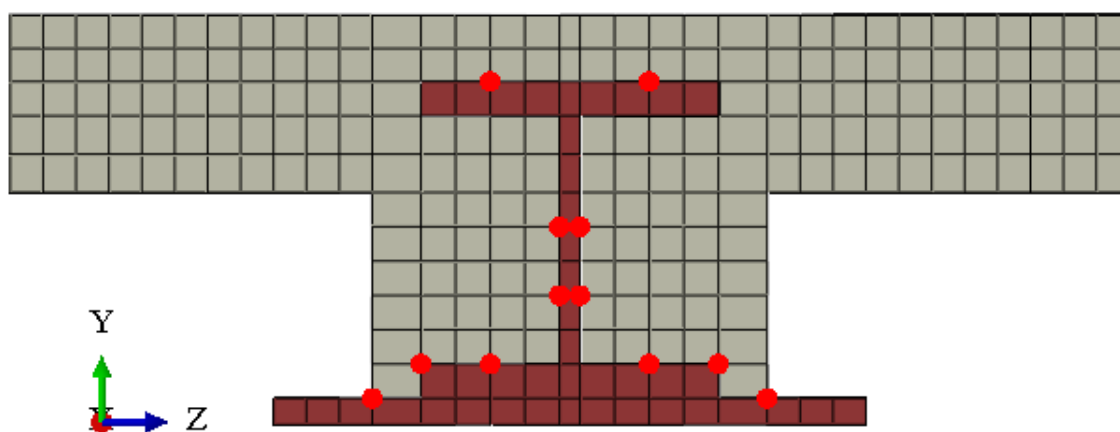


Figura 3.19. Distribuição dos elementos de conexão na seção transversal do modelo de elementos finitos.

Os elementos de conexão do tipo CONN3D2 são formados por duas componentes básicas, sendo a primeira relacionada com o movimento translacional dos nós ligados e a segunda com o movimento rotacional. O movimento translacional desses elementos de conexão foi definido por meio da opção *Slide-Plane*, que permite a translação dos nós conectados ao longo dos eixos locais U2 e U3 e restringe o movimento ao longo do eixo local U1. Para o movimento rotacional, utilizou-se opção *Align*, que restringe a rotação dos nós conectados em torno de todos os eixos.

3.7. Estudos de validação

Nesse item são apresentados estudos de comparação entre resultados obtidos a partir de modelos numéricos de elementos finitos, com os resultados experimentais de vigas mistas de *slim floor* obtidos por outros autores, com o objetivo de validar a metodologia apresentada anteriormente.

A metodologia desenvolvida por Paes (2003) foi utilizada para simular o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor* estudadas por Lawson e outros no Reino Unido e por Leskelä e Hopia na Finlândia. No trabalho de Paes (2003), a geometria e a malha dos modelos de elementos finitos foram geradas utilizando o *software* GiD e as análises numéricas foram realizadas utilizando o *software* ANSYS.

No presente trabalho, optou-se inicialmente por recriar dois modelos de elementos finitos desenvolvidos por Paes (2003) com auxílio do *software* ABAQUS. Dessa forma, no Estudo 1 foi desenvolvido um modelo de elementos finitos para simular o comportamento estrutural do modelo experimental 280 ASB, estudado por Lawson e outros no Reino Unido; e no Estudo 2 foi desenvolvido um modelo de elementos finitos para simular o comportamento estrutural do modelo experimental P2S, estudado por Leskelä e Hopia na Finlândia.

Tendo como base a metodologia desenvolvida por Paes (2003), nos Estudos 3, 4, 5 e 6 são apresentados os modelos de elementos finitos utilizados para simular o comportamento estrutural dos modelos experimentais de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma, que compõem o sistema CoSFB, estudados por Braun *et al.* (2014) (Modelos B1, B2, S1 e S2). Nesses modelos são representados os mecanismos para ativação do comportamento misto desse sistema, ou seja, as aberturas circulares na alma do perfil, as barras passantes através da alma e os pinos de concreto, conforme descrito nos itens 3.2 a 3.6.

3.7.1. Estudo 1 - Modelo SCI - 280 ASB

3.7.1.1. Descrição do modelo experimental

O modelo experimental SCI - 280 ASB corresponde a uma viga mista de *slim floor* composta por um perfil laminado do tipo 280 ASB 100 (*Asymmetric Slimflor Beam*), integrado a uma laje mista concretada *in situ*, formada por uma chapa nervurada de grande altura tipo PMF Comflor 210, que foi ensaiado por Lawson *et al.* (1997). O esquema estrutural de ensaio corresponde a uma viga biapoiada com 7500 mm de vão, com quatro cargas concentradas de magnitudes iguais (Figura 2.25).

No modelo experimental SCI – 280 ASB foi utilizado um aço estrutural do tipo S355. Contudo, com base nos resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, considerou-se que a resistência ao escoamento do aço é de $f_y = 410$ MPa.

Para a laje mista foi especificado um concreto de classe de resistência C25/30. No entanto, com base nos resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, considerou-se que as características mecânicas do concreto do modelo experimental são equivalentes a um concreto com classe de resistência C35/40.

3.7.1.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento à flexão do modelo experimental SCI - 280 ASB desenvolveu-se um modelo de elementos finitos a partir da metodologia apresentada anteriormente (Figura 3.20). Para discretizar o perfil de aço e a laje mista foram utilizados elementos do tipo C3D8 e para modelar a malha eletrosoldada do tipo A142 foram utilizados elementos do tipo B31.

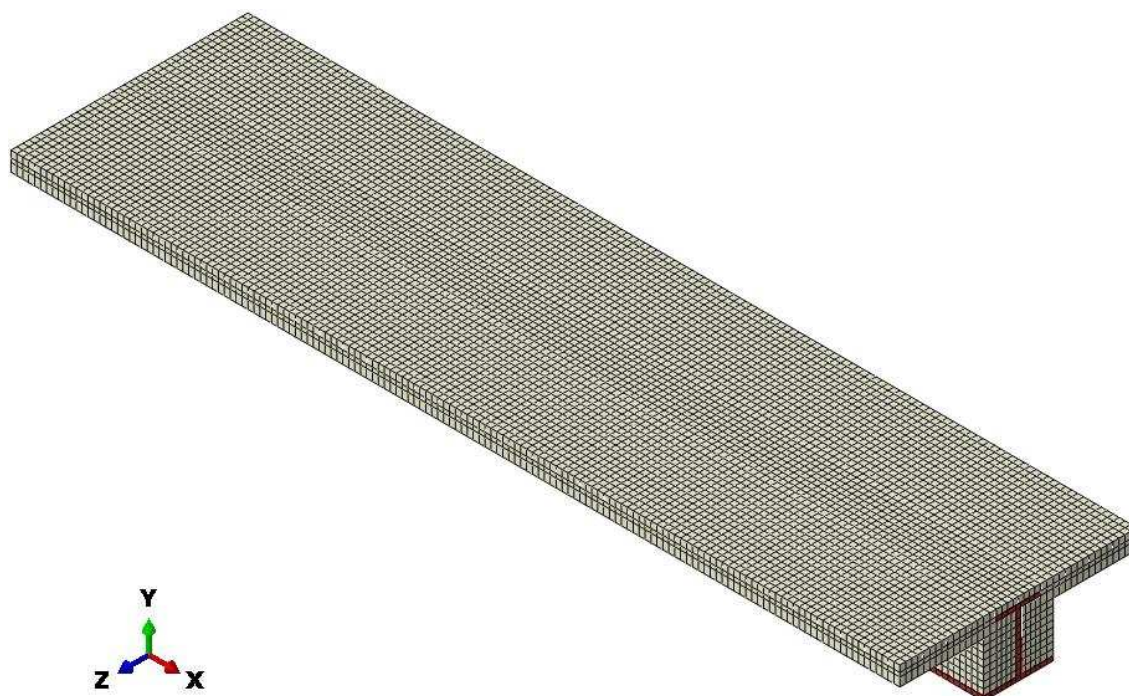


Figura 3.20. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo experimental SCI - 280 ASB.

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar esse modelo possui 52499 nós, com 35550 elementos do tipo C3D8 e 1415 elementos do tipo B31, totalizando 36965 elementos finitos.

No sistema *Slimdek* o comportamento misto é ativado a partir da aderência que se desenvolve na interface aço-concreto, com a introdução de nervuras sobre a face externa da mesa superior durante o processo de laminação dos perfis do tipo ASB.

A interface aço-concreto foi representada a partir de 320 elementos de conexão do tipo CONN3D2 (Item 3.6), distribuídos em 20 seções ao longo da viga. Em cada seção, utilizaram-se 16 elementos distribuídos conforme mostrado na Figura 3.21.

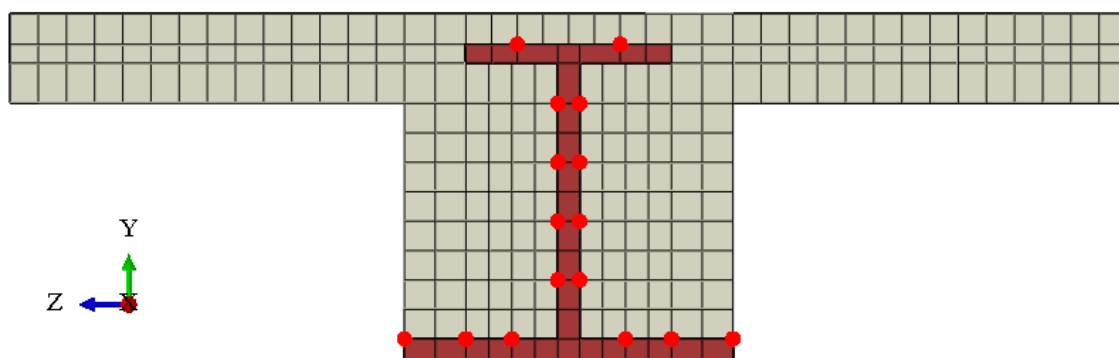


Figura 3.21. Posição dos elementos de conexão na seção transversal do modelo numérico utilizado para simular o comportamento estrutural do modelo SCI – 280 ASB.

Para descrever o comportamento mecânico da conexão por aderência utilizou-se a curva Força \times Deslizamento proposta por Paes (2003) para interface do tipo ASB, que é exibida na Figura 3.22.

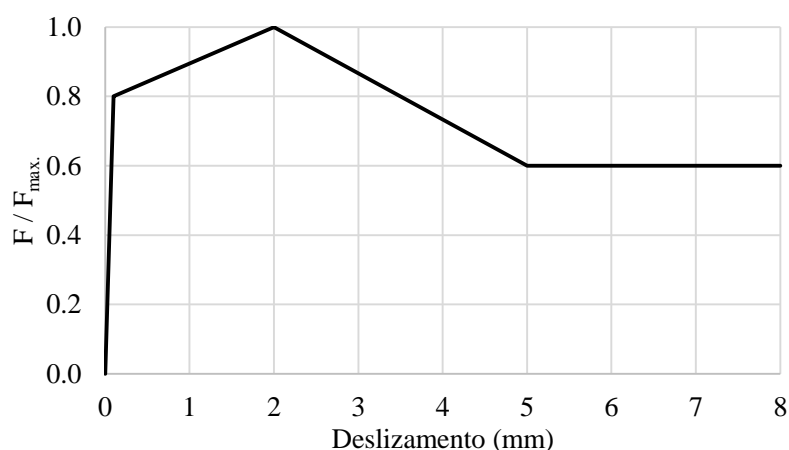


Figura 3.22. Diagrama força \times Deslizamento proposto por Paes (2003) para a interface do tipo ASB.

A força máxima de aderência (F_{max}) foi obtida a partir do produto da tensão máxima de aderência pela área de influência de cada ponto de conexão. Nesse estudo, adotou-se para a tensão máxima de aderência (τ_s) o valor de 0,60 MPa.

O modelo de elementos finitos apresentado na Figura 3.20 considera que o modelo experimental SCI - 280 ASB é simétrico em relação ao plano Y-Z. Para simular o modelo experimental, utilizou-se a condição de contorno XSYMM sobre a área em destaque mostrada na Figura 3.23. Com a definição desta condição de contorno, admite-se que a translação ao longo do eixo x e as rotações em torno dos eixos y e z são impedidas.

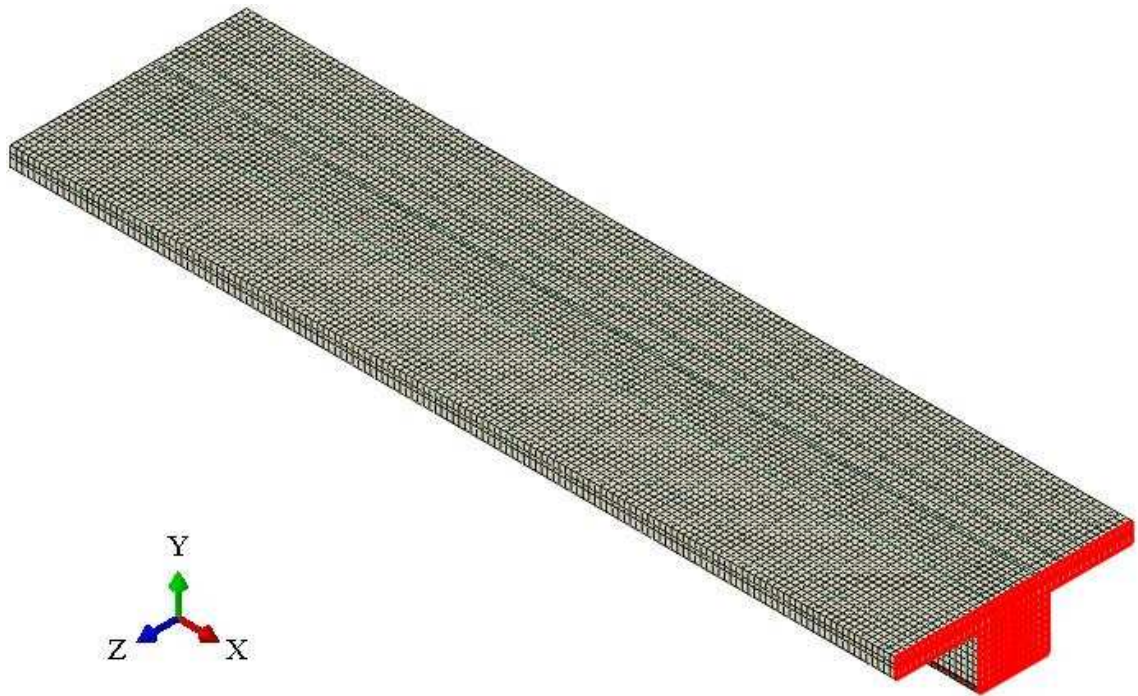


Figura 3.23. Região de aplicação da condição de contorno $XSYMM$ no modelo SCI - 280 ASB.

A fim de reproduzir as condições de ensaio mostradas Figura 2.25, optou-se por aplicar as cargas concentradas em pequenas áreas transversais sobre a face superior dos elementos finitos que formam a laje mista, utilizando-se a opção *Pressure Total Force* (Figura 3.24).

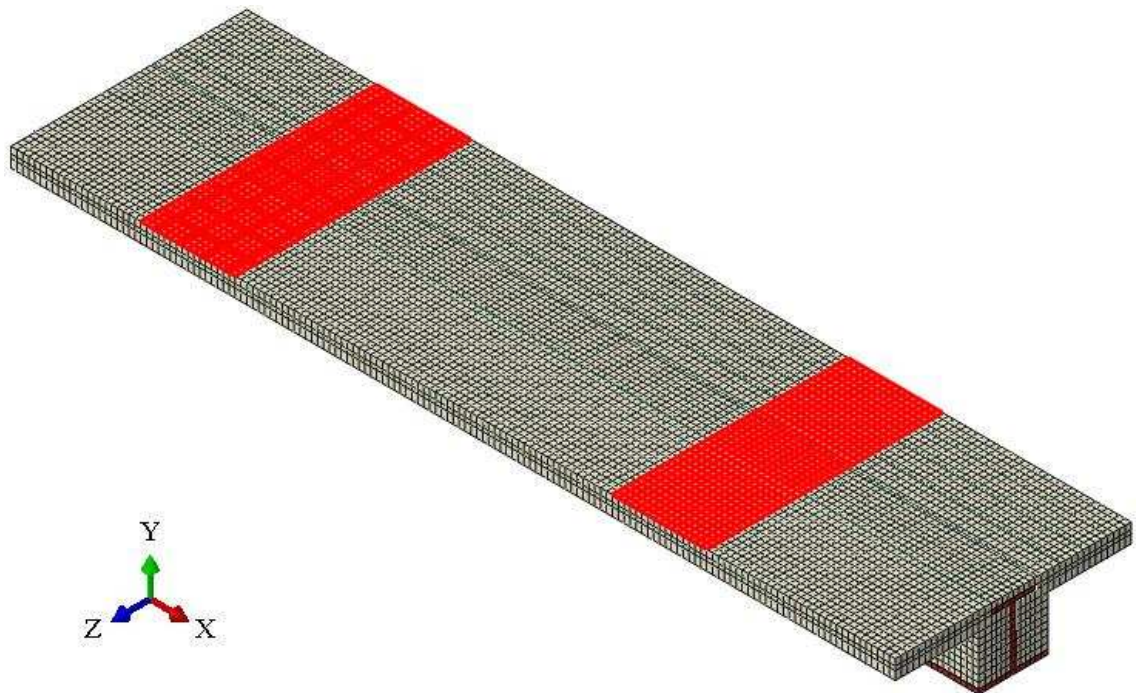


Figura 3.24. Região de aplicação da carga no do modelo SCI - 280 ASB.

Para garantir o trabalho conjunto entre as barras de aço que formam a malha eletrosoldada A142 (elementos tipo *beam*) e o concreto da laje (elementos tipo *solid*), utilizou-se a

restrição (*Constraint Embedded*). Esse tipo de restrição considera a armadura como um elemento imerso na laje mista e garante a compatibilidade de deslocamentos entre as duas partes.

O comportamento mecânico do aço estrutural S355 foi representado por meio do modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, proposto no Item 2.8.1 do Capítulo 2, com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 410$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para o aço da malha eletrosoldada A142, utilizou-se o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, apresentado no Item 2.8.1 do Capítulo 2, com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 460$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $A_{sy} = A_{sx} = 1,42$ cm²/m
- $\nu = 0,3$

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão, utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011), apresentado no Item 2.8.2 do Capítulo 2, com as propriedades mecânica exibidas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.

ν	f_c [MPa]	E_{ci} [MPa]	E_{cl} [MPa]	ϵ_{cl} [‰]	$\epsilon_{c,lim}$ [‰]
0,2	35,0	35000	18200	2,3	3,5

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à tração, utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2, com as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.

ν	f_{ctm} [MPa]	E_c [MPa]	G_F [N/m]	w_c [mm]
0,2	3,23	35000	144	0,229

Os parâmetros utilizados para definir o comportamento plástico do concreto no modelo constitutivo CDP são apresentados na Tabela 3.3:

Tabela 3.3. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	0,0001

3.7.1.3. Resultados

Na Figura 3.25 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Lawson *et al.* (1997), os resultados numéricos obtidos por Paes (2003) utilizando o *software* ANSYS e os resultados numéricos obtidos no presente trabalho utilizando o *software* ABAQUS.

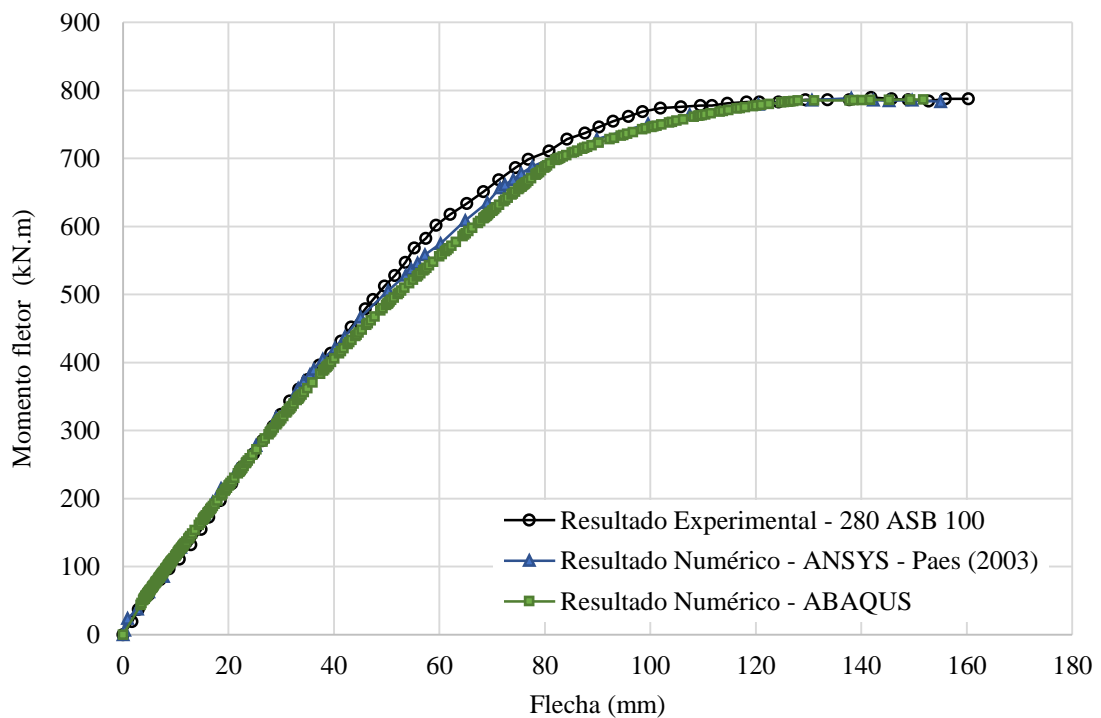


Figura 3.25. Resultados numéricos e experimental obtidos para o modelo 280 ASB 100 estudado por Lawson e outros no Reino Unido.

3.7.1.4. Discussão dos resultados

Com base nos resultados apresentados anteriormente, pode-se realizar uma avaliação da capacidade do modelo de elementos finitos em representar o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* do sistema *Slimdek*, que utilizam perfis do tipo ASB.

Ao comparar os diagramas Momento Fletor x Flecha exibidos na Figura 3.25, observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos a partir do modelo elementos finitos

desenvolvido nesse trabalho, com os resultados experimentais encontrados em Lawson *et al.* (1997). Isso indica que o modelo numérico é capaz de representar os diversos fenômenos que ocorrem na viga mista de *slim floor* à medida que esta é carregada, tais como: a fissuração do concreto, a plastificação dos materiais e o deslizamento na interface aço-concreto.

A partir dos diagramas apresentados na Figura 3.25, nota-se também que o resultado obtido através do modelo de elementos finitos criado nesse trabalho é semelhante ao resultado obtido pelo modelo de elementos finitos desenvolvido por Paes (2003), o que mostra que a metodologia proposta por Paes (2003) para o GiD e ANSYS também é válida no ABAQUS.

O momento fletor resistente da viga mista obtido no ensaio experimental foi $M_R = 790$ kN.m, enquanto que no modelo desenvolvido nesse trabalho foi $M_R = 786$ kN.m e no modelo criado por Paes (2003) foi $M_R = 784$ kN.m. Nos dois casos o valor do momento fletor resistente praticamente coincide com o valor experimental.

De acordo com os resultados da Figura 3.25, observa-se uma pequena diferença entre os resultados experimentais e numéricos no intervalo de momentos fletores entre 500 e 778 kN.m. Nesse intervalo a maior diferença é da ordem de 6% a 8% do resultado experimental.

De forma geral, a boa concordância entre os resultados do modelo experimental e dos modelos de elementos finitos para todos os níveis de carga, permite afirmar que o modelo de elementos finitos é capaz de simular o comportamento estrutural da viga mista de *slim floor* do sistema *Slimdek* até atingir o colapso e que a metodologia proposta por Paes (2003) também pode ser utilizada no ABAQUS.

3.7.2. Estudo 2 – Modelo P2S

3.7.2.1. Descrição do modelo experimental

O modelo experimental P2S corresponde a uma viga mista de *slim floor* composta por um perfil soldado monossimétrico, integrada a uma laje mista concretada *in situ*, formada por uma chapa nervurada de média altura do tipo RAN 120 (Figura 2.29), que foi ensaiado por Leskelä e Hopia (2000).

O esquema estrutural de ensaio corresponde a uma viga biapoiada com 6400 mm de vão, com quatro cargas concentradas de magnitudes iguais (Figura 2.30). A seção transversal da viga mista possui uma laje com largura de 1500 mm, que representa aproximadamente um quarto do comprimento da viga.

No modelo experimental P2S o comportamento misto é ativado apenas pela aderência que se desenvolve na interface aço-concreto, uma vez que esse modelo não possui meios de conexão mecânica para auxiliar na transferência dos esforços longitudinais de corte que surgem nesta interface.

Neste modelo foi utilizado um aço estrutural do tipo S400 cuja resistência ao escoamento é $f_y = 400$ MPa. Na laje, utilizou-se um concreto com resistência à compressão $f_c = 26,4$ MPa e armaduras na forma de malha eletrosoldada, formada por barras com 6,0 mm de diâmetro, espaçadas a cada 150 mm.

3.7.2.2. Descrição do modelo numérico

Para simular o comportamento à flexão do modelo experimental P2S, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos a partir da metodologia apresentada anteriormente (Figura 3.26). A malha de elementos finitos possui 84550 elementos do tipo C3D8 e 3712 elementos do tipo B31, resultando em 88262 elementos finitos.

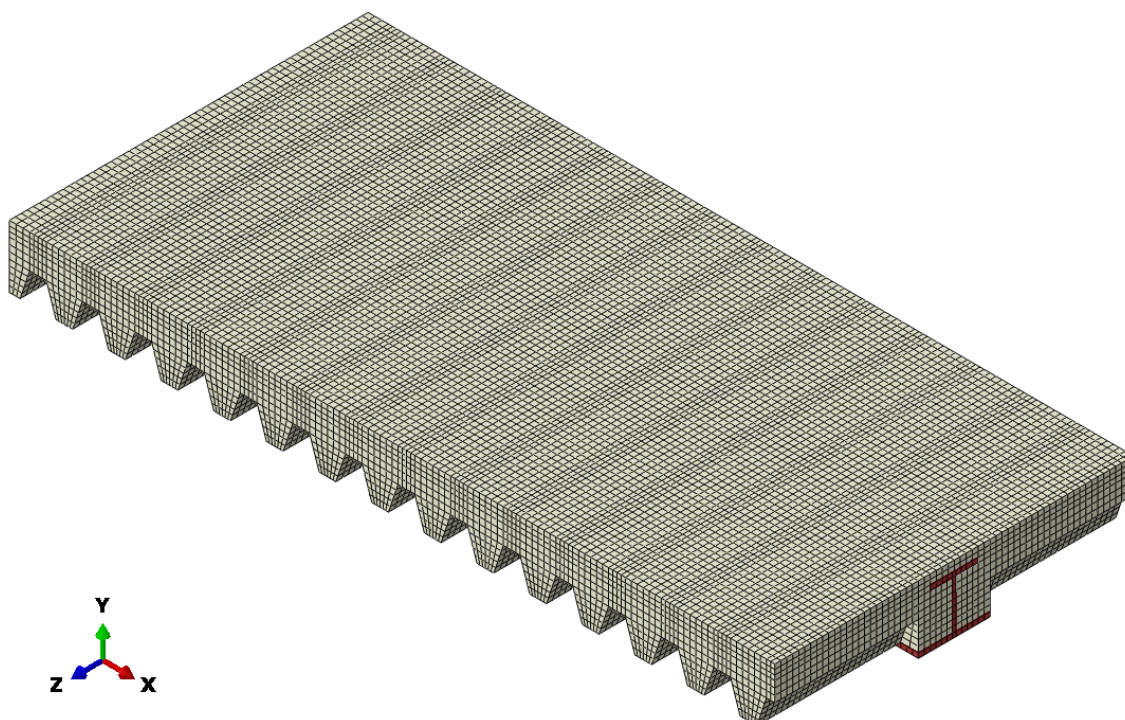


Figura 3.26. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo experimental P2S.

Nos modelos de elementos finitos desenvolvidos por Paes (2003) foram introduzidas treliças de aço na parte inferior da laje de concreto para reproduzir, de maneira aproximada, a chapa nervurada de média altura que compõe a laje mista e evitar a falha prematura do concreto gerada pela flexão da laje em torno do eixo x (Figura 3.27). Diferentemente do que foi realizado por Paes (2003), nesse trabalho optou-se por reproduzir as nervuras da laje mista, como pode ser observado na Figura 3.26.

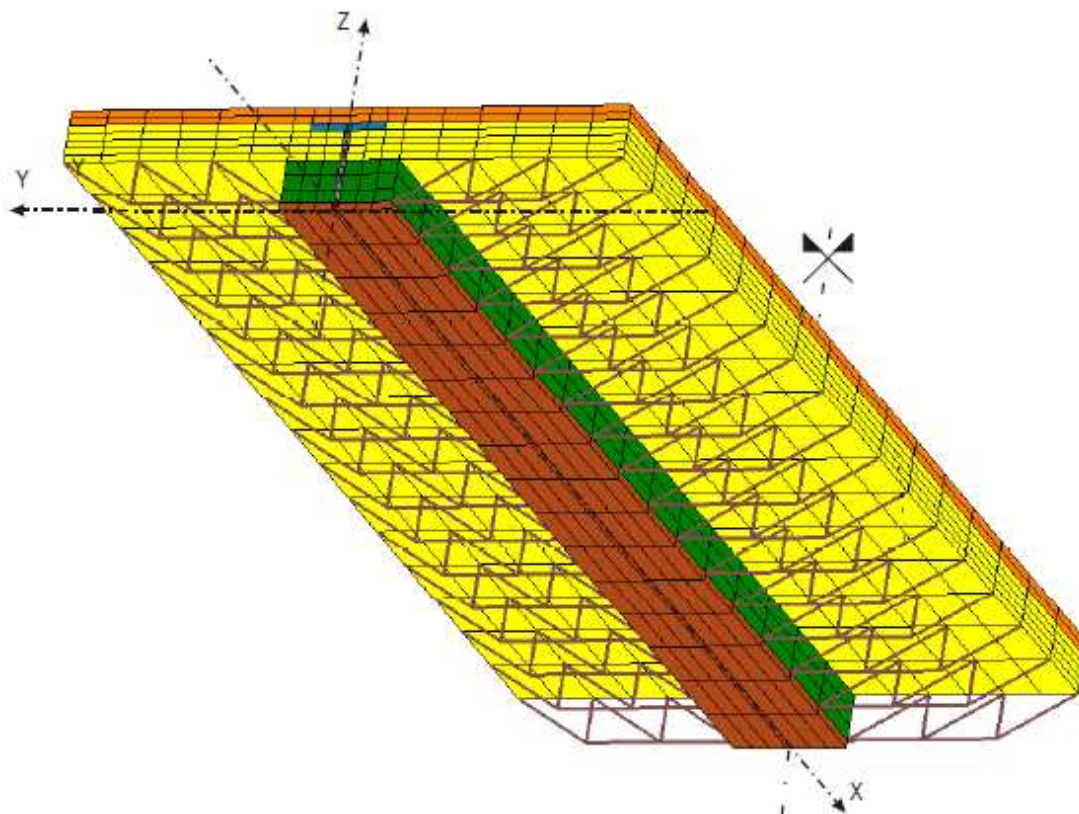


Figura 3.27. Modelo de elementos finitos desenvolvido por Paes (2003) para simular o comportamento à flexão do modelo experimental P2S.

A interface aço-concreto foi representada por 256 elementos de conexão do tipo CONN3D2 (Item 3.6), distribuídos em 16 seções ao longo da viga. Em cada seção, utilizaram-se 16 elementos que foram distribuídos conforme mostrado na Figura 3.28.

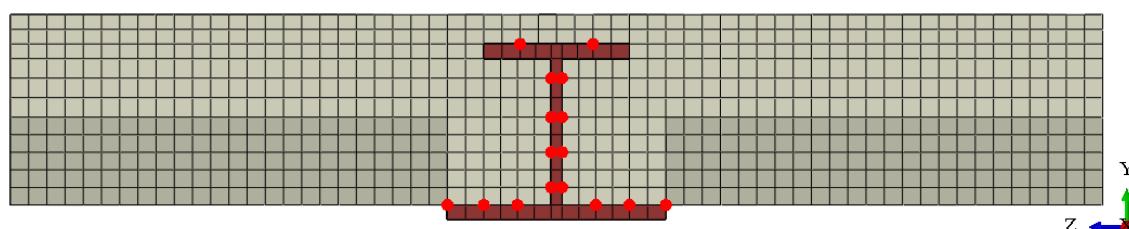


Figura 3.28. Posição dos elementos de conexão na seção transversal do modelo numérico utilizado para simular o comportamento estrutural do modelo P2S.

O comportamento mecânico da conexão por aderência foi representado com auxílio da curva Força x Deslizamento proposta por Paes (2003) para a interface do tipo S (Figura 2.78). A força máxima de aderência ($F_{máx}$) foi obtida a partir do produto da tensão máxima de aderência pela área de influência de cada ponto de conexão. Nesse estudo adotou-se para a tensão máxima de aderência (τ_s) o valor de 0,40 MPa.

O modelo de elementos finitos apresentado na Figura 3.26 considera que o modelo experimental P2S é simétrico em relação ao plano Y-Z. Para simular o modelo experimental, utilizou-se a condição de contorno XSYMM sobre a área em destaque mostrada na Figura 3.29. Com a definição desta condição de contorno, admite-se que a translação ao longo do eixo x e as rotações em torno dos eixos y e z são impedidas.

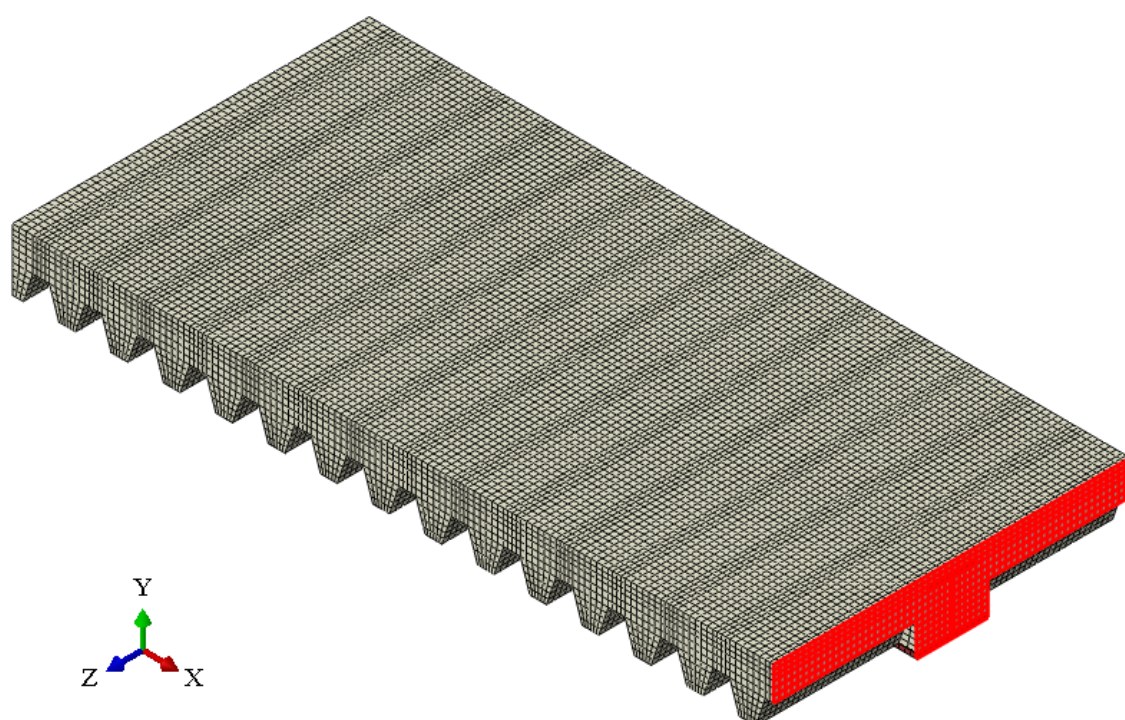


Figura 3.29. Região de aplicação da condição de contorno XSYMM no modelo P2S.

A fim de reproduzir as condições de ensaio mostradas pela Figura 2.28, optou-se por aplicar as cargas concentradas em pequenas áreas sobre a face superior dos elementos finitos que formam a laje mista, utilizando-se a opção *Pressure Total Force*, como mostrado na Figura 3.30.

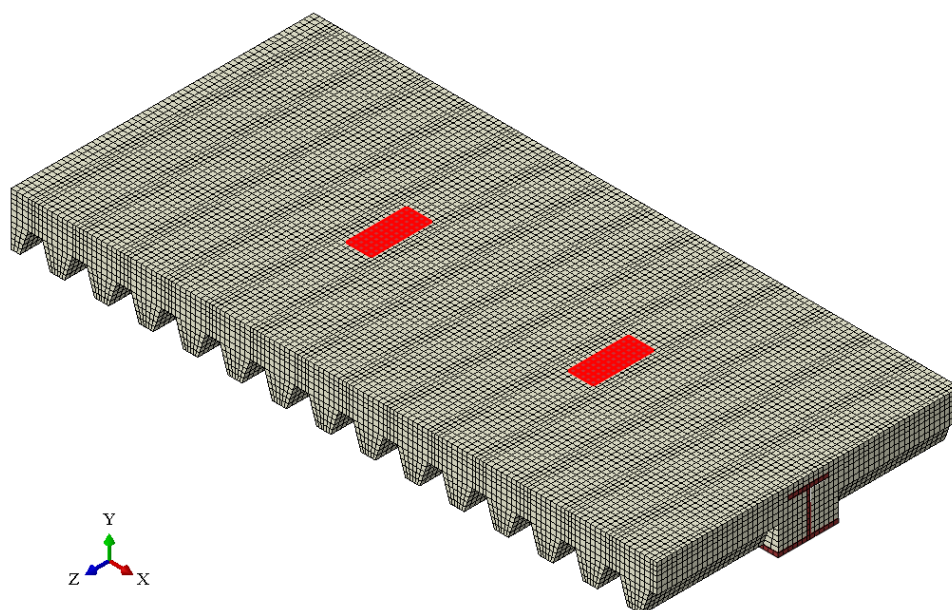


Figura 3.30. Região de aplicação da carga no modelo P2S.

O comportamento mecânico do aço estrutural S400 foi representado por meio do modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, proposto no Item 2.8.1 do Capítulo 2, com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 400$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para o aço 500S da malha eletrosoldada que se distribui sobre a região superior da laje, utilizou-se o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, apresentado no Item 2.8.1 do Capítulo 2, com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 500$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $A_{sy} = A_{sx} = 1,88$ cm²/m
- $\nu = 0,3$

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão, utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo proposto pelo Model Code 2010 (FIB, 2011), apresentado no Item 2.8.2 do Capítulo 2, com as propriedades mecânicas exibidas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.

ν	f_c [MPa]	E_{ci} [MPa]	E_{cl} [MPa]	ϵ_{cl} [‰]	$\epsilon_{c,lim}$ [‰]
0,2	37,2	30000	17200	2,2	3,5

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à tração, utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2, com as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.

ν	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	G_F [N/m]	w_c [mm]
0,2	3,23	35000	144	0,229

Os parâmetros utilizados para definir o comportamento plástico do concreto no modelo constitutivo CDP são apresentados na Tabela 3.6:

Tabela 3.6. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	0,0001

3.7.2.3. Resultados

Na Figura 3.31 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Leskelä e Hopia (2000), os resultados numéricos obtidos por Paes (2003) utilizando o *software* ANSYS e os resultados numéricos obtidos no presente trabalho utilizando o *software* ABAQUS.

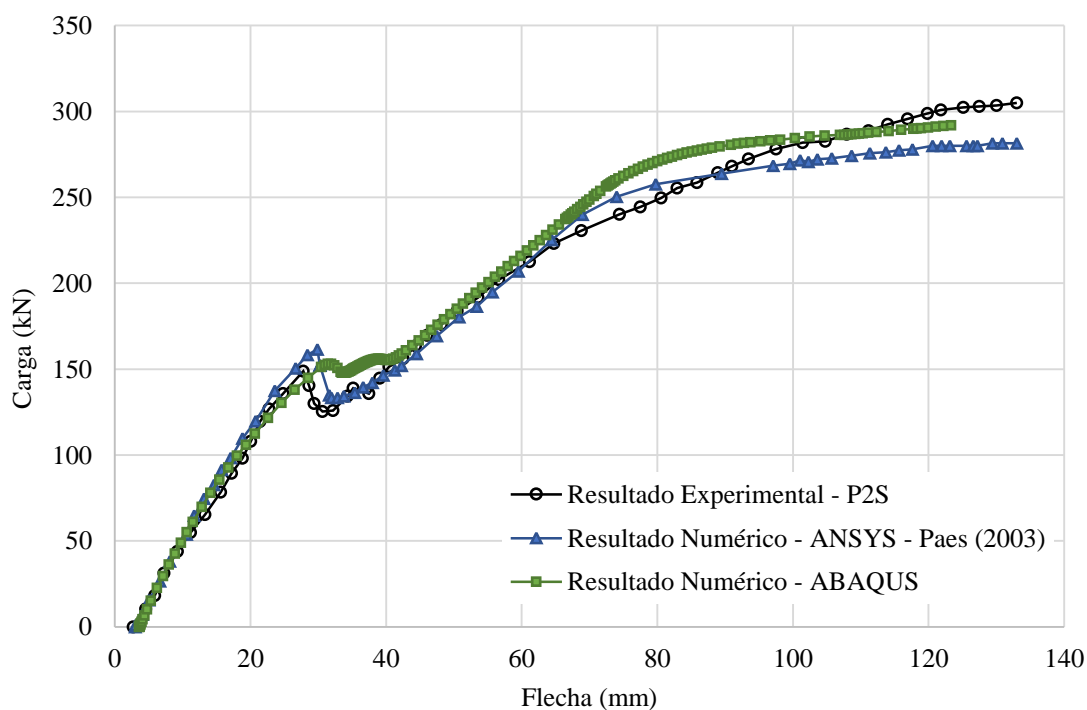


Figura 3.31. Resultados numéricos e experimental obtidos para o modelo P2S estudado por Leskelä e Hopia na Finlândia.

3.7.2.4. *Discussão dos resultados*

Com base nos resultados apresentados anteriormente, pode-se fazer uma avaliação da capacidade do modelo de elementos finitos em representar o comportamento estrutural do modelo experimental P2S estudado por Leskelä e Hopia na Finlândia, no qual o único meio de conexão é a aderência que se desenvolve na interface aço-concreto.

De acordo com a Figura 3.31, observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos desenvolvido neste trabalho com os resultados experimentais encontrados Leskelä e Hopia (2000). Isso indica que o modelo numérico é capaz de representar os diversos fenômenos que ocorrem na viga mista de *slim floor* à medida que esta é carregada, tais como: a fissuração do concreto, a plastificação dos materiais e o deslizamento na interface aço-concreto.

Os resultados experimentais evidenciam que o modelo P2S apresenta um comportamento estrutural frágil, devido ao meio de conexão utilizado. Inicialmente, a viga de *slim floor* mantém uma rigidez elevada até o momento em que ocorre um grande deslizamento entre aço e concreto, que provoca uma perda instantânea da capacidade de carga da viga de *slim floor*. Após essa perda, a viga passa a ter uma rigidez menor e continua apresentado um pequeno grau de interação devido à capacidade residual da interface tipo S.

A partir dos diagramas Carga \times Flecha apresentados na Figura 3.31, nota-se também que o resultado obtido com auxílio do modelo de elementos finitos criado neste trabalho é próximo do resultado obtido pelo modelo de elementos finitos desenvolvido por Paes (2003). Em ambos os casos foi possível observar a ocorrência do fenômeno de *snap through*, que é típico de vigas com meios de conexão frágeis. A carga máxima obtida por meio do modelo de elementos finitos deste trabalho foi de 292 kN, enquanto que a obtida no modelo experimental foi de 305 kN, o que representa uma diferença de 4,3% do valor obtido experimentalmente.

De forma geral, a boa concordância entre os resultados do modelo experimental e dos modelos de elementos finitos em todos os níveis de carga permite afirmar que o modelo de elementos finitos é capaz de simular o comportamento estrutural da viga de *slim floor* referente ao modelo P2S até atingir o colapso e que a metodologia proposta por Paes (2003) pode ser utilizada no ABAQUS.

3.7.3. Estudo 3 – Modelo B1

3.7.3.1. Descrição do modelo experimental

O modelo experimental B1 corresponde a uma viga mista de *slim floor* composta por um perfil laminado do tipo HEM 220, soldado a uma chapa de aço com 20 mm de espessura (Figura 3.32). Esse perfil está integrado a uma laje mista concretada *in situ*, denominada *Cofradal 200*, formada por chapa de aço dobrada com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e capa de concreto, que foi ensaiado por Braun *et al.* (2014).

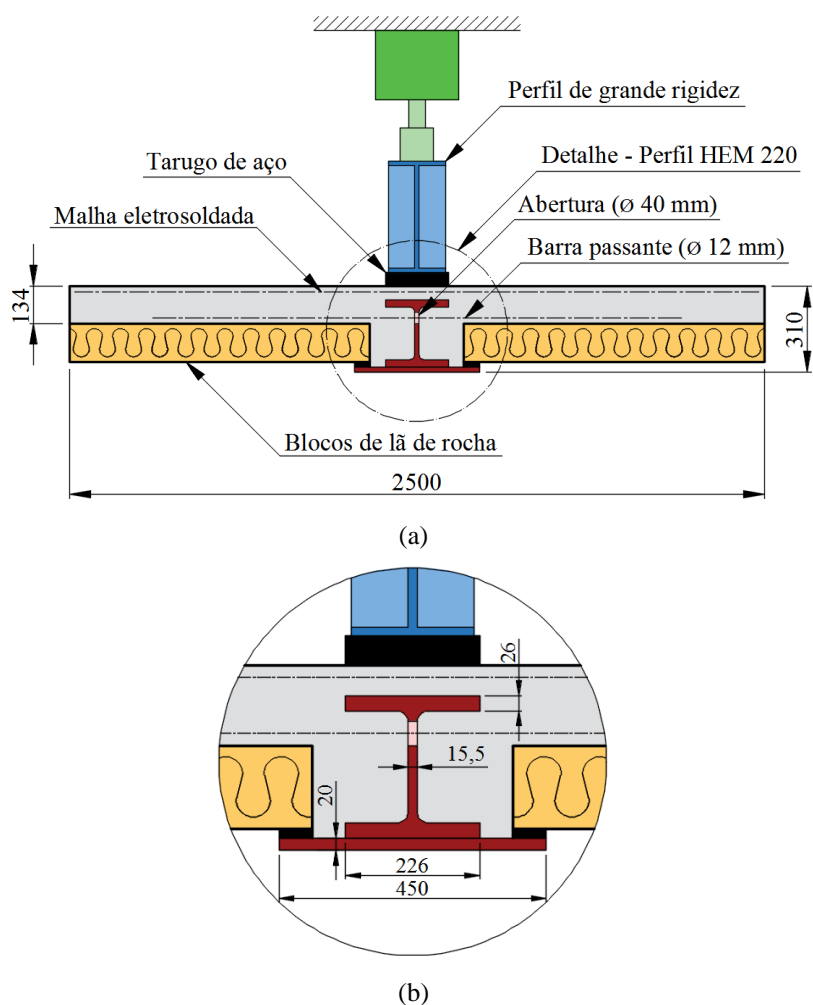


Figura 3.32. Características geométricas do modelo B1 estudado por Braun e outros na Alemanha.

O esquema estrutural de ensaio corresponde a uma viga biapoiada com 8000 mm de vão livre, na qual aplica-se uma carga concentrada na região central da viga, a partir de um perfil de grande rigidez, com comprimento de 740 mm (Figura 3.33). Esse perfil se apoia sobre dois pequenos tarugos de aço, cuja distância entre eles não foi informada por Braun *et al.* (2014).

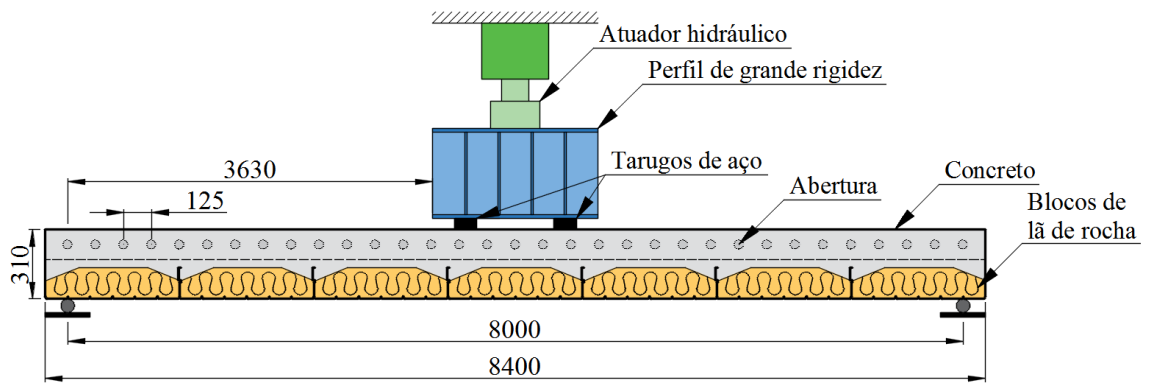


Figura 3.33. Esquema estrutural do modelo B1 estudado por Braun e outros na Alemanha.

No modelo experimental B1 foi utilizado um aço estrutural do tipo S355. Contudo, com base nos resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, considerou-se uma resistência de escoamento do aço $f_y = 419$ MPa e uma resistência à ruptura do aço $f_u = 530$ MPa.

Para promover a conexão entre aço e concreto foram introduzidas na alma do perfil aberturas com 40 mm de diâmetro, nas quais foram colocadas barras de aço com 12 mm de diâmetro. A malha eletrosoldada disposta na parte superior da laje mista é do tipo Q118, formada por barras de 6,0 mm de diâmetro, dispostas a cada 150 mm. As barras passantes e a malha eletrosoldada do tipo Q118 são fabricadas com um aço do tipo BSt 500, que possui resistência ao escoamento de $f_y = 500$ MPa e resistência à ruptura de $f_u = 550$ MPa.

Para a laje mista foi especificado um concreto de classe de resistência C30/37, que na idade em que o modelo B1 foi ensaiado, apresentou 30,1 MPa de resistência à compressão e um Módulo de Elasticidade de 31000 MPa (BRAUN *et al.*, 2014 e BRAUN, OBIALA e ODENBREIT, 2015).

Por fim, vale ressaltar que o modelo experimental B1 foi totalmente escorado durante as etapas de concretagem e endurecimento do concreto.

3.7.3.2. Modelo numérico de elementos finitos

Para simular o comportamento estrutural à flexão do modelo experimental B1, desenvolveu-se um modelo de elemento finitos (Figura 3.34) seguindo a metodologia apresentada anteriormente. Este modelo foi desenvolvido, utilizando-se uma rotina escrita em linguagem Python e é composto por elementos dos tipos C3D8, C3D6 e B31, conforme tratado no Item 3.4.

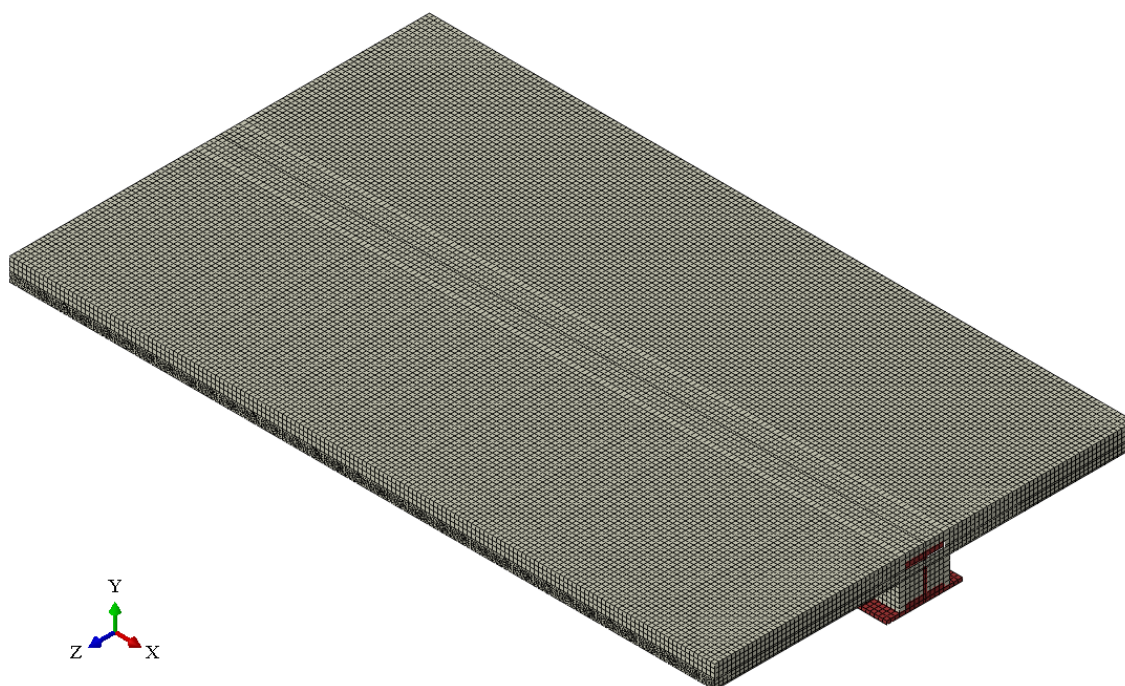


Figura 3.34. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo B1.

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar esse modelo possui 181546 nós, com 63840 elementos do tipo C3D8, 159190 elementos do tipo C3D6 e 8428 elementos do tipo B31, totalizando 231458 elementos finitos.

A aderência entre aço e concreto foi representada a partir de 396 elementos de conexão do tipo CONN3D2, distribuídos em 33 seções ao longo da viga, espaçadas de 125 mm. Em cada seção utilizaram-se 12 elementos como mostrado na Figura 3.19.

O comportamento mecânico da conexão por aderência foi representado com auxílio da curva Força x Deslizamento proposta por Paes (2003) para interfaces do tipo S (alma lisa) (Figura 2.78). A força máxima de aderência ($F_{máx}$) foi obtida a partir do produto da tensão máxima de aderência pela área de influência de cada elemento de conexão. Nesse estudo, adotou-se para a tensão máxima de aderência (τ_s) o valor de 0,46 MPa.

O modelo de elementos finitos apresentado na Figura 3.34 considera que o modelo experimental B1 é simétrico em relação ao plano Y-Z. Para simular o modelo experimental, utilizou-se a condição de contorno *XSMM* sobre a área em destaque na Figura 3.35. Com a definição desta condição de contorno, admite-se que a translação ao longo do eixo x e as rotações em torno dos eixos y e z são restringidas.

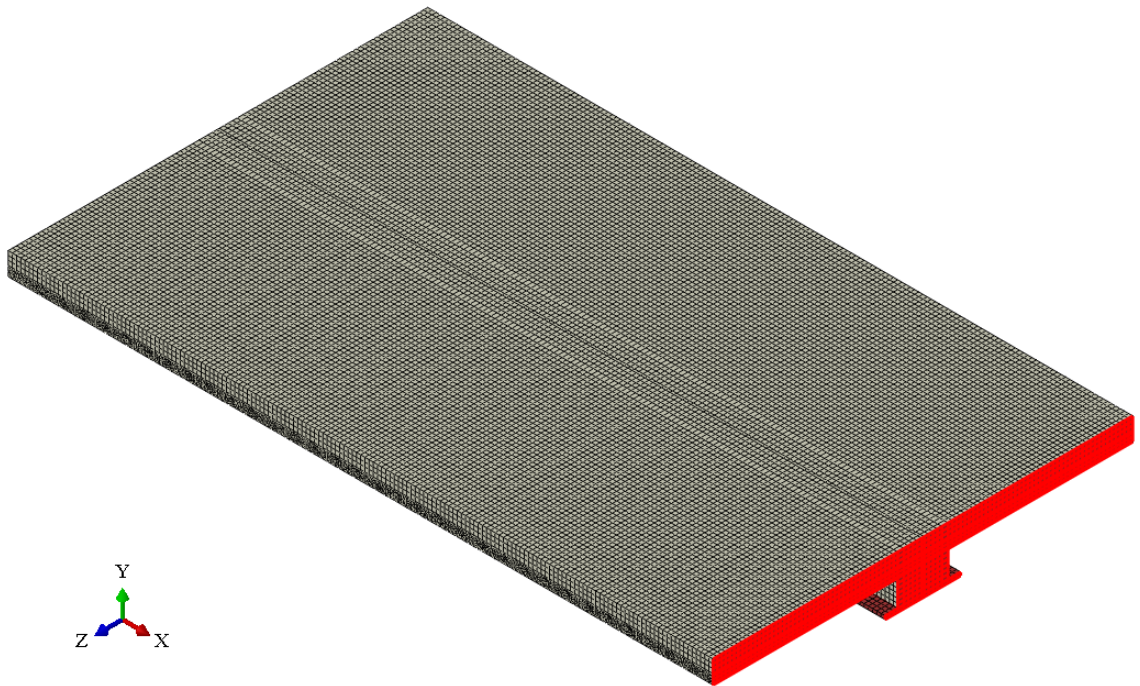


Figura 3.35. Região de aplicação da condição de contorno *XSYMM* no modelo B1.

Para reproduzir as condições de aplicação da carga sobre o modelo experimental, optou-se por aplicar a carga sobre uma pequena área na região central da viga utilizando a opção *Pressure Total Force* (Figura 3.36). Essa estratégia de representação do carregamento foi adotada pelo fato de não se conhecer a distância exata entre a linha de centro dos tarugos de aço no modelo experimental (Figura 3.33). Além disso, a aplicação de cargas concentradas diretamente sobre a malha de elementos finitos pode gerar regiões com grandes concentrações de tensão, o que dificultaria a convergência da análise.

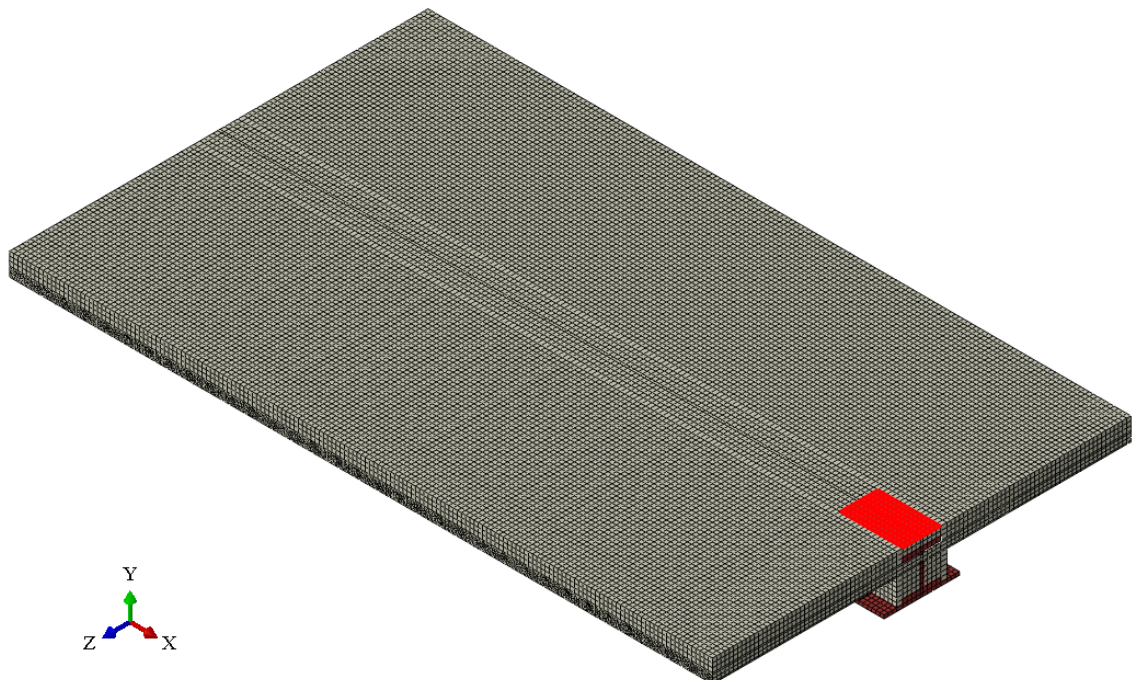


Figura 3.36. Região de aplicação da carga no modelo B1.

Para garantir o trabalho conjunto entre as barras de aço (elementos tipo *beam*) e a laje (elementos tipo *solid*), utilizou-se a restrição (*Constraint*) *Embedded*. Esse tipo de restrição considera a armadura como um elemento imerso no concreto da laje e garante a compatibilidade de deslocamentos entre as duas partes.

O comportamento mecânico do aço estrutural S355 foi representado utilizando o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1, com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 419$ MPa
- $f_u = 530$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para o aço BSt 500 utilizado na malha eletrosoldada e nas barras passantes com 12 mm de diâmetro utilizou-se o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 500$ MPa
- $f_u = 550$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas exibidas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.

ν	f_c [MPa]	E_c [MPa]	f_{cuD} [MPa]	f_{cuE} [MPa]	f_{cuF} [MPa]
0,2	30,1	31000	28,0	19,1	15,4
α	α_D	β	ϵ_{cuD} [‰]	ϵ_{cuE} [‰]	ϵ_{cuF} [‰]
2,0	0,8	1,4	3,5	10,0	100,0

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à tração, utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.

ν	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	ε_{ct} [‰]	G_F [N/m]	w_c [mm]
0,2	2,90	31000	0,0936	140,6	0,249

Os parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto no modelo constitutivo CDP são apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9. Parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto junto ao modelo constitutivo CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	0,0001

3.7.3.3. Resultados

Nas Figuras 3.37 e 3.38 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014) para o modelo B1 e os resultados numéricos obtidos por meio do modelo de elementos finitos. No diagrama Carga \times Flecha indica-se um valor de flecha limite de $L/50$, que foi utilizado por Leskelä e Hopia (2000) como critério de parada para ensaios de flexão em vigas.

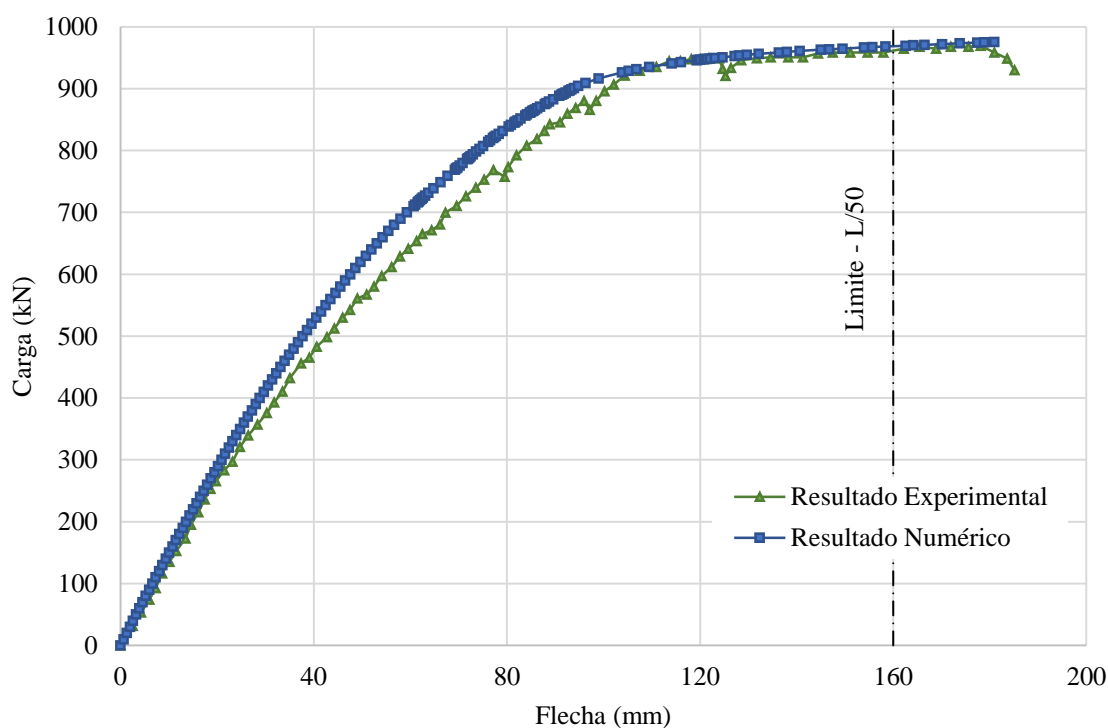


Figura 3.37. Diagramas Carga \times Flecha obtidos para o modelo B1.

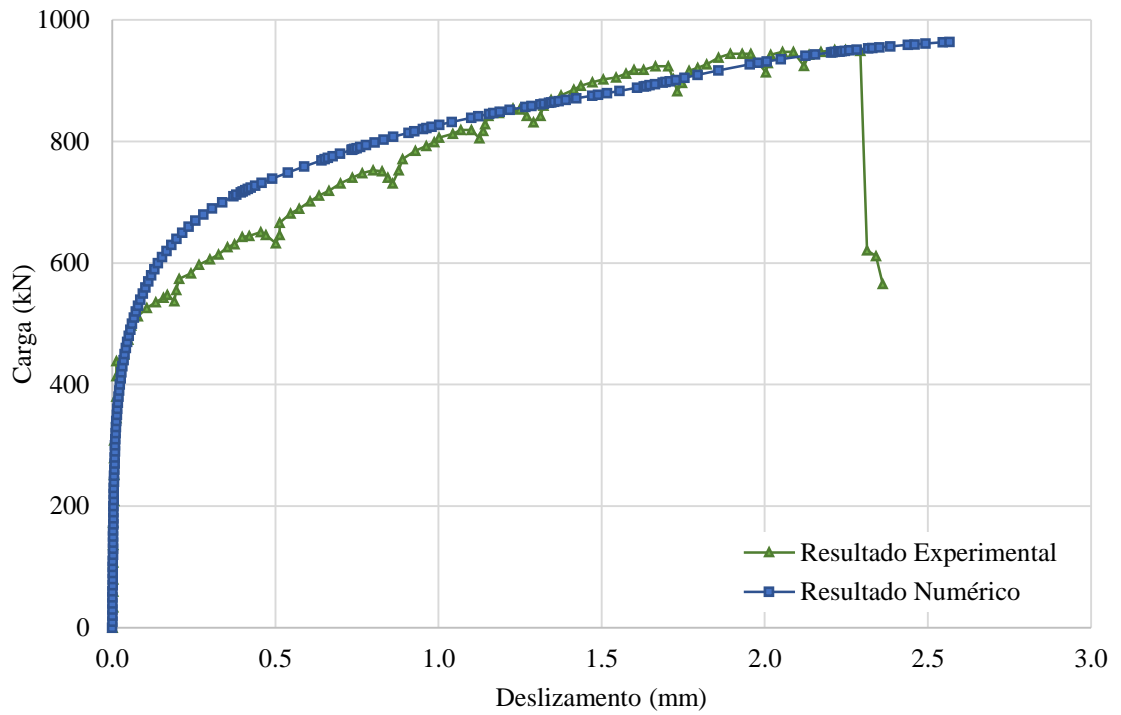


Figura 3.38. Diagramas Carga x Deslizamento obtidos para o modelo B1.

Nas Figuras 3.39 e 3.40 são apresentadas as distribuições de tensões normais na direção x obtidas no aço e no concreto, respectivamente. Nas duas figuras são representadas a seção central do modelo de elementos finitos, na qual são observadas as maiores tensões normais na direção x .

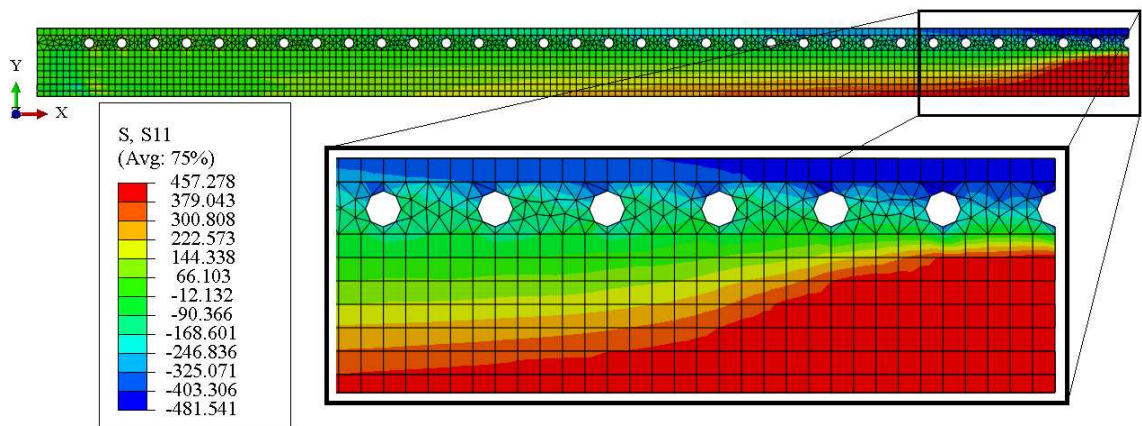


Figura 3.39. Distribuição de tensões normais no aço no modelo B1– Unidades em MPa.

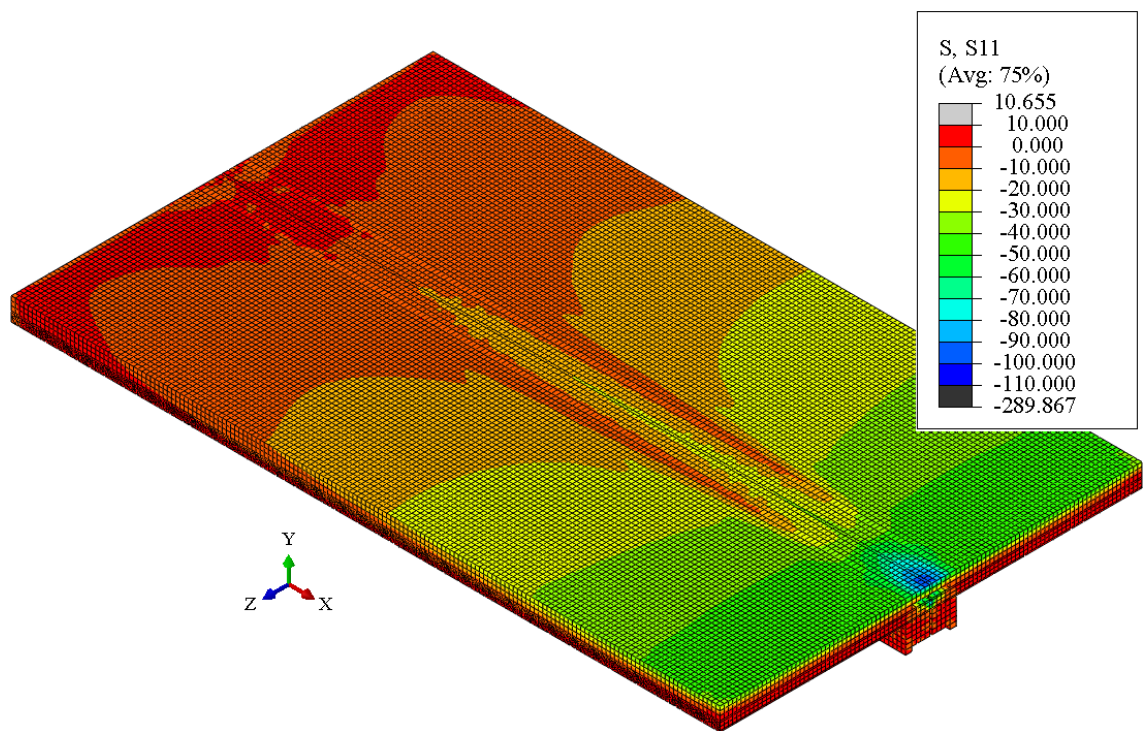


Figura 3.40. Distribuição de tensões normais no concreto no modelo B1 – Unidades em MPa.

Na Figura 3.41, mostra-se o detalhe da extremidade do modelo B1 que se obtém por meio do modelo de elementos finitos para um nível de carga próximo da carga máxima. Nessa figura, observa-se o deslizamento relativo ao longo de toda interface aço-concreto que no modelo experimental B1 foi de 2,3 mm e no modelo de elementos finitos foi de 2,6 mm.

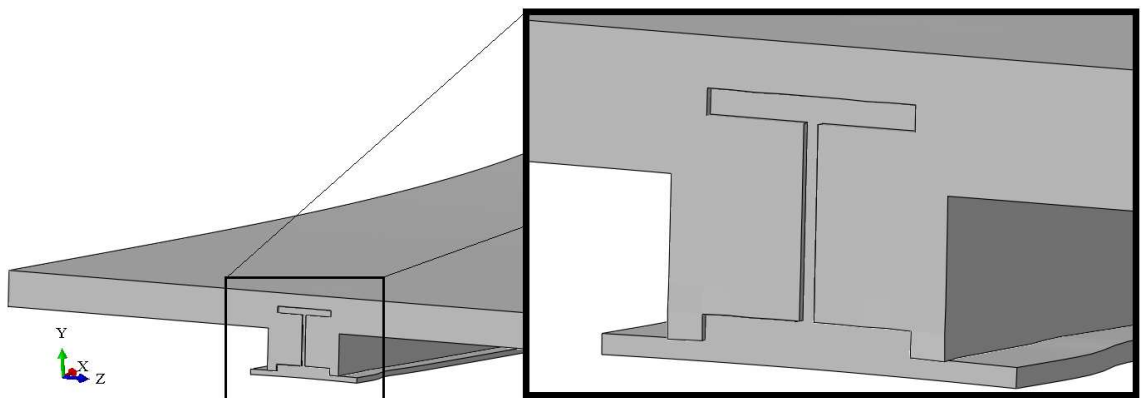


Figura 3.41. Detalhe do deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo B1.

3.7.3.4. *Discussão dos resultados*

Com base nos resultados exibidos anteriormente, pode-se fazer uma avaliação da capacidade do modelo de elementos finitos em representar o comportamento estrutural do modelo experimental B1 estudado por Braun e outros na Alemanha.

Por meio das Figuras 3.37 e 3.38, observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos por meio do modelo de elementos finitos desenvolvido nesse trabalho com os

resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014). Isso indica que o modelo de elementos finitos criado foi capaz de representar uma série de fenômenos que ocorrem na viga mista de *slim floor* até essa atingir o colapso, tais como: a fissuração do concreto, a plastificação dos materiais, a transferência de esforços entre a barra passante e o concreto, o confinamento dos pinos de concreto nas aberturas, e o deslizamento da interface aço-concreto.

A partir dos diagramas Carga x Flecha, verifica-se que a carga máxima resistida pelo modelo experimental B1 foi de 968 kN, enquanto que no modelo numérico foi de 970 kN, que é praticamente igual ao valor experimental. Com base nesses diagramas, observa-se também uma pequena diferença de rigidez no intervalo de carga entre 350 kN e 929 kN. Essa observação pode estar associada a quatro fatores: a dificuldade de caracterizar com precisão o comportamento real do concreto tracionado, a restrição *Embedded* utilizada para simular a aderência entre as barras de aço e o concreto, a dificuldade para simular com precisão o comportamento mecânico da interface aço-concreto e às tensões resíduas introduzidas no perfil e na chapa de aço durante o processo de fabricação.

A respeito da fissuração do concreto, entende-se que no modelo de elementos finitos a fissuração ocorreu com menor intensidade do que no modelo experimental. Isso pode ser justificado pela dificuldade de caracterizar o comportamento real do concreto tracionado uniaxialmente, sobretudo após o concreto atingir sua resistência à tração f_{ctm} .

Com o uso da restrição *Embedded* para simular a aderência entre as barras de aço e o concreto, considera-se que os esforços gerados nas barras de aço (elementos do tipo *beam*) são transmitidos integralmente para o concreto (elementos do tipo *solid*) sem que ocorram deslizamentos relativos entre os dois materiais. A hipótese de deslizamento relativo nulo entre as barras de aço e o concreto pode gerar um valor de rigidez superior à rigidez real do modelo experimental.

A dificuldade para simular a interface aço-concreto está associada à complexidade de representação do comportamento mecânico dos meios de conexão. Os esforços longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB são transferidos de um material para outro através de três meios de conexão: as barras passantes pelas aberturas na alma, os pinos de concreto que se formam nessas aberturas após o endurecimento do concreto e a aderência que se desenvolve na

superfície de contato entre aço e concreto. O trabalho conjunto desses três meios de conexão forma um sistema resistente ao corte difícil de ser simulado com precisão.

Na Figura 3.38 são exibidos os diagramas Carga \times Deslizamento obtidos através do modelo experimental e do modelo de elementos finitos. Com base nesses diagramas é possível observar que, inicialmente, os dois modelos apresentam um comportamento muito rígido, que ocorre até a carga de aproximadamente 400 kN. A partir desse ponto as interfaces aço-concreto do modelo experimental e do modelo numérico começam a sofrer um deslizamento relativo. Porém, esse deslizamento relativo ocorre com maior intensidade no modelo experimental, o que está associado à diferença de rigidez observada nos diagramas Carga \times Flecha. Quando o carregamento aplicado atinge o valor de aproximadamente 850 kN, próximo ao colapso, os dois modelos voltam a apresentar um comportamento parecido. O deslizamento máximo entre aço e concreto no modelo experimental foi de 2,3 mm e no modelo de elementos finitos de 2,6 mm (Figura 3.41).

Por meio dos diagramas Carga \times Flecha pode-se verificar que o modelo de elementos finitos conseguiu simular de maneira satisfatória a ductilidade observada no modelo experimental. A simulação numérica para a região próxima ao colapso só foi possível devido à utilização de um pequeno parâmetro de viscosidade (μ), que ajudou a diminuir os problemas de convergência ocasionados pela fissuração do concreto.

Através da Figura 3.39 observa-se que para um nível de carga próximo ao colapso, a região mais solicitada do perfil de aço (seção central) encontra-se plastificada, com tensões normais da ordem de grandeza da resistência ao escoamento do aço, que é de 419 MPa.

De acordo com a Figura 3.40, na maior parte da laje as tensões normais no concreto para um nível de carga próximo ao colapso são inferiores à resistência média de compressão do concreto que é de 38,1 MPa. Contudo, nota-se na seção central da laje mista a existência de uma região cujo os valores das tensões são superiores à resistência média de compressão do concreto. Essa região corresponde ao local de introdução das cargas nos modelos de elementos finitos, o que produz um estado multiaxial de tensões, o que permite que o concreto atinja tensões mais elevadas do que a sua resistência uniaxial à compressão.

De modo geral, a boa concordância entre os resultados experimentais e os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos para todos os níveis de carga permite

afirmar que as estratégias de simulação numérica utilizadas são válidas para a representação do comportamento estrutural de vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

3.7.4. Estudo 4 – Modelo B2

3.7.4.1. Descrição do modelo experimental

O modelo experimental B2 corresponde a uma viga mista de *slim floor* composta por um perfil laminado do tipo HEM 220, soldado a uma chapa de aço com 20 mm de espessura (Figura 3.42). Esse perfil está integrado a uma laje mista concretada *in situ*, denominada *Cofradal 200*, formada por chapa de aço dobrada com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e capa de concreto, que foi ensaiado por Braun *et al.* (2014).

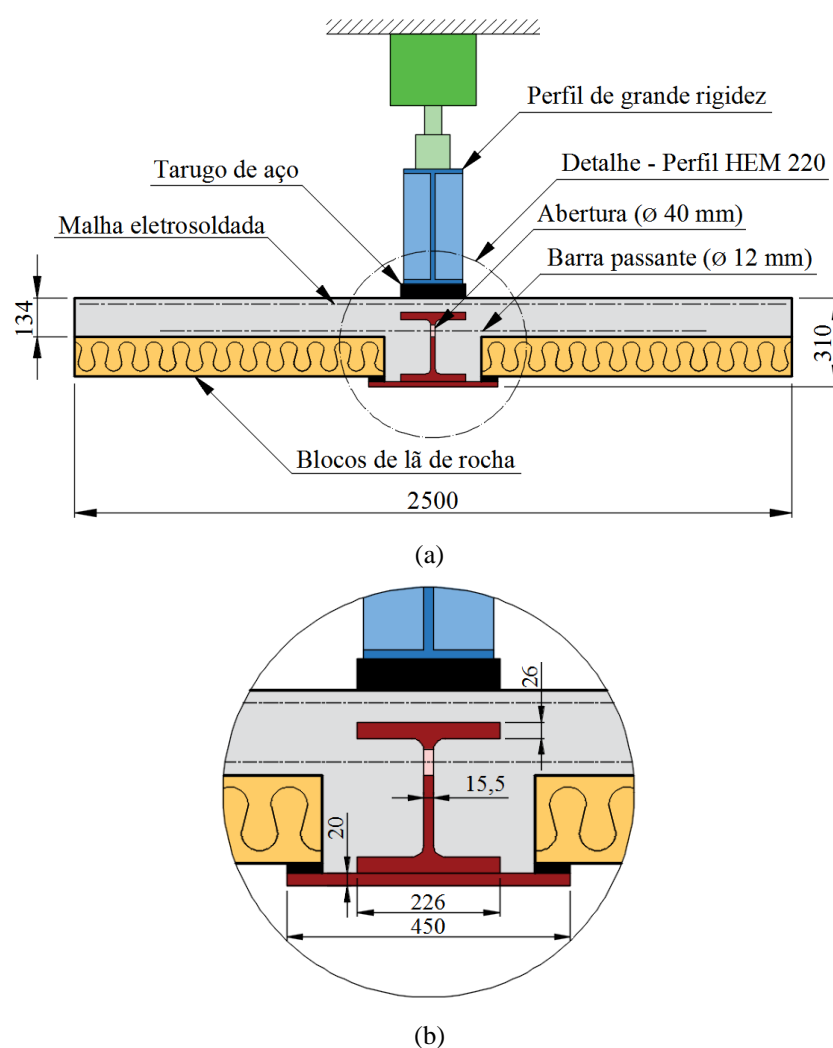


Figura 3.42. Características geométricas do modelo B2 estudado por Braun e outros na Alemanha.

O esquema estrutural de ensaio corresponde a uma viga biapoiada com 8000 mm de vão livre, na qual aplica-se uma carga concentrada na região central da viga, a partir de um perfil de grande rigidez, com comprimento de 740 mm (Figura 3.43). Esse perfil se apoia

sobre dois pequenos tarugos de aço, cuja distância entre eles não foi informada por Braun *et al.* (2014).

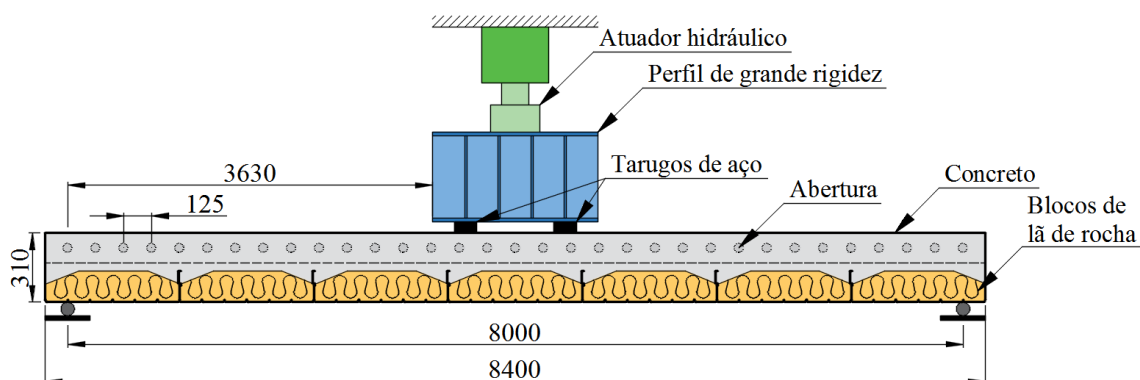


Figura 3.43. Esquema estrutural do modelo B2 estudado por Braun e outros na Alemanha.

No modelo experimental B2 foi utilizado um aço estrutural do tipo S355. Porém, com base nos resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, considerou-se uma resistência de escoamento do aço $f_y = 418$ MPa e uma resistência à ruptura do aço $f_u = 528$ MPa.

Para promover a conexão entre aço e concreto foram introduzidas na alma do perfil aberturas com 40 mm de diâmetro, nas quais foram colocadas barras de aço com 12 mm de diâmetro. A malha eletrosoldada disposta na parte superior da laje mista é do tipo Q118, formada por barras de 6,0 mm de diâmetro, dispostas a cada 150 mm. As barras passantes e a malha eletrosoldada do tipo Q118 são fabricadas com um aço do tipo BSt 500, que possui resistência ao escoamento de $f_y = 500$ MPa e resistência à ruptura de $f_u = 550$ MPa.

Para a laje mista foi especificado um concreto de classe de resistência C30/37, que na idade em que o modelo B2 foi ensaiado, apresentou 29,8 MPa de resistência à compressão e um Módulo de Elasticidade de 31000 MPa (BRAUN *et al.*, 2014 e BRAUN, OBIALA e ODENBREIT, 2015).

Por fim, vale ressaltar que, da mesma forma que o modelo B1, o modelo experimental B2 foi totalmente escorado durante as etapas de concretagem e endurecimento do concreto.

3.7.4.2. Modelo numérico de elementos finitos

Para simular o comportamento estrutural à flexão do modelo experimental B2, desenvolveu-se um modelo de elemento finitos (Figura 3.44) seguindo a metodologia apresentada anteriormente.

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar esse modelo possui 181546 nós, com 63840 elementos do tipo C3D8, 159190 elementos do tipo C3D6 e 8428 elementos do tipo B31, totalizando 231458 elementos finitos.

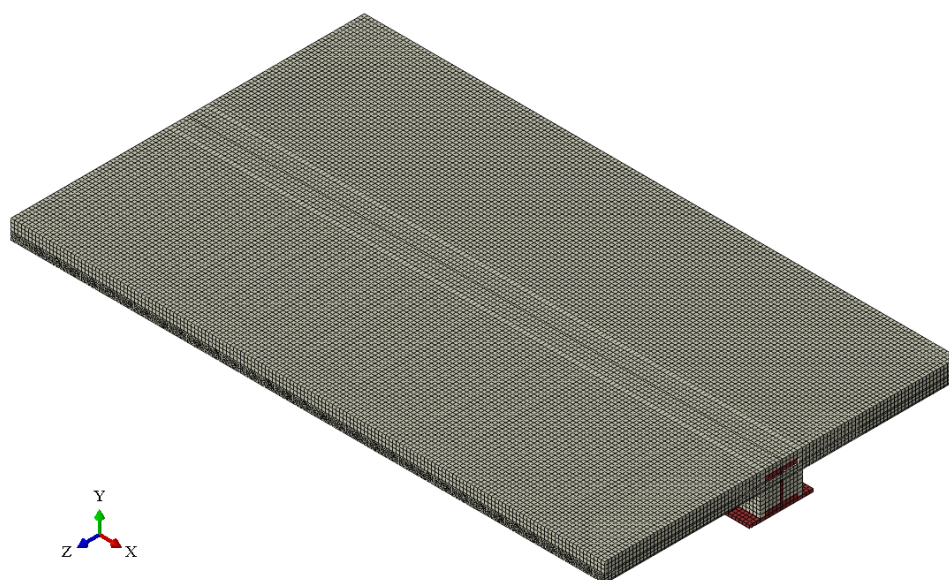


Figura 3.44. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo B2.

Em função da similaridade dos modelos experimentais B1 e B2, neste estudo utilizou-se as estratégias de modelagem descritas no Estudo 3 (Modelo B1) para representar o comportamento mecânico da aderência, a simetria do modelo de elementos finitos e as condições de aplicação de carga.

O comportamento mecânico do aço estrutural S355 foi representado por meio do modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 418$ MPa
- $f_u = 528$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para o aço BSt 500 utilizado na malha eletrosoldada e das barras passantes, utilizou-se o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 500$ MPa
- $f_u = 550$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão, utilizou-se o CDP, em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas exibidas na Tabela 3.10.

Tabela 3.10. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.

ν	f_c [MPa]	E_c [MPa]	f_{cuD} [MPa]	f_{cuE} [MPa]	f_{cuF} [MPa]
0,2	29,8	31000	27,7	18,9	15,1
α	α_{tD}	β	ϵ_{cuD} [‰]	ϵ_{cuE} [‰]	ϵ_{cuF} [‰]
2,0	0,8	1,4	3,5	10,0	100,0

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à tração, utilizou-se o CDP em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.

ν	f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	ϵ_{ct} [‰]	G_F [N/m]	w_c [mm]
0,2	2,88	31000	0,0930	140,4	0,250

Os parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto no modelo constitutivo CDP são apresentados na Tabela 3.12:

Tabela 3.12. Parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto junto ao modelo constitutivo CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	0,0001

3.7.4.3. Resultados

Nas Figuras 3.45 e 3.46 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014) para o modelo B2 e os resultados numéricos obtidos após a análise numérica do modelo de elementos finitos. No diagrama Carga \times Flecha indica-se um valor de flecha limite de $L/50$, que foi utilizado por Leskelä e Hopia (2000) como critério de parada para ensaios de flexão em vigas.

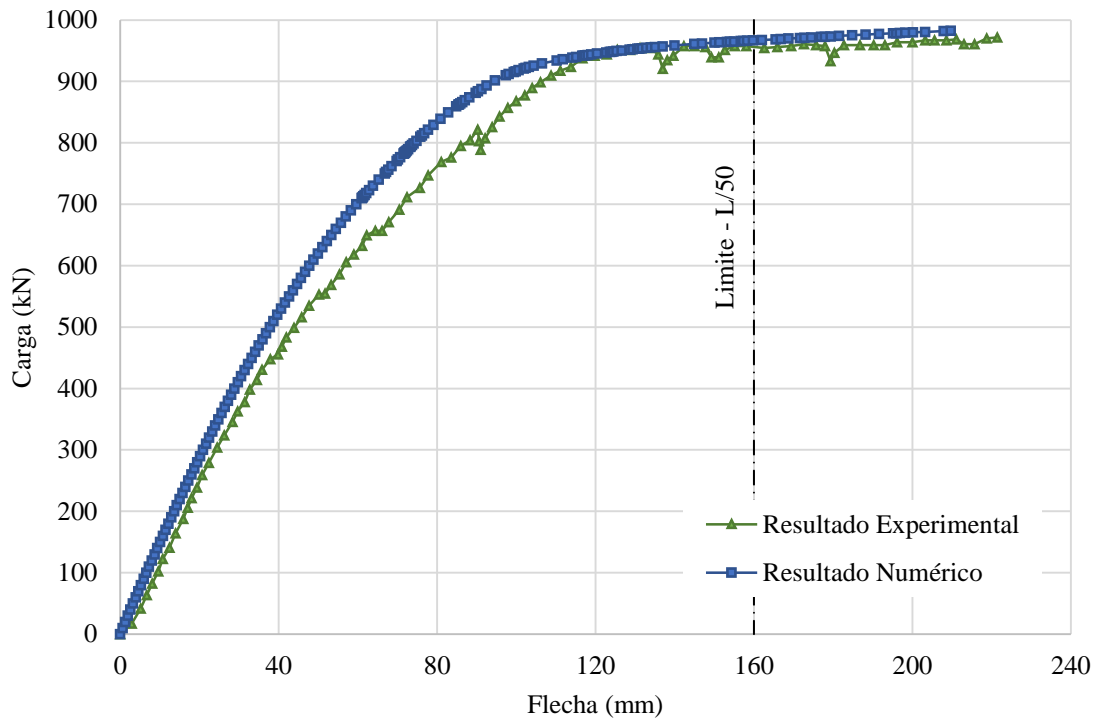


Figura 3.45. Diagramas Carga \times Flecha obtidos para o modelo B2.

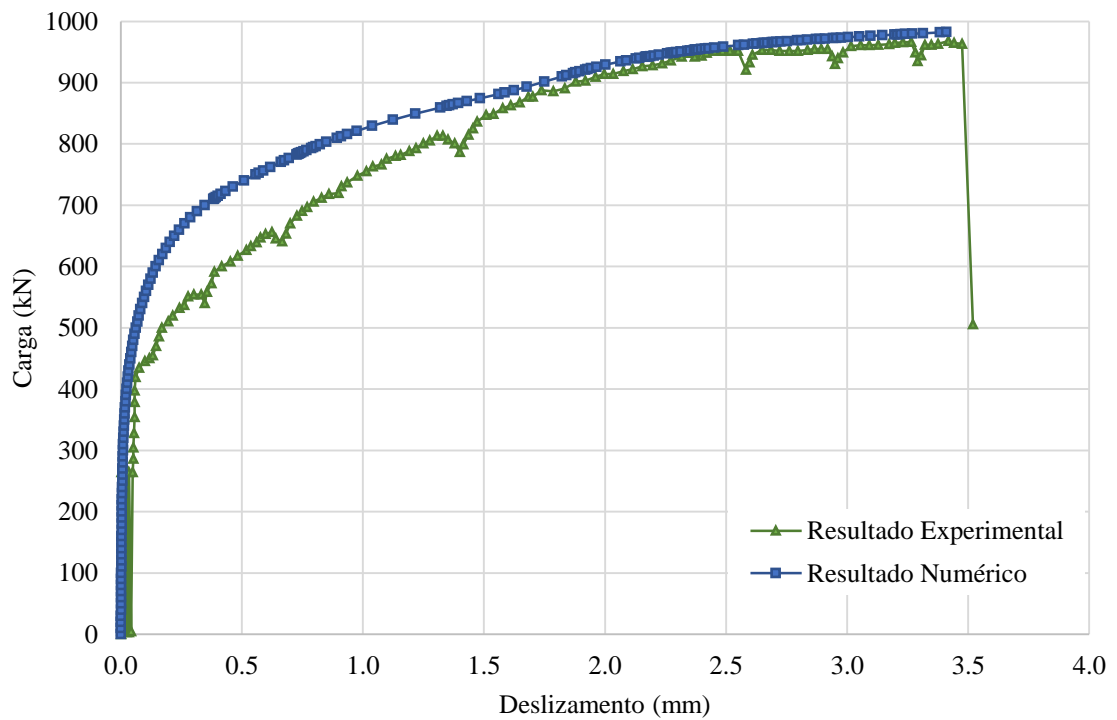


Figura 3.46. Diagramas Carga \times Deslizamento obtidos para o modelo B2.

Nas Figuras 3.47 e 3.48 são apresentadas as distribuições de tensões normais na direção x obtidas no aço e no concreto, respectivamente. Nas duas figuras são representadas a seção central do modelo de elementos finitos, na qual são observadas as maiores tensões normais na direção x .

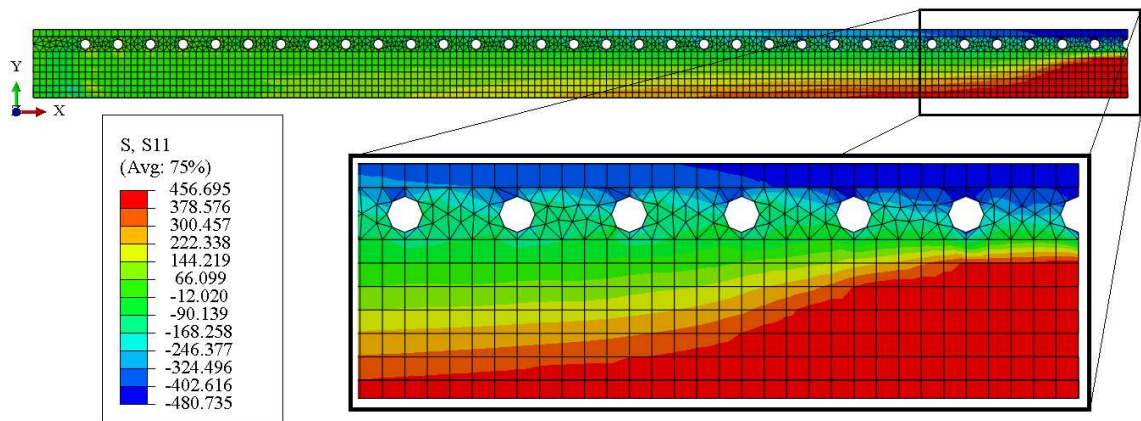


Figura 3.47. Distribuição de tensões normais no aço referentes ao modelo B2 – Unidades em MPa.

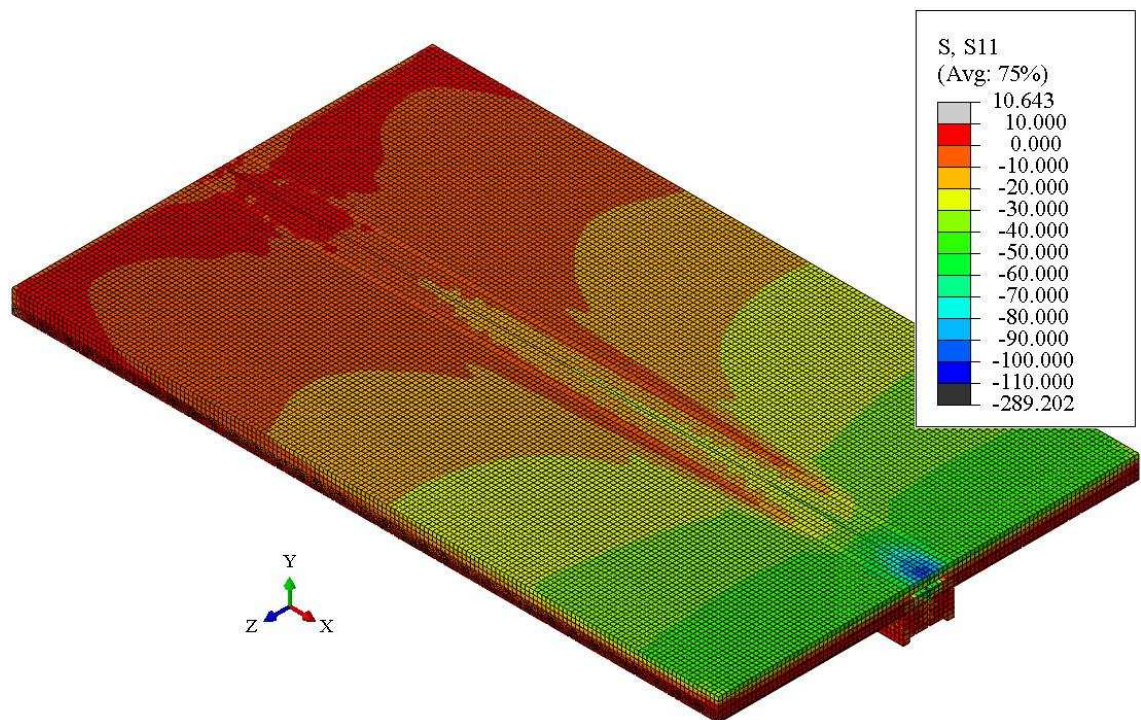


Figura 3.48. Distribuição de tensões normais no concreto referentes ao modelo B2 – Unidades em MPa.

3.7.4.4. Discussão dos resultados

Devido à similaridade dos modelos experimentais, os fenômenos observados neste estudo são semelhantes àqueles apresentados para o Estudo 3 (Modelo B1). Portanto, neste item apresenta-se fundamentalmente uma avaliação dos resultados observados no Modelo B2, que o diferenciam do Modelo B1.

Por meio das Figuras 3.45 e 3.46, observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos por meio do modelo de elementos finitos desenvolvido nesse trabalho com os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014), o que sugere que o modelo de elementos finitos criado é capaz de representar os fenômenos que ocorrem na viga mista de *slim floor* até essa atingir o colapso.

Com base nos diagramas Carga x Flecha verifica-se que a carga máxima resistida pelo modelo experimental B2 foi de 972 kN, enquanto que no modelo numérico foi de 983 kN, diferença equivalente a 1,1% do valor experimental.

Por meio da Figura 3.47 observa-se que para um nível de carga próximo ao colapso, a região mais solicitada do perfil de aço (seção central) encontra-se plastificada, com tensões normais da ordem de grandeza da resistência ao escoamento do aço, que é de 418 MPa. De acordo com a Figura 3.48, na maior parte da laje, as tensões normais no concreto para um nível de carga próximo ao colapso são inferiores à resistência média de compressão do concreto que é de 37,8 MPa.

De modo geral, a boa concordância entre os resultados experimentais e os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos para todos os níveis de carga permite afirmar que as estratégias de simulação numérica utilizadas são válidas para a representação do comportamento estrutural de vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

3.7.5. Estudo 5 – Modelo S1

3.7.5.1. Descrição do modelo experimental

O modelo experimental S1 corresponde a uma viga mista de *slim floor* composta por um perfil laminado do tipo HEM 220, soldado a uma chapa de aço com 20 mm de espessura (Figura 3.49). Esse perfil está integrado a uma laje mista concretada *in situ*, denominada *Cofradal 200*, formada por chapa de aço dobrada com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e capa de concreto, que foi ensaiado por Braun *et al.* (2014).

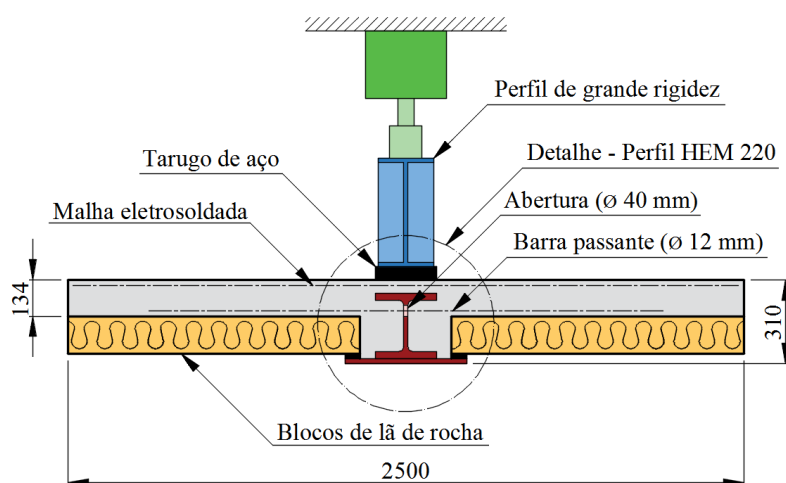


Figura 3.49. Características geométricas do modelo S1 estudado por Braun e outros na Alemanha.

O esquema estrutural de ensaio corresponde a uma viga biapoada com 4000 mm de vão livre, na qual aplica-se uma carga concentrada na região central da viga, a partir de um perfil de grande rigidez, com comprimento de 740 mm (Figura 3.50). Esse perfil se apoia sobre dois pequenos tarugos de aço, cuja distância entre eles não foi informada por Braun *et al.* (2014).

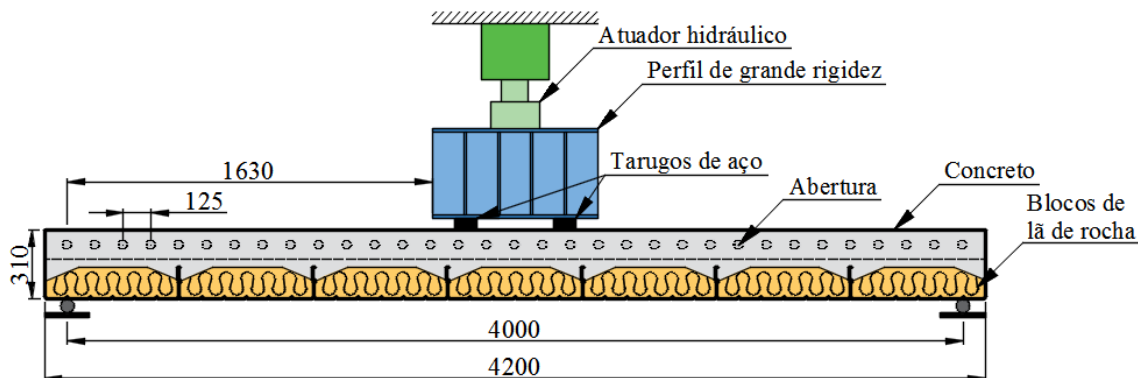


Figura 3.50. Esquema estrutural do modelo S1 estudado por Braun e outros na Alemanha.

No modelo experimental S1 foi utilizado um aço estrutural do tipo S355. Contudo, com base nos resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, considerou-se uma resistência ao escoamento de $f_y = 420$ MPa e uma resistência à ruptura de $f_u = 527$ MPa.

Para promover a conexão entre aço e concreto foram introduzidas na alma do perfil aberturas com 40 mm de diâmetro, nas quais foram colocadas barras de aço com 12 mm de diâmetro. A malha eletrosoldada disposta na parte superior da laje mista é do tipo Q118, formada por barras de 6,0 mm de diâmetro, dispostas a cada 150 mm. As barras passantes e a malha eletrosoldada do tipo Q118 são fabricadas com um aço do tipo BSt 500, que possui resistência ao escoamento de $f_y = 500$ MPa e resistência à ruptura de $f_u = 550$ MPa.

Para a laje mista foi especificado um concreto de classe de resistência C30/37, que na idade em que o modelo S1 foi ensaiado, apresentou 32,3 MPa de resistência à compressão e um Módulo de Elasticidade de 31000 MPa (BRAUN *et al.*, 2014 e BRAUN, OBIALA e ODENBREIT, 2015).

Assim como os modelos experimentais B1 e B2, o modelo experimental S1 foi totalmente escorado durante as etapas de concretagem e endurecimento do concreto.

3.7.5.2. Modelo numérico de elementos finitos

Para simular o comportamento estrutural à flexão do modelo experimental S1, desenvolveu-se um modelo de elemento finitos (Figura 3.51) seguindo a metodologia apresentada anteriormente. Este modelo foi desenvolvido, utilizando-se uma rotina escrita em linguagem Python e é composto por elementos dos tipos C3D8, C3D6 e B31, conforme tratado no item 3.4.

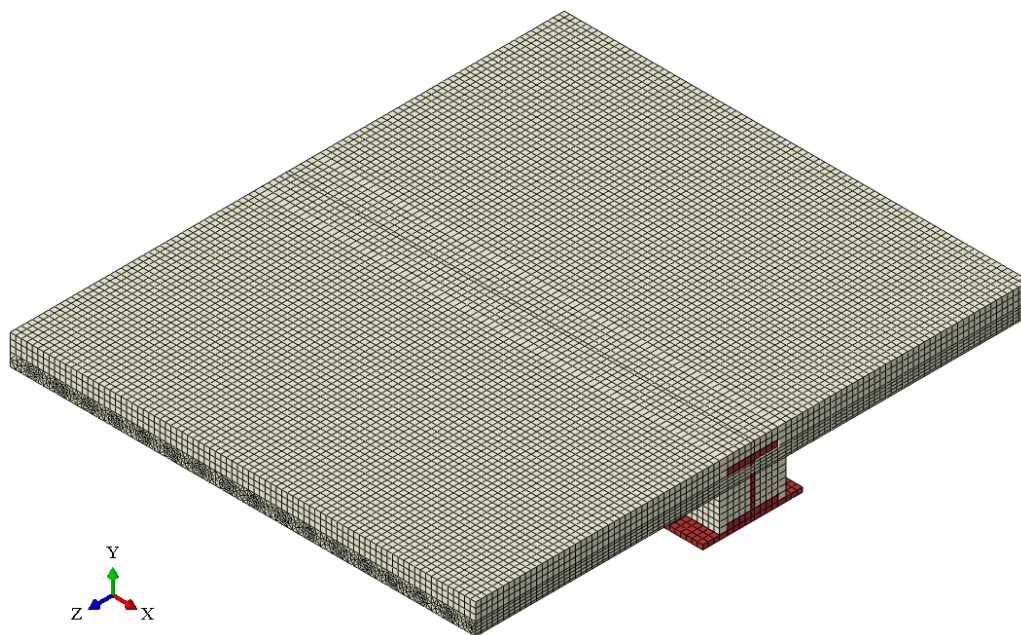


Figura 3.51. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo S1.

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar esse modelo possui 98537 nós, com 31920 elementos do tipo C3D8, 93422 elementos do tipo C3D6 e 4424 elementos do tipo B31, totalizando 139766 elementos finitos.

Em função da similaridade dos modelos experimentais S1 e B1, utilizou-se as estratégias de modelagem descritas no Estudo 3 (Modelo B1) para representar o comportamento mecânico da aderência, a simetria do modelo de elementos finitos e as condições de aplicação de carga.

O comportamento mecânico do aço estrutural S355 foi representado utilizando o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 420$ MPa
- $f_u = 527$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para o aço BSt 500 da malha eletrosoldada e das barras passantes com 12 mm de diâmetro utilizou-se o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 500$ MPa
- $f_u = 550$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão utilizou-se o CDP, em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas exibidas na Tabela 3.13.

Tabela 3.13. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.

ν	f_c [MPa]	E_c [MPa]	f_{cuD} [MPa]	f_{cuE} [MPa]	f_{cuF} [MPa]
0,2	32,3	31000	30,0	20,2	16,1
α	α_{tD}	β	ϵ_{cuD} [‰]	ϵ_{cuE} [‰]	ϵ_{cuF} [‰]
2,0	0,8	1,4	3,5	10,0	100,0

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à tração utilizou-se o CDP, em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.14.

Tabela 3.14. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.

ν	f_{ctm} [MPa]	E_c [MPa]	ϵ_{ct} [‰]	G_F [N/m]	w_c [mm]
0,2	3,04	31000	0,0982	142,0	0,240

Os parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto no modelo constitutivo CDP são apresentados na Tabela 3.15:

Tabela 3.15. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	0,0001

3.7.5.3. Resultados

Nas Figuras 3.52 e 3.53 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014) para o modelo S1 e os resultados numéricos obtidos por meio do modelo de

elementos finitos. No diagrama Carga \times Flecha indica-se um valor de flecha limite de $L/50$, que foi utilizado por Leskelä e Hopia (2000) como critério de parada para ensaios de flexão em vigas.

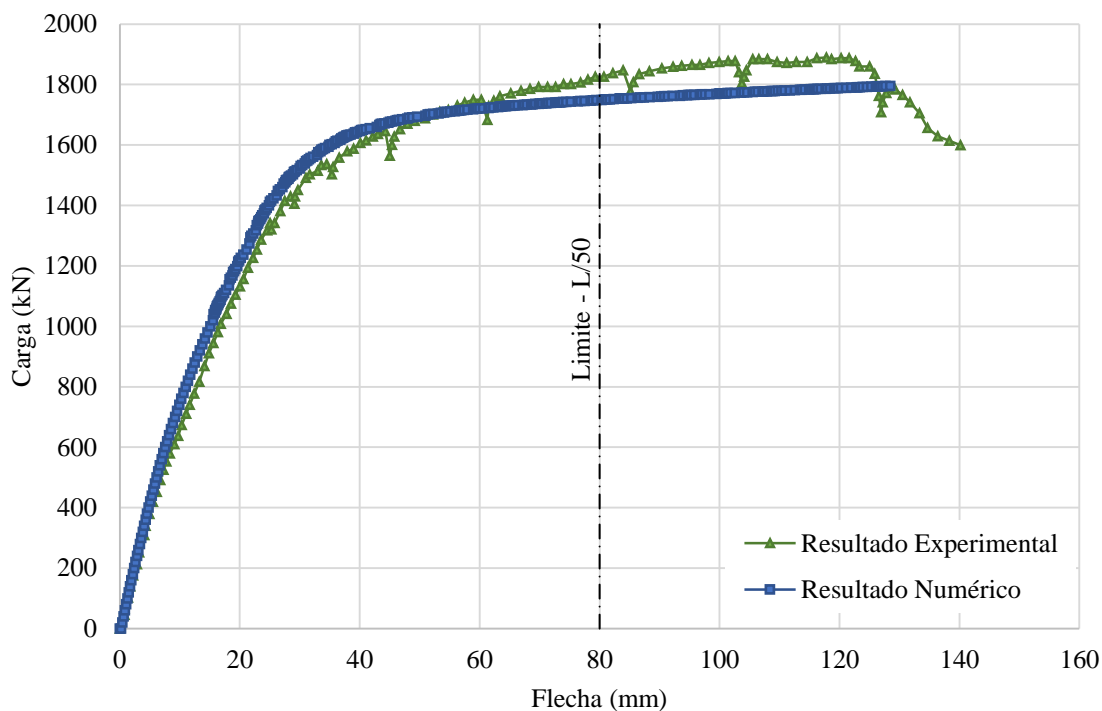


Figura 3.52. Diagramas Carga \times Flecha obtidos para o modelo S1.

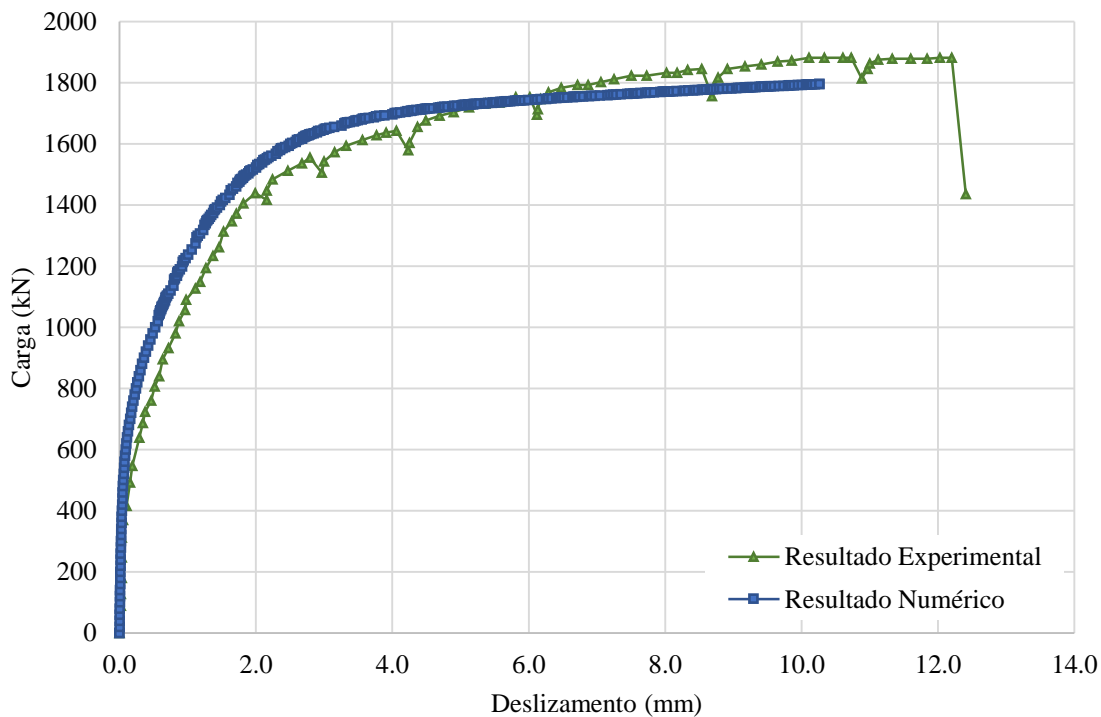


Figura 3.53. Diagramas Carga \times Deslizamento obtidos para o modelo S1.

Nas Figuras 3.54 e 3.55 são apresentadas as distribuições de tensões normais na direção x obtidas no aço e no concreto, respectivamente. Nas duas figuras são representadas a seção central do modelo de elementos finitos, na qual são observadas as maiores tensões normais na direção x .

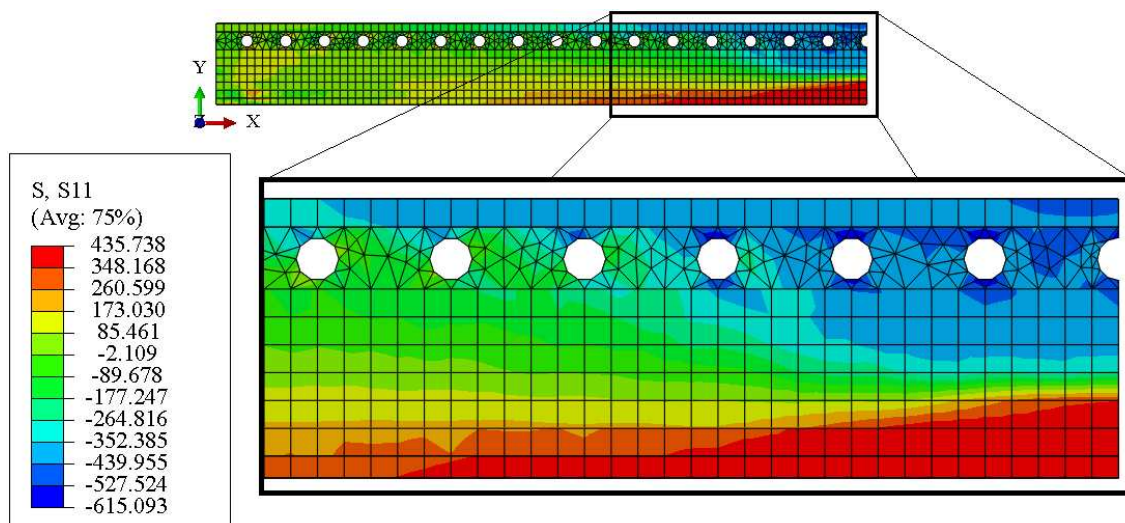


Figura 3.54. Distribuição de tensões normais no aço referentes ao modelo S1 – Unidades em MPa.

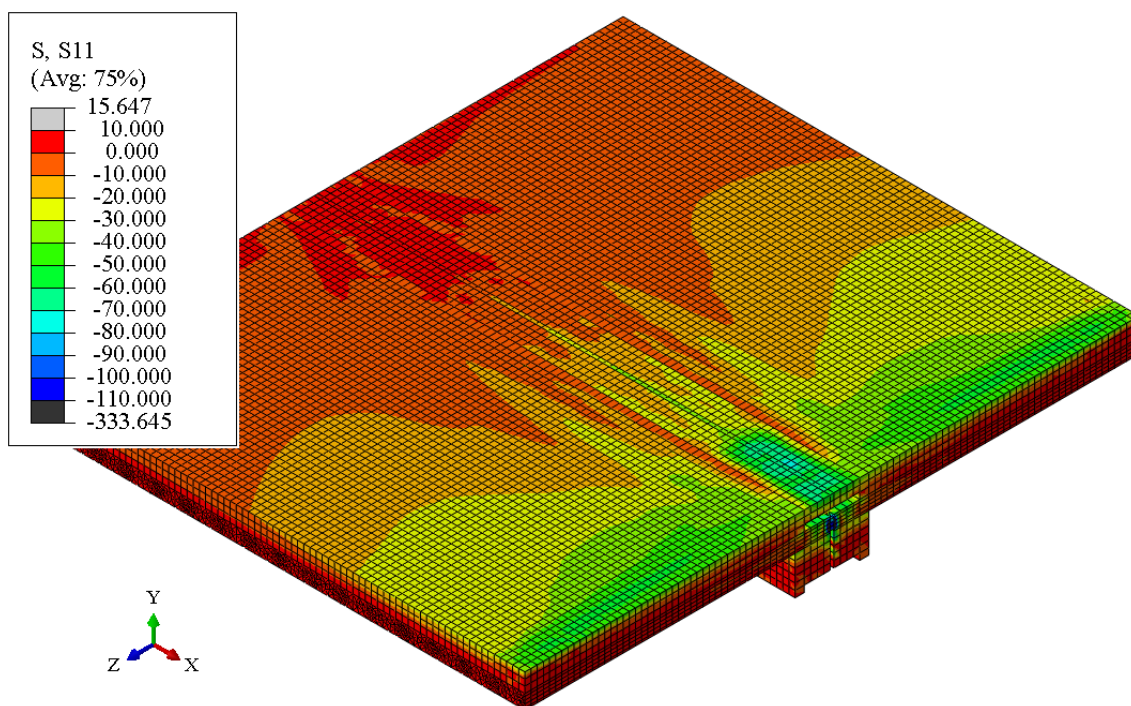


Figura 3.55. Distribuição de tensões normais no concreto referentes ao modelo S1 – Unidades em MPa.

Devido à similaridade dos modelos experimentais, os fenômenos observados neste estudo são semelhantes àqueles apresentados para o Estudo 3 (Modelo B1). Portanto, neste item apresenta-se, fundamentalmente, uma avaliação dos resultados observados no Modelo S1, que o diferenciam do Modelo B1.

Por meio das Figuras 3.52 e 3.53 observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos por meio do modelo de elementos finitos desenvolvido nesse trabalho com os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014), o que sugere que o modelo de elementos finitos criado é capaz de representar os fenômenos que ocorrem na viga mista de *slim floor* até essa atingir o colapso.

Com base nos diagramas Carga x Flecha verifica-se que a carga máxima resistida pelo modelo experimental S1 foi de 1887 kN, enquanto que no modelo numérico foi de 1795 kN, diferença que representa -4,8% do valor experimental.

Na Figura 3.53 são exibidos os diagramas Carga x Deslizamento obtidos através do modelo experimental e do modelo de elementos finitos. Com base nesses diagramas é possível observar que, inicialmente, os dois modelos apresentam um comportamento muito rígido, que ocorre até a carga de aproximadamente 500 kN. A partir desse ponto as interfaces aço-concreto do modelo experimental e do modelo numérico começam a sofrer um deslizamento relativo. Diferentemente dos Estudos 3 e 4, neste estudo os deslizamentos no modelo experimental e numérico são próximos e ocorrem com mesma intensidade, o que justifica o fato dos diagramas Carga x Flecha do modelo experimental e do modelo de elementos finitos apresentarem valores de rigidez praticamente iguais.

O deslizamento máximo entre aço e concreto no modelo experimental foi de 12,2 mm e no modelo de elementos finitos foi de 10,3 mm, diferença que equivale a -15,6% do valor experimental.

Por meio da Figura 3.54 observa-se que para um nível de carga próximo ao colapso, a região mais solicitada do perfil de aço (seção central) encontra-se plastificada, com tensões normais da ordem de grandeza da resistência ao escoamento do aço, que é 420 MPa. De acordo com a Figura 3.55, na maior parte da laje as tensões normais no concreto para um nível de carga próximo ao colapso são inferiores à resistência média de compressão do concreto, que é de 40,3 MPa.

De modo geral, a boa concordância entre os resultados experimentais e os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos para todos os níveis de carga permite afirmar que as estratégias de simulação numérica utilizadas são válidas para a representação do comportamento estrutural de vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

3.7.6. Estudo 6 – Modelo S2

3.7.6.1. Descrição do modelo experimental

O modelo experimental S2 corresponde a uma viga mista de slim floor composta por um perfil laminado do tipo HEM 220, soldado a uma chapa de aço com 20 mm de espessura (Figura 3.56). Esse perfil está integrado a uma laje mista concretada *in situ*, denominada *Cofradal 200*, formada por chapa de aço dobrada com 1,0 mm de espessura, blocos de lã de rocha e capa de concreto, que foi ensaiado por Braun *et al.* (2014).

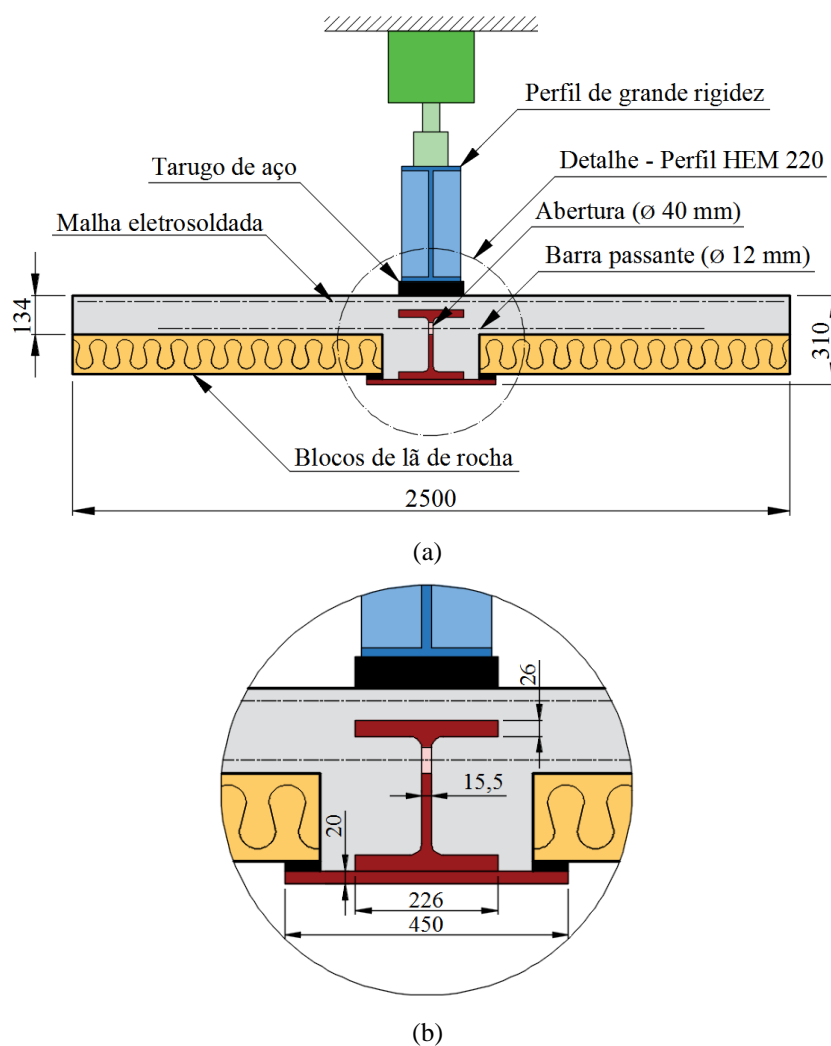


Figura 3.56. Características geométricas do modelo S2 estudado por Braun e outros na Alemanha.

O esquema estrutural de ensaio corresponde a uma viga biapoiada com 4000 mm de vão livre, na qual aplica-se uma carga concentrada na região central da viga, a partir de um perfil de grande rigidez, com comprimento de 740 mm (Figura 3.57). Esse perfil se apoia sobre dois pequenos tarugos de aço, cuja distância entre eles não foi informada por Braun *et al.* (2014).

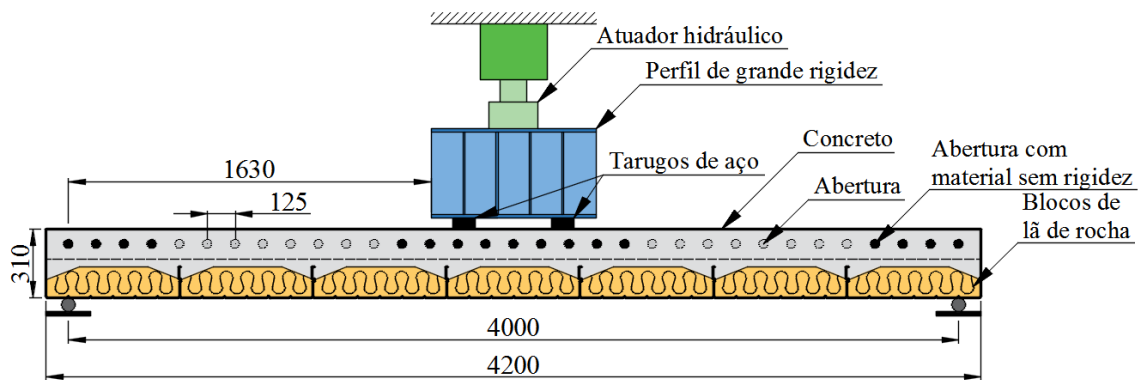


Figura 3.57. Esquema estrutural do modelo S2 estudado por Braun e outros na Alemanha.

No modelo experimental S2 foi utilizado um aço estrutural do tipo S355. Contudo, com base nos resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, considerou-se uma resistência de escoamento do aço $f_y = 419$ MPa e uma resistência à ruptura do aço $f_u = 539$ MPa.

A malha eletrosoldada disposta na parte superior da laje mista é do tipo Q118, formada por barras de 6,0 mm de diâmetro, dispostas a cada 150 mm. O aço dessa malha é do tipo BSt 500, que possui resistência ao escoamento $f_y = 500$ MPa e resistência última $f_u = 550$ MPa.

Assim como nos modelos experimentais B1, B2 e S1, neste modelo experimental foram introduzidas na alma do perfil de aço aberturas com 40 mm de diâmetro. Contudo, antes do lançamento do concreto algumas aberturas foram preenchidas com um material sem rigidez conforme apresentado na Figura 3.57.

De acordo com Braun *et al.* (2014) essas aberturas foram preenchidas com material sem rigidez para impedir a formação de pinos de concreto nessas regiões e dessa forma testar a viga mista de *slim floor* com um grau de interação menor. Nas aberturas preenchidas com material sem rigidez não foram utilizadas as barras de aço passantes através alma do perfil de aço.

A malha eletrosoldada e as barras passantes utilizadas nas outras aberturas (aberturas que não possuem o material sem rigidez) têm 12 mm de diâmetro e são fabricadas com um aço do tipo BSt 500, que possui resistência ao escoamento de $f_y = 500$ MPa e resistência à ruptura de $f_u = 550$ MPa.

Para a laje mista foi especificado um concreto de classe de resistência C30/37, que na idade em que o modelo S2 foi ensaiado, apresentou 29,7 MPa de resistência à compressão

e um Módulo de Elasticidade de 31000 MPa (BRAUN *et al.*, 2014 e BRAUN, OBIALA e ODENBREIT, 2015).

Da mesma forma que os modelos experimentais B1, B2 e S1, o modelo experimental S2 foi totalmente escorado durante as etapas de concretagem e endurecimento do concreto.

3.7.6.2. Modelo numérico de elementos finitos

Para simular o comportamento estrutural à flexão do modelo experimental S2, desenvolveu-se um modelo de elemento finitos (Figura 3.58) seguindo a metodologia apresentada anteriormente. Este modelo foi desenvolvido, utilizando-se uma rotina escrita em linguagem Python e é composto por elementos dos tipos C3D8, C3D6 e B31, conforme tratado no Item 3.4.

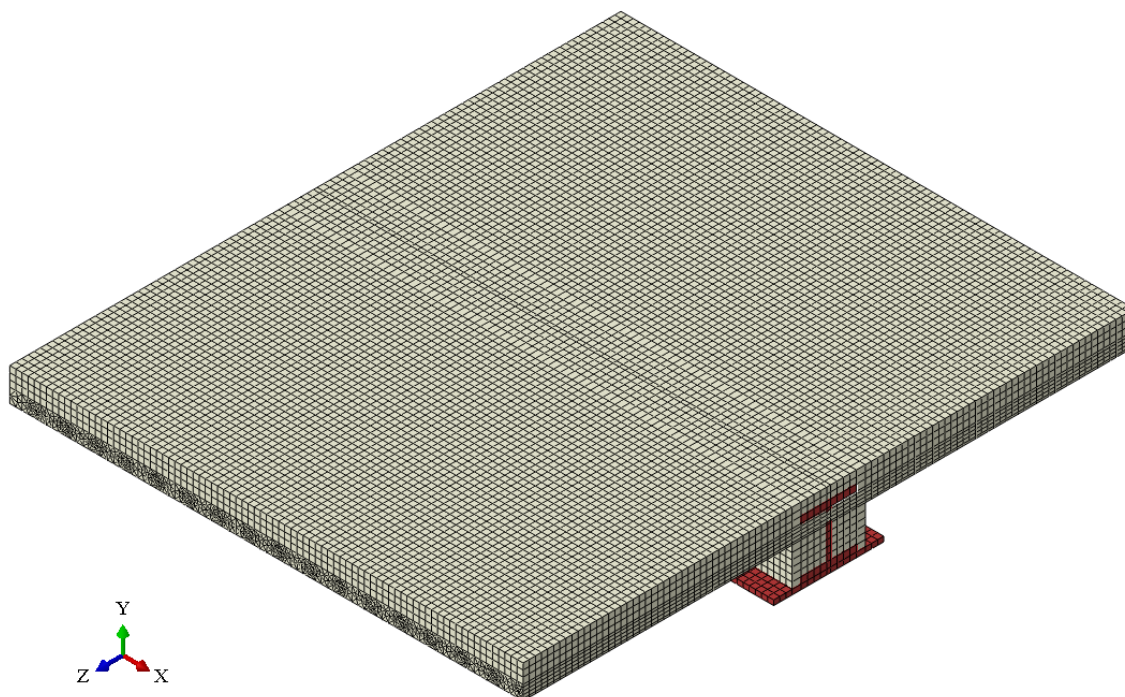


Figura 3.58. Modelo de elementos finitos utilizado para simular o comportamento à flexão do modelo S2.

A malha de elementos finitos utilizada para discretizar esse modelo possui 86520 nós, com 31920 elementos do tipo C3D8, 71271 elementos do tipo C3D6 e 3632 elementos do tipo B31, totalizando 106823 elementos finitos.

Em função da similaridade dos modelos experimentais S2 e B1, neste estudo utilizou-se as estratégias de modelagem descritas no Estudo 3 (Modelo B1) para representar o comportamento mecânico da aderência, a simetria do modelo de elementos finitos e as condições de aplicação de carga.

Para simular o comportamento estrutural das aberturas preenchidas com material sem rigidez optou-se por deixar essas aberturas vazias e sem barras de aço como mostrado na Figura 3.59.

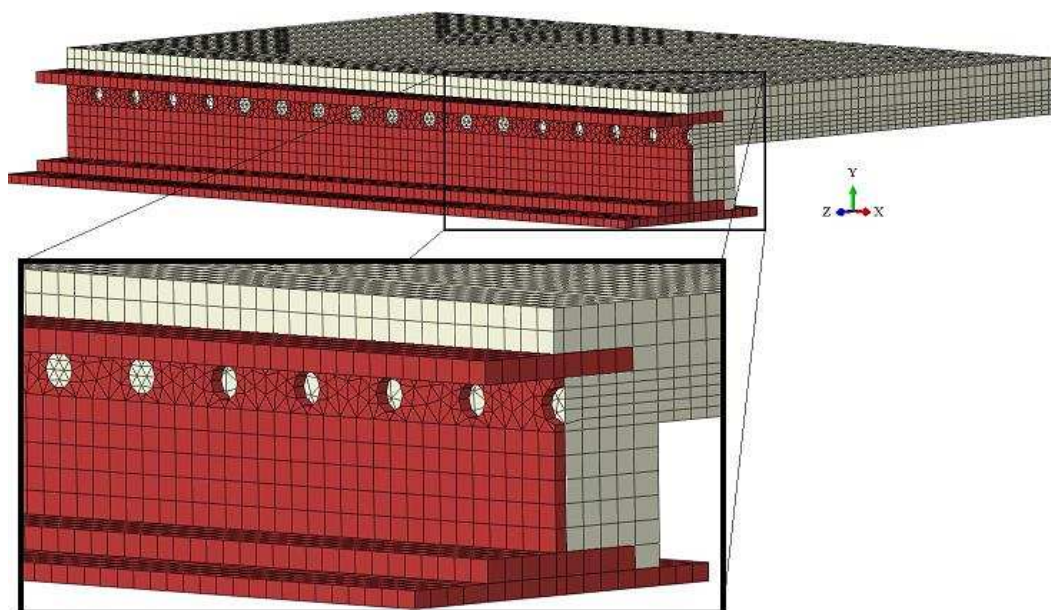


Figura 3.59. Representação das aberturas preenchidas com material sem rigidez no modelo numérico.

O comportamento mecânico do aço estrutural S355 foi representado utilizando o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 420$ MPa
- $f_u = 527$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para o aço BSt 500 da malha eletrosoldada e das barras passantes na alma utilizou-se o modelo constitutivo proposto no Item 3.5.1 com as seguintes propriedades mecânicas:

- $f_y = 500$ MPa
- $f_u = 550$ MPa
- $E_s = 210000$ MPa
- $E_{sh} = 2700$ MPa
- $\nu = 0,3$

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à compressão utilizou-se o CDP, em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas exibidas na Tabela 3.16.

Tabela 3.16. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à compressão uniaxial.

ν	f_c [MPa]	E_c [MPa]	f_{cuD} [MPa]	f_{cuE} [MPa]	f_{cuF} [MPa]
0,2	29,7	31000	28,8	18,9	15,1
α	α_{tD}	β	ϵ_{cuD} [‰]	ϵ_{cuE} [‰]	ϵ_{cuF} [‰]
2,0	0,8	1,4	3,5	10,0	100,0

Para simular o comportamento mecânico do concreto submetido à tração utilizou-se o CDP, em conjunto com o modelo constitutivo definido no Item 3.5.2 e as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 3.17.

Tabela 3.17. Propriedades mecânicas utilizadas para definir o comportamento do concreto submetido à tração uniaxial.

ν	f_{ctm} [MPa]	E_c [MPa]	ϵ_{ct} [‰]	G_F [N/m]	w_c [mm]
0,2	2,88	31000	0,0928	140,3	0,250

Os parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento plástico do concreto no modelo constitutivo CDP são apresentados na Tabela 3.18:

Tabela 3.18. Parâmetros plásticos utilizados no CDP.

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K	μ
36°	0,1	1,16	0,6667	0,0001

3.7.6.3. Resultados

Nas Figuras 3.60 e 3.61 são apresentados os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014) para o modelo S2 e os resultados numéricos obtidos por meio do modelo de elementos finitos. Na curva Carga \times Flecha indica-se um valor de flecha limite de $L/50$, que foi utilizado por Leskelä e Hopia (2000) como critério de parada para ensaios de flexão em vigas.

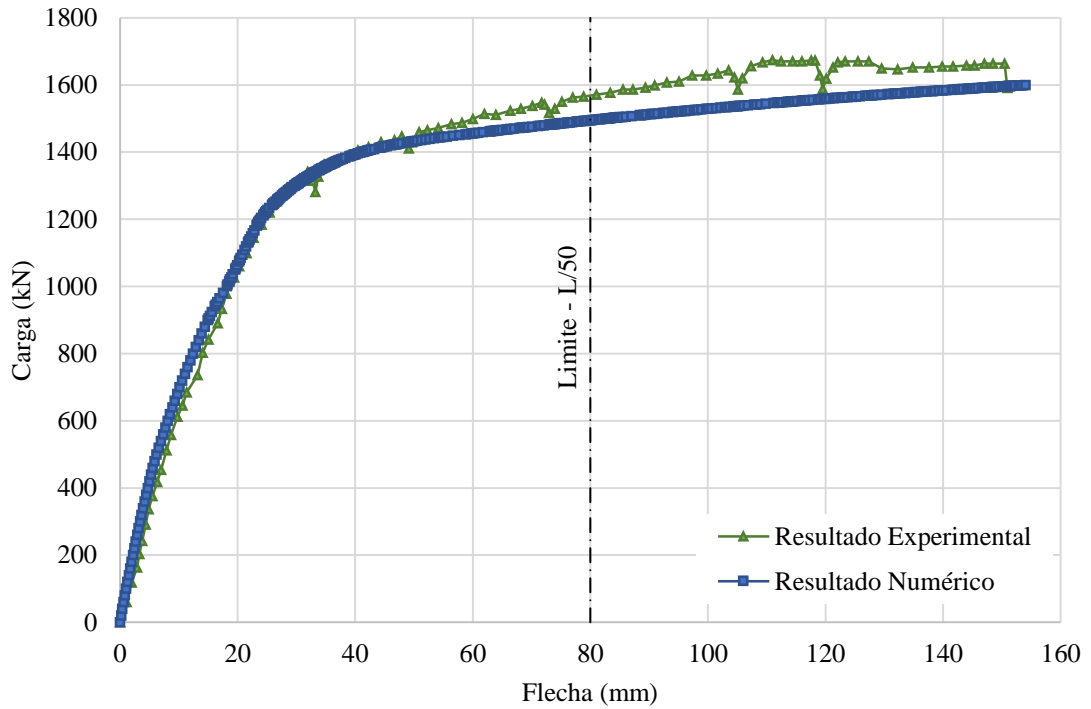


Figura 3.60. Diagramas Carga \times Flecha obtidos para o modelo S2.

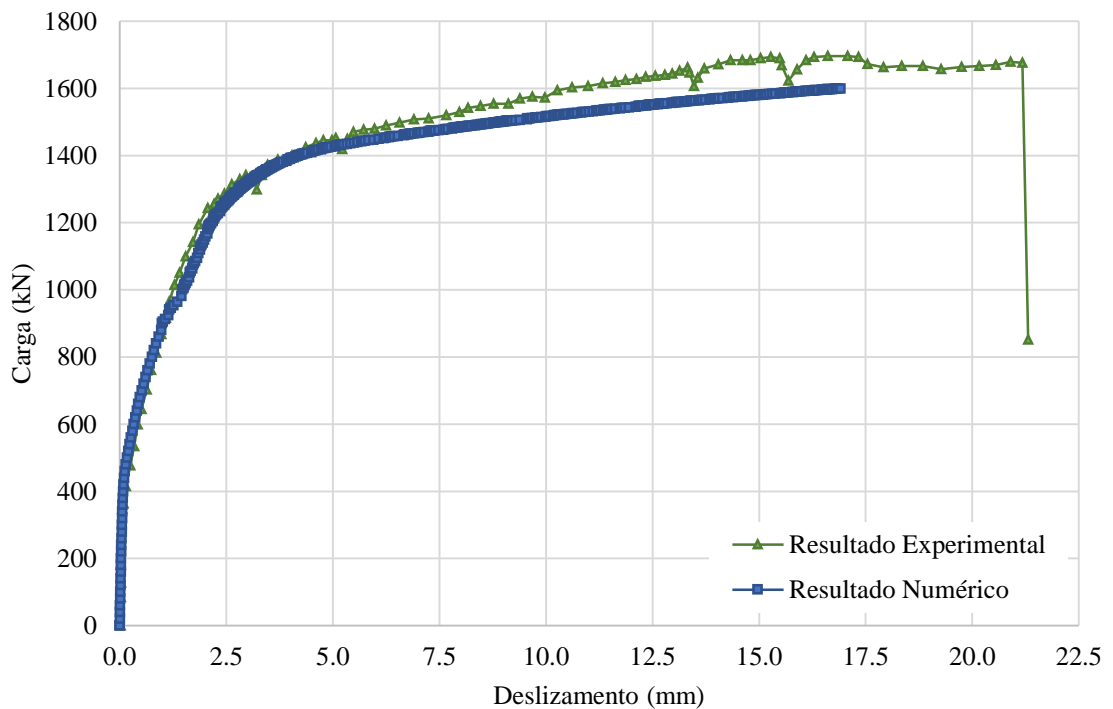


Figura 3.61. Diagramas Carga \times Deslizamento obtidos para o modelo S1.

Nas Figuras 3.62 e 3.63 são apresentadas as distribuições de tensões normais na direção x obtidas no aço e no concreto, respectivamente. Nas duas figuras são mostradas a seção central do modelo de elementos finitos, na qual são observadas as maiores tensões normais na direção x .

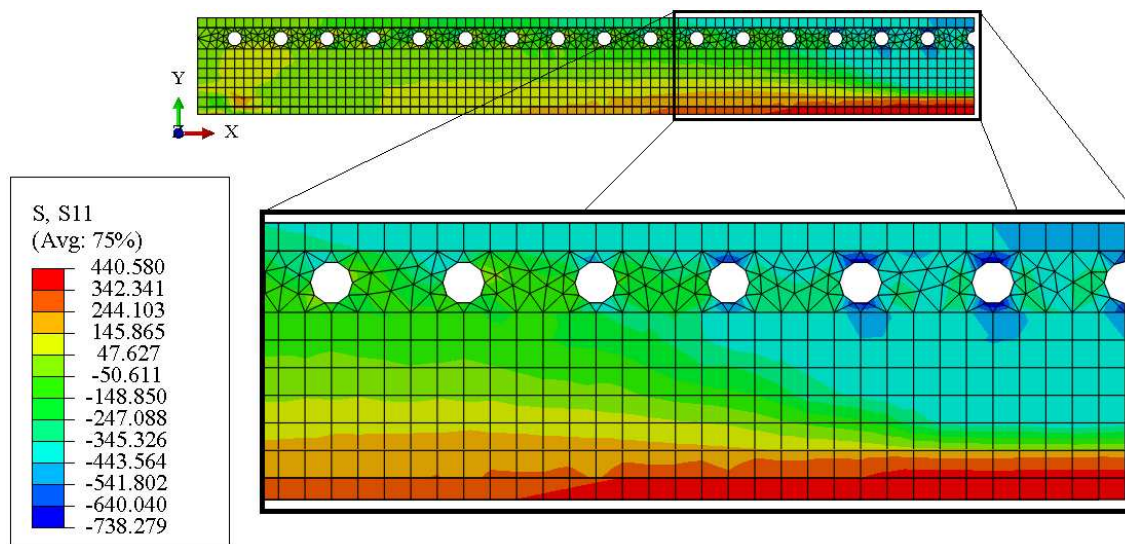


Figura 3.62. Distribuição de tensões normais no aço referentes ao modelo S2 – Unidades em MPa.

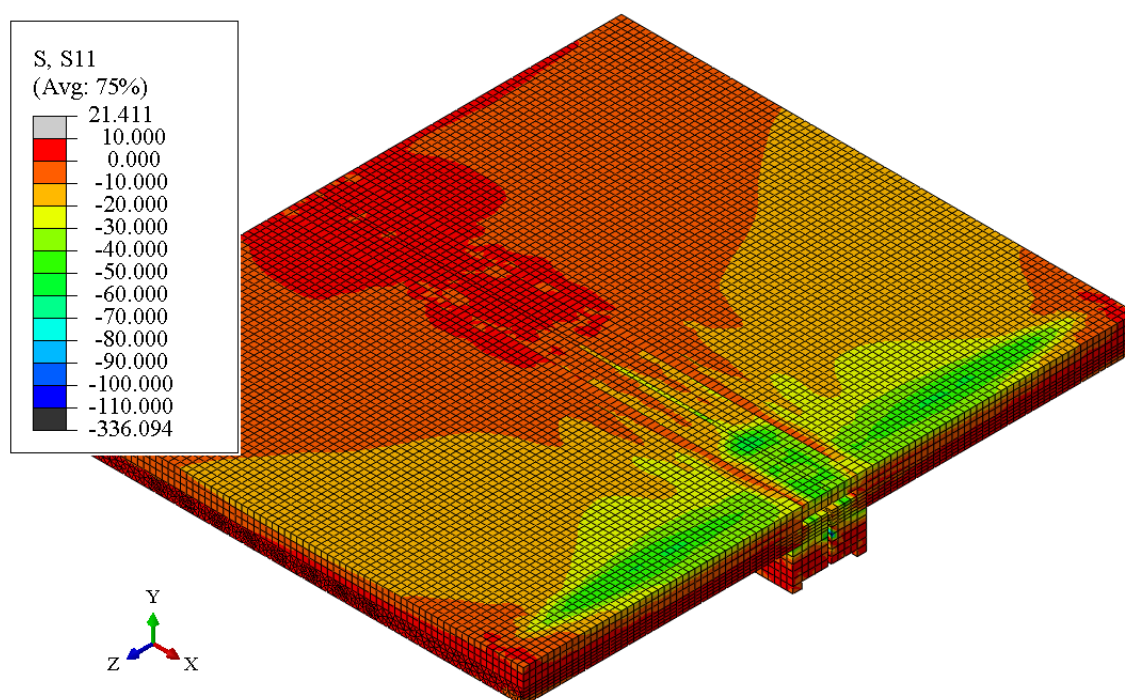


Figura 3.63. Distribuição de tensões normais no concreto referentes ao modelo S2 – Unidades em MPa.

3.7.6.4. Discussão dos resultados

Devido à similaridade dos modelos experimentais, os fenômenos observados neste estudo são semelhantes àqueles apresentados para o Estudo 3 (Modelo B1). Portanto, neste item apresenta-se, fundamentalmente, uma avaliação dos resultados observados no Modelo S2, que o diferenciam do Modelo B1.

Por meio das Figuras 3.60 e 3.61 observa-se uma boa concordância entre os resultados obtidos por meio do modelo de elementos finitos desenvolvido nesse trabalho com os resultados experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014), o que indica que o modelo de

elementos finitos criado é capaz de representar os fenômenos que ocorrem na viga mista de *slim floor* até essa atingir o colapso.

A partir dos diagramas Carga \times Flecha verifica-se que a carga máxima resistida pelo modelo experimental S2 foi de 1674 kN, enquanto que no modelo numérico foi de 1600 kN, diferença que representa -4,4% do valor experimental.

Na Figura 3.61 são exibidos os diagramas Carga \times Deslizamento obtidos através do modelo experimental e do modelo de elementos finitos. Com base nesses diagramas é possível observar que, inicialmente, os dois modelos apresentam um comportamento muito rígido, que ocorre até a carga de aproximadamente 500 kN. A partir desse ponto as interfaces aço-concreto do modelo experimental e do modelo numérico começam a sofrer um deslizamento relativo. Diferentemente dos Estudos 3 e 4, nesse estudo os deslizamentos no modelo experimental e numérico são próximos e ocorrem com mesma intensidade, o que justifica o fato dos diagramas Carga \times Flecha do modelo experimental e do modelo de elementos finitos apresentarem valores de rigidez aproximados.

O deslizamento máximo entre aço e concreto no modelo experimental foi de 21,2 mm e no modelo de elementos finitos foi de 16,9 mm, diferença equivalente a 20,2% do valor experimental.

Por meio da Figura 3.62 observa-se que para um nível de carga próximo ao colapso, a região mais solicitada do perfil de aço (seção central) encontra-se pouco plastificada, com tensões normais inferiores à resistência ao escoamento do aço, que é de 420 MPa. Neste estudo, a plastificação do perfil é menos intensa que no Estudo 5, devido ao fato do modelo experimental B2 ter a metade dos meios de conexão preenchidas com material sem rigidez e sem barras passantes. Neste caso, os meios de conexão não são suficientes para transmitir todos os esforços longitudinais de corte que surgem interface aço-concreto, o que limita a capacidade resistente da viga mista

De acordo com a Figura 3.63, na maior parte da laje as tensões normais no concreto para um nível de carga próximo ao colapso são inferiores à resistência média de compressão do concreto, que é de 37,7 MPa.

De modo geral, a boa concordância entre os resultados experimentais e os resultados obtidos a partir do modelo de elementos finitos para todos os níveis de carga permite afirmar que as estratégias de simulação numérica utilizadas são válidas para a representação do comportamento estrutural de vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

Estudos de variação de parâmetros de projeto

4.1. Considerações preliminares

Os estudos de variação de parâmetros de projeto apresentados nesse Capítulo têm como objetivo avaliar a influência da variação de algumas características geométricas e mecânicas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõe o sistema CoSFB. Estes estudos foram divididos em três grupos:

- estudos de variação de parâmetros geométricos;
- estudos de variação de parâmetros característicos dos meios de conexão;
- estudos de variação das propriedades mecânicas dos materiais.

4.2. Descrição dos modelos de referência

Para realização dos estudos de variação de parâmetros de projeto, utilizou-se como referência os modelos experimentais B1 e S1, desenvolvidos por Braun e outros na Alemanha (BRAUN *et al.*, 2014), que foram descritos no Capítulo 3.

Os modelos de elementos finitos utilizados neste Capítulo correspondem a vigas mistas com comprimentos de 8000 mm e 4000 mm de vão livre. A largura efetiva da mesa de

concreto comprimido é de $b_{eff} = L/4$, exceto no estudo de variação da largura efetiva, no qual este parâmetro é objeto de estudo. Considera-se que o perfil laminado e a chapa soldada sob o mesmo são compostos por um aço estrutural do tipo S355, com resistência ao escoamento $f_y = 355$ MPa e resistência à ruptura $f_u = 470$ MPa, que correspondem às resistências características desse aço. Para as barras de aço passantes pelas aberturas e a malha eletrosoldada disposta na parte superior da laje mista, utiliza-se um aço do tipo BSt 500, com resistências $f_y = 500$ MPa e $f_u = 550$ MPa. O concreto da laje mista é da classe de resistência C30/37, que possui resistência média à compressão $f_{cm} = 38$ MPa e Módulo de Elasticidade $E_c = 29700$ MPa.

Em todos os modelos de elementos finitos desenvolvidos neste Capítulo são utilizadas as estratégias de modelagem descritas no Capítulo 3 para representar o comportamento mecânico da aderência, a simetria do modelo de elementos finitos e as condições de aplicação de carga.

4.3. Estudos de variação de parâmetros geométricos

Os estudos de variação de parâmetros geométricos são divididos em estudo de variação da largura da mesa de concreto comprimido e estudo de variação da espessura da alma do perfil de aço.

4.3.1. Largura da mesa de concreto comprimido

A definição da largura efetiva da mesa de concreto é de grande importância para a análise do comportamento estrutural de vigas mistas em geral, tanto para a verificação dos estados-limites últimos (ELU), quanto para os estados-limites de serviço (ELS) (PAES, 2003).

As deformações de cisalhamento causam uma distribuição não uniforme de tensões normais e uma perda de planicidade da seção transversal da laje de concreto (AMADIO e FRAGIACOMO, 2002). Esse fenômeno de distribuição não uniforme de tensões normais em vigas mistas é denominado *shear lag* (Figura 4.1).

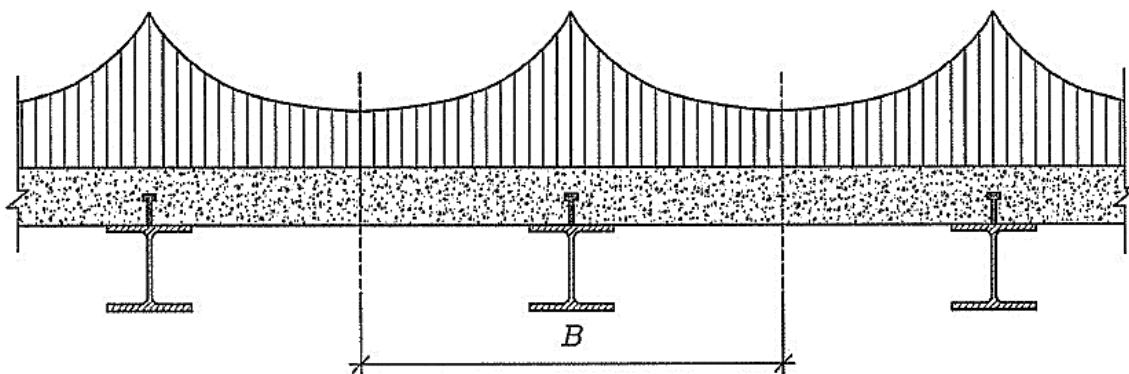


Figura 4.1. Distribuição de tensões normais na mesa de concreto de uma viga mista, devido ao efeito de *shear lag* (CALADO e SANTOS, 2013).

Como forma de representar de maneira simplificada a distribuição de tensões normais na seção transversal da laje de concreto, foi introduzido o conceito de largura efetiva (b_{eff}), a partir da qual pressupõe-se que a força resultante na laje de concreto, a partir da integral das tensões na área ACDEF, com largura (B), é equivalente à força resultante no retângulo GHJK, com a largura efetiva (b_{eff}) (Figura 4.2).

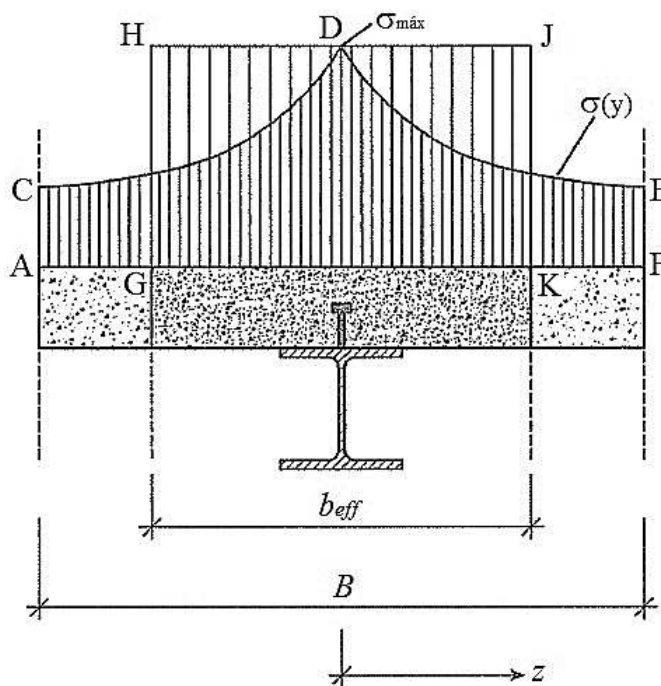


Figura 4.2. Definição de largura efetiva (CALADO e SANTOS, 2013).

As normas técnicas internacionais recomendam a utilização de um mesmo comprimento efetivo para a verificação dos estados-limites últimos (ELU) e estados-limites de serviço (ELS) (PAES, 2003). Segundo Johnson (2004), a largura efetiva para vigas mistas

convencionais utilizadas em edifícios pode ser obtida admitindo-se uma largura de $L_0/8$ em cada lado da linha de centro da seção transversal, onde L_0 é a distância entre as seções de momento fletor nulo. Para vigas simplesmente apoiadas, isto é, L_0 igual ao vão da viga (L), tem-se:

$$b_{eff} = \frac{L}{4} \quad \text{Eq.32}$$

De acordo com a EN 1994-1-1:2004, a largura efetiva no meio do vão de uma viga mista biapoiada pode ser calculada utilizando-se a Equação 33 apresentada a seguir.

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} \quad \text{Eq.33}$$

onde:

b_o distância entre o centro dos conectores externos;

b_{ei} largura efetiva da mesa de concreto em cada lado da alma, igual a $L_0/8$, onde o vão equivalente L_0 é igual à distância entre os pontos de momento fletor nulo.

A ABNT NBR 8800:2008 prescreve que a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro de uma viga mista biapoiada, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista;
- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Diferentemente das vigas mistas convencionais, encontram-se na literatura poucas referências sobre o valor de largura efetiva a ser utilizado para as vigas mistas de *slim floor*.

Segundo o SCI (MULLETT e LAWSON, 1993), para as vigas mistas de *slim floor* com conectores mecânicos sobre a face externa da mesa superior, recomenda-se a utilização de uma largura efetiva total igual a $L/4$. Para o caso específico dos sistemas *Slimdek* o SCI (LAWSON *et al.*, 1997) recomenda a utilização de uma largura efetiva total igual a $L/8$, que corresponde à metade da largura efetiva prescrita por várias normas técnicas para vigas mistas convencionais. Braun *et al.* (2011) recomendam para as vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB a utilização de uma largura efetiva total igual a $L/4$.

A fim de verificar a recomendação do SCI (MULLETT e LAWSON, 1993), Paes (2003) realizou uma simulação numérica com auxílio de dois modelos de elementos finitos, representativos das vigas de *slim floor* do tipo ASB, com larguras de $L/8$ e $L/4$. Os resultados obtidos por meio da análise estrutural (Figura 4.3) mostram que utilização de uma largura igual a $L/8$ ou $L/4$ não influencia na capacidade resistente a momento fletor das vigas mistas de *slim floor* do sistema *Slimdek*.

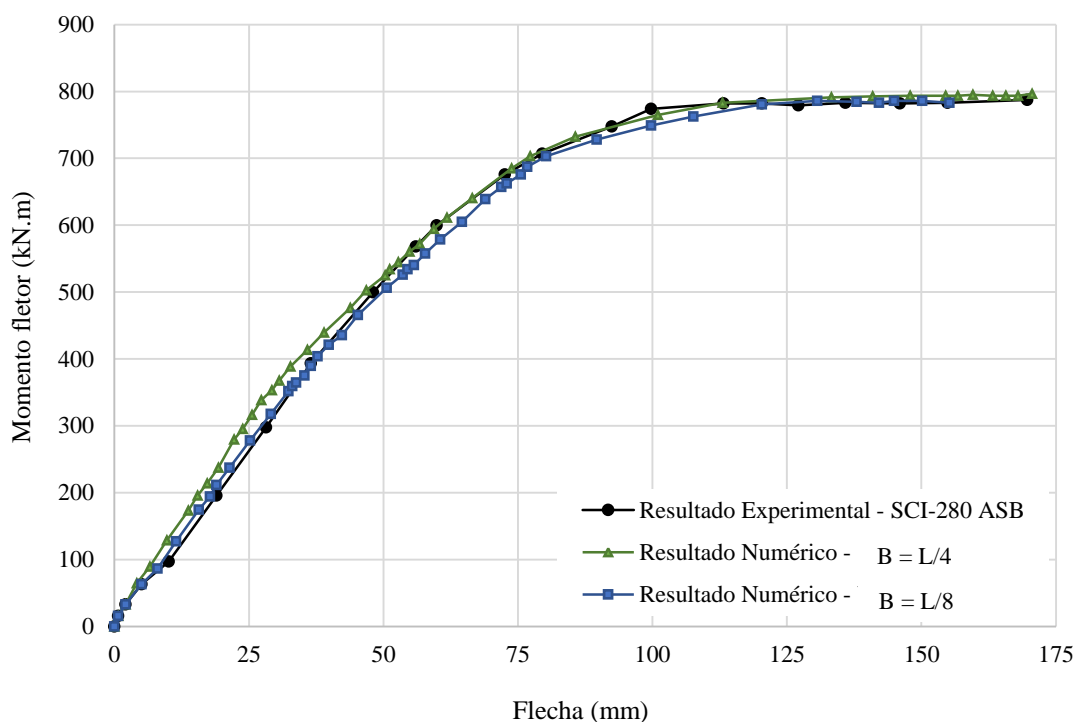


Figura 4.3. Diagramas Momento fletor \times Flecha referentes às vigas de *slim floor* do sistema *Slimdek* (Modelo SCI – 280 ASB) com larguras efetivas iguais a $L/8$ e $L/4$ (PAES, 2003).

De acordo com Paes (2003), para uma viga mista de *slim floor* que faça parte de um determinado sistema de piso misto, não existe maneira de impor que a largura efetiva seja maior ou menor, isto é, o tamanho da largura efetiva é fruto das características gerais do sistema e é, sobretudo, uma representação simplificada da distribuição real de tensões normais.

O presente estudo tem como objetivo avaliar os efeitos da utilização de um determinado valor de largura da mesa de concreto comprimido sobre o comportamento estrutural de vigas de *slim floor*.

4.3.1.1. Descrição do estudo

A fim de avaliar os efeitos da variação da largura da mesa de concreto comprimido sobre o comportamento estrutural à flexão de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma consideram-se modelos de elementos finitos com largura de $B = L/8$ e $B = L/4$.

Segundo Silva e Gervásio (2007)⁹ *apud* Calado e Santos (2013), a largura da mesa de concreto comprimido de uma viga mista depende, entre outros fatores, do tipo de carregamento aplicado. Diante disso, neste estudo consideram-se dois tipos de carregamento: carregamento uniformemente distribuído (CD) sobre a laje de concreto (Figura 4.4) e carregamento concentrado (CC) sobre uma pequena região da laje de concreto (Figura 4.5).

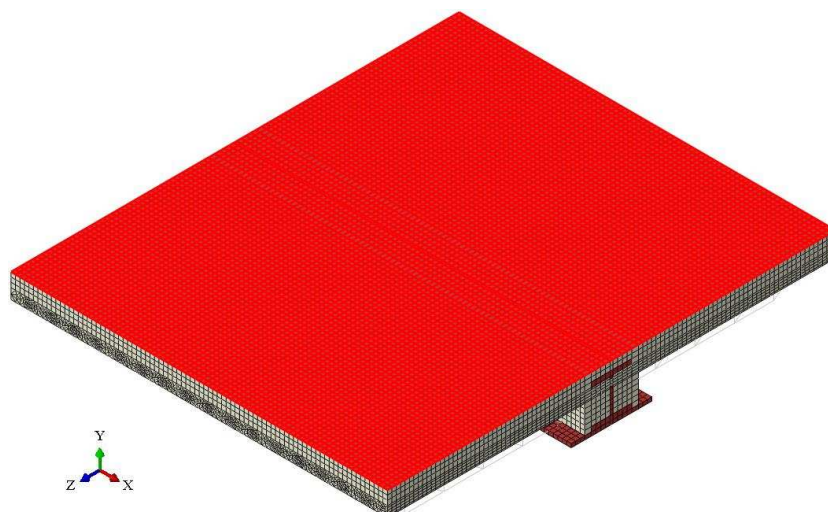


Figura 4.4. Região de aplicação do carregamento uniformemente distribuído (CD).

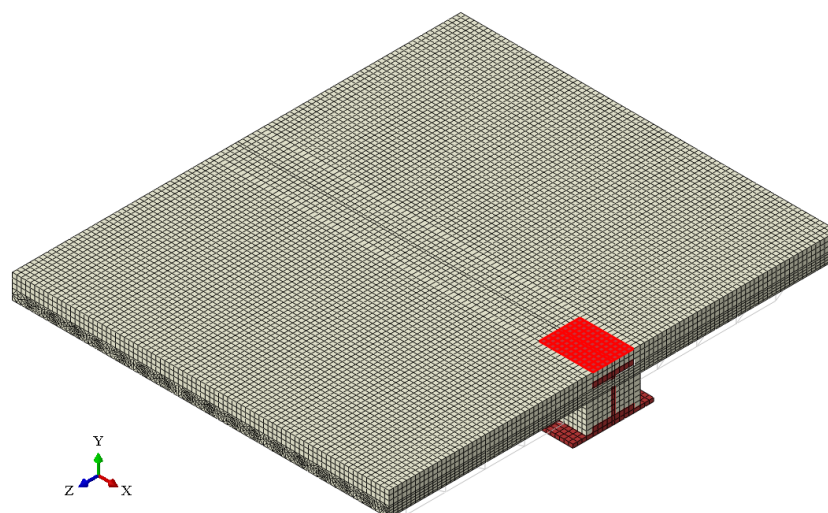


Figura 4.5. Região de aplicação do carregamento concentrado (CC).

⁹ SILVA, L. S.; GERVÁSIO, H. Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados. CMN – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista. 2007.

Para representar de maneira aproximada a existência da laje mista no sistema de piso, nos modelos com carregamento uniformemente distribuído (CD) são utilizadas treliças de aço distribuídas a cada 150 mm (Figura 4.6). Essas treliças formam um sistema resistente transversal, que tem a finalidade de evitar uma falha prematura da laje de concreto por flexão transversal (em torno do eixo x).

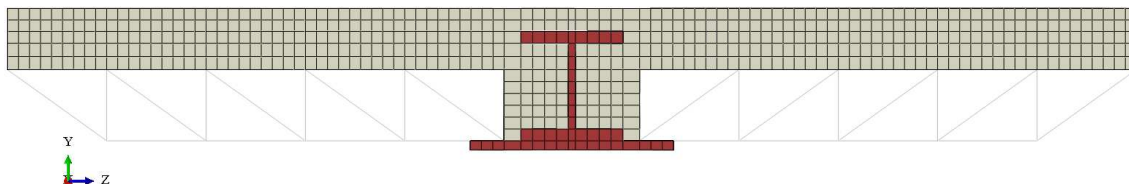


Figura 4.6. Treliças de aço utilizadas nos modelos com carregamento uniformemente distribuído.

Para os modelos de elementos finitos deste estudo consideram-se vigas mistas com comprimentos de 6000 mm e 4000 mm de vão livre, conforme mostrado na Figura 4.7. Apesar do modelo experimental B1, tomado como uma das referências, possuir um vão livre de 8000 mm, excepcionalmente neste estudo tomou-se a decisão de reduzir o comprimento dos modelos numéricos dele derivados para 6000 mm, a fim de evitar problemas de convergência durante a análise numérica dos modelos submetidos a carregamento uniformemente distribuído (CD), devido à presença da treliça de aço sob a laje.

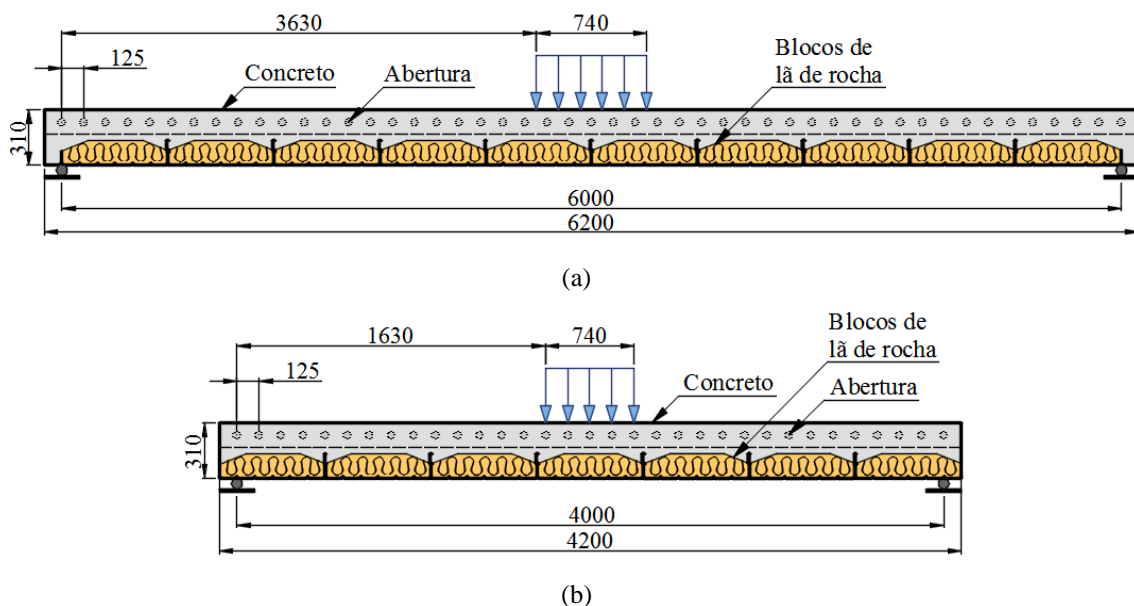
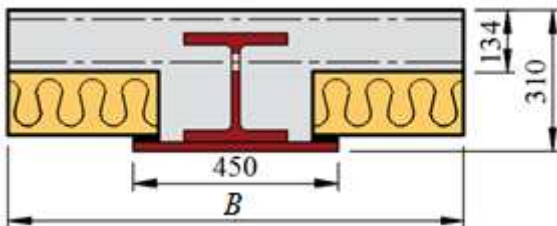


Figura 4.7. Esquemas estruturais dos modelos com: (a) 6000 mm e (b) 4000 mm de vão livre.

A relação dos modelos considerados no estudo de variação da largura da mesa de concreto comprimido é exibida na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da largura da mesa de concreto comprimido.

Esquema	Modelo	Largura (B)
	LR-M1-L4-CD-RF	$B = L/1,6$ (Modelo de referência)
	LR-M2-L4-CD-L/8	$B = L/8$
	LR-M3-L4-CD-L/4	$B = L/4$
	LR-M4-L4-CD-VA	Viga de aço isolada
	LR-M1-L6-CD-RF	$B = L/2,4$ (Modelo de referência)
	LR-M2-L6-CD-L/8	$B = L/8$
	LR-M3-L6-CD-L/4	$B = L/4$
	LR-M4-L6-CD-VA	Viga de aço isolada
	LR-M1-L4-CC-RF	$B = L/1,6$ (Modelo de referência)
	LR-M2-L4-CC-L/8	$B = L/8$
	LR-M3-L4-CC-L/4	$B = L/4$
	LR-M4-L4-CC-VA	Viga de aço isolada
	LR-M1-L6-CC-RF	$B = L/2,4$ (Modelo de referência)
	LR-M2-L6-CC-L/8	$B = L/8$
	LR-M3-L6-CC-L/4	$B = L/4$
	LR-M4-L6-CC-VA	Viga de aço isolada

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-BB-LL

Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - LR: Largura

Grupo 2 - M# - Modelo #

Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros

Grupo 4 - BB - Tipo de carregamento

CC: Carregamento concentrado / CD: Carregamento uniformemente distribuído

Grupo 5 - LL - Relação entre o comprimento da viga e a largura

RF: Modelo de referência / VA: Viga de aço isolada

4.3.1.2. Resultados

Na Figura 4.8 são exibidos os diagramas Momento fletor x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos de elementos finitos com 4000 mm de vão livre e carregamento uniformemente distribuído (CD).

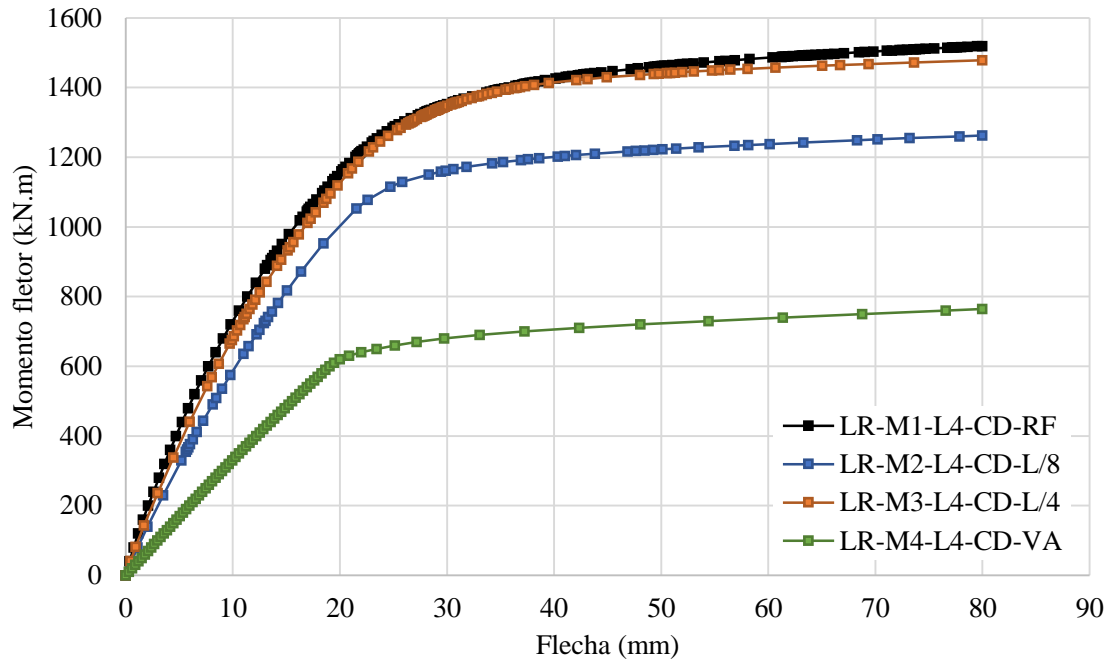


Figura 4.8. Diagramas Momento fletor x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre e carregamento uniformemente distribuído.

Na Figura 4.9 tem-se os diagramas Momento fletor x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos de elementos finitos com 6000 mm de vão livre e carregamento uniformemente distribuído (CD).

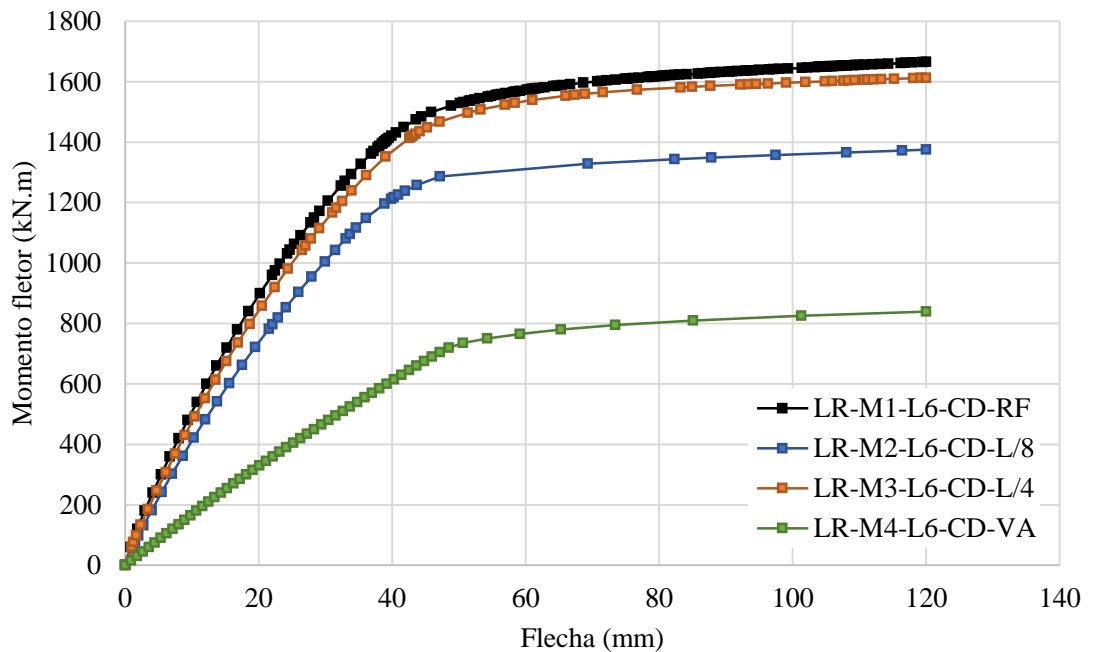


Figura 4.9. Diagramas Momento fletor x Flecha correspondentes aos modelos com 6000 mm de vão livre e carregamento uniformemente distribuído.

Na Figura 4.10 apresentam-se os diagramas Momento fletor \times Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos de elementos finitos com 4000 mm de vão livre e carregamento concentrado (CC).

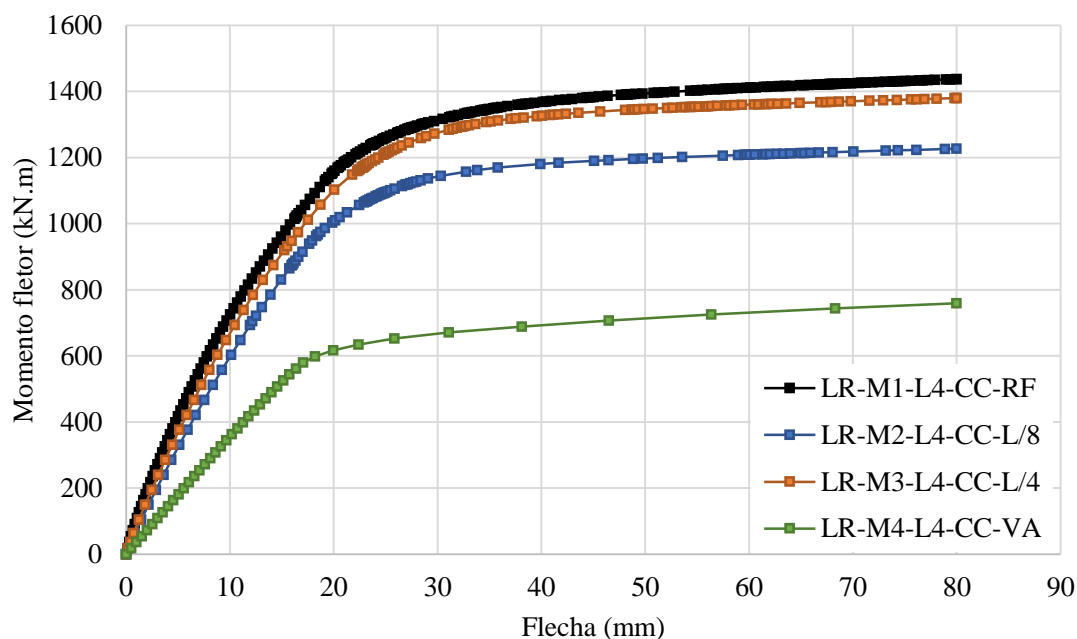


Figura 4.10. Diagramas Momento fletor \times Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre e carregamento concentrado.

Na Figura 4.11 são exibidos os diagramas Momento fletor \times Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos de elementos finitos com 6000 mm de vão livre e carregamento concentrado (CC).

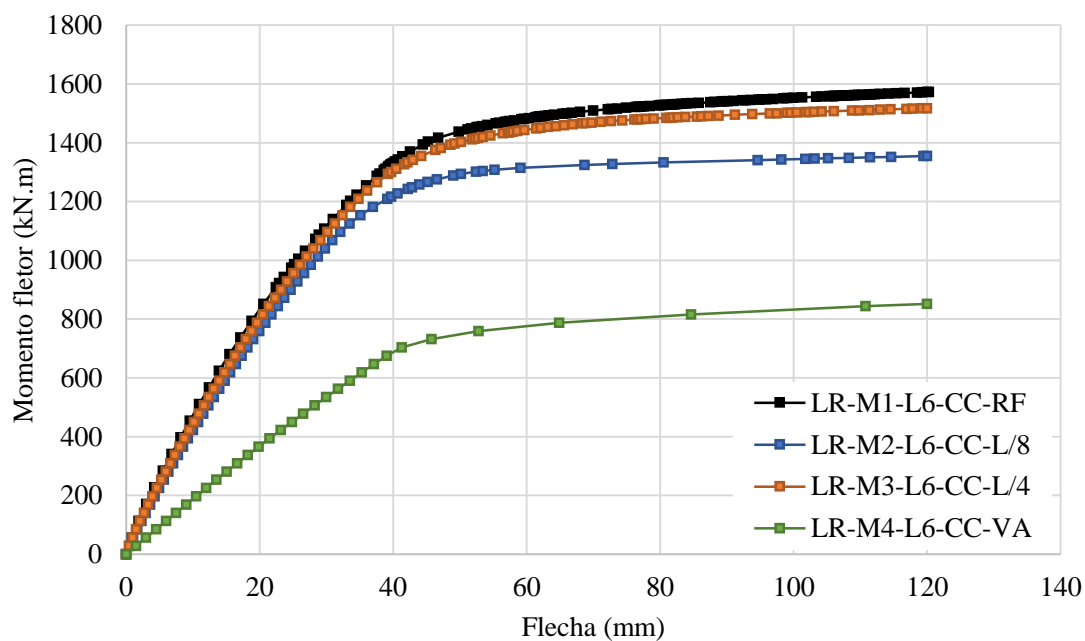


Figura 4.11. Diagramas Momento fletor \times Flecha correspondentes aos modelos com 6000 mm de vão livre e carregamento concentrado.

4.3.1.3. Discussão dos resultados

A partir dos resultados obtidos por meio dos modelos de elementos finitos pode-se avaliar a influência da largura da mesa de concreto comprimido sobre o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor*.

Na Figura 4.12 é exibida uma comparação entre os momentos fletores máximos obtidos pelos modelos de elementos finitos analisados. Pode-se observar que os valores de momentos fletores máximos obtidos nos modelos com largura de $B = L/8$ (LR-M2) correspondem a aproximadamente 84% dos valores obtidos a partir dos modelos de referência (LR-M1).

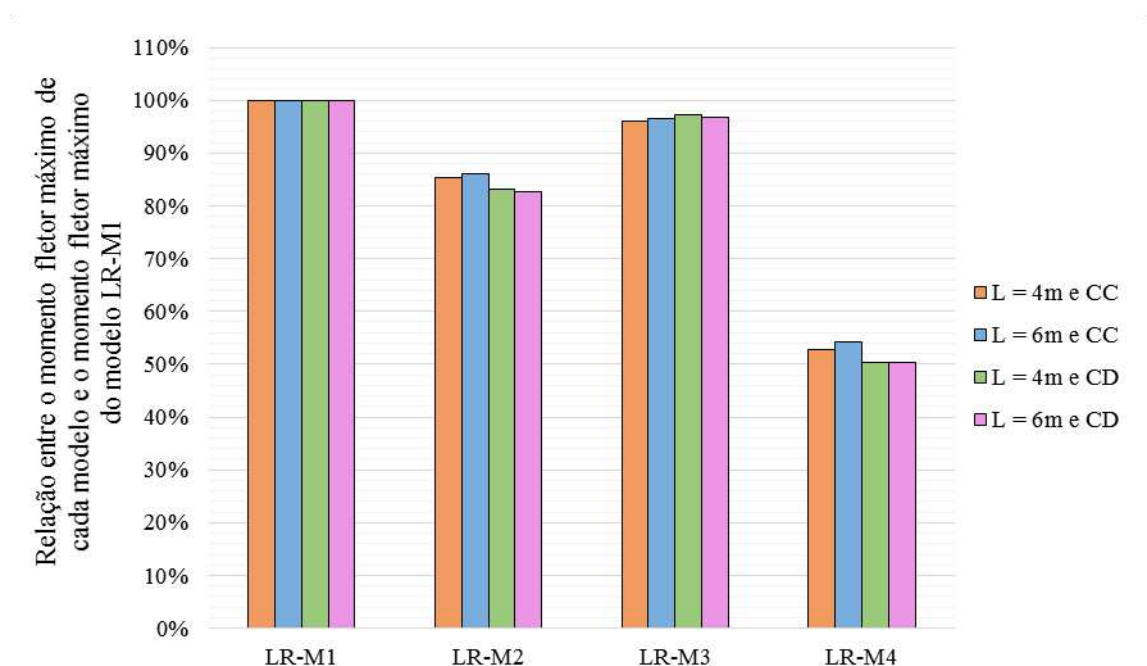


Figura 4.12. Relação entre os momentos fletores máximos obtidos por meio das análises numéricas.

Para os modelos com largura $B = L/4$ (LR-M3) verifica-se que em todos os casos os momentos fletores máximos obtidos por meio dos modelos de elementos finitos correspondem a aproximadamente 97% dos valores obtidos nos modelos de referência (LR-M1). A partir dos resultados obtidos é possível afirmar que os modelos de elementos finitos conseguem mobilizar, por meio do fenômeno de *shear lag*, uma largura de concreto comprimido igual à $L/4$.

Com base nos resultados apresentados nas Figuras 4.8 a 4.11, pode-se observar que a forma de aplicação do carregamento (uniformemente distribuído ou concentrado), não gerou variações significativas no comportamento estrutural dos modelos de elementos finitos analisados. Além disso, verifica-se também que o momento fletor resistente dos

modelos de viga de aço isolada representa cerca de 50% do momento fletor resistente dos modelos de viga mista de referência.

A princípio, os resultados obtidos a partir dos modelos de elementos finitos criados e analisados neste estudo contradizem os resultados obtidos por Paes (2003) ao estudar a largura da mesa de concreto comprimido das vigas mistas de *slim floor* do sistema *Slimdek* (Figura 4.3). No entanto, a diferença de comportamento observada se deve aos diferentes meios de conexão utilizados nos sistemas *Slimdek* e CoSFB.

Nas vigas de *slim floor* do sistema *Slimdek* a capacidade resistente a momento fletor é governada pela capacidade da aderência em transferir os esforços longitudinais de corte que surgem na superfície de contato entre aço e concreto. Assim, com base no estudo realizado por Paes (2003), verifica-se que esse meio de conexão (aderência) não consegue transmitir plenamente os esforços longitudinais de corte que surgem nesta interface quando a viga é solicitada à flexão e, desta forma, uma alteração no valor da largura não gera modificações no valor do momento fletor máximo resistido pela viga.

Por outro lado, nas vigas de *slim floor* do sistema CoSFB, os esforços na interface aço-concreto são transferidos através de três meios de conexão (aderência, pinos de concreto e barras passantes), que conseguem transmitir uma parcela maior das forças longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto quando a viga é solicitada à flexão. Dessa forma, ao se alterar a largura da mesa de concreto comprimido, ocorre uma alteração do momento fletor resistente máximo.

4.3.2. Espessura da alma

O comportamento misto nas vigas de *slim floor* do sistema CoSFB é ativado a partir de três meios de conexão: a aderência que se desenvolve na interface aço-concreto, os pinos de concreto que se formam nas aberturas localizadas na alma do perfil de aço e as barras de aço dispostas através das aberturas. Assim, um dos parâmetros geométricos que pode influenciar no comportamento estrutural dessas vigas é a espessura da alma do perfil de aço, uma vez que, a forma de ruptura dos pinos de concreto está associada a essa espessura.

A influência desse parâmetro nas vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma pode ser compreendida observando-se o comportamento de conectores do tipo *Perfobond* (Figura 2.19.c) visto que a espessura da alma influencia a capacidade da conexão. Segundo Ushijima *et al.* (2001) a utilização de uma chapa com pequena espessura, com

cerca de oito milímetros, proporciona uma área de concreto comprimido reduzida e o aparecimento de tensões transversais de tração de elevada magnitude, o que gera a ruptura dos pinos de concreto por tração (Figura 4.13).

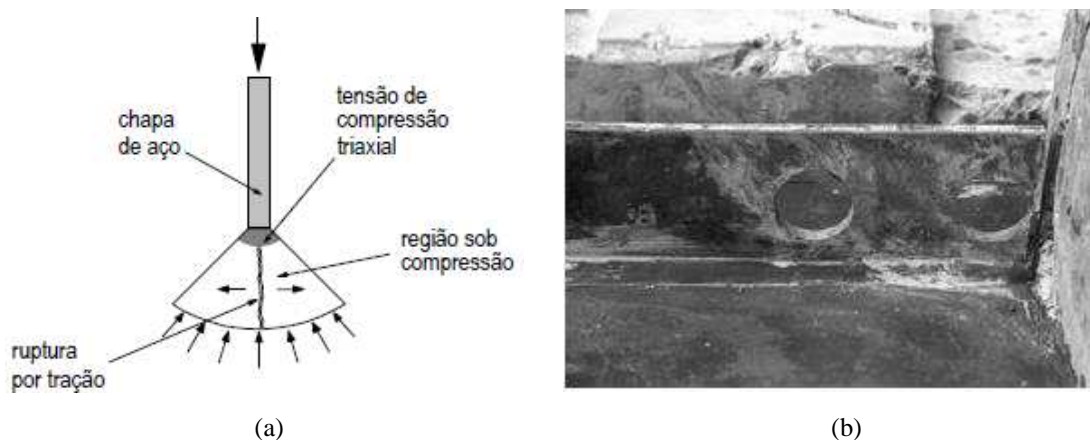


Figura 4.13. Condição de ruptura conector *Perfibond* com oito milímetros de espessura: (a) esquema geral de colapso; e (b) detalhe das aberturas após ensaio (USHIJIMA *et al.*, 2001 e VERÍSSIMO, 2007).

Por outro lado, a utilização de uma chapa de maior espessura proporciona uma área de concreto comprimido maior, e menores tensões transversais de tração. Nesses casos, a ruptura se dá por cisalhamento (Figura 4.14). Nas regiões próximas à borda da abertura, onde o concreto é comprimido contra a parede da chapa de aço, se produz um estado triaxial de tensões de compressão e não ocorrem tensões de tração (USHIJIMA *et al.*, 2001).



Figura 4.14. Condição de ruptura conector *Perfibond* com 22,0 mm de espessura, (a) modo de ruptura e (b) detalhe das aberturas após ensaio (USHIJIMA *et al.*, 2001 e VERÍSSIMO, 2007).

A colocação de barras de aço através das aberturas reduz a influência da espessura da chapa de aço sobre a resistência da conexão. Nesses casos, a ruptura do concreto ocorre pelo esmagamento do concreto na região entre a borda da abertura e a barra de aço

passante. Após o colapso do concreto, a barra de aço entra em contato com a chapa de aço, até se romper por cisalhamento (Figura 4.15) (USHIJIMA *et al.*, 2001).

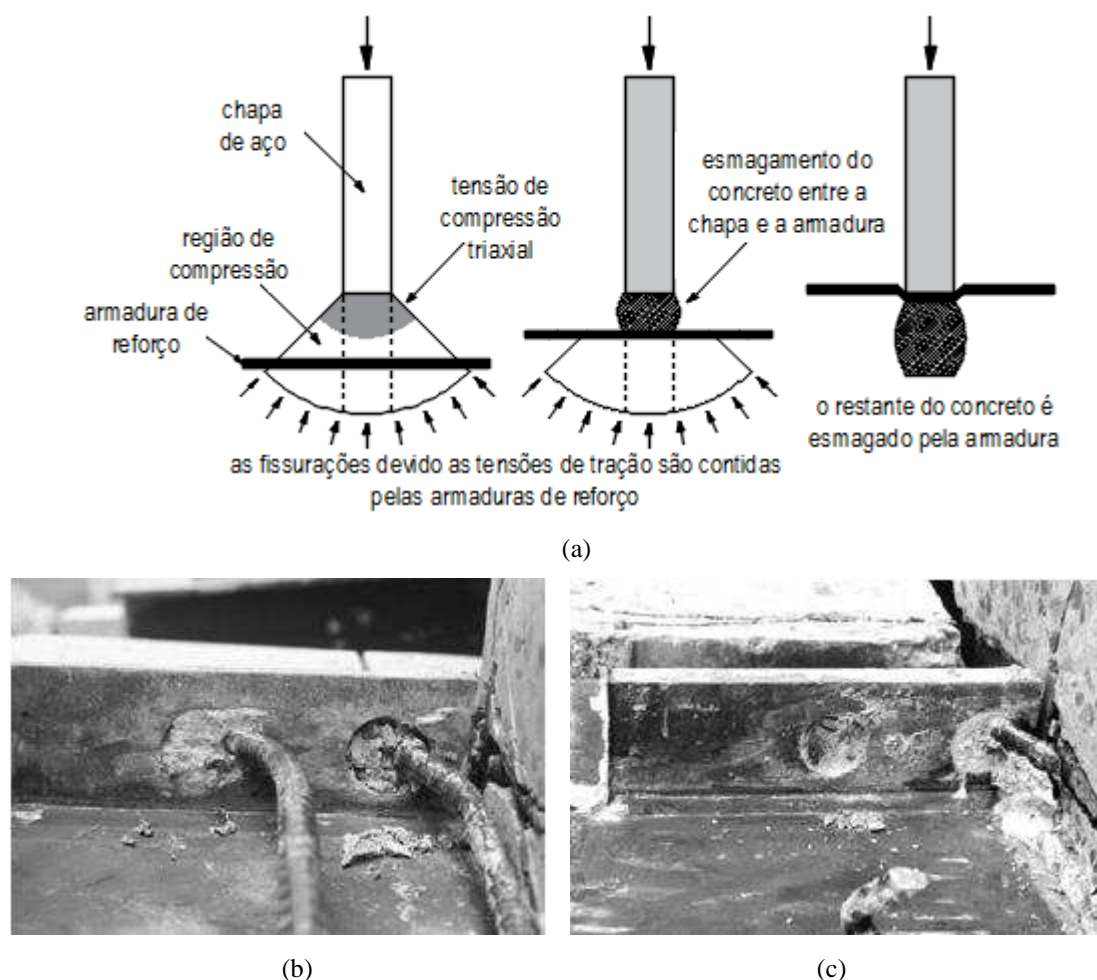


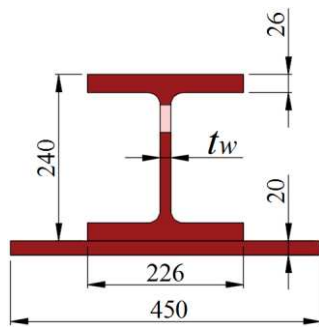
Figura 4.15. Condição de ruptura conector *Perfbond* com barra de reforço: (a) modo de ruptura, (b) e (c) detalhes das aberturas após ensaio (USHIJIMA *et al.*, 2001 e VERÍSSIMO, 2007).

O presente estudo tem como objetivo avaliar a influência da variação da espessura da alma do perfil de aço sobre o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB.

4.3.2.1. Descrição do estudo

Para avaliar a influência da espessura da alma do perfil de aço sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da espessura da alma do perfil de aço.

Esquema	Modelo	Espessura da alma (t_w)
	EA-M1-L4-8.0	$t_w = 8,0$ mm
	EA-M2-L4-10.0	$t_w = 10,0$ mm
	EA-M3-L4-12.5	$t_w = 12,5$ mm
	EA-M4-L4-15.5-RF	$t_w = 15,5$ mm
	EA-M5-L4-20.0	$t_w = 20,0$ mm
	EA-M1-L8-8.0	$t_w = 8,0$ mm
	EA-M2-L8-10.0	$t_w = 10,0$ mm
	EA-M3-L8-12.5	$t_w = 12,5$ mm
	EA-M4-L8-15.5-RF	$t_w = 15,5$ mm
	EA-M5-L8-20.0	$t_w = 20,0$ mm

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-E.E-RF

- Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - EA: Espessura da alma
- Grupo 2 - M# - Modelo #
- Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros
- Grupo 4 - E.E - Espessura da alma em milímetros
- Grupo 5 - RF - Modelo de referência

4.3.2.2. Resultados

Nas Figuras 4.16 e 4.17 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

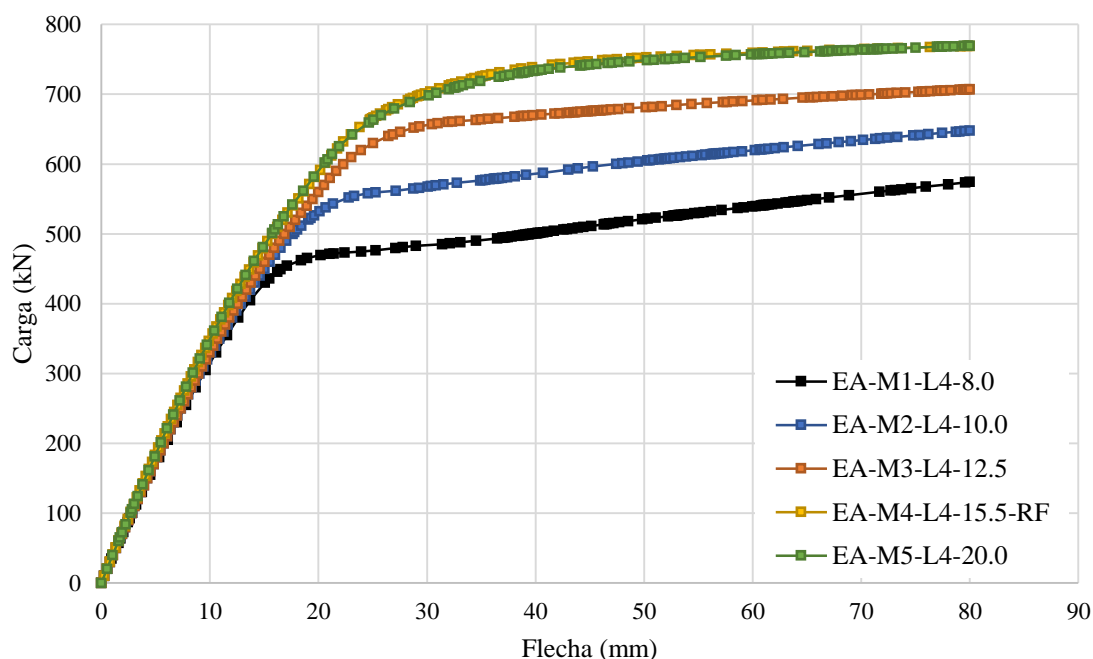


Figura 4.16. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

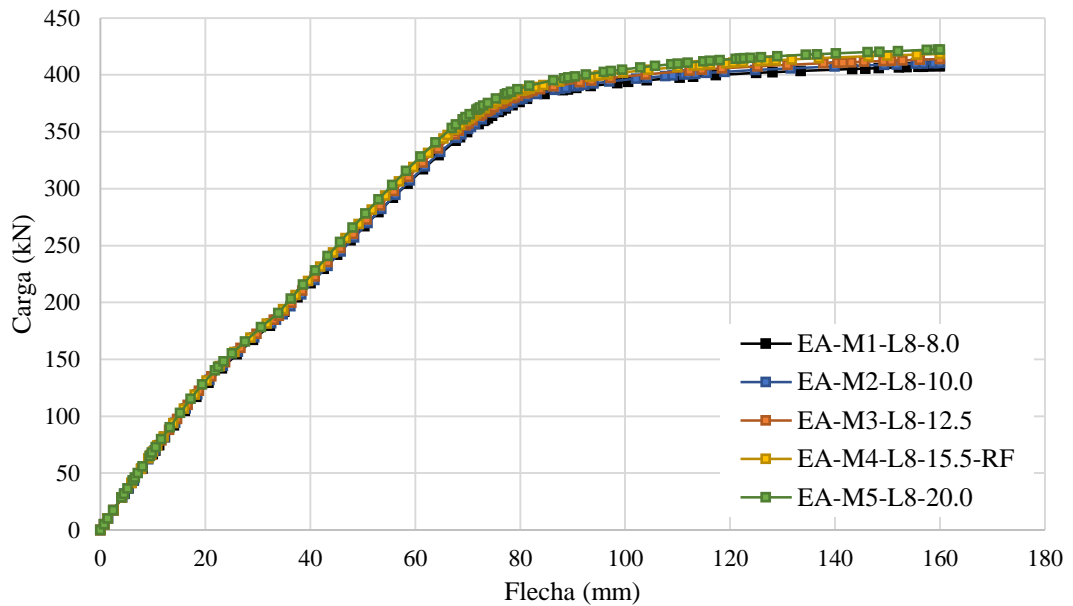


Figura 4.17. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

Como o momento fletor resistente de uma viga mista de *slim floor* varia em função da espessura da alma do perfil de aço, nas Figuras 4.18 e 4.19 são exibidos os resultados normalizados em função da carga máxima resistida pela viga mista. O valor da carga máxima de cada viga (Modelos M1 a M5) foi obtido por meio da análise numérica realizada em modelos de elementos finitos, admitindo-se a ocorrência de deslizamento relativo nulo entre aço e concreto. Portanto, os modelos com relação Carga Resistida / Carga Máxima igual a 1,0 alcançaram a condição de interação completa, enquanto que os demais modelos apresentaram uma condição de interação parcial.

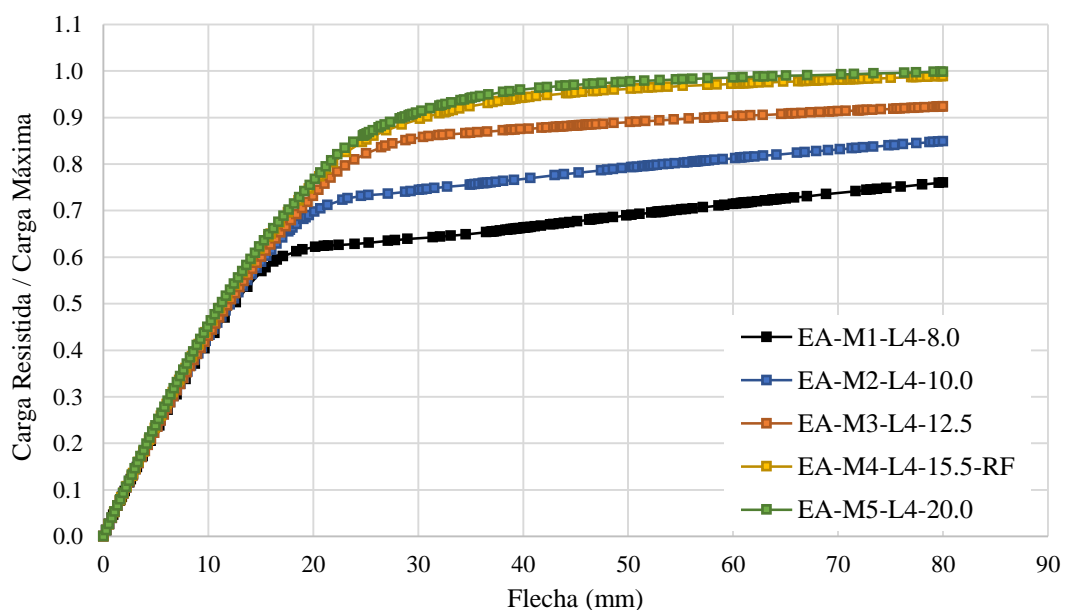


Figura 4.18. Diagramas Carga Resistida / Carga Máxima x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

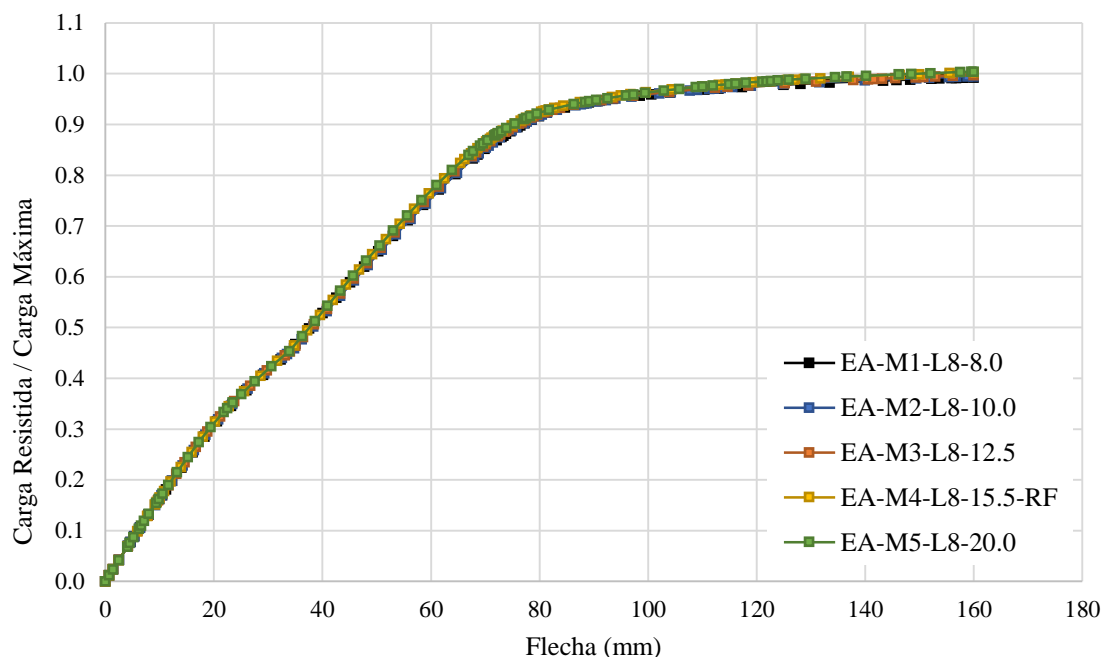


Figura 4.19. Diagramas Carga Resistida / Carga Máxima \times Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.3.2.3. Discussão dos resultados

Com base nos resultados apresentados nas Figuras 4.16 e 4.18, que se referem às vigas com 4000 mm de vão livre, percebe-se que a carga resistida pela viga de *slim floor* sofre um aumento de aproximadamente 34% quando a espessura da alma do perfil de aço passa de 8,0 mm (EA-M1-L4-8.0) para 15,5 mm (EA-M4-L4-15.5-RF). Com uma espessura de alma de 15,5 mm, a viga atinge a condição de interação completa.

Ao se modificar a espessura da alma de 15,5 mm (EA-M4-L4-15.5-RF) para 20,0 mm (EA-M5-L4-20.0) observa-se que a carga resistida pela viga aumenta cerca de 0,4%. Esse pequeno aumento já era esperado, uma vez que o aumento da espessura da alma contribui muito pouco com o momento fletor resistente. Além disso, essa mudança não altera o grau de interação da viga, já que a viga atingiu a situação de interação completa com uma alma de 15,5 mm.

A partir dos resultados obtidos pelos modelos de elementos finitos com 8000 mm de vão livre (Figura 4.17 e 4.19) verifica-se que em todos os casos as vigas mistas de *slim floor* atingiram a situação de interação completa e, dessa forma, a utilização de um perfil com alma mais espessa não gerou alteração no momento fletor resistente da viga.

O comportamento distinto observado entre as vigas com 4000 e 8000 mm de vão livre pode ser entendido analisando as forças que são transmitidas na interface aço-concreto.

Segundo Calado e Santos (2013), o fluxo de cisalhamento longitudinal (q) transmitido pela interface de contato entre o aço e o concreto é diretamente proporcional ao valor da força cortante (V).

Nos modelos de elementos finitos EA-M#-L4 e EA-M#-L8 (Tabela 4.2), a força cortante máxima é igual à metade da carga total aplicada na análise numérica. O fluxo de cisalhamento é maior na viga com 4000 mm de vão livre, pois a carga resistida por essa viga é maior do que na viga com 8000 mm. Além disso, a viga com 8000 mm de vão livre tem o dobro de meios de conexão que a de 4000 mm. Portanto, conclui-se que a parcela de força em cada meio de conexão varia de uma viga para outra, sendo que na viga com 4000 mm os meios de conexão são mais solicitados e nem sempre conseguem transferir todo o esforço longitudinal de corte que surge entre o aço e o concreto. Dessa forma, em algumas situações a viga com 4000 mm de vão livre não consegue atingir a condição de interação completa. Por outro lado, todos os modelos de elementos finitos com 8000 mm de vão livre conseguiram chegar à condição de interação completa.

De forma geral, pode-se afirmar que o grau de interação das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma que compõem o sistema CoSFB está associado ao comprimento da viga, haja vista que a quantidade de meios de conexão e a força longitudinal de corte transmitida na interface aço-concreto dependem diretamente deste comprimento.

4.4. Estudos de variação de parâmetros característicos dos meios de conexão

O estudo de variação de parâmetros característicos dos meios de conexão visa avaliar a influência de quatro parâmetros de projeto sobre o comportamento estrutural das vigas de *slim floor* com aberturas na alma. Os parâmetros analisados nesse estudo são: os meios de conexão, o diâmetro das aberturas, o espaçamento entre aberturas e o diâmetro das barras de aço passantes através das aberturas.

4.4.1. Meios de conexão

O comportamento misto entre aço e concreto pode ser “ativado” por meio de conectores mecânicos ou outros meios de conexão, como por exemplo, a aderência. No caso das vigas mistas de *slim floor*, a utilização de conectores mecânicos tipo pino com cabeça sobre a face externa da mesa superior é limitada, uma vez que a capa de concreto sobre o perfil de aço não possui espessura suficiente para que esses conectores desempenhem de forma adequada sua função.

Segundo Paes (2003)¹⁰, em função dos meios de conexão, pode-se classificar as interfaces aço-concreto como frágeis ou dúcteis. Na Figura 4.20 e 4.21 são exibidos dois esquemas de diagramas Carga \times Flecha que representam o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* com interface frágil e dúctil, respectivamente.

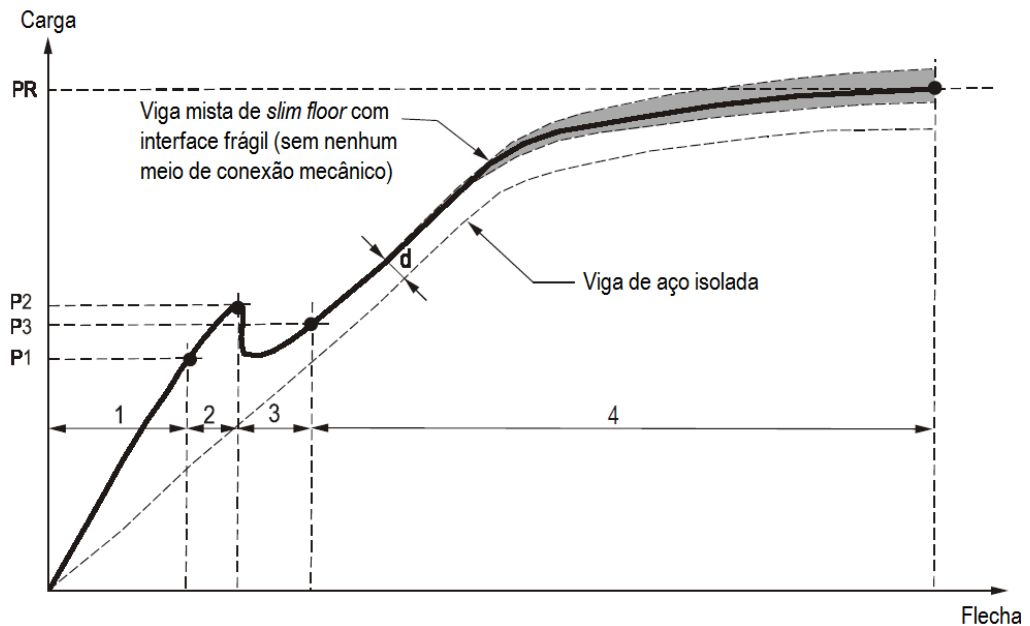


Figura 4.20. Diagrama Carga \times Flecha para uma viga mista de *slim floor* com interface frágil (PAES, 2003).

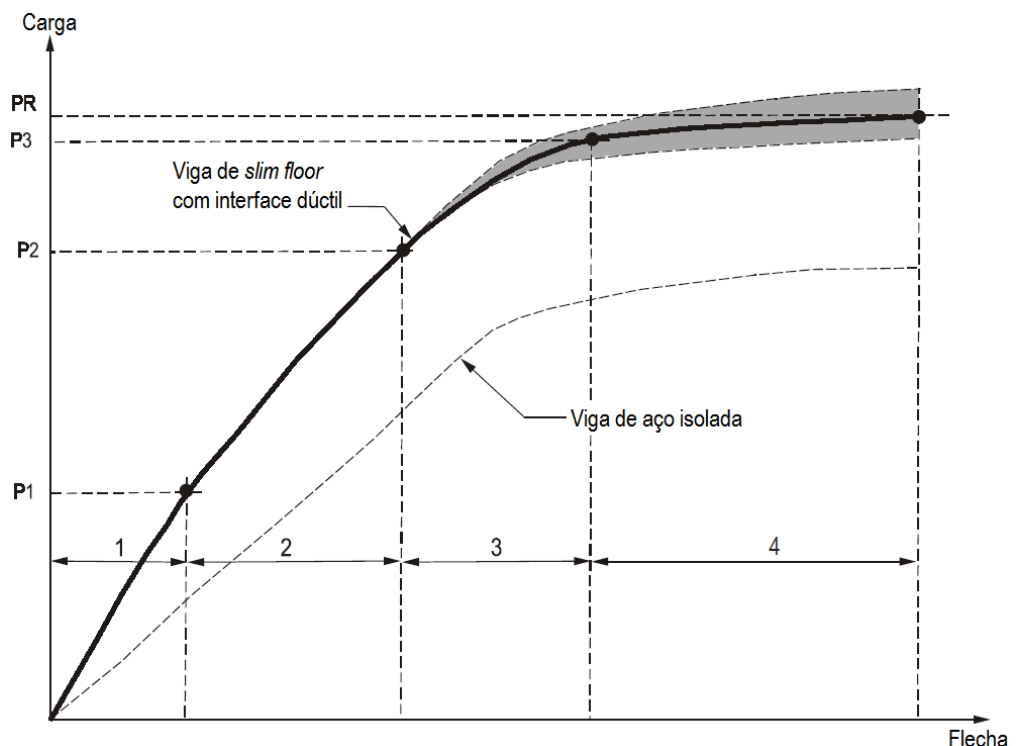


Figura 4.21. Diagrama Carga \times Flecha para uma viga mista de *slim floor* com interface dúctil (PAES, 2003).

¹⁰ Uma abordagem mais aprofundada sobre as interfaces frágeis e dúcteis pode ser encontrada no trabalho “Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo “Slim floor”” desenvolvido por Paes (2003).

Uma interface frágil, proporcionada pelo uso de conexões por aderência, é capaz de transmitir os esforços longitudinais de corte até um determinado limite, depois do qual perde, quase que integralmente, essa capacidade, produzindo um deslizamento relativo entre aço e concreto, o que caracteriza o fenômeno denominado *snap through*. Uma interface dúctil, proporcionada por meio de conectores mecânicos de diferentes tipos (pinos com cabeça, barras de reforço, nervuras superficiais, entre outros), é capaz de manter a transmissão dos esforços longitudinais de corte até a viga atingir o colapso, com pequenos deslizamentos relativos entre aço e concreto.

O presente estudo tem como objetivo avaliar a influência dos meios de conexão utilizados em vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB sobre o comportamento estrutural à flexão.

4.4.1.1. Descrição do estudo

Para avaliar a influência dos meios de conexão sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Relação dos modelos considerados no estudo de variação dos meios de conexão.

Esquema	
Modelo	Meios de conexão
MC-M1-L4-IC	Interação completa e deslizamento relativo nulo
MC-M2-L4-SI	Sem interação: viga de aço e laje de concreto isolados
MC-M3-L4-PBA-RF	Três meios de conexão: pinos de concreto, barras passantes e aderência
MC-M4-L4-PA	Dois meios de conexão: pino de concreto e aderência
MC-M5-L4-PB	Dois meios de conexão: pinos de concreto e barras passantes
MC-M6-L4-A	Um meio de conexão: aderência
MC-M7-L4-VA	Viga de aço isolada

Tabela 4.3. Relação dos modelos considerados no estudo de variação dos meios de conexão (Continuação).

Modelo	Meios de conexão
MC-M1-L8-IC	Interação completa e deslizamento relativo nulo
MC-M2-L8-SI	Sem interação: viga de aço e laje de concreto isolados
MC-M3-L8-PBA-RF	Três meios de conexão: pinos de concreto, barras passantes e aderência
MC-M4-L8-PA	Dois meios de conexão: pinos de concreto e aderência
MC-M5-L8-PB	Dois meios de conexão: pinos de concreto e barras passantes
MC-M6-L8-A	Um meio de conexão: aderência
MC-M7-L8-VA	Viga de aço isolada

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-BBB-RF

Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - MC: Meios de conexão

Grupo 2 - M# - Modelo #

Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros

Grupo 4 - BBB - Meios de conexão – P: Pinos de concreto, B: Barras passantes e A: Aderência

Grupo 5 - RF - Modelo de referência

4.4.1.2. Resultados

Nas Figuras 4.22 e 4.23 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

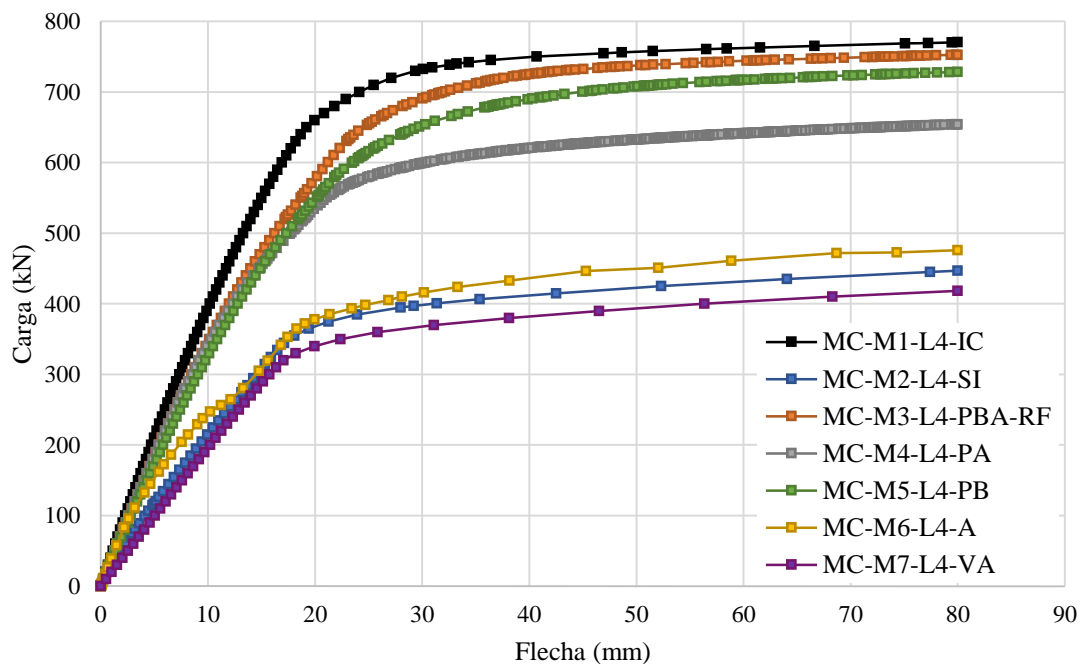


Figura 4.22. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

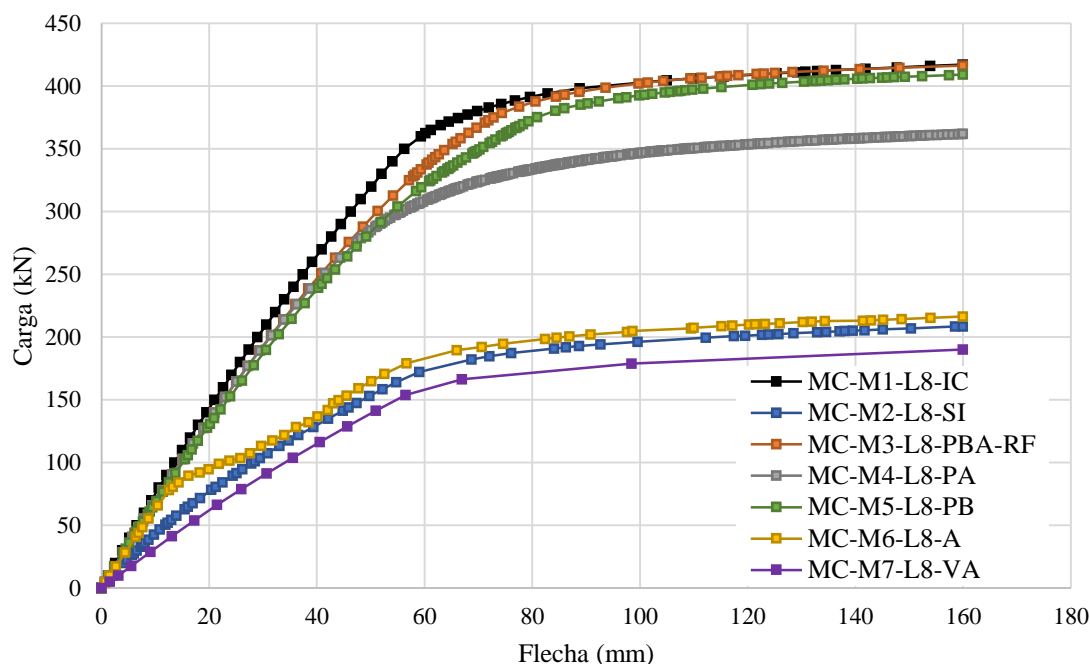


Figura 4.23. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.4.1.3. Discussão dos resultados

A partir dos resultados exibidos nas Figuras 4.22 e 4.23 pode-se avaliar a influência dos meios de conexão sobre o comportamento à flexão em vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB.

De acordo com os diagramas Carga x Flecha exibidos na Figura 4.23 verifica-se que o modelo de elementos finitos MC-M3-L8-PBA-RF (modelo de referência) conseguiu atingir a mesma carga do modelo MC-M1-L8-IC, que representa uma condição ideal de interação completa e deslizamento relativo nulo entre aço e concreto, que não é possível de ser obtida nos sistemas reais. Esse resultado indica que os meios de conexão utilizados no sistema CoSFB são capazes de transferir todos os esforços que surgem na interface aço-concreto quando a viga possui 8000 mm de comprimento e, dessa forma, o momento fletor resistente é definido em função da resistência da seção parcial de aço ou de concreto, o que implica em uma situação de interação completa.

O modelo de elementos finitos MC-M3-L4-PBA-RF (modelo de referência) (Figura 4.22) conseguiu atingir 98% da carga máxima obtida pelo modelo MC-M1-L4-IC, que possui interação completa. Esse resultado indica que os meios de conexão não conseguiram transferir todos os esforços longitudinais de corte gerados na interface aço-concreto e, dessa forma, o momento fletor resistente é definido em função da capacidade resistente dos meios de conexão, o que implica em uma situação de interação parcial.

Em função dos resultados obtidos (Figura 4.22 e 4.23) pode-se observar também que as barras passantes são um importante meio de conexão, pois comparando os resultados dos modelos de referência com os resultados dos modelos que não utilizam barras passantes (MC-M4-L4-PA e MC-M4-L8-PA), verifica-se que a carga máxima atingida pelos modelos de referência é aproximadamente 15% maior do que a carga máxima obtida pelos modelos que não utilizam barras passantes.

Por outro lado, a contribuição da conexão por aderência em condições de colapso é muito reduzida. Comparando-se os diagramas obtidos por meio dos modelos que não utilizam conexão por aderência (MC-M5-L4-PB e MC-M5-L8-PB) com os diagramas dos modelos de referência, verifica-se que a carga máxima atingida por esses últimos é cerca de 2 a 3% maior que a carga máxima obtida pelos modelos que não consideram a aderência. Observando-se os resultados dos modelos que possuem apenas a conexão por aderência (MC-M6-L4-A e MC-M6-L8-A), nota-se que esse meio de conexão proporciona um comportamento frágil, pois até atingir a tensão de aderência máxima a viga de *slim floor* se comporta como uma viga mista e, após esse ponto, passa a apresentar um comportamento semelhante a uma viga sem interação.

Por meio dos resultados obtidos pelos modelos de elementos finitos que não possuem meios de conexão (MC-M2-L4-SI e MC-M2-L8-SI) e dos resultados obtidos pelos modelos de referência (MC-M3-L4-PBA-RF e MC-M3-L8-PBA-RF), nota-se a importância em se ativar o comportamento misto em vigas de *slim floor*, tanto em condições de serviço, como em situação de colapso. A rigidez de uma viga mista de *slim floor* é notavelmente superior à viga sem interação e a carga máxima resistida pela viga mista é cerca de duas vezes maior que a carga máxima obtida para a viga sem interação.

De forma geral todos os modelos de elementos finitos analisados nesse item atenderam às observações sobre interfaces dúcteis e frágeis feitas por Paes (2003). No caso dos modelos que possuem meios de conexão mecânicos, isto é, barras passantes e aberturas preenchidas com concreto, os diagramas Carga \times Flecha obtidos foram semelhantes ao diagrama exibido pela Figura 4.21, enquanto que para os modelos que não possuem meios de conexão mecânicos, os diagramas Carga \times Flecha são semelhantes ao diagrama apresentado na Figura 4.20, embora não se tenha observado o fenômeno de *snap through*.

4.4.2. Diâmetro das aberturas

Outro parâmetro de projeto que pode influenciar o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB é o diâmetro das aberturas. De acordo com Kraus

e Wurzer (1997) *apud* Veríssimo (2007) existe uma relação entre a resistência dos pinos de concreto e o diâmetro das aberturas. Essa relação pode ser verificada a partir dos resultados exibidos na Figura 4.24, que foram obtidos por meio de ensaios do tipo *push-out* realizados em conectores *Perfobond*.

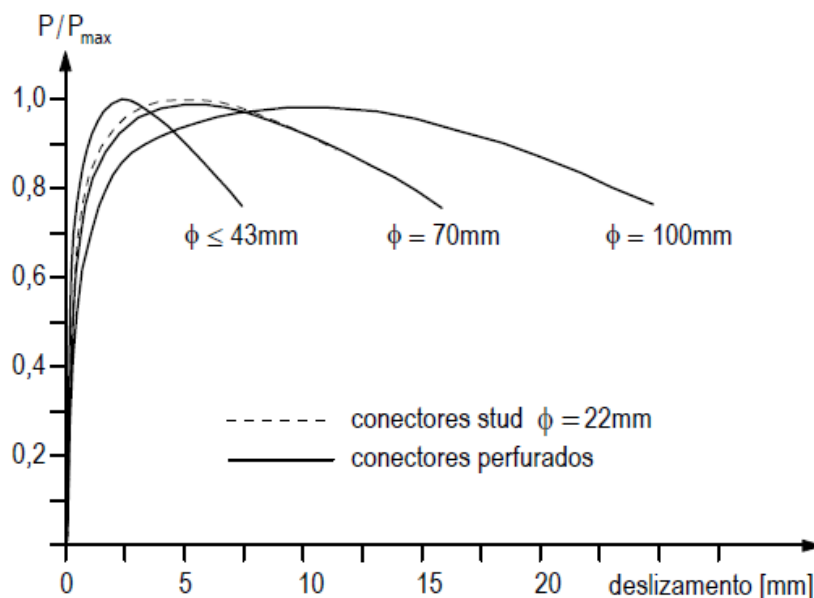


Figura 4.24. Relações Força \times Deslizamento para conectores *Perfobond* (KRAUS e WURZER, 1997 *apud* VERÍSSIMO, 2007).

A partir dos resultados obtidos por Kraus e Wurzer (1997)¹¹ *apud* Veríssimo (2007) (Figura 4.24) observa-se que ao se aumentar o diâmetro das aberturas de 43 mm para 100 mm a capacidade resistente da conexão sofre uma redução de aproximadamente 5%. Além disso, os conectores com diâmetros maiores, entre 70 mm e 100 mm, apresentam deslizamentos típicos de um conector dúctil.

O presente estudo tem como objetivo avaliar a influência do diâmetro das aberturas no comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma que compõem o sistema CoSFB.

4.4.2.1. Descrição do estudo

Para avaliar a influência do diâmetro das aberturas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.4, nos quais foi mantido o espaçamento de 125 mm entre centros das aberturas.

¹¹ KRAYS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels, LABSE, Innsbruck, p. 133-138, 1997.

Tabela 4.4. Relação dos modelos considerados no estudo de variação do diâmetro das aberturas.

Esquema	Modelo	Diâmetro da abertura
	DA-M1-L4-IC	Interação completa
	DA-M2-L4-SI	Sem interação
	DA-M3-L4-Ø20	Ø = 20 mm
	DA-M4-L4-Ø30	Ø = 30 mm
	DA-M5-L4-Ø40-RF	Ø = 40 mm
	DA-M6-L4-Ø50	Ø = 50 mm
	DA-M7-L4-Ø55	Ø = 55 mm
	DA-M1-L8-IC	Interação completa
	DA-M2-L8-SI	Sem interação
	DA-M3-L8-Ø20	Ø = 20 mm
	DA-M4-L8-Ø30	Ø = 30 mm
	DA-M5-L8-Ø40-RF	Ø = 40 mm
	DA-M6-L8-Ø50	Ø = 50 mm
	DA-M7-L8-Ø55	Ø = 55 mm

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-Ø#-RF

Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - DA: Diâmetro da abertura

Grupo 2 - M# - Modelo #

Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros

Grupo 4 - Ø# - Diâmetro da abertura

Grupo 5 - RF - Modelo de referência

4.4.2.2. Resultados

Nas Figuras 4.25 e 4.26 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

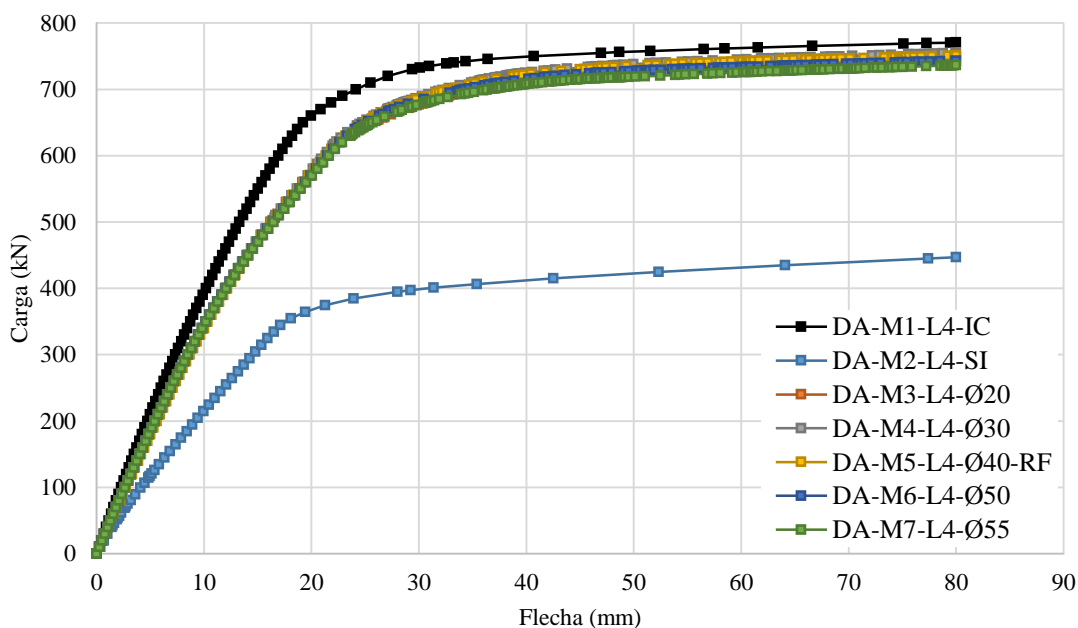


Figura 4.25. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

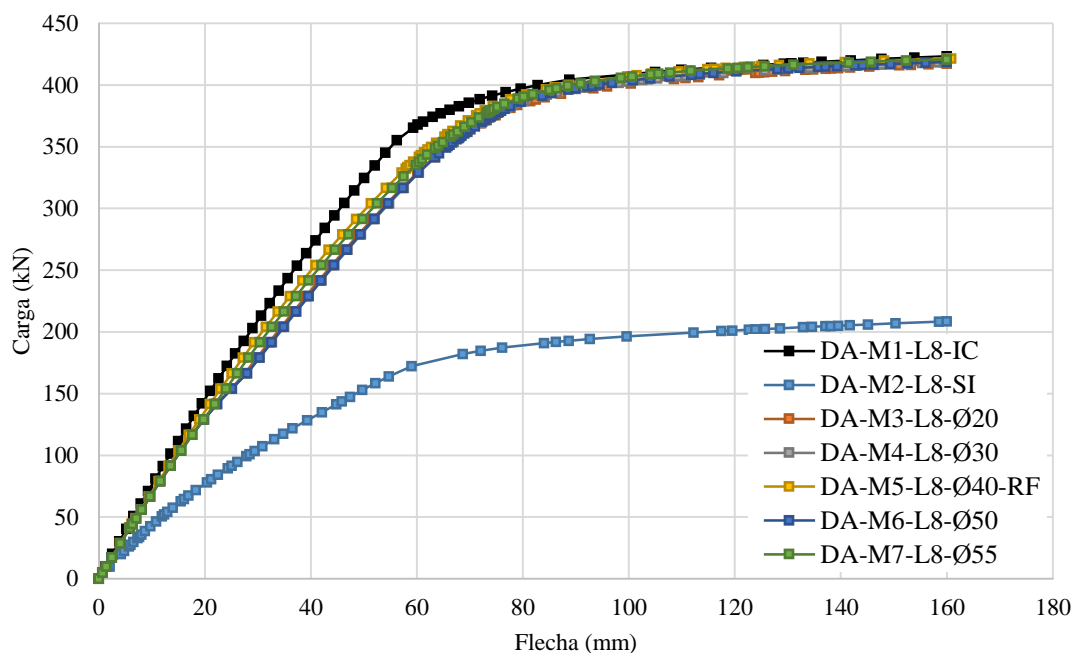


Figura 4.26. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.4.2.3. Discussão dos resultados

A partir dos resultados exibidos nas Figuras 4.25 e 4.26 observa-se que a variação do diâmetro das aberturas não exerceu uma influência significativa sobre a capacidade resistente da viga mista de *slim floor*, o que é compatível com o estudo realizado por Kraus e Wurzer (1997) *apud* Veríssimo (2007).

De acordo com os diagramas exibidos na Figura 4.25 nenhum dos modelos de elementos finitos com 4000 mm de vão livre conseguiu atingir a situação de interação completa. Por outro lado, todos os modelos com 8000 mm de vão livre (Figura 4.26) conseguiram atingir a condição de interação completa.

4.4.3. Espaçamento entre aberturas

O espaçamento entre aberturas é outro parâmetro de projeto que pode influenciar o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor*. Esse parâmetro está associado ao número de aberturas e, conseqüentemente, ao número de pinos de concreto, haja vista que um aumento no espaçamento entre aberturas gera uma diminuição no número de pinos de concreto e vice-versa.

Segundo Veríssimo (2007), os pinos de concreto oferecem resistência ao cisalhamento em dois planos de corte e, dessa forma, quanto maior for o número de aberturas, maior será a capacidade da conexão em transferir os esforços longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto.

Para Oguejiofor e Hosain (1994)¹² *apud* Veríssimo (2007) a resistência ao cisalhamento do conector *Perfobond* cresce com o aumento do número de aberturas desde que o espaçamento entre elas tenha pelo menos 2,25 vezes o diâmetro das aberturas.

O presente estudo tem como objetivo avaliar a influência do espaçamento entre as aberturas sobre o comportamento à flexão das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB.

4.4.3.1. Descrição do estudo

Para avaliar a influência do espaçamento entre aberturas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.5, nos quais foi mantido um diâmetro de 40 mm para as aberturas.

Tabela 4.5. Relação dos modelos considerados no estudo de variação do espaçamento entre aberturas.

Esquema	Modelo	Espaçamento
	SA-M1-L4-IC	Interação completa
	SA-M2-L4-SI	Sem interação
	SA-M3-L4-50	50 mm
	SA-M4-L4-100	100 mm
	SA-M5-L4-125-RF	125 mm
	SA-M6-L4-200	200 mm
	SA-M7-L4-400	400 mm
	SA-M1-L8-IC	Interação completa
	SA-M2-L8-SI	Sem interação
	SA-M3-L8-50	50 mm
	SA-M4-L8-100	100 mm
	SA-M5-L8-125-RF	125 mm
	SA-M6-L8-200	200 mm
	SA-M7-L8-400	400 mm

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-XX-RF

Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - SA: Espaçamento entre aberturas

Grupo 2 - M# - Modelo #

Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros

Grupo 4 - XX - Característica do modelo – IC: Interação completa, SI: Sem interação e ##: espaçamento entre aberturas em milímetros

Grupo 5 - RF - Modelo de referência

¹² OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. A parametric study of Profobond rib shear connectors, Canadian Journal of Civil Engineering, n.21, p. 614-625, 1994.

4.4.3.2. Resultados

Nas Figuras 4.27 e 4.28 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

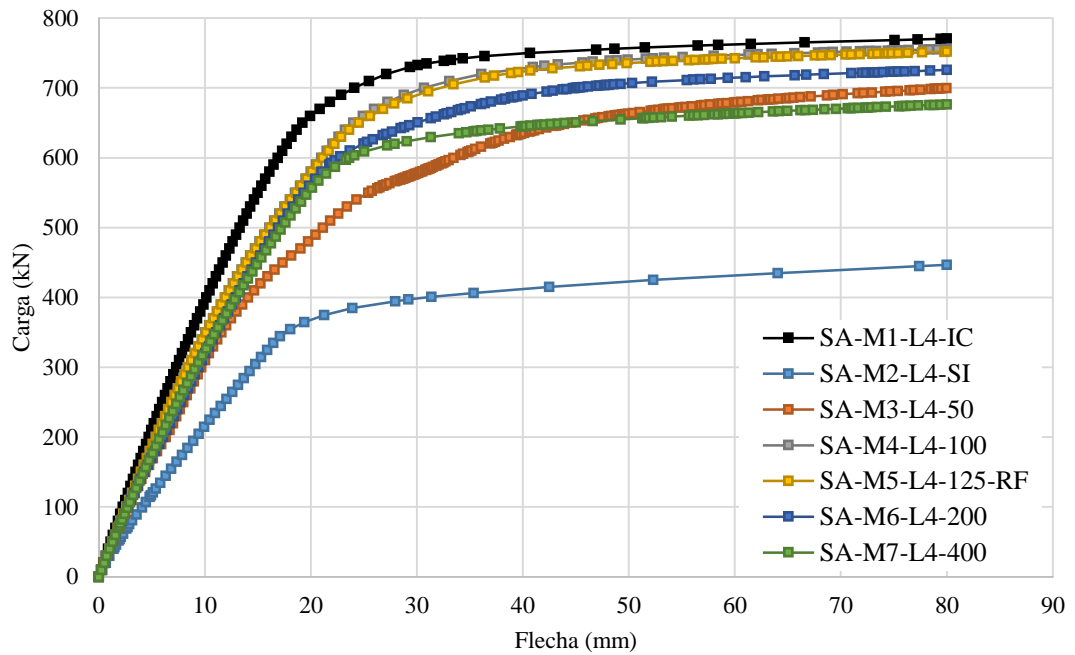


Figura 4.27. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

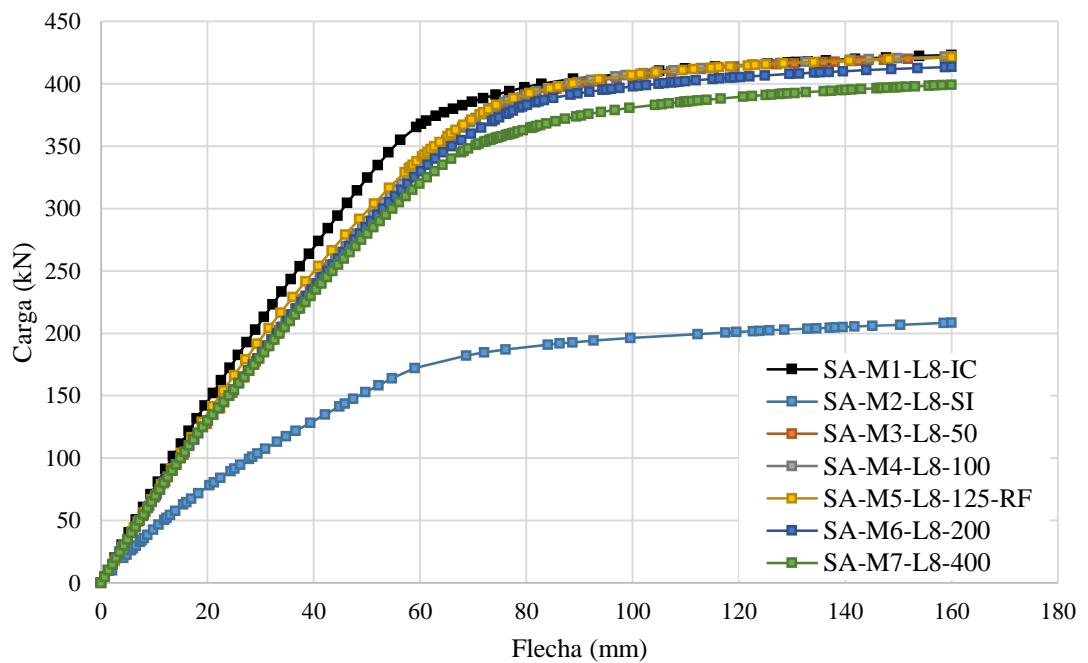


Figura 4.28. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.4.3.3. Discussão dos resultados

De acordo com os resultados exibidos nas Figuras 4.27 e 4.28 nota-se que a capacidade resistente das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB é influenciada pelo espaçamento entre aberturas. Na Figura 4.29 mostra-se uma comparação entre as cargas máximas obtidas através dos modelos de elementos finitos em função do espaçamento entre aberturas.

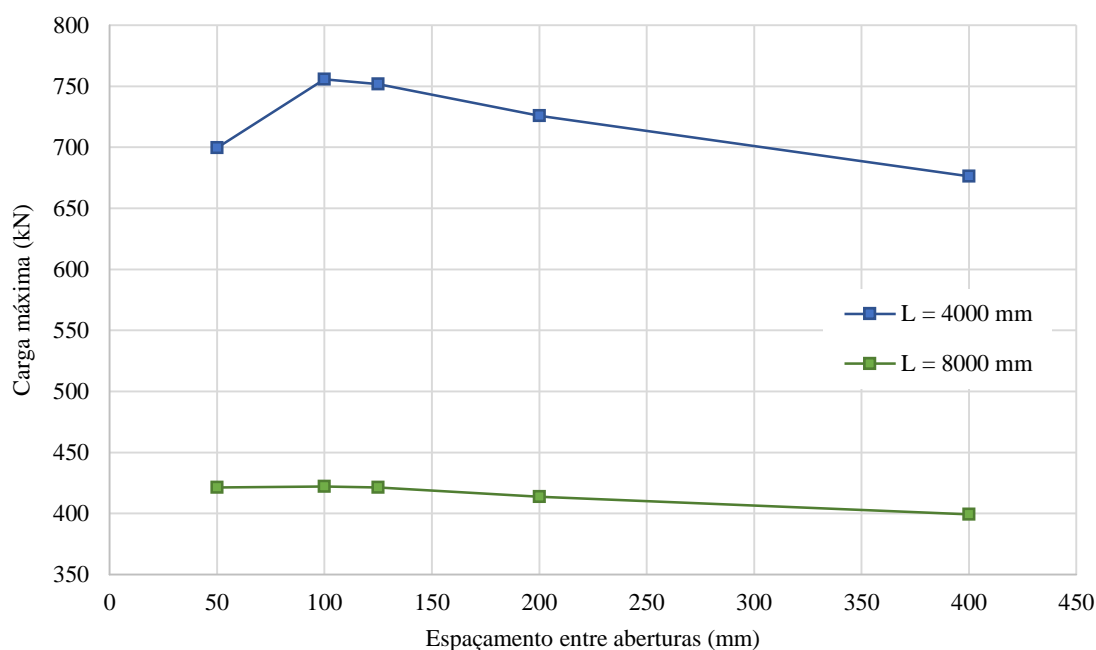


Figura 4.29. Relação entre a carga máxima obtida em cada modelo e o espaçamento entre aberturas.

A partir da Figura 4.29 verifica-se que, os modelos de elementos finitos com 100 mm de espaçamento entre aberturas foram os que resistiram as maiores cargas. Esse valor corresponde a uma relação entre espaçamento e diâmetro da abertura de 2,5. Portanto, pode-se afirmar que a relação entre espaçamento e diâmetro proposta por Oguejiofor e Hosain (1994) *apud* Veríssimo (2007) é uma boa referência para definir o espaçamento entre aberturas ao utilizar as vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma.

Na Figura 4.27 observa-se também, que as vigas com 4000 mm de vão livre sofrem uma maior influência do espaçamento entre aberturas, o que está relacionado com as forças longitudinais de corte que surgem na interface aço-concreto. Conforme foi discutido no Item 4.3.2, nas vigas com 4000 mm de vão livre o fluxo de cisalhamento longitudinal é maior e, dessa forma, os meios de conexão são mais solicitados, o que justifica a maior influência do espaçamento entre aberturas.

Com base nos diagramas exibidos na Figura 4.27 pode-se observar que nenhum dos modelos de elementos finitos com 4000 mm de vão livre conseguiu atingir a condição de interação completa. Nota-se também que o modelo com aberturas a cada 50 mm e comprimento de 4000 mm (SA-M3-L4-50) apresenta um comportamento distinto dos demais modelos, o que pode ser explicado pela plastificação precoce da região entre as aberturas no perfil de aço, conforme mostrado nas Figuras 4.30 e 4.31.

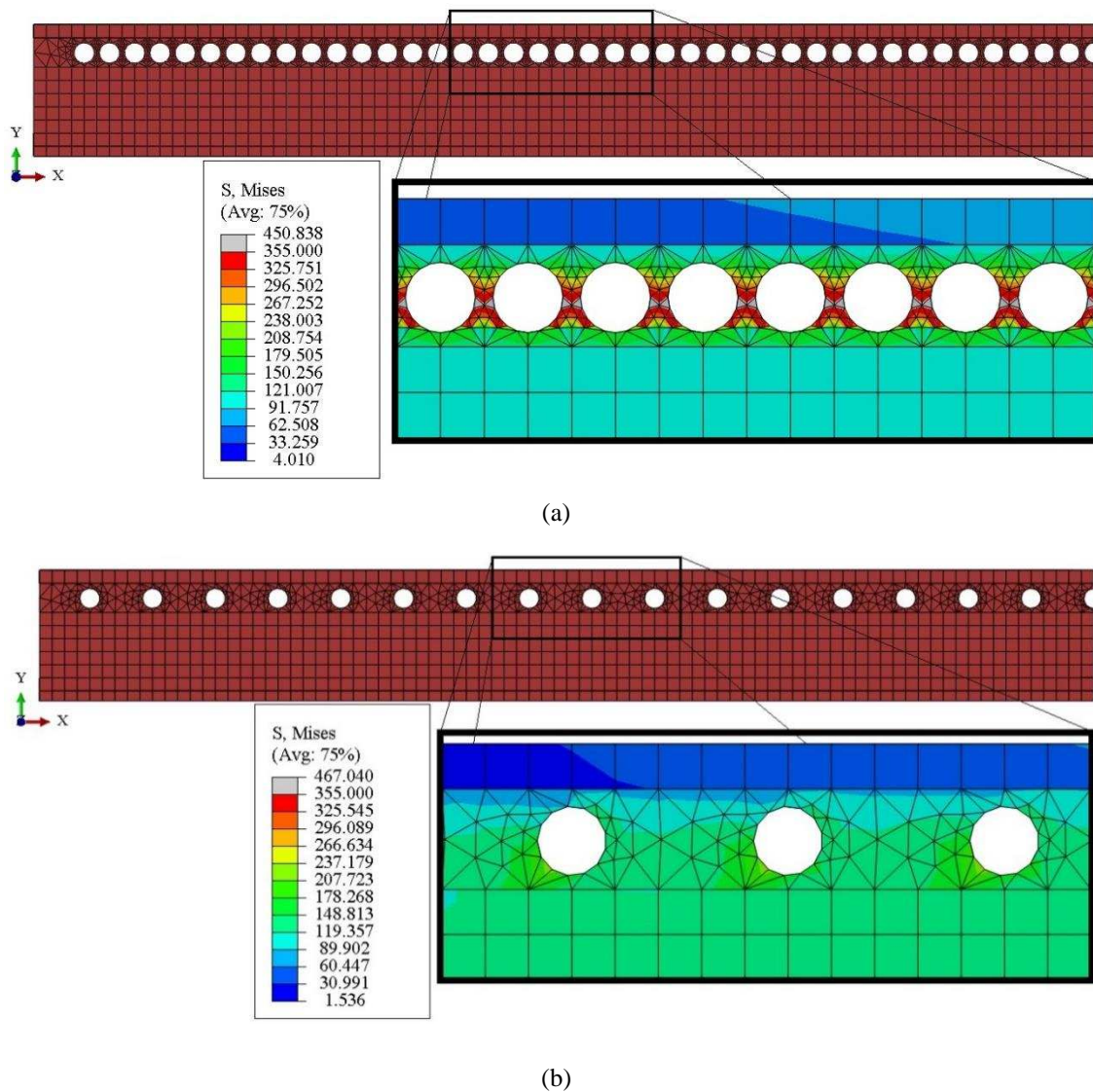


Figura 4.30. Tensões de von Mises na região das aberturas para uma flecha de 10 mm, (a) modelo SA-M3-L4-50 e (b) modelo SA-M5-L4-125-RF.

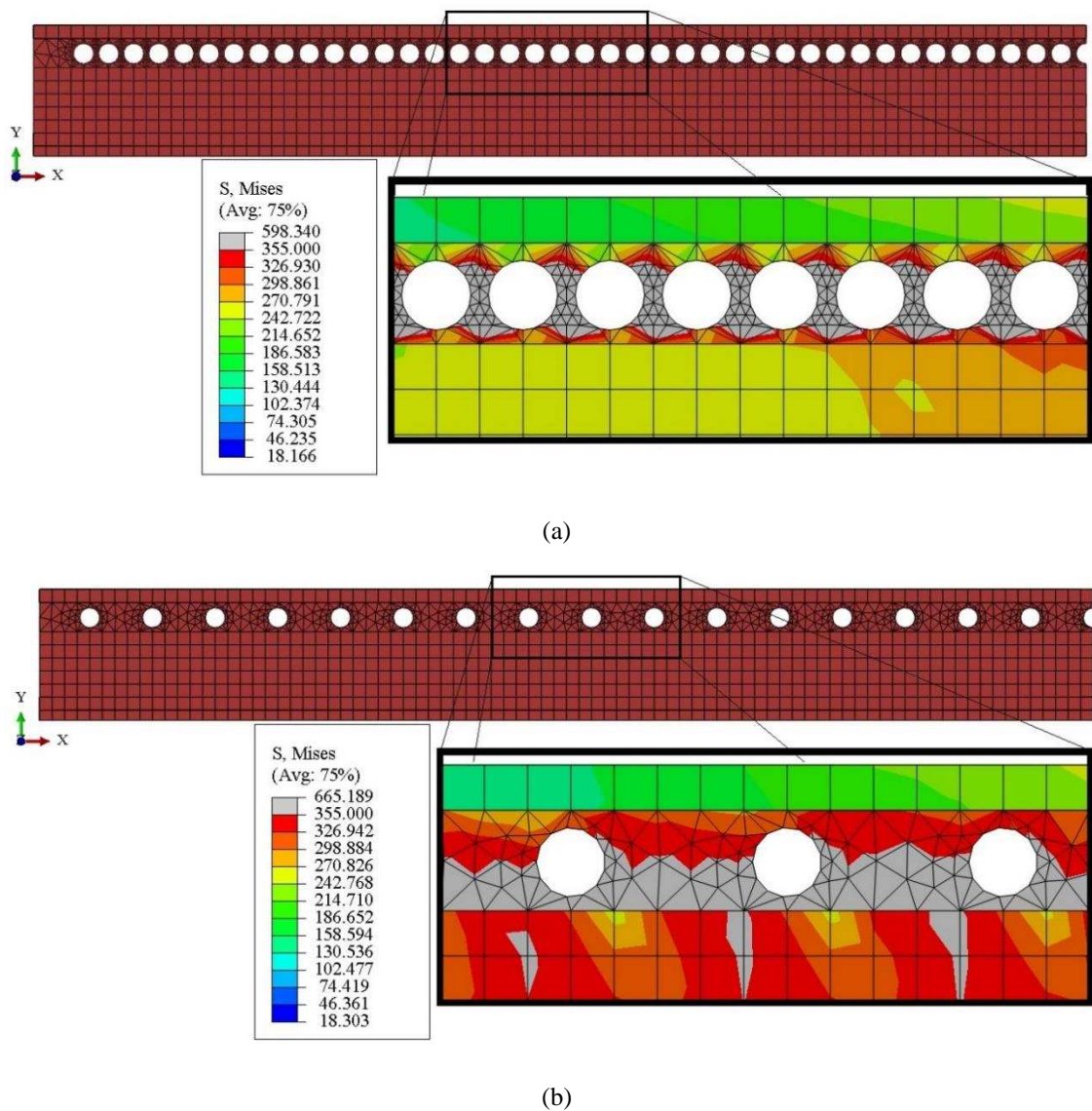


Figura 4.31. Tensões de von Mises na região das aberturas para uma flecha de 60 mm, (a) modelo SA-M3-L4-50 e (b) modelo SA-M5-L4-125-RF.

A partir dos diagramas Carga \times Flecha exibidos na Figura 4.28 verifica-se que os modelos de elementos finitos com 8000 mm de vão livre e espaçamento entre aberturas menor ou igual a 125 mm apresentam a condição de interação completa e que os modelos com espaçamento superior à 125 mm estão em situação de interação parcial. Por meio desses diagramas verifica-se também que o modelo com 50 mm de espaçamento e 8000 mm de vão livre (SA-M3-L8-50) não apresentou o mesmo comportamento do modelo com 4000 mm de vão livre (SA-M3-L4-50), o que pode ser explicado em função do fluxo de cisalhamento longitudinal que surge na interface aço-concreto dos dois modelos.

4.4.4. Diâmetro das barras de aço passantes através das aberturas

Outro parâmetro que pode influenciar o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB é o diâmetro das barras de aço passantes através das aberturas.

Com base em resultados obtidos em ensaios do tipo *push-out*, Oguejiofor (1994)¹³ *apud* Veríssimo (2007) verificou que a carga máxima resistida pelos conectores Perfobond com barras passantes através das aberturas é maior do que naqueles em que não são utilizadas essas barras. Na Figura 4.32 mostra-se uma comparação entre os diagramas Força x Deslizamento de dois ensaios *push-out* realizados em conectores *Perfobond* com e sem barras passantes. Segundo Veríssimo (2007), encontram-se na literatura vários autores que observaram uma influência positiva ao se utilizar barras passantes em conjunto com o conector *Perfobond*.

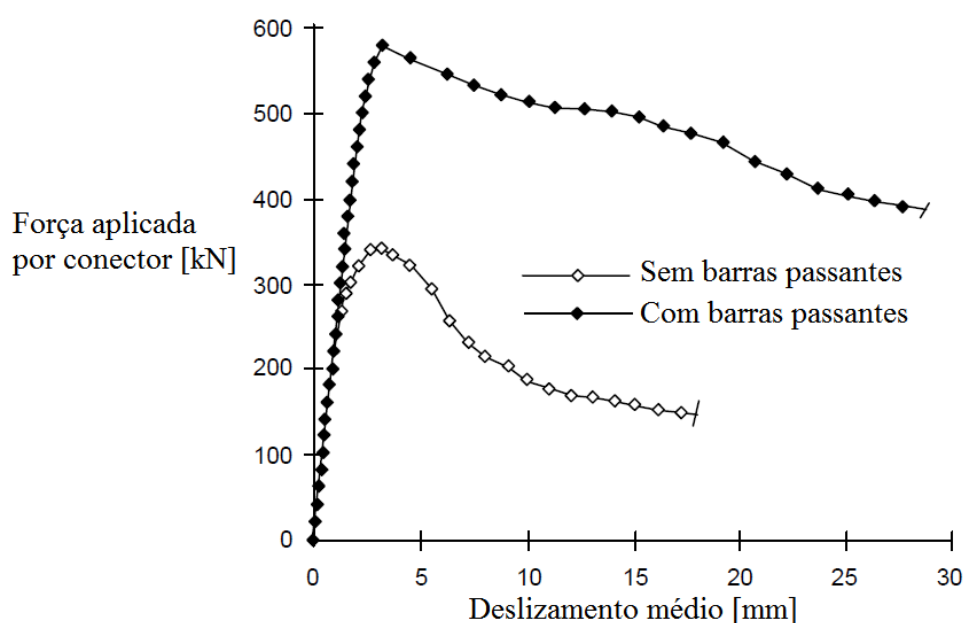


Figura 4.32. Diagrama Força x Deslizamento mostrando o efeito das barras passantes em conectores *Perfobond* com três furos (OGUEJIOFOR, 1994 *apud* VERÍSSIMO, 2007).

O presente estudo tem como objetivo avaliar a influência desse parâmetro de projeto sobre o comportamento à flexão das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB.

¹³ OGUEJIOFOR, E. C. Perfobond rib shear connectors for composite beams. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.

4.4.4.1. Descrição do estudo

Para avaliar a influência do diâmetro das barras de aço passantes através das aberturas localizadas na alma do perfil de aço frente ao comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6. Relação dos modelos considerados no estudo de variação dos diâmetros das barras de aço passantes através das aberturas localizadas na alma do perfil de aço.

Esquema	Modelo	Diâmetro das barras (d)
	DB-M1-L4-IC	Interação completa
	DB-M2-L4-SI	Sem interação
	DB-M3-L4-SB	Sem barras passantes
	DB-M4-L4-8.0	$d = 8,0$ mm
	DB-M5-L4-10.0	$d = 10,0$ mm
	DB-M6-L4-12.0-RF	$d = 12,0$ mm
	DB-M7-L4-16.0	$d = 16,0$ mm
	DB-M8-L4-20.0	$d = 20,0$ mm
	DB-M1-L8-IC	Interação completa
	DB-M2-L8-SI	Sem interação
	DB-M3-L8-SB	Sem barras passantes
	DB-M4-L8-8.0	$d = 8,0$ mm
	DB-M5-L8-10.0	$d = 10,0$ mm
	DB-M6-L8-12.0-RF	$d = 12,0$ mm
	DB-M7-L8-16.0	$d = 16,0$ mm
	DB-M8-L8-20.0	$d = 20,0$ mm

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-XX-RF

Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - DB: Diâmetro das barras passantes

Grupo 2 - M# - Modelo #

Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros

Grupo 4 - XX - Característica do modelo – IC: Interação completa, SI: Sem interação, SB: Sem barras passantes e #.#: diâmetro da barra passante

Grupo 5 - RF - Modelo de referência

4.4.4.2. Resultados

Nas Figuras 4.33 e 4.34 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

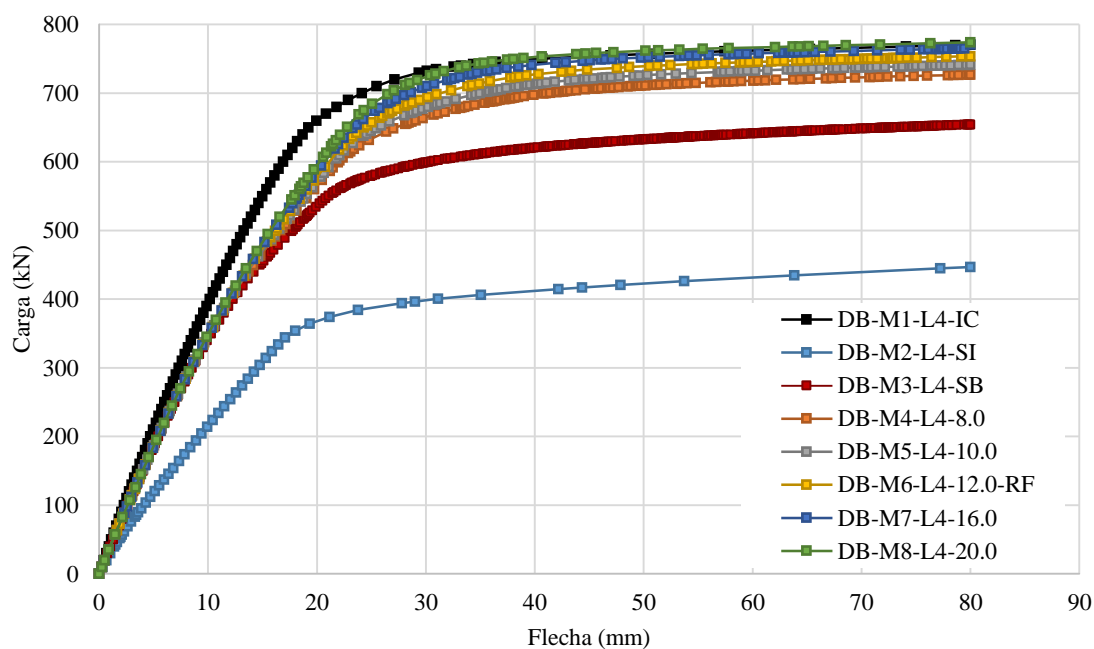


Figura 4.33. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

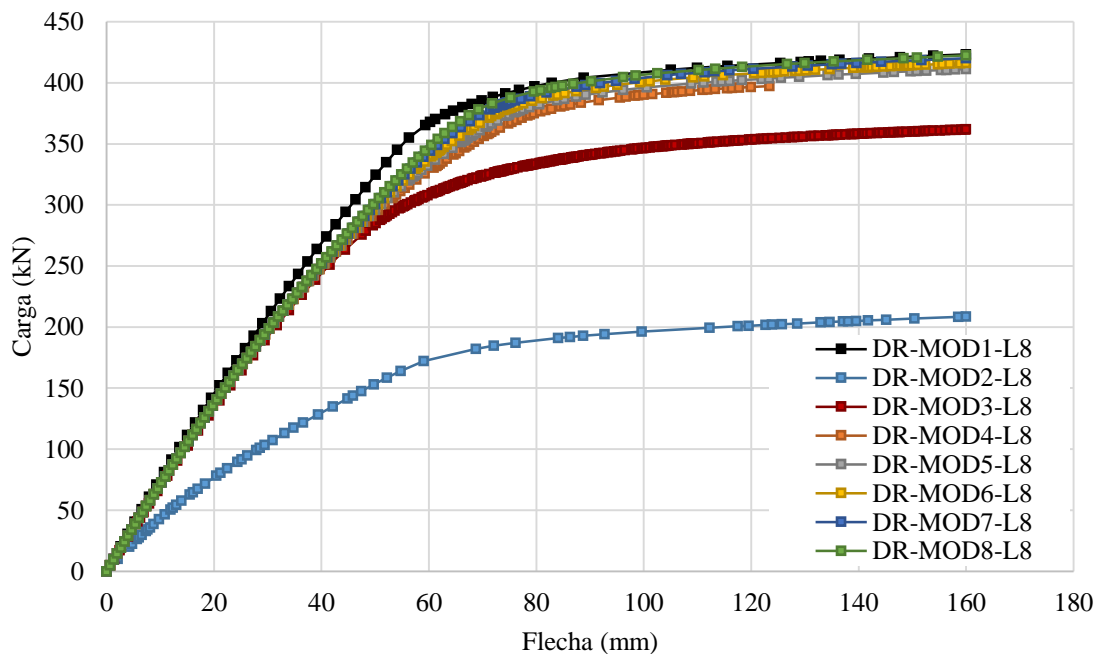


Figura 4.34. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.4.4.3. *Discussão dos resultados*

A partir dos diagramas mostrados nas Figuras 4.33 e 4.34 pode-se verificar que a carga máxima resistida pelas vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB é influenciada pelo diâmetro das barras passantes através das aberturas.

De acordo com estes resultados, pode-se observar que é possível alterar o grau de interação das vigas variando o diâmetro das barras de aço passantes e com essa variação todos os modelos numéricos com diâmetro igual ou superior a 16,0 mm atingiram a situação de interação completa. Comparando-se os resultados obtidos por meio dos modelos de elementos finitos sem barras passantes (DB-M3-L4-SB e DB-M3-L8-SB) com os resultados obtidos a partir dos modelos com barras passantes de 8,0 mm (DB-M4-L4-8.0 e DB-M4-L8-8.0), verifica-se que a carga máxima atingida pela viga aumentou aproximadamente 13%. Comparando-se os modelos sem barras passantes (DB-M3-L4-SB e DB-3-L8-SB) com os modelos com barras passantes de 16,0 mm (DB-M7-L4-16.0 e DB-M7-L8-16.0) nota-se que esse aumento foi de aproximadamente 18%.

De maneira geral, pode-se dizer que esse parâmetro de projeto influencia de forma positiva a capacidade resistente das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB, o que mostra que as considerações feitas por Oguejiofor (1994) *apud* Veríssimo (2007) para os conectores do tipo *Perfobond* são válidas para as vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

4.5. Estudos de variação das propriedades mecânicas dos materiais

O estudo de variação das propriedades mecânicas dos materiais visa avaliar a influência da resistência do concreto e do aço sobre o comportamento estrutural das vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

4.5.1. Resistência à compressão do concreto

O presente estudo tem como objetivo verificar a influência da resistência à compressão do concreto sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* do sistema CoSFB.

4.5.1.1. *Descrição do estudo*

Para avaliar os efeitos da resistência à compressão do concreto sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da resistência característica do concreto.

Modelo	Resistência característica à compressão (f_{ck})
RC-M1-L4-20	Concreto com $f_{ck} = 20$ MPa (C20)
RC-M2-L4-30-RF	Concreto com $f_{ck} = 30$ MPa (C30)
RC-M3-L4-40	Concreto com $f_{ck} = 40$ MPa (C40)
RC-M4-L4-50	Concreto com $f_{ck} = 50$ MPa (C50)
RC-M5-L4-60	Concreto com $f_{ck} = 60$ MPa (C60)
RC-M1-L8-20	Concreto com $f_{ck} = 20$ MPa (C20)
RC-M2-L8-30-RF	Concreto com $f_{ck} = 30$ MPa (C30)
RC-M3-L8-40	Concreto com $f_{ck} = 40$ MPa (C40)
RC-M4-L8-50	Concreto com $f_{ck} = 50$ MPa (C50)
RC-M5-L8-60	Concreto com $f_{ck} = 60$ MPa (C60)

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-XX-RF

- Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - RC: Resistência do concreto
- Grupo 2 - M# - Modelo #
- Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros
- Grupo 4 - XX - Resistência característica à compressão do concreto
- Grupo 5 - RF - Modelo de referência

4.5.1.2. Resultados

Nas Figuras 4.35 e 4.36 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

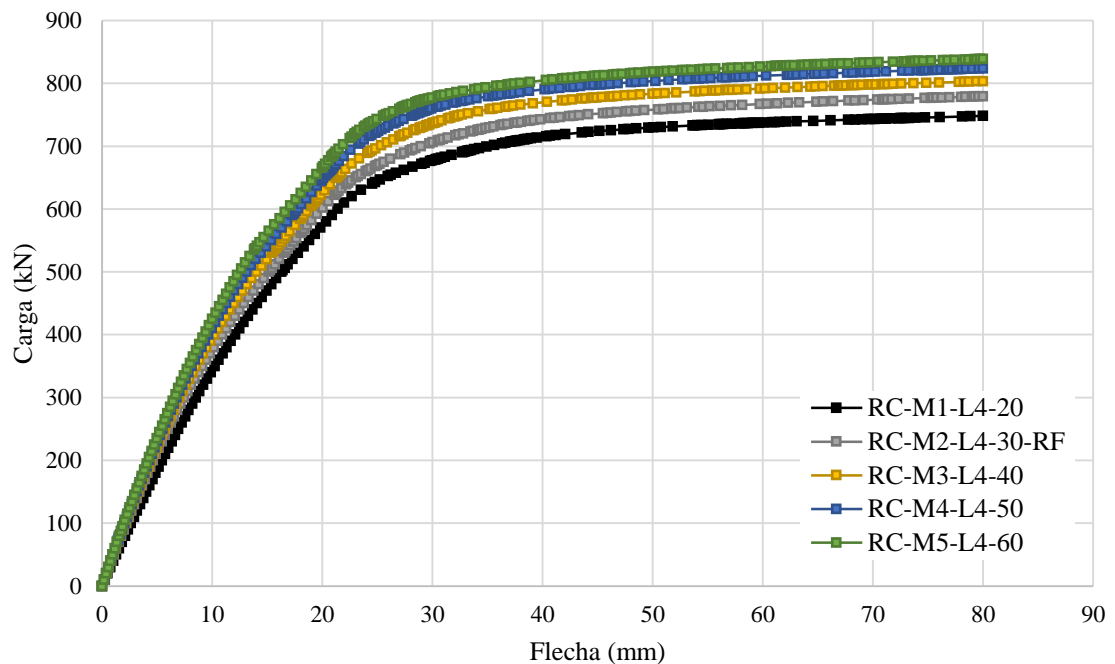


Figura 4.35. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

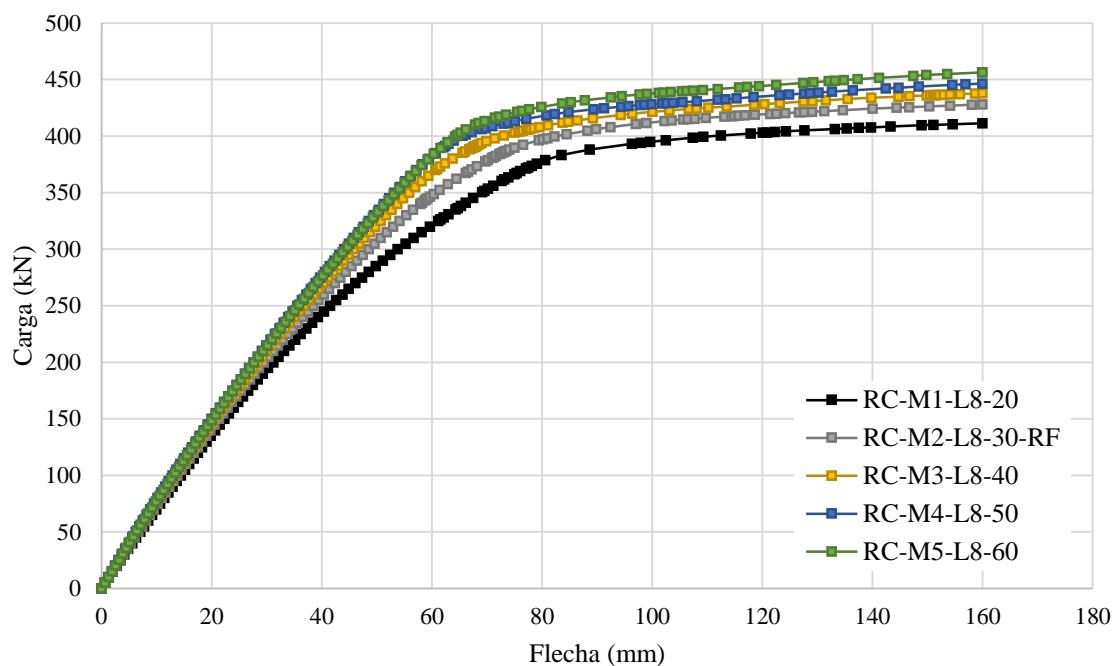


Figura 4.36. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.5.1.3. Discussão dos resultados

A partir dos diagramas exibidos nas Figuras 4.35 e 4.36 pode-se observar que o comportamento estrutural das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB varia em função da resistência à compressão do concreto (f_{ck}).

Nas Tabelas 4.8 e 4.9 são exibidas a relação entre a carga máxima obtida em cada modelo de elementos finitos e a carga máxima obtida pelo modelo de elementos finitos adotado como referência (C30).

Tabela 4.8. Relação entre a carga máxima obtida pelo modelo de elementos finitos e a carga máxima obtida pelo modelo de referência (C30).

$L = 4000 \text{ mm}$			
Classe	Carga Máx. [kN]	Carga Ref. [kN]	Relação
C20	742,9	779,4	-5%
C30 (RF)	779,4	779,4	0%
C40	803,4	779,4	3%
C50	823,6	779,4	6%
C60	838,8	779,4	8%

Tabela 4.9. Relação entre a carga máxima obtida pelo modelo de elementos finitos e a carga máxima obtida pelo modelo de referência (C30).

$L = 8000 \text{ mm}$			
Classe	Carga Máx. [kN]	Carga Ref. [kN]	Relação
C20	411,4	428,0	-4%
C30 (RF)	428,0	428,0	0%
C40	437,8	428,0	2%
C50	446,4	428,0	4%
C60	456,4	428,0	7%

Por meio dos resultados exibidos nas Tabelas 4.8 e 4.9 verifica-se que as cargas máximas obtidas pelos modelos de referência são aproximadamente 5% e 4% maiores que as cargas máximas obtidas pelos modelos com concreto de Classe C20 (RC-M1-L4-20 e RC-M1-L8-20). Ao se comparar os resultados obtidos pelos modelos de referência com os modelos com concreto de Classe C60 (RC-M5-L4-60 e RC-M5-L8-60) observa-se um aumento de aproximadamente 8% e 7%, respectivamente.

A partir dos diagramas Carga \times Flecha (Figura 4.35 e 4.36) pode-se observar que à medida que a resistência característica do concreto aumenta, a carga máxima resistida pela viga mista de *slim floor* também aumenta. No entanto pode-se afirmar que o aumento da resistência à compressão do concreto exerce pouca influência sobre o comportamento estrutural à flexão da viga mista, mesmo que a resistência dos pinos de concreto seja afetada por essa característica.

4.5.2. Resistência ao escoamento do aço

O segundo parâmetro de projeto relacionado às propriedades mecânicas dos materiais é a resistência do aço estrutural. O presente estudo tem como objetivo verificar a influência desse parâmetro sobre o comportamento estrutural das vigas de *slim floor* do sistema CoSFB.

4.5.2.1. Descrição do estudo

Para avaliar a influência da resistência ao escoamento do aço sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB são considerados os modelos de elementos finitos indicados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10. Relação dos modelos considerados no estudo de variação da resistência ao escoamento do aço.

Modelo	Características dos modelos
RA-M1-L4-235	Aço S235 ($f_y = 235$ MPa)
RA-M2-L4-275	Aço S275 ($f_y = 275$ MPa)
RA-M3-L4-355-RF	Aço S355 ($f_y = 355$ MPa)
RA-M1-L8-235	Aço S235 ($f_y = 235$ MPa)
RA-M2-L8-275	Aço S275 ($f_y = 275$ MPa)
RA-M3-L8-355-RF	Aço S355 ($f_y = 355$ MPa)

Nomenclatura dos modelos: AA-M#-L#-XX-RF

Grupo 1 - AA - Identificação do estudo - RA: Resistência do aço

Grupo 2 - M# - Modelo #

Grupo 3 - L# - Comprimento do vão da viga em metros

Grupo 4 - XXX - Resistência ao escoamento do aço

Grupo 5 - RF - Modelo de referência

4.5.2.2. Resultados

Nas Figuras 4.37 e 4.38 são exibidos os diagramas de Carga x Flecha obtidos a partir das análises numéricas dos modelos com 4000 e 8000 mm de vão livre, respectivamente.

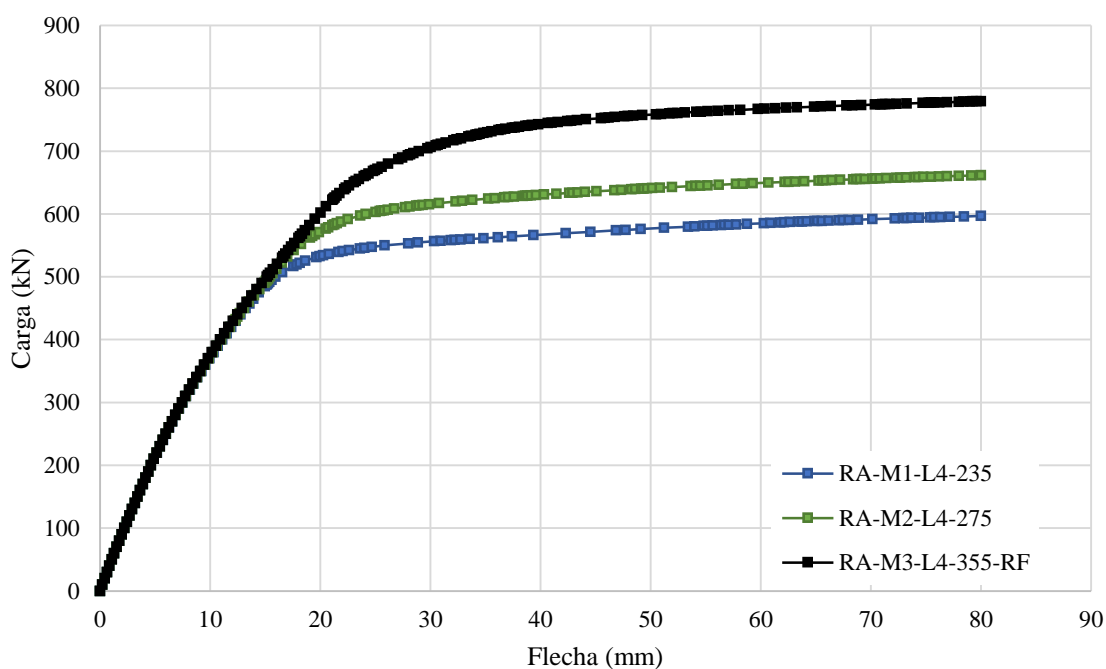


Figura 4.37. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 4000 mm de vão livre.

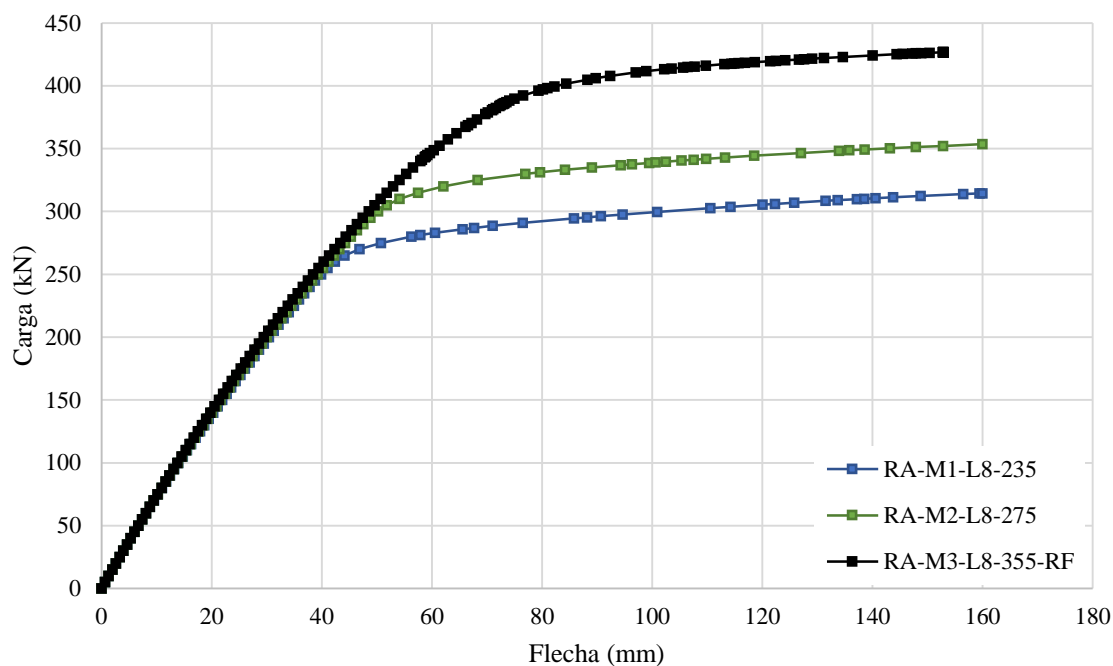


Figura 4.38. Diagramas Carga x Flecha correspondentes aos modelos com 8000 mm de vão livre.

4.5.2.3. Discussão dos resultados

Os resultados obtidos neste estudo apresentam uma visão a respeito da influência da resistência do aço sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB.

Nas Tabelas 4.11 e 4.12 são exibidas a relação entre a carga máxima obtida em cada modelo de elementos finitos e a carga máxima obtida pelo modelo de elementos finitos adotado como referência (S355).

Tabela 4.11. Relação entre as cargas máximas obtidas pelos modelos de elementos finitos e a carga máxima do modelo de referência (S355).

$L = 4000 \text{ mm}$			
Aço	Carga Máx. [kN]	Carga Ref. [kN]	Relação
S235	596,9	779,4	-23%
S275	661,5	779,4	-15%
S355	779,4	779,4	0%

Tabela 4.12. Relação entre as cargas máximas obtidas pelos modelos de elementos finitos e a carga máxima do modelo de referência (S355).

$L = 8000 \text{ mm}$			
Classe	Carga Máx. [kN]	Carga Ref. [kN]	Relação
S235	314,4	426,8	-26%
S275	353,6	426,8	-17%
S355	426,8	426,8	0%

Por meio dos resultados exibidos na Tabela 4.11 verifica-se que a carga máxima resistida pelo modelo numérico com 4000 mm de vão livre e aço S235 é 23% menor que a carga máxima resistida pelo modelo de referência. No caso da viga com 4000 mm de vão livre e aço S275 esta redução é de 15%. Para os modelos com 8000 mm de vão livre estes valores são 26 e 17%, respectivamente (Tabela 4.12).

De forma geral, a utilização de aços com uma resistência ao escoamento maior pode permitir uma redução da espessura dos elementos que compõem o perfil, o que pode gerar uma economia. Contudo, ao diminuir a espessura destes elementos deve-se verificar a influência da redução da espessura da alma do perfil de aço sobre a resistência da conexão.

5.1. Conclusões gerais

Os sistemas *slim floor* se constituem em uma alternativa construtiva atual aos sistemas de piso misto convencionais, uma vez que proporcionam a redução do número de vigas secundárias, a diminuição da altura total do sistema de piso e apresentam bom desempenho em situação de incêndio. Com a redução da altura total do sistema de piso, se reduz a espessura da capa de concreto sobre a mesa superior do perfil de aço, o que praticamente inviabiliza a utilização de conectores mecânicos tipo pino com cabeça nesta região.

Ao longo dos últimos anos foram realizadas diversas pesquisas com o objetivo de desenvolver mecanismos capazes de “ativar” o comportamento misto entre aço e concreto em vigas de *slim floor*. Uma destas pesquisas resultou no desenvolvimento das vigas de *slim floor* com aberturas na alma que compõem o sistema CoSFB.

Neste trabalho avaliou-se o comportamento estrutural à flexão de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma a partir de modelos de elementos finitos que foram desenvolvidos com o auxílio do *software* ABAQUS e com base na metodologia proposta por Paes (2003). A fim de validar esta metodologia com auxílio do *software* ABAQUS

foram realizados estudos de comparação entre os resultados numéricos e os experimentais de vigas mistas de *slim floor* obtidos por Lawson *et al.* (1997) e Leskelä e Hopia (2000). A aplicação da metodologia de simulação numérica também foi validada para vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma, que compõem o sistema CoSFB, com base na comparação dos resultados numéricos com os experimentais obtidos por Braun *et al.* (2014). Nos modelos de elementos finitos utilizados para simulação do comportamento estrutural de vigas mistas do sistema CoSFB foram representados os mecanismos para ativação do comportamento misto, ou seja, a aderência entre aço e concreto, as aberturas circulares na alma do perfil, as barras passantes através da alma e os pinos de concreto.

De um modo geral, os resultados numéricos obtidos apresentaram uma boa concordância com os resultados experimentais, o que indica que os modelos numéricos desenvolvidos foram capazes de representar os diversos fenômenos que ocorrem nas vigas mistas de *slim floor* à medida que estas são carregadas, tais como: a plastificação dos materiais, a fissuração do concreto, o confinamento do concreto nas aberturas, a transferência de esforços entre o concreto e a barra de aço passante pelas aberturas e a aderência na interface aço-concreto.

Após a validação da metodologia de simulação numérica de elementos finitos foram desenvolvidos estudos de variação de parâmetros de projeto, a partir dos quais foi possível avaliar a influência de algumas características físicas e mecânicas sobre o comportamento estrutural à flexão das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB.

5.2. Conclusões específicas

5.2.1. Conclusões relativas aos estudos de variação de parâmetros geométricos

A partir do estudo de variação da largura de mesa de concreto comprimido constatou-se que os modelos de elementos finitos eram capazes de mobilizar por meio do fenômeno de *shear lag* uma largura de concreto comprimido igual à $L/4$. Além disso, verificou-se que a carga máxima resistida pelos modelos de elementos finitos com $B = L/4$ e $B = L/8$ foram diferentes, o que não ocorre nas vigas mistas de *slim floor* do sistema *Slimdek*, conforme mostrado por Paes (2003). A diferença de comportamento entre as vigas mistas de *slim floor* dos sistemas *Slimdek* e CoSFB se justifica em função dos meios de conexão utilizados nestes dois sistemas.

Com base no estudo de variação da espessura da alma do perfil de aço foi possível observar que a variação da espessura da alma influenciou o comportamento estrutural das

vigas mistas de *slim floor* com 4000 mm de vão livre, o que não foi observado nas vigas com 8000 mm de vão livre. Foi observado que o grau de interação das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB está associado ao comprimento da viga, uma vez que a quantidade de meios de conexão e a força longitudinal de corte transmitida pela interface aço-concreto dependem diretamente deste comprimento.

5.2.2. Conclusões relativas aos estudos de variação de parâmetros característicos dos meios de conexão

A partir do estudo de variação dos meios de conexão foi possível verificar a influência dos diferentes meios de conexão (pino de concreto, barra passante e aderência) sobre o comportamento estrutural de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma. Com base nos resultados obtidos verificou-se que o modelo de elementos finitos com 8000 mm de vão livre e três meios de conexão (pino de concreto, barra passante e aderência) atingiu a condição de interação completa. Por outro lado, o modelo com 4000 mm de vão livre e os mesmos meios de conexão possui uma condição de interação parcial.

Verificou-se também que as barras passantes são um importante meio de conexão. Observou-se que a carga máxima obtida pelos modelos com barras passantes é cerca de 15% maior que a carga máxima obtida pelos modelos sem barras passantes. Por outro lado, a contribuição da conexão por aderência em situação de colapso é muito reduzida. Em função disso, pode-se até desconsiderar a aderência para efeitos de simulação numérica e de elaboração de modelos analíticos, quando existem outros meios de conexão, como, por exemplo, pinos de concreto e barras passantes.

A partir do estudo de variação do diâmetro das aberturas verificou-se que esse parâmetro de projeto não influenciou de forma significativa a capacidade resistente da viga mista de *slim floor*, o que é compatível com o estudo realizado por Kraus e Wurzer (1997) *apud* Veríssimo (2007).

No caso do estudo de variação do espaçamento entre aberturas verificou-se que os modelos de elementos finitos com 100 mm de espaçamento entre aberturas (relação entre espaçamento e diâmetro da abertura igual a 2,5) foram os que resistiram as maiores cargas. Dessa forma, pôde-se afirmar que a relação entre espaçamento e diâmetro proposta por Oguejiofor e Hosain (1994) *apud* Veríssimo (2007) é uma boa referência para definir o espaçamento entre aberturas ao se utilizar as vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma.

Por meio do estudo de variação do diâmetro das barras de aço passantes através das aberturas constatou-se que ao se utilizar barras passantes com 16,0 mm, as vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma atingiam a condição de interação completa. De maneira geral, pode-se verificar que esse parâmetro de projeto influencia de forma positiva a capacidade resistente das vigas mistas de *slim floor* que compõem o sistema CoSFB, o que mostra que as considerações feitas por Oguejiofor (1994) *apud* Veríssimo (2007) para os conectores do tipo *Perfobond* são válidas para as vigas de *slim floor* com aberturas na alma.

5.2.3. Conclusões relativas aos estudos de variação das propriedades mecânicas dos materiais

Com base nos estudos de variação das propriedades mecânicas dos materiais, observou-se que o aumento da resistência à compressão do concreto exerceu pouca influência sobre o comportamento estrutural à flexão da viga mista, mesmo que a resistência dos pinos de concreto tenha sido afetada por essa característica.

Com relação à resistência ao escoamento dos aços, observou-se que aços mais resistentes podem permitir uma redução da espessura dos elementos que compõem o perfil, o que pode gerar uma economia. Contudo, ao se diminuir a espessura destes elementos deve-se verificar a influência da redução da espessura da alma do perfil de aço sobre a resistência da conexão.

5.3. Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho mostrou que as vigas mistas de *slim floor* apresentaram, ao longo dos últimos anos, uma considerável evolução. Além disso, pode-se observar que outras tipologias estão sendo testadas e desenvolvidas em todo o mundo, como é o caso do UPE *Slim-Floor deck system*, que vem sendo desenvolvido na Alemanha, ou do iTECH *System*, que vem sendo desenvolvido na Coreia do Sul. Assim, a partir dos estudos desenvolvidos neste trabalho é possível apresentar as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- realizar um estudo experimental com a finalidade de verificar e esclarecer o comportamento mecânico da aderência;
- realizar um estudo com o objetivo de verificar a viabilidade de se utilizar outros meios de conexão, como, por exemplo, conectores do tipo pino com cabeça aplicados na alma ou na mesa inferior do perfil de aço;

- realizar um estudo com o objetivo de avaliar o grau de interação das vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma em função de seu comprimento;
- desenvolver um modelo analítico para o dimensionamento de vigas mistas de *slim floor* com aberturas na alma que leve em consideração as situações de interação completa e parcial;
- realizar uma análise dinâmica destes sistemas de piso, visando avaliar as respostas destes sistemas frente às cargas dinâmicas introduzidas por atividades humanas como o caminhar e outros tipos de excitações;
- investigar e desenvolver uma nova tipologia de *slim floor* que atendas as condições atuais do mercado brasileiro da construção em aço;
- desenvolver uma fôrma de aço com grande altura para ser utilizada em sistemas *slim floor*;
- estudar o comportamento das vigas de aço durante a fase construtiva, em construções não escoradas.

Referências bibliográficas

- ALVES, Ana Rita Loureiro. **Avaliação do comportamento do conector Crestbond em vigas mistas**. 2014. 172 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal, 2014.
- AMADIO, C.; FRAGIACOMO, M. Effective width evaluation for steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 58, p.373-388, 2002. Elsevier.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTIONAL – **ANSI/AISC 360**: Specification for Structural Steel Buildings. 5ª ed. Chicago, USA, 2005. 518 p.
- ARCELORMITTAL. **Composite Slim-Floor Beam (CoSFB)**. Informativo Técnico da ArcelorMittal, 2015. 4 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. 247 p.
- BAILEY, C. G. The behaviour of asymmetric *slim floor* steel beams in fire. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 50, p. 235-257, 1999.
- BARROS, Mariana Osório. **Análise e dimensionamento de pavimentos mistos Slim floor**. 2011. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil - Perfil Estruturas, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2011.
- BONO, Giuliana Furtado Franca. **Modelos constitutivos para análise tridimensional de estruturas de concreto armado através do método dos elementos finitos**. 208 f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

- BRAUN, Matthias. **CoSFB, Composite Slim-floor Beam Integrated Floor Beam Solution with Resistance to Fire**. Oslo, Noruega: Norwegian Steel Day 2015, 2015. 30 slides, color.
- BRAUN, M., HECHLER, O., OBIALA, R., KUHLMANN, U., EGGERT, F., HAUF, G., KONRAD, M. Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise. **Stahlbau**, [s.l.], v. 83, n. 10, p.741-749, out. 2014. Wiley-Blackwell.
- BRAUN, M., HECHLER, O., OBIALA, R. Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln. **Stahlbau**, [s.l.], v. 83, n. 10, p.746-754, out. 2014. Wiley-Blackwell.
- BRAUN, M.; OBIALA, R.; ODENBREIT, C. Analyses of the loadbearing behaviour of deep-embedded concrete dowels, CoSFB. **Steel Construction**, [s.l.], v. 8, n. 3, p.167-173, 2015.
- BYFIELD, M. P.; DAVIES, J. M.; DHANALAKSHMI, M. Calculation of the strain hardening behavior of steel structures based on mill tests. **Journal of Construction Steel Research**, 61:133-150, 2005.
- BYFIELD, M.P.; DHANALAKSHMI, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. **Advances in Steel Structures**. p. 139–146. 2002.
- CALADO, Luís; SANTOS, João. **Estruturas Mistas de Aço e Betão**. 2. ed. Lisboa, Portugal: IST Press, 2013. 568 p.
- CHEN, Wai-fah. **Plasticity in Reinforced Concrete**. 2. ed. J. Ross Publishing, 2007. 474 p.
- CHEN, Wai-fah; HAN, D. J. **Plasticity for Structural Engineers**. New York: Springer-Verlag, 1988. 606 p.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA). Revista **ARQUITETURA & AÇO**. Rio de Janeiro: CBCA, v. 42, jul. 2015.
- COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. EN-1994-1-1: Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Brussels, Belgium, 2004. 117 p.
- DUTRA, Ciro Maestre y. **Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.
- FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO. **Model Code 2010**: final draft. Lausanne (Suíça), 2011. 656 p.
- GIRDER-SLAB TECHNOLOGIES. **The Girder-Slab System LRF Design Version**: Design Guide. 3. ed. USA: Girder-Slab Technologies, 2015. 32 p.
- GONÇALVES, André Barbosa. **Modelo Analítico para Dimensionamento de Vigas Alveolares Mistas de Aço e Concreto**. 181 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2015.

- HAUF, Gunter; KUHLMANN, Ulrike. Deformation calculation methods for *slim floors*. **Steel Construction**, [s.l.], v. 8, n. 2, p.96-101, 2015.
- HAUF, Gunter. **Trag-und Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern unter Biegebeanspruchung**. 2010. 210 f. Tese (Doutorado) - Universität Stuttgart, Stuttgart, 2010.
- HECHLER, O., BRAUN, M., OBIALA, R., KUHLMANN, U., EGGERT, F., HAUF, G. CoSFB — Composite Slim-Floor Beam: Experimental Test Campaign and Evaluation. **Composite Construction In Steel And Concrete VII**, [s.l.], p.158-172, fev. 2016. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **HERON**. Stevin-laboratory (Netherlands), p. 1-79. 1992.
- HORNE, M.R. **Instability and the plastic theory of structures**. Transactions of the Engineering Institute of Canada, 1981.
- HOU, Bingyu. **Experimental and Analytical Study of the Shear Transfer in Composite Shallow Cellular Floor Beams**. 2012. 316 f. Tese (Doutorado) - School of Engineering and Mathematical Sciences, City University London, London, UK, 2012.
- JANKOWIAK, Tomasz; LODYGOWSKI, Tomasz. Identification of Parameters do Concrete Damaged Plasticity Constitutive Model. **Fundations do Civil and Environmental Engineering**, Poznan (Polônia), v. 6, n. 1, p.53-69, 2005.
- JOHNSON, R. P. **Composite Structures of Steel and Concrete**. 3. ed. Wiley-Blackwell, 2004. 252 p.
- JU, Young K.; CHUN, Sung-Chul; KIM, Sang-Dae. Flexural Test of a Composite Beam Using Asymmetric Steel Section with Web Openings. **Journal of Structural Engineering**, [s.l.], v. 135, n. 4, p.448-458, 2009. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- JU, Young K; KIM, Do-Hyun; KIM, Sang-Dae. Experimental assessment of the shear strength of an asymmetric steel composite beam with web openings. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [s.l.], v. 32, n. 2, p.314-328, 2005.
- KUHLMANN, Ulrike. **Training Course "Composite Construction - Slim-floor systems"**. Oslo, Noruega: Institute of Structural Design, 2012. 273 slides, color.
- LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. **Design of Asymmetric Slimflor Beams Using Deep Composite Decking**. SCI Publication P175. The Steel Construction Institute, 1997.
- LAY, G.; SMITH, P.D. Role of strain hardening in plastic design. **Journal of Structural Divison**. ASCE. p. 25-43, 1965.
- LEE, Jeeho; FENVES, Gregory. Plastic-damaged model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**. p. 892-900. ago. 1998.

- LESKELÄ, M. V.; HOPIA, J. **Steel Sections for Composite Shallow Floors**. Report RLT 0053E. University of Oulu, Structural Engineering Laboratory. Oulu, Finland, 2000.
- LUBLINER, J. et al. A plastic-damaged model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**. Great Britain, p. 299-326. 1989.
- MALM, Richard. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method**. 64 f. Royal Institute of Technology (KTH), Estocolmo (Suécia), 2009.
- MALM, Richard. **Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses**. 88. ed. Estocolmo (Suécia): TRITA-BKN, 148 p., 2006.
- MULLETT, D. L.; LAWSON, R. M. **Slim floor Construction Using Deep Decking**. London: The Steel Construction Institute, 1993. (Publication P127).
- MULLETT, D. L. **Slim floor Design and Construction**. The Steel Construction Institute, 1992. 172 p.
- OLLER, Sergio. **Nonlinear Dynamics of Structures**. Barcelona (Espanha): Springer, 2014. 203 p.
- PAES, José Luiz Rangel. **Aportaciones al Análisis del Comportamiento Estructural de Sistemas Forjados Mixtos Tipo "Slim floor"**. 2003. 403 f. Tese (Doutorado) – Programa de Doctorat d'Enginyeria de la Construcció, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Espanha, 2003.
- PAES, J. L. R. e MIRAMBELL, E. Una Evaluación de los efectos de la interacción imperfecta en vigas mixtas. **CILAMCE**, 2004.
- PAVLOVIC, M., MARKOVIC, Z., VELJKOVIC, M., BUDEVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed stud's behaviour in push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 88, p.134-149, 2013. Elsevier.
- PEIKKO GROUP. **Deltabeam Composite Beam**. Acesso em: 05 nov. 2015. Disponível em: <<http://www.peikko.com/product-category-deltabeam>>.
- PRECISION ILLUSTRATION. **Slimdek**. Acesso em: 20 nov. 2015. Disponível em: <http://www.precisionillustration.co.uk/gallery-1/gallery1_decking1.html>.
- RAMOS, André Luiz. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura**. 138 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- SIMULIA. **Abaqus theory manual**. Providence, United States, 2012, 1173 p.
- STEEL CONSTRUCTION. **Slimdek**. Acesso em: 21 dez. 2015. Disponível em: <http://www.steelconstruction.info/Education_buildings>.
- TATA STEEL. **Slimdek residential pattern book: For mult-storey residential buildings**. London: Tata Steel Europe Limited, 2012. 36 p.

USHIJIMA, Y., TETSUYA, H., KAORU, M. **An experimental study on shear characteristics of Perfobond strip and its rational strength equations.** In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1066-1075, 2001.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza. **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento.** 2007. 316 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.