

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM CONECTOR DE
CISALHAMENTO EM CHAPA DENTADA PARA SISTEMAS DE
PISOS MISTOS COM PRÉ-LAJE DE CONCRETO**

Alessandro Freire Nunes de Oliveira

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM CONECTOR DE
CISALHAMENTO EM CHAPA DENTADA PARA SISTEMAS DE
PISOS MISTOS COM PRÉ-LAJE DE CONCRETO”**

Alessandro Freire Nunes de Oliveira

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
EE - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
EE - UFMG

Prof. Dr. José Luiz Paes Rangel
DEC – UFV

Belo Horizonte, 26 de fevereiro de 2007

Aos meus pais, Sérgio e Terezinha, minha irmã
Polyana e minha avó Myrtes, pelo apoio
incondicional em todas as etapas de minha vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, pela perseverança e pela paciência nos dias difíceis da pesquisa.

Ao professor Ricardo Hallal Fakury, minha gratidão pelo incansável apoio, por sua imprescindível presença em todos os momentos importantes deste trabalho e pela oportunidade de realizá-lo sob sua orientação.

Ao professor e amigo Gustavo de Souza Veríssimo, pela valiosíssima colaboração, pela orientação, por todo apoio e amizade demonstrados durante esses dois anos de trabalho realizado na Universidade Federal de Minas Gerais.

À Usiminas pela concessão da bolsa de estudo.

À PRECON, pelo apoio na fabricação dos modelos, especialmente aos engenheiros Sílvio Xavier e Alberto Luciano, e aos técnicos Sidnei Costa e Maurinho.

À FAPEMIG, pelo financiamento do projeto de pesquisa do qual este trabalho foi parte.

Aos amigos e amigas do Mestrado, Ayrton Hugo, Daniel (Baiano), Gabriel, Gianluca, Igor, Josie, Leonardo, Marcelo, Márcio, Paulo, Renata Bacelar, Renata Albuquerque, Samir, Samuel, Victor Fernando, que se mantiveram juntos em todas as intermináveis horas de estudos.

Às secretárias do departamento, Lucíola, Inês, Patrícia, Fátima e Renata, pela atenção nos momentos de necessidade, indicando como tornar as coisas mais fáceis.

Aos funcionários do laboratório de Análise Experimental do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG: Erik, Geraldo, Matheus, Frederico e Wanderson, pela importante colaboração na montagem e realização dos ensaios.

Aos demais professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos.

Aos professores Francisco Carlos Rodrigues e Edgar Mantilla, da UFMG, pelas sugestões e contribuições.

Aos meus pais, Sérgio e Terezinha, que me apoiaram na decisão de prosseguir os estudos, à minha irmã Polyana e à minha avó Myrtes, por serem tão especiais.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

OLIVEIRA, A. F. N., *Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto*. Belo Horizonte, 2007, 116p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Este trabalho consiste na avaliação do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto. O trabalho envolveu um programa experimental e a formulação de um modelo semi-empírico para o cálculo da resistência do conector. No programa experimental foram realizados 15 ensaios tipo *push-out*, conforme a especificação do EUROCODE 4, a partir dos quais se foi avaliado o comportamento e determinada a resistência ao cisalhamento do conector sob carregamento estático, considerando a influência do efeito da armadura, da resistência do concreto e do efeito de pino no concreto dentro das aberturas do conector.

Palavras-chave: estruturas mistas de aço e concreto, conector de cisalhamento, ensaio *push-out*, viga mista, estruturas metálicas, pré-laje de concreto.

ABSTRACT

OLIVEIRA, A. F. N., *Behaviour analysis of an indented plate shear connector for composite floor systems with precast concrete preslab*. Belo Horizonte, 2007, 116p. Master's Dissertation – Structural Engineering Post Graduate Program, Engineering School, Federal University of Minas Gerais.

This work consists of a behaviour evaluation of an indented shear connector for composite floor systems with precast concrete preslab. The work involves an experimental program and the formulation of a semi-empirical model to predict the connector capacity. In the experimental program 15 push-out tests were accomplished, according to EUROCODE 4 specification. The connector's behaviour was evaluated and its shear resistance was determined from the results of tests under static loading, taking into account the influence of the reinforcement, the strength of the concrete slab and the dowel effect on the concrete inside the connector openings.

Keywords: steel-concrete composite structures, shear connector, *push-out* tests, composite beam, steel structures, concrete preslab.

ÍNDICE

Lista de Figuras.....	xi
Lista de Tabelas	xiv
Lista de Abreviaturas e Siglas	xv
Lista de Símbolos.....	xvi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Conectores de cisalhamento	2
1.2.1 Generalidades	2
1.2.2 Conectores tipo pino com cabeça	5
1.2.3 Conectores em chapa contínua	7
1.2.3.1 O conector Perfobond de Leonhardt.....	7
1.2.3.2 O conector Crestbond de Veríssimo em chapa com dentes trapezoidais	9
1.2.4 Outros conectores de cisalhamento	10
1.2.4.1 Conector em perfil U	10
1.2.4.2 Conector X-HVB da HILTI.....	11
1.2.4.3 Conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado.....	12
1.3 Sistemas de piso com pré-laje de concreto pré-fabricada	13
1.4 Objetivos.....	15
1.5 Justificativa.....	16
1.6 Metodologia.....	18
1.7 Estrutura da dissertação	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 Considerações Iniciais	20
2.2 Histórico	20
2.3 O efeito de pino	26
2.4 Aspectos importantes dos resultados de ensaios com conectores <i>Perfobond</i> e <i>Crestbond</i>	29
2.4.1 Modos de ruptura.....	29

2.4.2	Ductilidade da conexão	30
2.4.3	Influência da espessura da chapa do conector	32
2.4.4	Influência do tamanho e da forma do furo do conector.....	34
2.4.5	Importância da altura do conector	35
2.4.6	Influência do número de furos e do espaçamento entre os furos do conector	36
2.4.7	Influência da resistência do concreto na capacidade do conector	37
2.4.8	Influência da armadura transversal na capacidade do conector	39
2.5	Modelos analíticos para cálculo da capacidade resistente de conectores de cisalhamento	41
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	45
3.1	O programa experimental	45
3.2	O ensaio <i>push-out</i> segundo a EN 1994-1-1:2004.....	46
3.2.1	Procedimentos para realização do ensaio e análise dos resultados	48
3.2.1.1	Preparação dos modelos	48
3.2.1.2	Procedimento de ensaio	48
3.2.1.3	Avaliação do ensaio	49
3.3	O conector PL.....	50
3.4	A pré-laje	51
3.5	Descrição dos modelos	52
3.6	Fabricação dos modelos	60
3.6.1	Fabricação dos conectores.....	60
3.6.2	Montagem dos perfis com os conectores.....	61
3.6.3	Fabricação das fôrmas	62
3.6.4	Montagem das armaduras.....	64
3.6.5	Instrumentação das armaduras	67
3.6.6	Fabricação da pré-laje.....	68
3.6.7	Montagem dos modelos.....	69
3.7	Montagem do ensaio e instrumentação	74
3.8	Execução do ensaio	77
3.9	Propriedades dos materiais	78

3.9.1	Concreto	78
3.9.2	Aço das armaduras	79
3.9.3	Aço dos perfis.....	79
3.9.4	Aço dos conectores.....	79
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	80
4.1	Considerações iniciais	80
4.2	Modos de ruptura.....	80
4.3	Relação Força-Deslizamento.....	89
4.4	Aspectos relativos ao comportamento da conexão.....	95
4.4.1	Influência da altura do conector	95
4.4.2	Influência da resistência do concreto	97
4.4.3	Influência da armadura transversal.....	97
4.4.4	Influência da pré-laje no comportamento do sistema.....	101
4.5	Análise de Regressão.....	104
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	110
5.1	Conclusões.....	110
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	112
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
	ANEXO A	120
	Dados experimentais do ensaio <i>Push-out</i>	120

LISTA DE FIGURAS

1.1 - Curva força-deslizamento típica para o conector stud de 19mm	4
1.2 – Relação força-deslizamento para conectores de cisalhamento.....	4
1.3 - conector <i>stud</i> (pino com cabeça).	5
1.4 – Sistema de piso com deck metálico (METFORM, 1997).....	6
1.5 – Conectores em chapa contínua: (a) o conector <i>Perfobond</i>	7
1.6 – Aspecto do conector <i>Crestbond</i> aplicado sobre um perfil de aço: a) contínuo; b) descontínuo.	9
1.7 – Conector em perfil U laminado.	11
1.8 – Conector X-HVB da Hilti (HILTI, 2000).....	12
1.9 – Conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado	12
1.10 – Detalhe dos conectores para uso com pré-laje.....	13
1.11 – Conector de cisalhamento em chapa dentada para uso com pré-laje.....	15
2.1 – Detalhe do conector após o colapso e o efeito de pino no concreto	26
2.2 – Carregamento num pino de concreto (KRAUS e WURZER, 1997).	27
2.3 – Relações força-deslizamento para conectores perfurados	29
2.4 – Fissura longitudinal típica em modelos <i>push-out</i> com conectores <i>Crestbond</i>	30
2.5 – Curvas força-deslizamento para <i>push-out</i> com <i>stud</i> e <i>Perfobond</i>	31
2.6 – Influência dos furos, da resistência do concreto e da armadura	32
2.7 – Conectores ensaiados por STUDNICKA <i>et al.</i> (2000).....	35
2.8 – Efeito do número de furos no conector sobre a capacidade última da	36
2.9 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito dos pinos de concreto.....	37
2.10 – Influência da resistência do concreto no comportamento do conector	38
2.11 – Efeito da resistência do concreto associada ao número de furos do	38
2.12 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito do número de barras.....	40
2.13 – Efeito da taxa de armadura passante em conectores com três furos.....	40
3.1 – Características de um ensaio <i>push-out</i> típico com conector <i>stud</i> ,	47
3.2 – Determinação da capacidade de deslizamento δ_u (EN 1994-1-1:2004).	50
3.3 – Dimensões do conector dentado <i>Crestbond-PL</i> proposto para.....	51
3.4 – Modelo típico para o ensaio <i>push-out</i> com o conector <i>Crestbond</i>	52
3.5 – Perfil metálico utilizado nos modelos da série D.	53

3.6 – Configuração do modelo CR56b PL30iso-As0 para ensaio <i>push-out</i>	55
3.7 – Configuração do modelo CR56b PL30iso-As8 para ensaio <i>push-out</i>	56
3.8 – Configuração do modelo CR56b PL30-As0 para ensaio <i>push-out</i>	57
3.9 – Configuração do modelo CR56b PL45iso-As0 para ensaio <i>push-out</i>	58
3.10 – Configuração do modelo CR56b-As0 para ensaio <i>push-out</i>	59
3.11 – Conectores cortados a plasma (OLIVEIRA <i>et al.</i> , 2006).	60
3.12 – Aspecto do conector em chapa dentada <i>Crestbond-PL</i>	60
3.13 – Detalhes dos conectores soldados ao perfil metálico	61
3.14 – Detalhe do posicionamento dos conectores nos perfis dos.....	62
3.15 – Aspecto da fôrma para os modelos.	63
3.16 – Detalhes da fôrma para pré-laje de concreto.	64
3.17 – Detalhes da armadura no modelo com conector	65
3.18 – Detalhes da armadura no modelo com conector <i>Crestbond-PL</i> sem barras passando por dentro do conector.	66
3.19 – Aspecto das armaduras dos modelos.	67
3.20 – Posicionamento dos extensômetros nas barras da armadura.	68
3.21 – Aplicação do desmoldante nas fôrmas da pré-laje.....	69
3.22 – Aspecto das pré-lajes durante a cura do concreto.	69
3.23 – Detalhe do encaixe do perfil metálico na caixa de madeira.	70
3.24 – Aplicação do desmoldantes nas fôrmas.	70
3.25 – Aspectos dos modelos com pré-laje de concreto,	71
3.26 – Modelo para <i>push-out</i> concretado na vertical.....	72
3.27 – <i>Slump-test</i> e cilindros para o controle tecnológico do concreto.	73
3.28 – Cura do concreto.	73
3.29 – Configuração do ensaio <i>push-out</i> para o conector em chapa dentada	74
3.30 – Detalhe do neoprene abaixo do modelo.....	75
3.31 – Atuador hidráulico e anel dinamométrico utilizados nos ensaios.....	75
3.32 – Transdutor de pressão e manômetro ligados na saída da bomba.	76
3.33 – Detalhes dos transdutores de deslocamento de 30 e 100 mm.....	76
3.34 – Sistema de aquisição de dados.....	77
3.35 – Aspecto do carregamento aplicado.	78

4.1 – (a) distribuição de tensões de tração abaixo dos conectores (MEDBERRY, 2002); (b) aspecto típico da primeira fissura nos ensaios com conectores CR56b-PL.	81
4.2 - Fissuração progressiva (modelo D1c).	82
4.3 – Aspecto típico da ruptura na face externa das lajes em vários modelos.....	82
4.4 - Aspecto da ruptura externa observada nos modelos de Oguejiofor com conector Perfobond (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).....	83
4.5 – Detalhe do ensaio com e sem contenção lateral na série D.	84
4.6 – (a) modelo com contenção lateral (b) modelo sem contenção lateral.....	84
4.7 – Aspecto do conector <i>Crestbond-PL</i> ao final do ensaio <i>push-out</i>	85
4.8 – Aspecto da ruptura da cunha de concreto abaixo do conector <i>Crestbond-PL</i>	86
4.9 – Detalhe do concreto compactado no interior dos furos do conector, cisalhado em dois planos de corte.....	87
4.10 – Detalhe dos pinos de concreto cortados junto às bordas dos furos do conector..	87
4.11 – Desmonte dos modelos.	88
4.12 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D1.....	92
4.13 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D2.....	93
4.14 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D3.....	93
4.15 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D4.....	94
4.16 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D5.....	95
4.17 – Detalhe do conector <i>Crestbond</i> original (VERÍSSIMO <i>et.al.</i> , 2005).....	96
4.18 – Influência da altura do conector.....	96
4.19 – Influência da armadura transversal na capacidade do conector.....	98
4.20 – Curvas força-deformação normalizada ($\varepsilon/\varepsilon_y$) – Modelo D2.a.	99
4.21 – Curvas força-deformação normalizada ($\varepsilon/\varepsilon_y$) – Modelo D2.b.	100
4.22 – Curvas carga-deformação normalizada ($\varepsilon/\varepsilon_y$) – Modelo D2.c.....	101
4.23 – Aspecto da aderência entre a pré-laje e a capa ao final do ensaio.	102
4.24 – Influência da pré-laje no comportamento do sistema.	103
4.25 – Comparação entre os resultados experimentais e valores calculados	109

LISTA DE TABELAS

2.1 – Espessuras de chapas utilizadas em ensaios realizados com <i>Perfobond</i>	33
3.1 - Descrição dos ensaios <i>push-out</i> para série D.	54
3.2 Seqüência de concretagem dos modelos.....	71
3.3 - Características dos concretos utilizados na série D.....	79
3.4 - Propriedade do aço dos conectores.....	79
4.1 - Resultados dos ensaios <i>push-outs</i> - Série D: fissuração e resistência última.	90
4.2 - Resultados dos ensaios <i>push-outs</i> - Série D: ductilidade da conexão.	91
4.3 – Propriedades do conector <i>Crestbond-PL</i> e dos modelos da série D.....	106
4.4 - Parcelas de contribuição da capacidade do conector <i>Crestbond-PL</i>	108
4.5 - Resultados experimentais e estimados para a série D.	109
A.1 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D1.a.	121
A.2 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D1.b.	122
A.3 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D1.c.	123
A.4 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D2.a.	124
A.5 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D2.b.	125
A.6 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D2.c.	126
A.7 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D3.a.	127
A.8 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D3.b.	128
A.9 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D3.c.	129
A.10 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D4.a.	130
A.11 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D4.b.	131
A.12 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D4.c.	132
A.13 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D5.a.	133
A.14 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D5.b.	134
A.15 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D5.c.	135

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Sigla	Descrição
AASHTO	AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY OFFICIALS
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction Inc.
ANSI	American National Standard Institute (Norma Americana)
ASTM	American Society for Testing and Materials
CSA	Canadian Standard Association (Norma Canadense)
EN	Euro-norma
PL	Pré-laje

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
A_{cc}	Área de cisalhamento do concreto por conector
A_{cd}	Área ao cisalhamento dos pinos de concreto
A_s	Armadura da laje de concreto
A_{tr}	Área total de armadura transversal
b, h_c	Espessura da laje de concreto
b_c	Largura de cada laje de concreto
b_f	Largura da mesa do perfil de aço
B_1, B_2, B_3, B_4	Coefficientes determinados a partir dos resultados de ensaios com conector <i>Crestbond</i>
D	Diâmetro dos furos do conector <i>Perfobond</i>
d_{cs}	Diâmetro do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça (<i>stud bolt</i>)
E_c	Módulo de elasticidade secante do concreto
F	Capacidade de carga para uma laje do <i>push-out</i>
F_u	Capacidade de carga última
f_c	Resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cilíndrico
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{ucs}	Resistência última mínima especificada do material do conector
f_{utcs}	Resistência última do conector obtida no ensaio experimental
f_y	Resistência ao escoamento do aço do perfil
f_{yes}	Resistência ao escoamento do aço do conector
f_{ys}	Resistência ao escoamento do aço da armadura
h	Altura da laje abaixo do conector
h_{sc}	Altura do conector de cisalhamento
L	Comprimento de cada laje de concreto
L_c	Altura da laje de concreto

L_{co}	Comprimento de contato entre o concreto e o perfil de aço
L_{sc}	Comprimento do conector de cisalhamento <i>Crestbond-PL</i> .
N	Tamanho da amostra
n	Número de furos dos conectores <i>Perfobond</i> e <i>Crestbond-PL</i>
n_1	Número de barras de armadura que passam fora dos furos do conector de cisalhamento <i>Crestbond-PL</i>
n_2	Número de barras de armadura que passam através dos furos do conector de cisalhamento <i>Crestbond-PL</i>
P	Resistência ao cisalhamento do conector
$P_{máx}$	Resistência máxima ao cisalhamento do conector
P_{Rd}	Resistência de cálculo para o modelo de ensaio tipo “ <i>push-out</i> ”
P_{Rk}	Força de ruptura mínima dos três ensaios de modelos idênticos (dividida pelo número de conectores) reduzida em 10%
q	Resistência de um conector de cisalhamento
q_{cal}	Resistência ao cisalhamento do conector calculada pela Eq. 4.3
q_{fiss}	Carga média por conector correspondente à primeira fissura longitudinal observada na laje de concreto
q_{test}	Resistência ao cisalhamento do conector medida experimentalmente
$q_{u(test)}$	Resistência última do conector
s	Desvio padrão da amostra
s_x	Erro padrão da amostra ou erro padrão
t_c	Espessura total da laje
t_{sc}	Espessura dos conectores de cisalhamento <i>Perfobond</i> e <i>Crestbond</i>
t_{PL}	Espessura da pré-laje de concreto
u_w	Resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cúbico
β_1, β_2 e β_3	Coefficientes determinados a partir dos resultados de ensaios com <i>Perfobond</i>
$\delta_{Pmáx}$	Capacidade de deslizamento de um modelo referente à resistência máxima ao cisalhamento do conector

δ_u	Capacidade de deslizamento de um modelo
δ_{uk}	Capacidade de deslizamento característico de um modelo
ε	Deformação específica
ε_y	Deformação específica de escoamento do aço
ϕ	Diâmetro do círculo inscrito na abertura trapezoidal no conector <i>Crestbond-PL</i> , que serve como referência para as dimensões do conector
ϕ_s	Diâmetro das barras de armadura transversal
γ_v	Coefficiente de segurança parcial para conexão ao cisalhamento
σ	Desvio padrão da população

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

As vantagens de se usar o aço estrutural combinado com o concreto armado são bem conhecidas e advêm do fato de os dois materiais estruturais, aço e concreto, trabalharem à tração e à compressão, respectivamente, situação em que se obtém o melhor desempenho de ambos.

Os elementos estruturais mistos são caracterizados pelo comportamento conjunto entre partes de aço e partes de concreto. São projetados com vistas ao melhor aproveitamento do desempenho estrutural de cada material.

Nos últimos anos, os elementos mistos de aço e concreto, citando-se como exemplos as lajes mistas, os pilares mistos aço-concreto e as vigas mistas, têm sido bastante utilizados nas obras de engenharia civil.

Segundo MALITE (1993), no contexto mundial os estudos dos elementos mistos de aço e concreto tiveram seu início antes da primeira guerra mundial, na Inglaterra, com base em uma série de ensaios para pisos. Entre os anos de 1922 e 1939, foram construídos edifícios e pontes que adotavam os sistemas de vigas mistas. A partir de 1944, os elementos mistos passaram a fazer parte das normas da AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY OFFICIALS (AASHO), atualmente denominada AASHTO.

No Brasil a utilização de estruturas mistas ficou restrita a alguns poucos edifícios entre 1950 e 1960, além de pequenas pontes. Nas últimas duas décadas, porém, com a queda de custos da construção metálica, proporcionada principalmente pela redução do preço do aço estrutural e pelo nível tecnológico utilizado no projeto das estruturas mistas, a demanda por essa tecnologia construtiva tem aumentado substancialmente.

1.2 Conectores de cisalhamento

1.2.1 Generalidades

Um aspecto importante no âmbito dos elementos mistos é a ligação entre os dois materiais, que proporciona o comportamento misto. A ligação entre o concreto e o aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas etc.), por atrito, ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (QUEIROZ *et al.*, 2001).

O comportamento misto só se desenvolve quando dois materiais estruturais são solidarizados de tal forma que não ocorra um expressivo deslizamento relativo entre eles. Isso se dá porque na interface entre o aço e o concreto desenvolvem-se forças longitudinais de cisalhamento.

Geralmente a resistência ao cisalhamento da interface entre a mesa superior do perfil metálico e o concreto é formada por uma parcela de aderência química e por outra de resistência por atrito entre os dois materiais, que podem atingir valores elevados. Entretanto, esses fenômenos apresentam um comportamento pouco previsível e, por

essa razão, não são levados em conta no cômputo da capacidade resistente da peça. A partir de ensaios em elementos mistos, constata-se que para pequenas cargas a maior parte do cisalhamento longitudinal se desenvolve na interface por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície do aço (QUEIROZ, *et al.*, 2001). No entanto, à medida que o carregamento aumenta, essa aderência se rompe e não pode mais ser restaurada. A magnitude da carga para a qual ocorre a ruptura da adesão química é extremamente variável e depende de diversos fatores. Nota-se também a ruptura precoce da adesão química quando o carregamento é dinâmico. Por esses e outros motivos, em muitas situações usuais no cálculo de sistemas mistos é impraticável levar em conta essas resistências de contato na interface. É necessário, portanto, empregar conectores especiais para absorver e transmitir as forças longitudinais de cisalhamento que se desenvolvem na interface entre o aço e o concreto, conforme disposto em normas como a ABNT NBR 8800:1986, o ANSI/AISC 360-05 (2005) e a EN 1994-1-1:2004.

Além das forças de cisalhamento longitudinais, os conectores podem, eventualmente, estar sujeitos a forças transversais, que tendem a causar a separação entre o concreto e o aço. Esse efeito é conhecido como *uplift*. As forças transversais que surgem são bem menores do que as forças de cisalhamento longitudinais. Por essa razão na prática não é necessário calculá-las. Além disso, os conectores usuais possuem dispositivos que garantem resistência ao *uplift* (JOHNSON, 2004).

Vários conectores de cisalhamento já foram propostos e diversos tipos são usados em estruturas mistas atualmente. No entanto, muitos deles apresentam restrições importantes no que se refere à produção industrial e ao próprio comportamento estrutural, razão pela qual ainda são objeto de estudo.

A descrição analítica do comportamento de conectores de cisalhamento é complexa. É mais fácil descrever seu comportamento a partir de resultados de ensaios. A característica mais importante dos conectores de cisalhamento é a relação força-deslizamento, ou seja, a relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um elemento misto (FIG. 1.1). Essa relação é expressa por uma curva, que pode ser

obtida por meio de ensaios em vigas de tamanho real, ou a partir de ensaios de cisalhamento direto em modelos de tamanho reduzido. A partir da curva força-deslizamento é possível determinar a resistência característica dos conectores ensaiados, bem como classificar seu comportamento quanto à ductilidade.

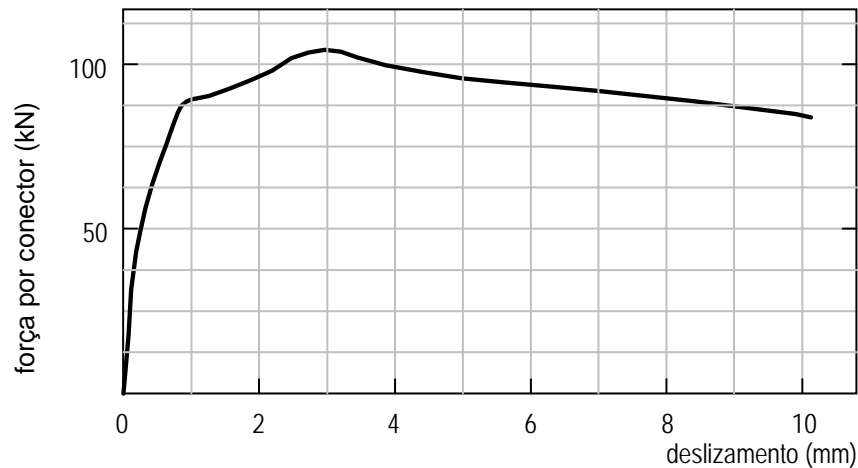


FIGURA 1.1 - Curva força-deslizamento típica para o conector stud de 19mm numa laje mista (JOHNSON, 2004).

No que se refere à ductilidade, os conectores de cisalhamento são classificados em flexíveis e rígidos. A classificação é determinada a partir da relação força-deslizamento, conforme pode ser visto na FIG. 1.2.

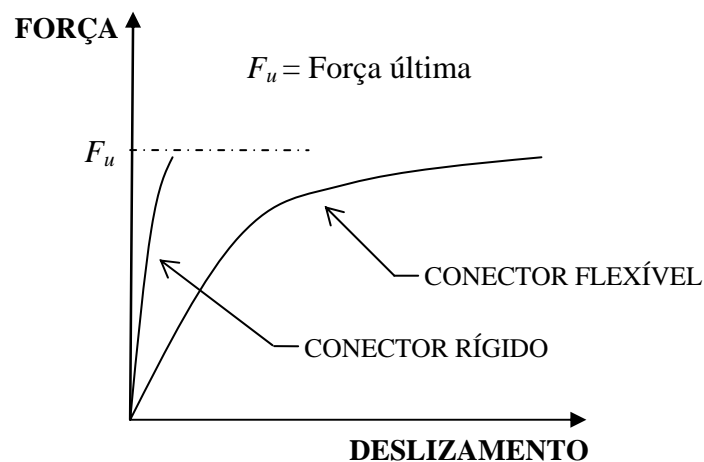


FIGURA 1.2 – Relação força-deslizamento para conectores de cisalhamento.

O modo de falha de um conector flexível é mais dúctil e menos catastrófico do que o de um conector rígido. Apesar do modo de falha, um conector flexível não é propriamente um conector ideal porque se deforma sob carga e, portanto, é propenso à fadiga.

Os conectores rígidos não se deformam sob carga, logo não sofrem com problemas de fadiga e proporcionam uma conexão praticamente sem deslizamento na fase de serviço. Entretanto, com esse tipo de conector ocorre ruptura frágil por esmagamento ou cisalhamento do concreto, o que é indesejável.

Segundo LEONHARDT *et al.* (1987 *apud* KLAIBER *et al.*, 2000, p.10), um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo para cargas de serviço e ductilidade em colapso. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis no estado limite de serviço e as de um conector flexível são desejáveis em estado limite último.

1.2.2 Conectores tipo pino com cabeça

O conector tipo pino com cabeça (*stud*) é o mais difundido na atualidade. Foi desenvolvido na década de 40 pela Nelson Stud Welding (FIG. 1.3a). Consiste de um pino projetado para funcionar como eletrodo de solda por arco elétrico e, após a soldagem, como conector de cisalhamento, tendo uma cabeça para proporcionar resistência ao *uplift*.

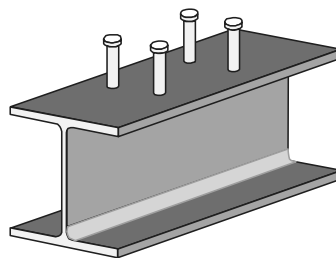


FIGURA 1.3 - conector *stud* (pino com cabeça).

A soldagem dos conectores *stud* envolve os mesmos princípios básicos de uma solda convencional, em que um arco elétrico controlado é usado para fundir a extremidade do pino, ou do eletrodo, com o metal base, resultando em uma solda de excelente qualidade, mais resistente do que o próprio pino (QUEIROZ *et al.*, 2001).

O sistema de conexão do concreto com o perfil de aço por meio de conectores de cisalhamento tipo *stud* se consagrou em função do ganho de rigidez e da produtividade que proporciona. No Brasil esse sistema foi introduzido a partir da abertura de mercado promovida nas últimas duas décadas. O uso do *stud* em vigas mistas permite que as lajes também sejam mistas, feitas com fôrma de aço incorporada (*steel-deck*), propiciando uma excelente produtividade (FIG. 1.4).

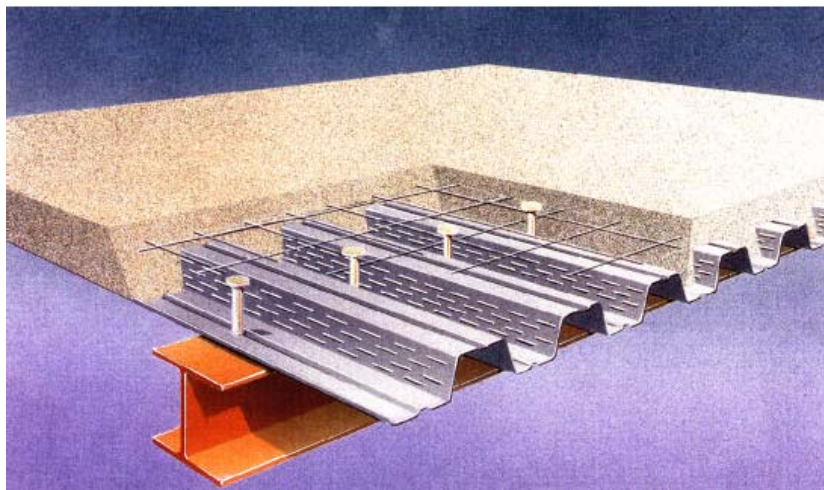


FIGURA 1.4 – Sistema de piso com deck metálico (METFORM, 1997).

Apesar das vantagens, o *stud* apresenta limitações e um grande inconveniente, que é a necessidade de uma máquina de solda especial, que exige um gerador de grande potência (cerca de 225 KVA) no canteiro de obras. Além disso, as máquinas de soldar *studs* têm um alto custo, o que as torna de difícil aquisição para muitas empresas de fabricação e montagem de estruturas metálicas no Brasil. A necessidade do gerador e de uma boa infra-estrutura de energia no canteiro de obras onera o projeto, podendo inclusive inviabilizá-lo, dependendo da sua localização.

Em conexões com *stud*, para que a ação mista se desenvolva de fato é necessário que ocorra algum deslizamento relativo inicial. Esse deslizamento pode causar fissuração da laje para cargas de serviço, bem como problemas de fadiga decorrentes do atrito entre o aço e o concreto (ZELLNER, 1987). Esse problema pode ser mais pronunciado em tabuleiros de pontes, que são sujeitos à fadiga devido a cargas móveis, conduzindo à propagação das fissuras na laje de concreto e conseqüente aceleração da deterioração da estrutura.

1.2.3 Conectores em chapa contínua

Descobertas recentes em relação ao comportamento das conexões mistas têm motivado o desenvolvimento de conectores de cisalhamento em chapa contínua, tais como os conectores mostrados na FIG. 1.5.

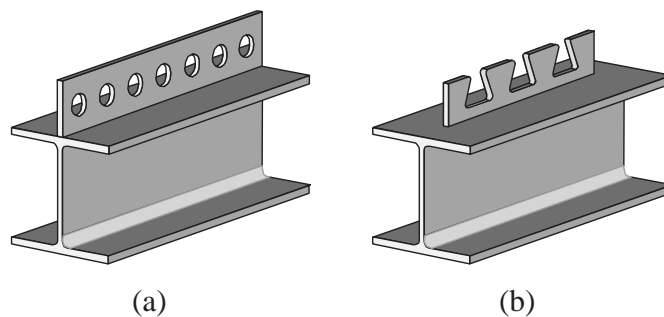


FIGURA 1.5 – Conectores em chapa contínua: (a) o conector *Perfobond* (LEONHARDT *et al.*, 1987); (b) o conector *Crestbond* (VERÍSSIMO, 2004).

1.2.3.1 O conector *Perfobond* de Leonhardt

No final da década de 80, a empresa de engenharia alemã *Leonhardt, Andra and Partners*, de Stuttgart, desenvolveu e patenteou o conector *Perfobond* (LEONHARDT *et al.*, 1987), utilizado pela primeira vez no projeto da terceira ponte do Rio Caroni, na Venezuela (ZELLNER, 1987). O fator que motivou esse trabalho foi o baixo

desempenho à fadiga dos conectores *stud*, decorrente do efeito dinâmico das cargas móveis em pontes mistas.

No caso dos conectores *stud*, para que sua capacidade seja mobilizada é necessário que ocorra um deslizamento na interface entre o aço e o concreto, o que acontece em geral para baixos valores de carga. Se a sobrecarga representa uma parcela grande do carregamento atuante, presume-se que ocorrerá um deslizamento para cada ciclo dessa sobrecarga. Como consequência desse deslizamento, haverá atrito entre o aço e o concreto, o que pode ocasionar problemas de fadiga (ZELLNER, 1987). O *Perfobond* foi idealizado a partir da necessidade de um conector que não permitisse esse atrito e, ao mesmo tempo, só envolvesse deformações elásticas para cargas de serviço.

O conector *Perfobond* consiste basicamente em uma chapa plana de aço perfurada, soldada sobre a mesa superior da viga de aço (FIG. 1.5a). O concreto que passa através dos furos forma pinos virtuais dentro da peça, com dois planos de corte, que proporcionam resistência ao cisalhamento na direção horizontal e evitam que a laje de concreto se separe verticalmente da viga metálica, caracterizando o chamado *efeito de pino*. Assim, não há necessidade de uma cabeça de ancoragem, como ocorre com os conectores *stud* (FIG. 1.3). A rigidez da conexão é maior do que a proporcionada pelo *stud*, praticamente eliminando o deslizamento e a fissuração do concreto para cargas de serviço.

Além de poder ser empregado na conexão ao cisalhamento em vigas mistas de pontes e edifícios, o *Perfobond* também pode ser utilizado em outras situações como, por exemplo, em pilares mistos, em ligações mistas e na conexão de vigas de piso com paredes de cisalhamento em edifícios altos (OGUEJIOFOR, 1994; FERREIRA, 2000; MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002).

A colocação de barras de aço da armadura da laje passando por dentro dos furos do conector, ou no seu entorno, contribui para o aumento tanto da capacidade resistente como da ductilidade da conexão.

Uma desvantagem dos conectores perfurados com aberturas fechadas, como o *Perfobond*, é a dificuldade para a colocação da armadura inferior da laje na obra, quando as barras têm que passar por dentro dos furos do conector.

1.2.3.2 O conector *Crestbond* de Veríssimo em chapa com dentes trapezoidais

Nos últimos anos, alguns tipos de conectores de cisalhamento em chapa contínua têm sido estudados (GALJAARD e WALRAVEN, 2001). VERÍSSIMO (2004) desenvolveu um conector de cisalhamento formado por uma chapa dentada, com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal e ao *uplift* (FIG.1.5b). Esse conector, denominado *Crestbond*, apresentou elevada resistência ao cisalhamento e grande ductilidade nos resultados experimentais (VERÍSSIMO *et al.*, 2005).

Uma das vantagens que o conector *Crestbond* apresenta em relação ao *Perfobond* está relacionada ao fato de facilitar a disposição das barras de armadura que passam através do conector, em função das aberturas entre os dentes. O conector *Crestbond* pode ser usado contínuo ou descontínuo (FIG. 1.6).

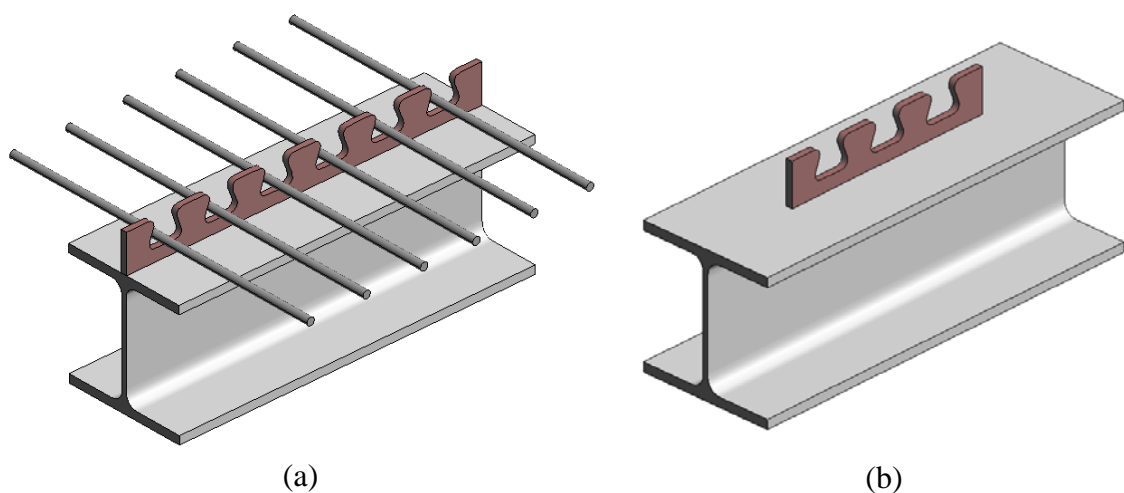


FIGURA 1.6 – Aspecto do conector *Crestbond* aplicado sobre um perfil de aço:
a) contínuo; b) descontínuo.

Do ponto de vista do comportamento mecânico, a conexão com *Crestbond* trabalha de modo muito similar à conexão com *Perfobond*, na qual o efeito de pino no concreto contribui com uma parcela bastante significativa para a capacidade da conexão. A resistência última da conexão decorre de quatro fenômenos principais observados: (a) a resistência à tração da laje de concreto; (b) a influência das barras de armadura transversais ao conector; (c) o contato frontal entre o conector e a laje de concreto, e; (d) o corte dos pinos de concreto confinado dentro dos furos do conector.

Resultados experimentais evidenciam diversos aspectos importantes da conexão com o *Crestbond* em relação ao que se observa nas conexões com *stud* e *Perfobond* (VERÍSSIMO *et al.*, 2006). Esses aspectos estão relacionados ao modo de ruptura, à carga máxima aplicada durante o ensaio e à capacidade de deformação da conexão. O limite de proporcionalidade é bastante elevado, de forma que para as condições usuais de serviço a conexão trabalha em regime elástico.

1.2.4 Outros conectores de cisalhamento

1.2.4.1 Conector em perfil U

Um outro conector de cisalhamento utilizado no Brasil, em desuso nos países industrializados, é o conector em perfil U laminado. Esse conector é basicamente um pedaço de perfil U cortado, com uma das mesas soldada ao perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do mesmo (FIG.1.7).

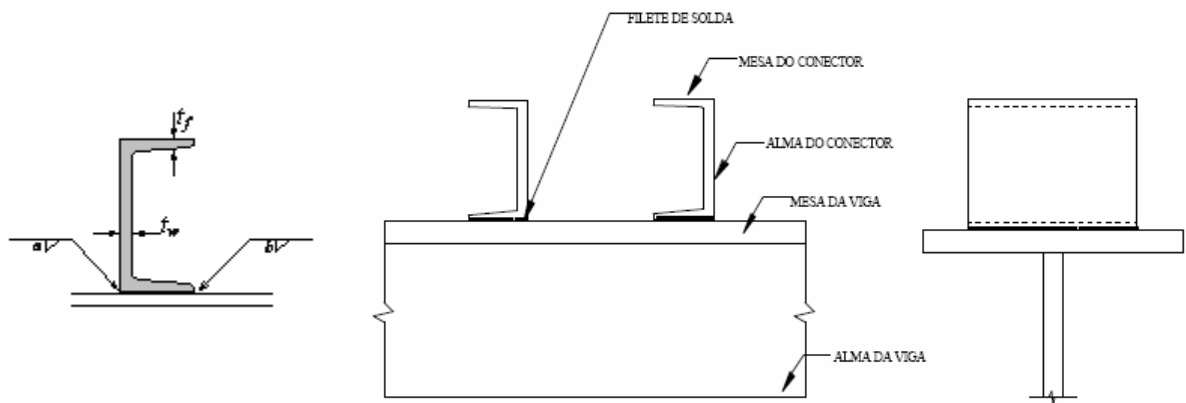


FIGURA 1.7 – Conector em perfil U laminado.

Embora normas de cálculo, como o ANSI/AISC 360-05 (2005) e a ABNT NBR 8800:1986, especifiquem a utilização do conector em perfil U laminado, pesquisas recentes têm demonstrado que o perfil U formado a frio também pode ser utilizado como conector de cisalhamento (MALITE *et al.*, 1998). Considerando que o perfil U formado a frio é muito usual no Brasil, o PR NBR 8800:2007 propõe a permissão para o seu emprego.

1.2.4.2 Conector X-HVB da HILTI

Outro conector de cisalhamento utilizado atualmente é o X-HVB (FIG.1.8) da HILTI (2000). Esse conector é instalado no perfil metálico por meio de fixadores a pólvora. Essa forma de ligação apresenta duas vantagens: elimina a necessidade de energia elétrica para sua colocação, ao contrário dos conectores *stud*, que demandam uma grande fonte de energia elétrica, bem como possibilitam a aplicação através do *deck* metálico.

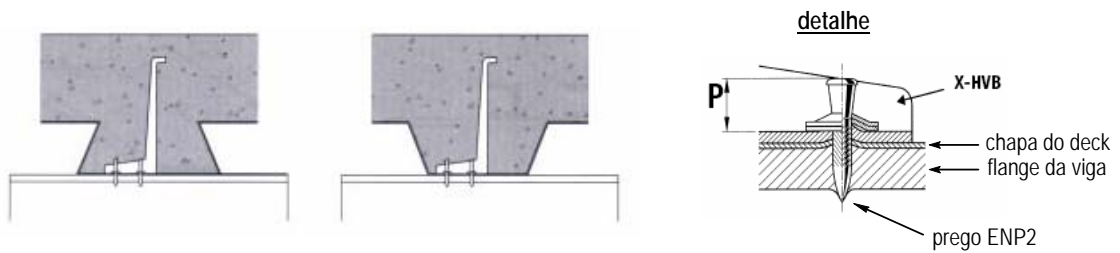


FIGURA 1.8 – Conector X-HVB da Hilti (HILTI, 2000).

1.2.4.3 Conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado

Outro conector de cisalhamento em estudo atualmente é o conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado (FIG.1.8), utilizado em elementos estruturais de perfis formados a frio (OLIVEIRA, 2001). Esse conector é instalado no perfil metálico com o auxílio de uma ferramenta a ar comprimido.



FIGURA 1.9 – Conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado (OLIVEIRA, 2001).

1.3 Sistemas de piso com pré-laje de concreto pré-fabricada

Os sistemas de piso com pré-laje de concreto têm sido utilizados no Brasil em virtude da racionalização do processo construtivo, uma vez que proporcionam substituição de outros tipos de fôrmas com vantagens, redução do escoramento do pavimento, otimização da espessura média da estrutura, rapidez de montagem, maior segurança no canteiro, diminuição do pessoal na obra, etc.

O sistema foi originalmente desenvolvido no Brasil e adaptado para as condições de execução em usinas de pré-fabricados.

Nos últimos anos, visando agilização e economia da obra, tem-se difundido no Brasil a construção de edifícios com sistemas de piso mistos utilizando pré-laje de concreto como fôrma. No estado de São Paulo, principalmente, nos últimos anos, tem sido comum a construção de edifícios com sistemas de piso mistos com pré-laje de concreto (VIANA *et. al.*, 2006) (FIG. 1.10).



FIGURA 1.10 – Detalhe dos conectores para uso com pré-laje (VIANA *et al.*, 2006).

Nesses sistemas de piso, a pré-laje usualmente possui espessura de 30 mm (podendo essa espessura variar até 50 mm), largura de 25 cm ou 40 cm e é produzida com

concretos de até 50 MPa. O vão máximo viável sem escoramento é da ordem de 2,0 m e a espessura da capa de concreto sobre a pré-laje varia normalmente entre 7 cm e 9 cm.

O comportamento de um sistema de piso com pré-laje se assemelha bastante ao comportamento monolítico de um sistema de piso convencional com laje moldada *in loco*. Estudos demonstram que a qualidade da aderência entre duas peças de concreto é muito boa (SOUZA e CASTRO, 1990).

Pode-se usar armaduras negativas para garantir a continuidade das lajes da mesma forma que no sistema convencional de lajes maciças moldadas *in loco*. O escoramento necessário é mínimo e tem por finalidade diminuir as deformações imediatas e lentas do conjunto.

Para garantir uma melhor aderência entre o concreto pré-fabricado e o moldado *in loco*, a pré-laje deve ter sua superfície superior rugosa.

Um ponto importante a ressaltar é que em elementos estruturais compostos por uma parte pré-moldada e outra moldada *in loco*, sujeitos à flexão simples, o funcionamento estrutural está condicionado à eficiência da ligação entre concreto velho e concreto novo. A NBR 9062:1985, “Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado”, no item 6.3, “Peças Compostas”, recomenda que o cálculo dessa ligação deve levar em conta: (a) as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa; (b) as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente; (c) a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e (d) a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.

1.4 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral a avaliação do desempenho do conector *Crestbond* em sistemas de piso mistos com pré-laje de concreto. Para isso, utiliza-se uma variação do conector *Crestbond* desenvolvido por Veríssimo (VERÍSSIMO, 2004; VERÍSSIMO *et al.*, 2005, 2006), denominado *Crestbond-PL*, em que os dentes figuram numa posição mais elevada, em relação à viga de aço subjacente, a fim de que os pinos de concreto trabalhem acima da pré-laje (FIG. 1.11).

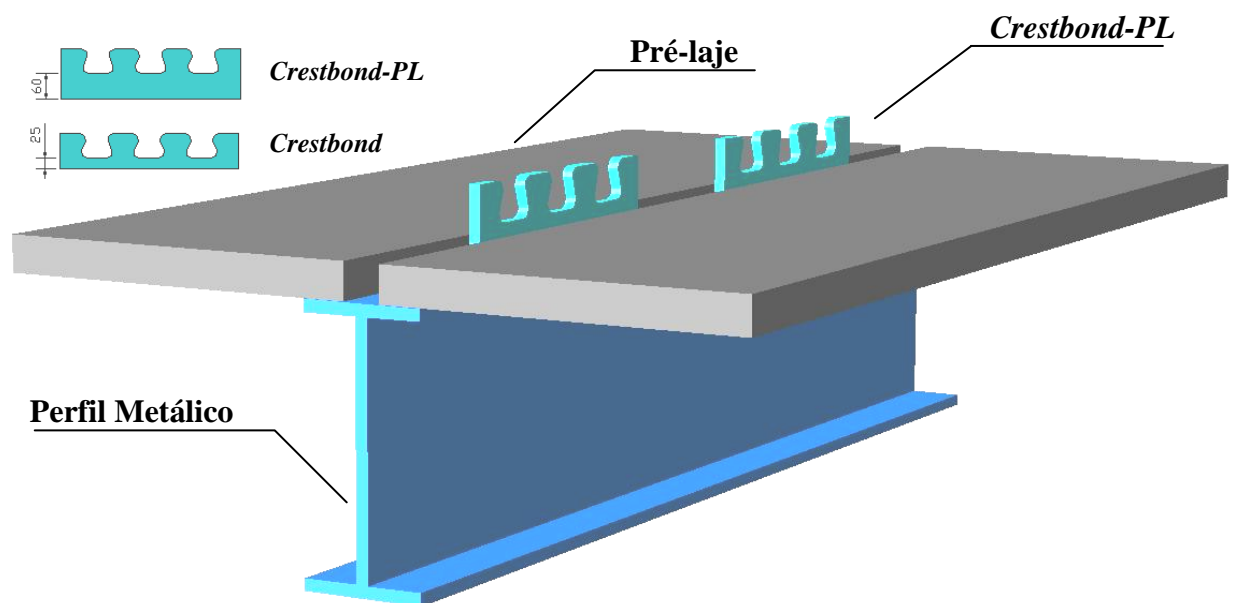


FIGURA 1.11 – Conector de cisalhamento em chapa dentada para uso com pré-laje.

Entre os objetivos específicos, podem-se destacar:

- avaliar o comportamento força-deslizamento do conector com os dentes elevados, por meio de ensaios tipo *push-out*;
- comparar os resultados experimentais com aqueles obtidos por VERÍSSIMO para o *Crestbond* original (VERÍSSIMO *et al.*, 2005, 2006);
- avaliar a influência da pré-laje no comportamento do sistema;
- ajustar um modelo empírico para o cálculo da resistência do conector *Crestbond-PL*.

1.5 Justificativa

O comportamento de um elemento misto está sempre muito relacionado ao sistema de conexão entre o aço e o concreto. Daí a importância de serem avaliados os comportamentos de novos tipos de conectores. No Brasil, os conectores de cisalhamento normalmente utilizados ainda apresentam inconvenientes, reduzindo a competitividade das estruturas mistas. O *stud* apresenta dificuldades para sua aplicação e um custo alto, principalmente nas obras menores. A solução em conector U ainda é muito utilizada em sistemas de piso com laje maciça, mas incorre numa série de procedimentos que conduz à baixa produtividade, onerando a solução tanto do ponto de vista dos prazos como de mão-de-obra. O conector X-HVB da Hilti tem um custo elevado para o contexto do mercado brasileiro.

Os resultados experimentais obtidos por VERÍSSIMO *et al.* (2005) evidenciaram um grande potencial de aplicação do conector *Crestbond*, com vantagens sobre os conectores usualmente empregados no Brasil.

Em relação ao *stud*, podem-se ressaltar as seguintes vantagens dos conectores *Crestbond*:

- a resistência da conexão pode ser variada em função da armadura transversal que traspasa o conector e da resistência do concreto (na conexão com *stud*, a capacidade é na maioria das vezes governada pela resistência do conector);
- podem ser produzidos em pequenas fábricas, sem a necessidade de equipamentos dispendiosos;
- sua instalação é simples, com eletrodo de solda comum, sem necessidade de equipamentos especiais, podendo ser aplicados com facilidade tanto na fábrica como no campo;
- o filete de solda contínuo, responsável pela fixação do conector à peça de aço, pode ser facilmente executado e prejudica menos a mesa do perfil metálico do que a solda do *stud*, possibilitando inclusive a aplicação do conector sobre chapas de menor espessura que não aceitariam o *stud*;

- em função de sua forma e tamanho, suportam melhor o manuseio bruto durante o transporte;
- podem ser facilmente padronizados e produzidos em larga escala, ou, ainda, customizados para uma aplicação específica;
- um conector em chapa dentada pode substituir vários *studs* (VERÍSSIMO *et al.*, 2006), diminuindo custos, mão-de-obra e problemas com a segurança do trabalho realizado sobre os conectores.

Além das vantagens em relação ao *stud*, mencionadas acima, os conectores em chapa dentada também apresentam uma vantagem em relação ao conector em perfil U. Nos casos em que se utiliza uma pré-laje para a execução do sistema de piso, normalmente a largura livre disponível sobre a mesa do perfil metálico não é suficiente para soldar um conector U, mas permite perfeitamente a colocação de um conector em chapa longitudinal. Ao projetar os conectores, pode-se definir sua altura de forma que os dentes trabalhem acima da pré-laje.

Em relação ao *Perfobond*, o conector *Crestbond* apresenta como vantagens a facilidade de dispor as barras de armadura através das aberturas do conector, maior ductilidade em estado limite último e maior deslizamento característico (VERÍSSIMO *et al.*, 2006). Segundo o critério da EN 1994-1-1:2004, o conector *Crestbond* pode ser classificado com um conector dúctil, pois apresenta deslizamento característico $\delta_{uk} \geq 6,0$ mm (ver item 3.2.1.3), o que permite considerar no dimensionamento a hipótese de que todos os conectores da peça são simultaneamente mobilizados.

O estudo do conector em chapa dentada para uso com pré-laje, como o que se propõe neste trabalho, atende a uma necessidade freqüente no projeto de estruturas mistas em geral, que consiste na ampliação dos mecanismos e soluções construtivas para a conexão entre aço e concreto.

1.6 Metodologia

A fim de atingir os objetivos propostos, adotou-se a seguinte metodologia de investigação:

- a) Extensa pesquisa bibliográfica e estudos preliminares sobre temas de interesse tais como programas experimentais com conectores de cisalhamento, estudos sobre o efeito de pino no concreto e análises numéricas relativas a modelos tipo *push-out*.
- b) Realização de um programa experimental que consistiu de uma bateria de ensaios de cisalhamento direto, tipo *push-out*, conforme a metodologia especificada na EN 1994-1-1:2004. A tipologia dos modelos foi projetada de forma a permitir a investigação dos fenômenos de interesse. O programa experimental é descrito no Capítulo 3.
- c) Análise dos resultados obtidos no programa experimental.
- d) Elaboração de um modelo semi-empírico para o cálculo da capacidade resistente do conector *Crestbond-PL*, com base nos modos de falha observados, por meio de análise estatística dos resultados obtidos.

1.7 Estrutura da dissertação

A dissertação está organizada em seis capítulos. Neste primeiro capítulo são feitas considerações sobre o emprego de elementos estruturais mistos de aço e concreto e sobre os tipos de conectores de cisalhamento usualmente empregados. Também neste capítulo, são apresentados a justificativa e os objetivos para esta pesquisa, bem como a metodologia empregada.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, enfocando diversos aspectos importantes observados por outros autores a partir de resultados de ensaios com conectores *Perfobond* e *Crestbond*.

O programa experimental desenvolvido é apresentado no Capítulo 3. São descritos as características dos modelos produzidos, os materiais utilizados e o ensaio, incluindo a montagem, a instrumentação e o procedimento seguido.

A análise dos resultados do programa experimental é apresentada no Capítulo 4. Ainda nesse capítulo, é apresentado um modelo semi-empírico para o cálculo da resistência do conector *Crestbond-PL*.

As conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no Capítulo 5.

No Anexo A estão documentados os resultados experimentais obtidos.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Iniciais

A revisão bibliográfica foi focada nos seguintes temas: programas experimentais com conectores de cisalhamento, efeito de pino no concreto e modelos analíticos para determinação da capacidade resistente de conectores de cisalhamento em geral.

2.2 Histórico

O trabalho de DAVIES (1969) é um dos primeiros estudos relevantes sobre a análise experimental do comportamento de conectores *stud* e apresenta uma metodologia de composição de uma equação analítica de resistência, a partir da contribuição dos principais fatores que influenciam a capacidade resistente do conector. DAVIES investigou a capacidade do conector *stud* levando em conta a resistência da laje de

concreto à ruptura longitudinal a partir do ensaio de três modelos de vigas em escala reduzida.

Diversos outros trabalhos sobre o conector *stud* e sobre outros protótipos de conectores de cisalhamento foram apresentados nos anos que seguiram. No final da década de 80, em função das limitações do conector *stud* sob condições de fadiga, foram propostas outras abordagens visando um melhor desempenho à fadiga para aplicação em pontes. Foi nesse contexto que se deu o desenvolvimento do conector *Perfobond*, conforme comentado no Capítulo 1.

LEONHARDT *et al.* (1987) e ZELLNER (1987) apresentam resultados de estudos realizados na fase de desenvolvimento do *Perfobond*, incluindo vários ensaios tipo *push-out*. Muitas das peculiaridades do comportamento do *Perfobond* são comentadas nesses trabalhos, inclusive em conexão com o contexto de pelo menos duas grandes pontes onde o *Perfobond* foi empregado inicialmente.

JAYAS e HOSAIN (1988) apresentam resultados de 18 ensaios *push-out* e 4 ensaios *pull-out* com conectores *stud*, realizados com o objetivo de estudar seu comportamento em vigas mistas com *deck* metálico ou com laje maciça. Esse estudo subsidiou uma avaliação dos procedimentos da norma canadense (CSA, 1984) e da norma americana (AISC, 2005) para a determinação da capacidade resistente de conectores *stud*.

ANDRA (1990) apresenta resultados de um programa experimental com o conector *Perfobond*, a partir dos quais propõe um modelo de comportamento e um critério de dimensionamento para o conector. Esse estudo teve como um dos objetivos a avaliação do desempenho do *Perfobond* à fadiga, verificando excelentes propriedades do conector no tocante a esse quesito.

Vários programas experimentais com o conector *Perfobond* foram realizados na Universidade de Saskatchewan, no Canadá, considerando novas variações do conector, com vistas à aplicação também em sistemas de piso de edifícios. VELDANDA e HOSAIN (1991, 1992) executaram um programa experimental em que realizaram 48

ensaios tipo *push-out* com diversas variações do *Perfobond*. A configuração dos modelos é bastante variável, incluindo laje maciça, laje com forma de aço incorporada, conectores *stud* e conectores *Perfobond*. Os resultados elucidam vários aspectos interessantes sobre o comportamento do *Perfobond* e as diversas variáveis que o influenciam.

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1992) publicaram resultados de seis ensaios em vigas mistas de tamanho real, sendo três com *Perfobond* e as outras três com *studs*, para comparação do comportamento e da capacidade última. Esse trabalho teve por objetivo avaliar a aplicabilidade do conector *Perfobond* em sistemas de piso mistos em edifícios. Os resultados obtidos indicam que o *Perfobond* é uma alternativa viável ao conector *stud*.

Posteriormente, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) publicaram resultados de um segundo programa experimental no qual foram realizados 40 ensaios *push-out* visando um estudo paramétrico, em que os efeitos de diversas variáveis que influenciam no comportamento do *Perfobond* foram estudados. Nesse trabalho, propuseram um modelo semi-empírico para determinação da capacidade resistente de conectores *Perfobond* com furos de 50 mm e chapa com espessura de 13 mm.

Em 1995, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1995) publicaram resultados de outros ensaios com vigas de tamanho real, visando comparar a capacidade última obtida nesses ensaios com aquelas obtidas nos *push-outs* realizados anteriormente. Além disso, avaliaram o comportamento de um conector *Perfobond* curto, com menor comprimento e menos furos do que os protótipos testados anteriormente.

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997) apresentam um modelo numérico com elementos finitos, com o objetivo de representar o comportamento do conector *Perfobond* num ensaio *push-out*. O principal objetivo desse trabalho foi estabelecer expressões generalizadas para estimar a capacidade do conector, a partir dos resultados produzidos com o modelo numérico.

KRAUS e WURZER (1997a) apresentaram um estudo sobre o *efeito de pino* no concreto, incluindo resultados experimentais com o conector *Perfobond*. Descrevem o fenômeno do *efeito de pino* e demonstram a influência do diâmetro e da forma dos furos do *Perfobond* na resistência dos pinos de concreto e na ductilidade da conexão, a partir dos resultados obtidos de 42 ensaios *push-out*.

Em sua tese de doutorado, FERREIRA (2000) apresenta resultados de 08 ensaios *push-out* realizados com *Perfobond* para aferir a expressão de OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) para concreto de densidade normal. Nesse trabalho também é apresentado um ensaio com um modelo de tamanho real de um pórtico plano semi-rígido misto com *Perfobond*.

NISHIDO *et al.* (2000) publicaram resultados de ensaios *push-out* e ensaios de flexão em vigas, visando o estudo da capacidade resistente do *Perfobond* para vigas mistas de pontes. Nesse trabalho avaliaram a influência da espessura da chapa do conector, da armadura transversal, do número de furos no conector e sua direção em relação ao tráfego de veículos. Também propuseram um modelo numérico pelo método dos elementos finitos.

STUDNICKA *et al.* (2000) publicaram resultados de 61 ensaios *push-out* realizados na Universidade Técnica de Praga (República Tcheca), em que foram testados dois tipos de conectores *Perfobond*. Um conector menor, com furos de 32 mm e chapa de 10 mm de espessura, proposto para sistemas de piso de edifícios, e outro maior, com furos de 60 mm e chapa de 12 mm de espessura, proposto para pontes (FIG. 2.7). O conector menor foi testado em duas versões: uma de pequena altura, para lajes de edifícios comuns, e uma outra versão em que os furos são mais altos, para ser utilizada em pavimentos montados com pré-laje de concreto (os furos ficam acima da pré-laje). Também avaliaram o comportamento de dois conectores em paralelo sobre a viga em relação a um conector apenas. O conector maior foi avaliado em alguns modelos com concreto de densidade normal e outros com concreto leve. Nesse trabalho também foram propostas fórmulas para determinação da resistência dos conectores. Um aspecto interessante é que nos modelos ensaiados por STUDNICKA *et al.* (2000) o conector é

contínuo, ou seja, seu comprimento vai de uma extremidade à outra das lajes. Logo, não se tem a contribuição da força de compressão frontal no conector, observada nos modelos em que o conector é descontínuo.

HEGGER *et al.* (2001) apresentam um estudo sobre a ductilidade de conectores de cisalhamento em concreto de alta resistência.

USHIJIMA *et al.* (2001) realizaram um programa experimental com o conector *Perfobond*, visando investigar a influência de algumas variáveis não suficientemente investigadas até então, tais como: (a) espessura da chapa do conector; (b) distância transversal entre conectores em paralelo; (c) presença de armadura passante, e; (d) diâmetro dos furos. A partir dos resultados obtidos nesse programa propõe-se duas expressões para a resistência do *Perfobond*: uma para quando há armadura presente e outra para a situação sem armadura. Um outro aspecto importante desse trabalho é uma avaliação crítica das expressões existentes para cálculo da resistência do *Perfobond*, apresentando um histórico de como alguns parâmetros foram sendo introduzidos nessas expressões, a partir da constatação da sua influência na capacidade do conector.

MEDBERRY e SHAROOZ (2002) apresentaram resultados de um estudo experimental com *Perfobond*, no qual realizaram 30 ensaios *push-out* na Universidade de Cincinnati (EUA). Esse estudo visou a avaliação do comportamento do *Perfobond* para pontes, além da avaliação da equação empírica proposta por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) para a resistência do conector. Os ensaios deram resultados abaixo dos valores calculados com a equação de OGUEJIOFOR (1994), porém há que se considerar que os modelos utilizados nesse programa possuíam uma configuração diferente daqueles usados por este último pesquisador. MEDBERRY e SHAROOZ (2002) propuseram, então, uma outra equação que apresenta melhor correlação com o conjunto dos resultados dos ensaios feitos em Cincinnati e em Saskatchewan.

TRISTÃO (2002) apresenta um estudo do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento. O estudo inclui a simulação numérica dos conectores tipo pino com cabeça (*stud*) e perfil “U” formado a frio, a partir de um modelo do ensaio *push-out*,

cujos resultados são confrontados com valores experimentais. Os modelos numéricos propostos, com base no Método dos Elementos Finitos, permitem análises considerando não-linearidades física e geométrica e apresentam como variáveis de interesse o número de conectores na laje de concreto, a quantidade de armadura inserida no concreto, o diâmetro do conector *stud*, a resistência do concreto, a espessura e a posição de soldagem do conector tipo perfil “U” formado a frio.

VALENTE e CRUZ (2002) apresentaram resultados de *push-outs* com *studs* e *Perfobond* em modelos com concreto leve, visando avaliar a adequação do modelo de OGUEJIOFOR (1994) para concreto leve. Concluíram que o modelo não é adequado e prosseguiram com estudos visando definir um novo modelo semi-empírico para a capacidade última do *Perfobond* em concreto leve.

Há diversos trabalhos publicados, reportando resultados de ensaios com conectores *stud*, que podem ser considerados para efeito de comparação de resultados. Dentre eles, citam-se: OLLGAARD *et al.* (1971); OEHLERS e JOHNSON (1987); ROBERTS e HEYWOOD (1992) e JAYAS e HOSAIN (1998).

VERÍSSIMO *et al.* (2006) apresentaram os resultados de um programa experimental com o conector *Crestbond* (conector em chapa de aço dentada), realizado no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, em Portugal, que consistiu de 26 ensaios *push-out*, incluindo análises de comportamento e comparações com o *stud* e o *Perfobond*.

CRUZ *et al.* (2006) apresentaram a caracterização do comportamento de diversos tipos de conectores de cisalhamento através de ensaios tipo *push-out*. Os ensaios incluem avaliações de modelos com concreto de densidade normal e concreto leve de alta resistência.

2.3 O efeito de pino

Os estudos sobre o efeito de pino no concreto são relativamente recentes (KRAUS e WURZER, 1997). Em ensaios com conectores perfurados ou dentados, se o conector resiste intacto ao processo de carregamento, observa-se falha por esmagamento do concreto no interior dos furos (FIG. 2.1), acompanhado de cisalhamento em dois planos de corte. O concreto dentro dos furos simula a existência de um pino sujeito tanto ao cisalhamento como à intensa compressão local.

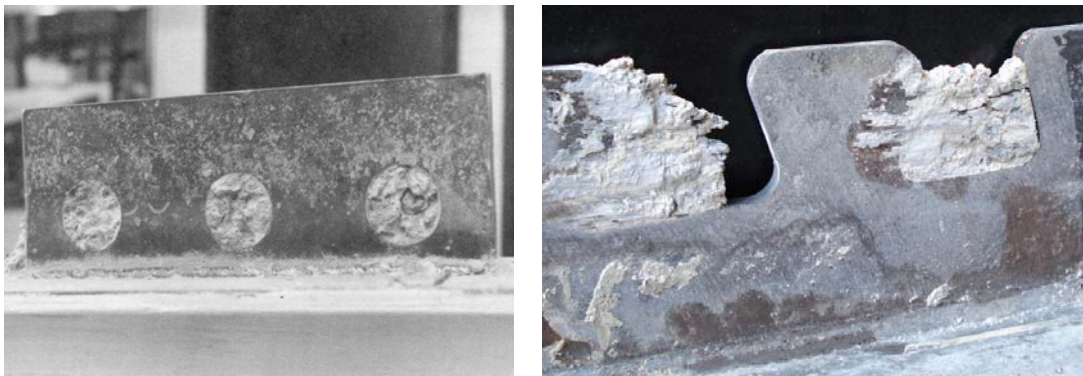


FIGURA 2.1 – Detalhe do conector após o colapso e o efeito de pino no concreto (HOSAIN e OGUEJIOFOR, 1995; VERÍSSIMO *et al.*, 2006).

Do mesmo modo que a resistência, a rigidez e a capacidade de deformação representam propriedades importantes de um conector de cisalhamento. KRAUS e WURZER (1997) observaram que a capacidade de deformação característica de conectores com furos circulares com diâmetro de 43 mm não justifica a hipótese de uma conexão dúctil. Por outro lado, conectores com furos de diâmetro maior, na faixa de 70 mm a 100 mm, apresentaram comportamento força-deslizamento realmente dúctil em ensaios *push-out* realizados.

A relação força-deslizamento típica observada nos ensaios realizados por KRAUS e WURZER (1997) apresenta três estágios característicos. No primeiro estágio ocorrem somente pequenas deformações, que não chegam a fendilhar o concreto, com valores até $0,75P_{\text{máx}}$. No segundo estágio ($P > 0,75P_{\text{máx}}$) ocorre uma fissura na laje de concreto, na

direção do conector, tendendo a dividir a laje em duas partes e causando um aumento abrupto da deformação. O terceiro estágio ($P_{\text{máx}}$) corresponde a fissuras na laje que já se abriram até bem próximo dos pinos de concreto na região dos furos do conector. Após atingir a carga máxima, a resistência ao cisalhamento decresce lentamente, enquanto a deformação e os danos na estrutura interna do concreto aumentam.

Em modelos desmontados e analisados após a ruptura, foram observadas cunhas de concreto completamente esmagado, próximas à superfície de contato com a parede dos furos do conector. O esforço atuante na ligação é transferido da chapa de aço para o concreto por meio de uma força de compressão extremamente intensa, numa área restrita, que atua na superfície de contato dos furos. A área onde a força se distribui no pino de concreto pode ser separada em duas partes principais, chamadas zona A e zona B (FIG. 2.2).

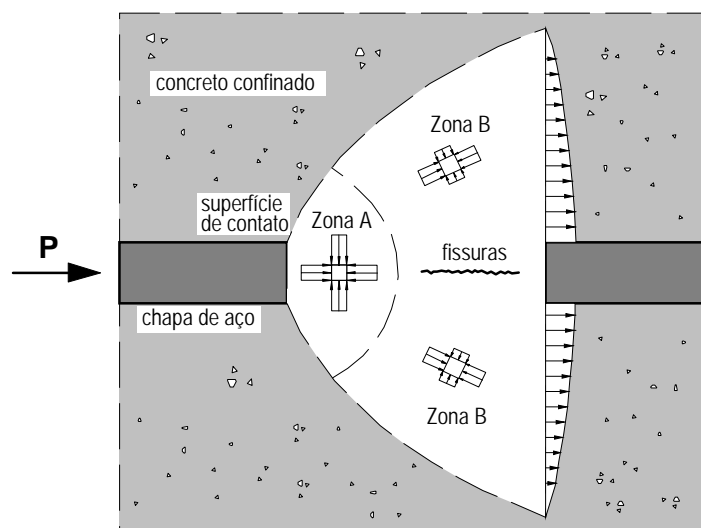


FIGURA 2.2 – Carregamento num pino de concreto (KRAUS e WURZER, 1997).

Na zona A o concreto é confinado, ficando submetido à compressão triaxial. Nessa região, a capacidade do concreto suportar esforço e deformação depende principalmente da estrutura porosa da argamassa de cimento. Acima da carga crítica, o concreto sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros do cimento, devido à compressão triaxial, formando uma massa compacta. Na zona B

atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal, responsáveis pela formação de fissuras no concreto, paralelas à força de cisalhamento (FIG. 2.2).

Um estado limite é atingido quando os poros na zona A são completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto, impossibilitando qualquer redução de volume a partir de um determinado estado. O material pulverizado causa um estado de pressão quase-hidroestático no concreto confinado, que pode conduzir à separação da laje de concreto em duas metades e finalmente ao escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos (KRAUS e WURZER, 1997).

Resultados de ensaios demonstram que existe uma relação praticamente linear entre a resistência à compressão do concreto e a resistência ao cisalhamento dos pinos. Observa-se também que o acréscimo da armadura transversal que traspassa os conectores conduz a um aumento da resistência última. O diâmetro dos furos e a espessura da chapa do conector influenciam na capacidade última da conexão. Para furos maiores, apesar de a capacidade última aumentar, a ruptura do concreto por compressão na região de contato com a parede de furo se dá sob tensões um pouco menores. À medida que a dimensão dos furos aumenta, a forma do furo deixa de ter influência relevante no comportamento (KRAUS e WURZER, 1997).

A capacidade do concreto influencia significativamente o comportamento força-deslizamento dos pinos. Quanto maior o diâmetro dos pinos, maior é a ductilidade das conexões com conectores perfurados (ver FIG. 2.3).

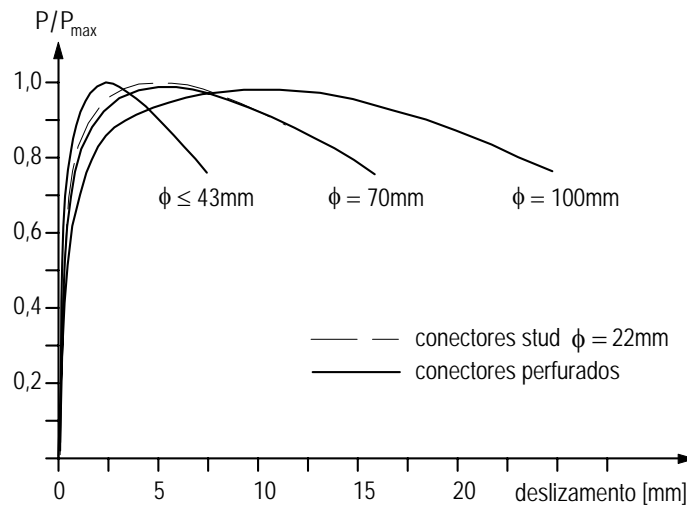


FIGURA 2.3 – Relações força-deslizamento para conectores perfurados (KRAUS e WURZER, 1997).

2.4 Aspectos importantes dos resultados de ensaios com conectores *Perfobond e Crestbond*

2.4.1 Modos de ruptura

O principal modo de colapso em modelos com conectores *stud* é ruptura por cisalhamento na interface, na base dos *studs*. A laje de concreto permanece intacta com pequena ou nenhuma fissuração superficial (VELDANDA e HOSAIN, 1992). Esse modo de ruptura é o mais desejável para os *studs*, pois é a condição em que o conector pode contribuir com a máxima resistência ao cisalhamento (JAYAS e HOSAIN, 1988).

Em modelos com conectores *Crestbond* e *Perfobond*, o colapso se inicia com a formação de uma fissura longitudinal na laje de concreto, ao longo da linha do conector, seguida do esmagamento do concreto à frente do conector (FIG. 2.4). Na ausência da armadura transversal, a ruptura ocorre abruptamente, de forma frágil, a partir de uma fissura na laje de concreto no alinhamento do conector. As tensões de tração que se desenvolvem no concreto na borda carregada do conector tendem a separar a laje em

duas partes. Devido à existência dessas tensões de tração, a armadura transversal ao conector exerce um papel fundamental, contendo o processo de fissuração do concreto e proporcionando a redistribuição dos esforços. Esse comportamento foi observado por diversos autores (JOHNSON e OEHLERS, 1981 *apud* VELDANDA e HOSAIN, 1992; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994; MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002; VERÍSSIMO *et al.*, 2006).



FIGURA 2.4 – Fissura longitudinal típica em modelos *push-out* com conectores *Crestbond* (VERÍSSIMO *et al.*, 2006).

2.4.2 Ductilidade da conexão

Além da resistência, a ductilidade da conexão é um ponto de grande importância para a aplicação prática. De acordo com a EN 1994-1-1:2004, qualquer conector pode ser admitido como dúctil se seu deslizamento característico não for menor que 6,0 mm. Nessas circunstâncias, um conector dúctil permite admitir a hipótese de a conexão ao cisalhamento possuir natureza idealmente plástica.

Nos ensaios realizados por VERÍSSIMO (2006), ficou comprovado que o deslizamento característico para o conector *Crestbond* é superior ao limite de 6,0 mm, o que permite classificar a conexão como dúctil segundo a EN 1994-1-1:2004.

Na FIG. 2.3 pode-se observar que nos resultados obtidos por KRAUS e WURZER

(1997) o deslizamento correspondente à força máxima para conectores *Perfobond* com furos de 70 mm e 100 mm é superior aos 6,0 mm, caracterizando assim, também, uma conexão dúctil. Por outro lado, nos ensaios realizados por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) e por STUDNICKA *et al.* (2000) com o conector *Perfobond*, em que os furos possuem diâmetro na faixa de 32 mm a 60 mm, o deslizamento característico é inferior a 6,0 mm e a conexão deve ser considerada rígida.

No caso de conectores em chapa, como o *Perfobond* e o *Crestbond*, é interessante observar que a ductilidade da conexão está associada ao sistema formado por conector, armadura e concreto, e não apenas ao conector em si, como ocorre com o *stud*. A geometria do conector tem influência direta no efeito de pino e na fissuração do concreto no entorno dos furos que conduz à mobilização da armadura. Ao mesmo tempo, o efeito de pino e a própria fissuração da laje dependem da resistência do concreto. Além disso, a taxa de armadura e a disposição das barras transversais ao conector influenciam na capacidade última e na ductilidade da conexão (FIG. 2.6).

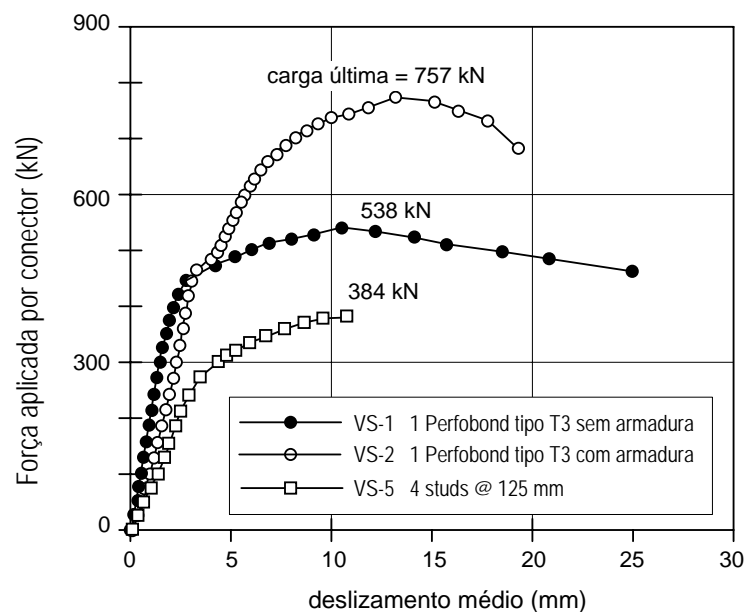


FIGURA 2.5 – Curvas força-deslizamento para *push-out* com *stud* e *Perfobond* em laje maciça (VELDANDA e HOSAIN, 1992).

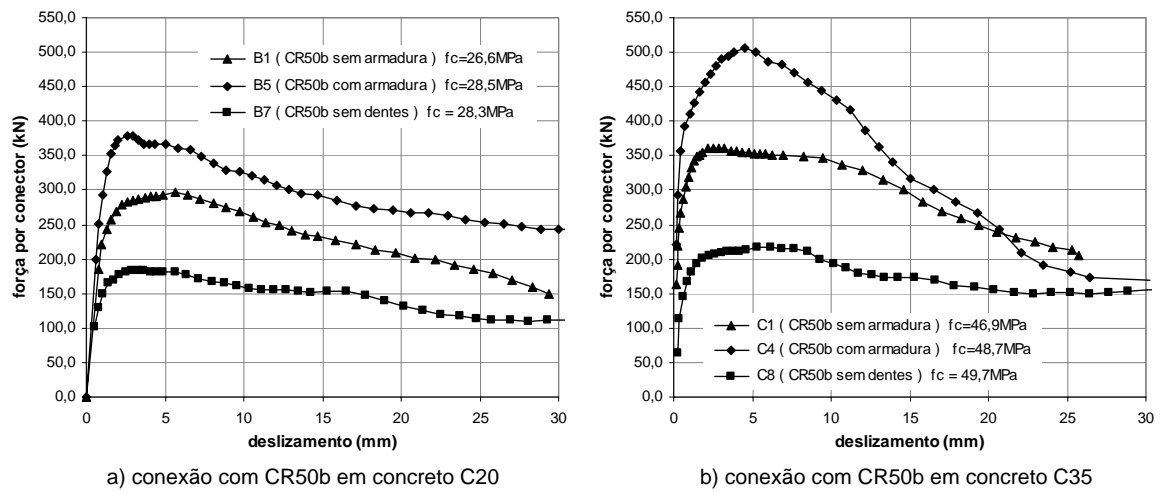


FIGURA 2.6 – Influência dos furos, da resistência do concreto e da armadura na conexão com CR50b (VERÍSSIMO *et al.*, 2006).

A curva força-deslizamento para modelos com *studs* é muito dúctil. Em comparação com o *stud*, os conectores *Perfobond* e *Crestbond* apresentam uma rigidez muito maior para cargas de serviço. Em geral, o *Perfobond* e o *Crestbond* se mostram muito rígidos para cargas de serviço e dúcteis na fase pós-elástica. Depois que a força máxima é atingida, os modelos com esses conectores ainda são capazes de absorver uma carga razoável, concomitante com um deslizamento considerável (ver FIGS. 2.5 e 2.6). Mesmo após a ruptura dos pinos de concreto e o esmagamento do concreto na parte frontal do conector, o atrito entre as superfícies de concreto fissurado continua a propiciar resistência ao cisalhamento, possibilitando a redistribuição dos esforços no estado limite último (VELDANDA e HOSAIN, 1992; VERÍSSIMO *et al.*, 2006).

2.4.3 Influência da espessura da chapa do conector

Desde quando o *Perfobond* foi idealizado, diversos autores testaram conectores com várias espessuras. A TAB. 2.1 apresenta os valores de espessuras para a chapa do conector utilizados em 13 estudos experimentais analisados.

TABELA 2.1 – Espessuras de chapas utilizadas em ensaios realizados com *Perfobond*.

Ano	Autor	espessura (mm)
1987	LEONHARDT <i>et al.</i>	12
1987	ZELLNER	12
1990	ANDRA	12
1992	VELDANDA e HOSAIN	12
1992	OGUEJIOFOR e HOSAIN	13
1994	OGUEJIOFOR e HOSAIN	13
1995	OGUEJIOFOR e HOSAIN	13
2000	FERREIRA	12,7
2000	STUDNICKA <i>et al.</i>	10 / 12
2000	NISHIDO <i>et al.</i>	9 / 12 / 16
2000	VALENTE e CRUZ	13
2001	USHIJIMA <i>et al.</i>	8 / 16
2002	MEDBERRY e SHAHROOZ	12,5 / 19

NISHIDO *et al.* (2000) testaram conectores *Perfobond* com espessuras de 9 mm, 12 mm e 16 mm. A capacidade de carga e a ductilidade observadas foram praticamente as mesmas, em três modelos com as mesmas características, variando-se apenas a espessura da chapa do conector. Entretanto, cabe ressaltar que NISHIDO (2000) eliminou o concreto à frente do conector com o auxílio de uma placa de espuma de poliestireno expandido (isopor). Dessa forma elimina-se a influência da resistência frontal do conector. Se isso não é feito, a espessura da chapa influencia a capacidade da conexão, devido à resistência frontal do conector.

USHIJIMA *et al.* (2001) testaram conectores *Perfobond* com espessuras de 8 mm até 22 mm, em modelos sem armadura passante, para avaliar especificamente a influência da espessura da chapa. Nos modelos com chapa de 8 mm, o concreto no interior dos furos do conector foi pulverizado na região de contato com a chapa. Já nos modelos com chapas mais espessas, observou-se que o concreto rompe por cisalhamento em dois planos de corte, em ambos os lados da chapa.

Para chapas com espessura inferior a 10 mm, a área de contato do concreto com a parede do furo é muito pequena, de forma que a força se concentra numa porção menor do concreto, surgindo tensões transversais de tração de magnitude considerável. USHIJIMA (2001) sugere que essa concentração de força é que origina a fissura de separação no plano do furo que resulta na ruptura do concreto por tração. Por outro lado, quando a espessura é maior, a região sob compressão também é maior, permitindo que as forças se distribuam melhor no concreto. Assim, o concreto atinge seu limite de resistência ao cisalhamento nos dois planos de corte coincidentes com as faces laterais da chapa, levando à ruptura por cisalhamento. Nas regiões próximas à borda do furo, onde o concreto é comprimido contra a parede do furo, ocorre um estado triaxial de tensões (FIG. 2.2) e não chegam a se desenvolver tensões de tração (ver item 2.3), conforme explicado por USHIJIMA (2001) e KRAUS e WURZER (1997).

Resultados experimentais têm comprovado que o efeito de pino nos conectores em chapa só ocorre para espessuras superiores a 10 mm (USHIJIMA, 2001).

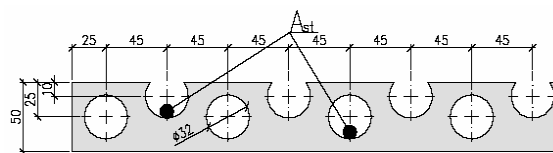
2.4.4 Influência do tamanho e da forma do furo do conector

Há uma relação entre a resistência dos pinos de concreto e a dimensão dos furos do conector. Quanto maior o furo, maior a contribuição do pino de concreto na capacidade última da conexão. Outro fator observado é que à medida que se aumenta a dimensão dos furos, a forma do furo deixa de ter influência relevante no comportamento (KRAUS e WURZER, 1997).

MEDBERRY e SHAHROOZ (2002) recomendam que o diâmetro dos furos do conector sejam de pelo menos três vezes o diâmetro máximo do agregado, de acordo com a norma ASTM C31-88 (ASTM, 1989).

2.4.5 Importância da altura do conector

O conector *Perfobond* originalmente utilizado por LEONHARDT (1987), por ZELLNER (1987) e por ANDRA (1990) tinha pouca altura, cerca de 60 mm. ZELLNER (1987) utilizou conectores *Perfobond* com 60 mm de altura em *push-out* com laje de 200 mm de espessura. Estudos posteriores demonstraram a importância da altura do conector. STUDNICKA *et al.* (2000) realizaram ensaios em modelos com lajes de 150 mm de espessura com dois conectores similares, exceto pela altura dos furos. O conector com furos mais altos (FIG. 2.7 tipo 2), projetado visando o emprego em vigas mistas montadas com pré-laje, revelou-se mais resistente que o similar com furos mais baixos (FIG. 2.7 tipo 1).

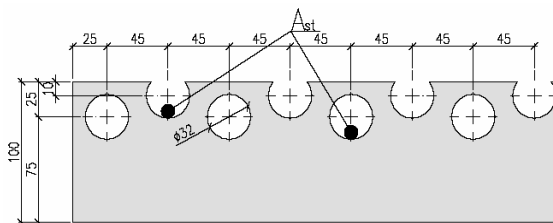


tipo 1 = 50/10

$h = 50\text{mm}$

$t = 10\text{mm}$

$D = 32\text{mm}$

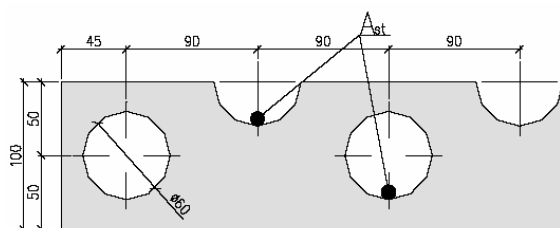


tipo 2 = 100/10

$h = 100\text{mm}$

$t = 10\text{mm}$

$D = 32\text{mm}$



tipo 3 = 100/12

$h = 100\text{mm}$

$t = 12\text{mm}$

$D = 60\text{mm}$

FIGURA 2.7 – Conectores ensaiados por STUDNICKA *et al.* (2000).

2.4.6 Influência do número de furos e do espaçamento entre os furos do conector

A capacidade resistente de conectores em chapa perfurada é proporcional ao número de furos no conector. Entretanto, estudos anteriores revelam que se os furos são muito próximos, a fissuração no entorno de um furo influencia no efeito de pino dos furos adjacentes, com redução da capacidade do conjunto (NISHIDO *et al.*, 2000; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).

Segundo OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994), a resistência ao cisalhamento do conector *Perfobond* cresce com o aumento do número de furos no conector, desde que o espaçamento entre furos seja de pelo menos 2,25 vezes o diâmetro dos furos (FIG.2.8).

A FIG.2.9 mostra as curvas força-deslizamento para quatro *push-out* com as mesmas características, variando-se apenas o número de furos no conector. Observa-se claramente o ganho de resistência em função do maior número de pinos de concreto. No caso dos experimentos cujos resultados são mostrados nas FIGS. 2.8 e 2.9, os conectores de 4 furos possuíam furos muito próximos, com espaçamento bem menor do que os conectores com 2 e 3 furos. Conclui-se que o mau desempenho dos conectores de 4 furos, nesse caso, se deveu à proximidade excessiva entre os furos.

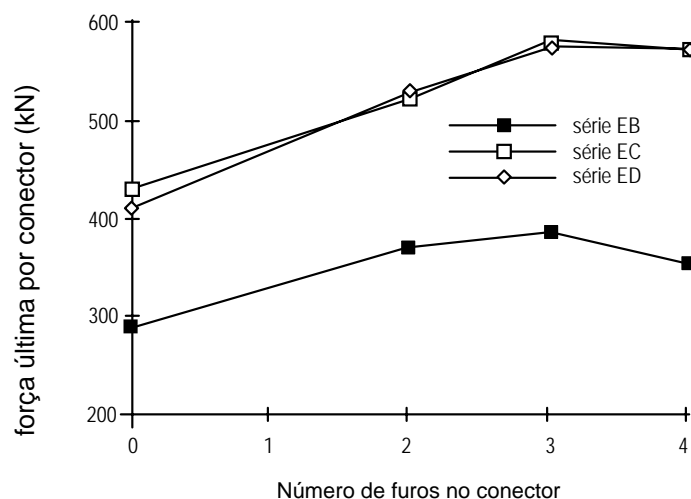


FIGURA 2.8 – Efeito do número de furos no conector sobre a capacidade última da conexão (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

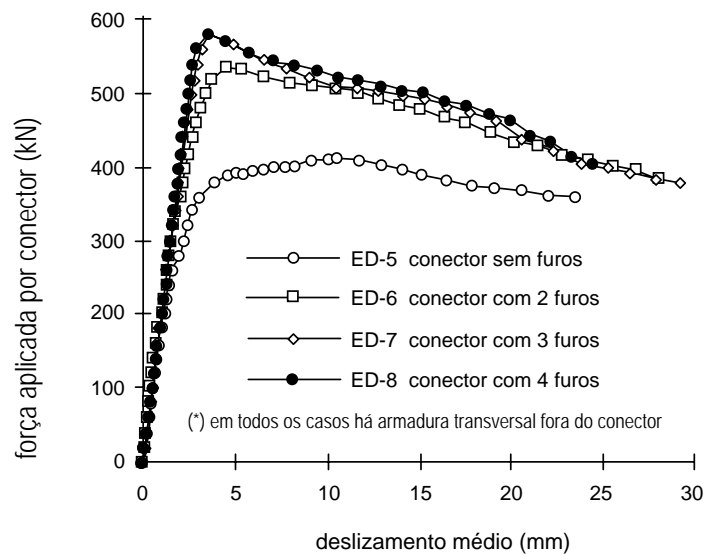


FIGURA 2.9 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito dos pinos de concreto (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

2.4.7 Influência da resistência do concreto na capacidade do conector

No caso do *stud*, quem governa a ruptura geralmente é a resistência ao corte do conector e o aumento na resistência do concreto não tem influência na capacidade da conexão. Nos conectores em chapa perfurada a capacidade da conexão depende da resistência do concreto, possibilitando dosar a capacidade da conexão variando-se a resistência do concreto, mantendo-se a geometria do conector (LEONHARDT, 1987).

A influência da resistência do concreto na capacidade última da conexão com o conector *Crestbond* nos ensaios realizados por VERÍSSIMO *et al.* (2006) e com o conector *Perfobond* nos ensaios realizados por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) são mostrados nas FIGS. 2.10 e 2.11, respectivamente.

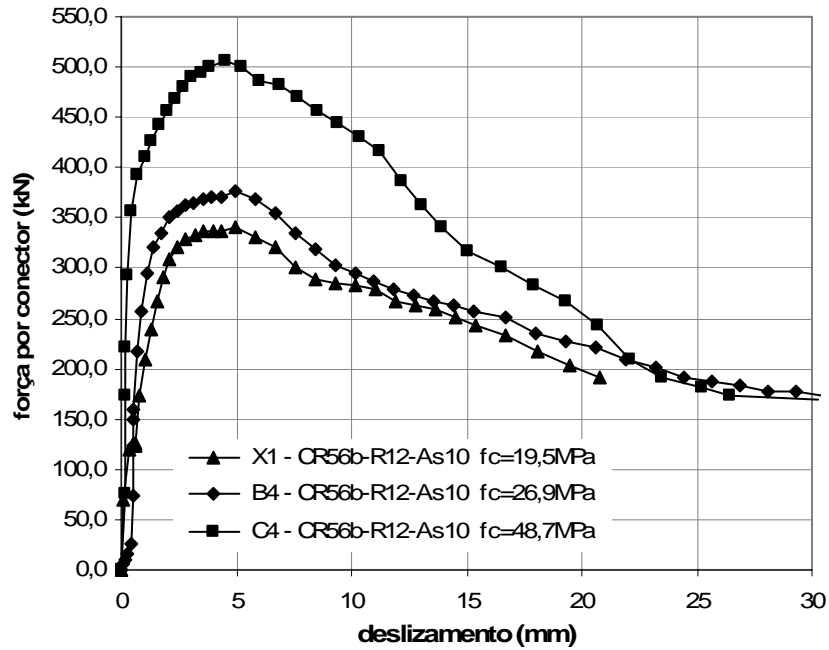


FIGURA 2.10 – Influência da resistência do concreto no comportamento do conector CR50b (VERÍSSIMO *et al.*, 2006).

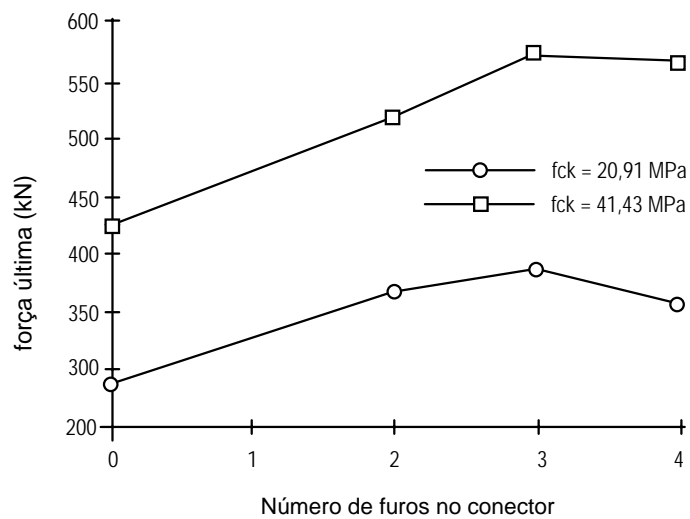


FIGURA 2.11 – Efeito da resistência do concreto associada ao número de furos do conector (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

GALJAARD e WALRAVEN (2001) avaliaram o comportamento de cinco tipos diferentes de conectores de cisalhamento em ensaios *push-out* de modelos com concreto de alta resistência, concreto leve e concreto com adição de fibras de aço. Constataram que a adição de fibras de aço influencia positivamente no comportamento da conexão em geral, exceto no caso do *stud*, em que a resistência é limitada pelo aço do conector. No caso da utilização de concreto de alta resistência, apesar da expectativa de um colapso frágil, constatou-se que a ductilidade da conexão melhora significativamente. Segundo os autores, esse fenômeno se deve ao fato de o conector absorver mais deformações em função da ruptura tardia do concreto. Os modelos com concreto leve revelaram-se um pouco mais dúcteis do que os modelos com concreto normal.

2.4.8 Influência da armadura transversal na capacidade do conector

Os ensaios com os conectores *Perfobond* e *Crestbond* demonstram também a influência da armadura transversal tanto na resistência como na ductilidade da conexão (FIG.2.6). Modelos com laje armada suportam forças superiores a seus similares sem armadura, além de apresentar significativa capacidade de retenção de força na fase pós-pico e boa ductilidade. Invariavelmente, os resultados de ensaios apresentados por diversos autores sempre confirmam a influência positiva da armadura na conexão com chapas perfuradas.

Além da influência da presença da armadura na conexão, a quantidade de barras na conexão e a taxa de armadura também têm influência na sua capacidade última, como pode ser verificado nas FIG. 2.12 e 2.13, respectivamente.

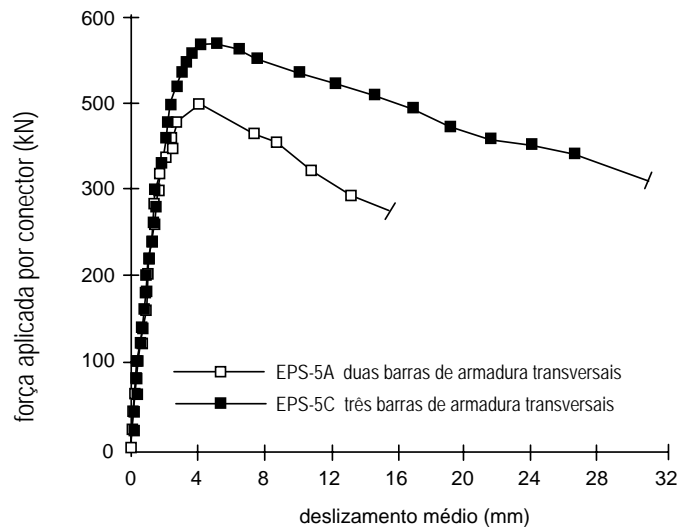


FIGURA 2.12 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito do número de barras transversais de armadura (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

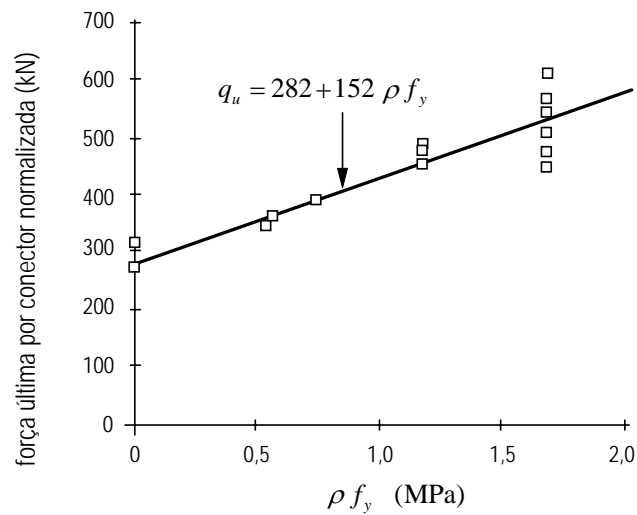


FIGURA 2.13 – Efeito da taxa de armadura passante em conectores com três furos (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

2.5 Modelos analíticos para cálculo da capacidade resistente de conectores de cisalhamento

DAVIES (1969) investigou a capacidade do conector *stud* levando em conta a resistência da laje de concreto à ruptura longitudinal, a partir do ensaio de três modelos de vigas em escala reduzida. Nos três modelos observou-se a formação de uma fissura longitudinal ao longo da linha de conectores de cisalhamento mesmo antes de ser atingida a carga última. Essa fissura longitudinal tem seu início na face inferior da laje, devido à alta concentração de tensões de compressão na base do conector *stud*. A tendência da laje romper totalmente é resistida pelo concreto e por alguma armadura transversal existente. Com base nos resultados de ensaios, DAVIES (1969) propôs então a seguinte expressão:

$$q = 8,5 A_{cc} \sqrt{u_w} + 2,4 A_{tr} f_{ys} \quad (2.1)$$

onde:

- q é a resistência de um conector (lbf)
- A_{cc} a área de cisalhamento do concreto por conector: $A_{cc} = d_{cs} L_{cs}$ (in²)
- d_{cs} é o diâmetro do conector (in)
- L_{cs} é o comprimento do conector (in)
- u_w é a resistência do concreto tomada em corpo de prova cúbico (psi)
- A_{tr} é a área total de armadura transversal (in²)
- f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura (psi)

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) propuseram uma equação para o cálculo da resistência do *Perfobond* (Eq. 2.2), com base numa análise de regressão sobre resultados de ensaios *push-out* seguindo o mesmo procedimento que DAVIES (1969) utilizou para propor uma expressão para a resistência do conector *stud*.

Em todos os *push-out* ensaiados por OGUEJIOFOR (1990, 1994) e VELDANDA (1991), observou-se um modo de ruptura muito similar ao reportado por DAVIES (1969). Levando isso em conta, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) investigaram um

modelo de regressão com base na mesma abordagem, a fim de chegar numa expressão para o cálculo da resistência do *Perfobond*. A partir das observações experimentais, introduziram um termo adicional para considerar a contribuição dos pinos de concreto que se formam através dos furos do conector. Além disso, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) consideraram a resistência do concreto referida a corpos de prova cilíndricos e não cúbicos. A expressão resultante tem a seguinte forma:

$$q = \beta_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + \beta_2 A_{tr} f_{ys} + \beta_3 A_{cd} \sqrt{f_c} \quad (2.2)$$

onde:

- q é a resistência de um conector (N)
- A_{cc} a área de cisalhamento do concreto por conector (é a área longitudinal da laje menos a área do conector em mm^2)
- f_c é a resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cilíndrico (MPa)
- A_{tr} é a área total de armadura transversal (mm^2)
- f_{ys} é o limite de escoamento do aço da armadura (MPa)
- A_{cd} é a área ao cisalhamento dos pinos de concreto (mm^2)
- β_1 , β_2 e β_3 são coeficientes determinados a partir dos resultados de ensaios

Utilizando uma análise de regressão múltipla, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) chegaram à expressão abaixo:

$$q = 0,590 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,233 A_{tr} f_{ys} + 2,871 nD^2 \sqrt{f_c} \quad (2.3)$$

Em 1997, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997) propuseram um segundo modelo, no qual introduziram um quarto termo que contabiliza a resistência frontal do conector.

$$q = \beta_1 h_{cs} t_{cs} f_c + (\beta_2 A_{cd} + \beta_3 A_{cc}) \sqrt{f_c} + \beta_4 A_{tr} f_{ys} \quad (2.4)$$

onde:

- h_{cs} altura do conector (em mm)
- t_{cs} espessura do conector (em mm)

As Eqs. (2.3) e (2.4) são aplicáveis apenas aos casos em que: (a) espessura do conector $t_{cs} = 13$ mm; (b) diâmetro dos furos $D = 50$ mm; (c) espaçamento entre centro de furos igual a pelo menos $2D$; e (d) resistência à compressão do concreto entre 20 e 40 MPa.

MEDBERRY e SHAHROOZ (2002) compararam os resultados dos *push-out* realizados na Universidade de Cincinnati com os da Universidade de Saskatchewan e constataram que para grande parte dos modelos analisados a equação de OGUEJIOFOR (1994) superestima a resistência do conector.

A partir dos resultados de ensaios MEDBERRY e SHAHROOZ (2002) propuseram outra equação para estimar a resistência do *Perfobond* em ensaios *push-out*, apresentada na seguinte forma:

$$F = 9bh\sqrt{f_c} + 60b_f L_{co} + 20n\pi\sqrt{f_c}(D/2)^2 + 0,9A_{tr}f_{ys} \quad (2.5)$$

onde:

- F é a capacidade de carga para uma laje do *push-out* (lbs.)
- b é a espessura da laje (in.)
- h é a altura da laje abaixo do conector (in.)
- f_c é a resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cilíndrico (psi)
- b_f é a largura da mesa do perfil de aço (in.)
- L_{co} é o comprimento de contato entre o concreto e o perfil de aço (in.)
- n é o número de furos no conector
- D é o diâmetro dos furos do conector (in.)
- A_{tr} é a área total de armadura transversal (in.²)
- f_{ys} é o limite de escoamento do aço da armadura (psi)

Nessa nova equação foi introduzido um quarto termo referente à resistência por adesão química entre a laje de concreto e o perfil metálico.

USHIJIMA *et al.* (2001) comentam que a equação para resistência do *Perfobond* proposta por LEONHARDT (1987) não considera a influência da armadura passando

dentro dos furos do conector. Posteriormente, ANDRA (1990) expandiu a equação proposta por LEONHARDT (1987), incluindo a influência da armadura. Mais tarde, KRAUS e WURZER (1997) propuseram outra equação limitando o diâmetro dos furos a $D = 70$ mm e a espessura do conector a $t_{cs} = 10$ mm, acrescentando a espessura t_{cs} ao conjunto dos fatores influentes. OGATA *apud* USHIJIMA *et al.* (2001) também propôs uma equação para o cálculo da resistência do *Perfobond*. Em todas essas equações, assume-se que a ruptura do concreto por cisalhamento é o fenômeno de maior importância e, em consequência disso, as variáveis de interesse são o diâmetro dos furos do conector e a resistência do concreto.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 O programa experimental

O programa experimental, objeto deste trabalho, constitui a segunda etapa de um conjunto de experimentos previstos no Projeto TEC345/04, chamada série D. O Projeto TEC 345/04 foi financiado pela FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais) e teve como objetivo o apoio ao desenvolvimento do conector *Crestbond* (VERÍSSIMO *et al.*, 2005).

Na primeira etapa, VERÍSSIMO *et al.* (2005) realizaram 26 ensaios *push-out* no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, em Portugal.

A série D, desenvolvida no presente trabalho, é constituída por 15 ensaios *push-out* distribuídos em cinco grupos designados por D1, D2, D3, D4 e D5, respectivamente, cada um com três modelos, visando a avaliação de desempenho do conector *Crestbond-PL*. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da Escola de Engenharia da UFMG.

Na série D, o objetivo dos ensaios foi a avaliação do comportamento do conector dentado com os dentes elevados (*Crestbond-PL*), quando utilizado em conjunto com pré-laje pré-fabricada de concreto.

As principais características geométricas dos modelos foram mantidas constantes, a fim de permitir a comparação dos resultados entre os diversos modelos ensaiados, seguindo as prescrições da EN 1994-1-1:2004.

3.2 O ensaio *push-out* segundo a EN 1994-1-1:2004

Para caracterização de um conector de cisalhamento é fundamental conhecer o comportamento força-deslizamento da conexão. Esse comportamento pode ser observado e medido por meio de ensaios tipo *push-out* padronizados (JOHNSON, 2004; EN 1994-1-1:2004). O ensaio *push-out* consiste de duas pequenas lajes de concreto conectadas a um perfil metálico. Na FIG. 3.1 é apresentado o esquema de um ensaio *push-out* típico para conectores *stud*, segundo a especificação da EN 1994-1-1:2004.

A EN 1994-1-1:2004 especifica o ensaio *push-out* para caracterização de conectores, determinando, entre outras coisas, que a relação força-deslizamento deve ser medida até que a força aplicada decresça 20% em relação à força máxima atingida no ensaio. Para isso é necessário um equipamento que permita executar o ensaio com controle de deslocamentos, de forma que se possa monitorar a evolução do comportamento pós-pico (após a força máxima).

As variáveis a serem investigadas incluem a geometria e as propriedades mecânicas da laje de concreto, dos conectores de cisalhamento, da armadura da laje e da pré-laje.

Para *push-tests* padrão, as dimensões dos modelos, a seção de aço e a armadura devem atender ao indicado na FIG. 3.1. O rebaixo na laje de concreto é opcional.

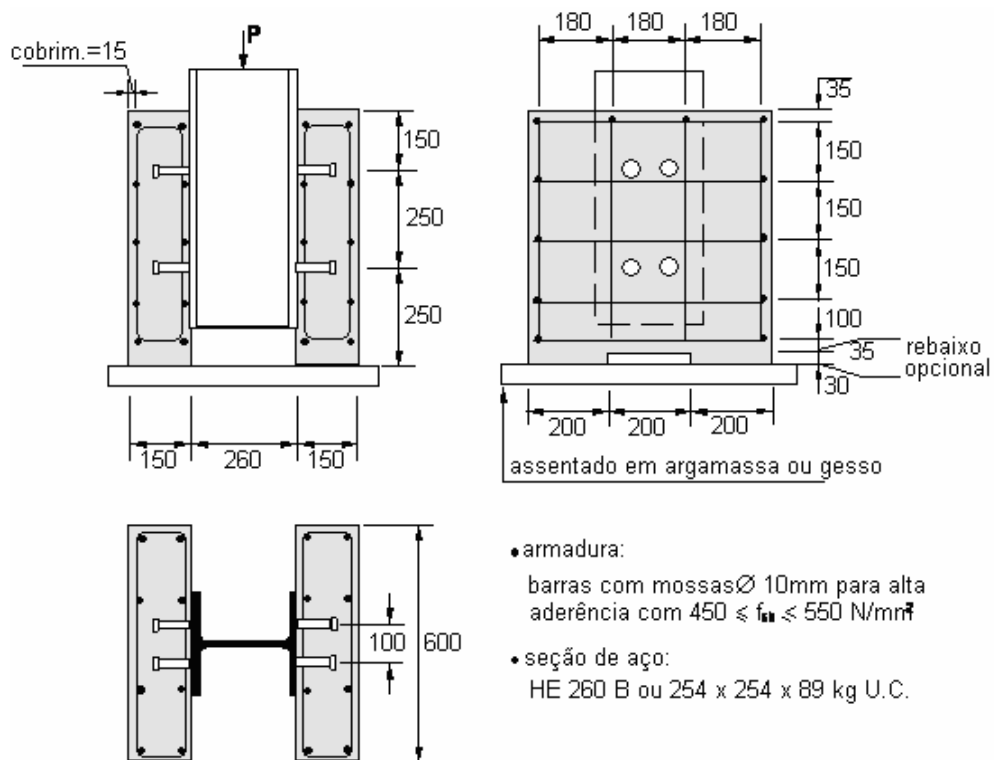


FIGURA 3.1 – Características de um ensaio *push-out* típico com conector *stud*, segundo a EN 1994-1-1:2004.

Ensaio específicos devem ser realizados de forma que as lajes e a armadura sejam apropriadamente dimensionadas, considerando as vigas para as quais o ensaio é projetado. Em particular:

- O comprimento L de cada laje deve estar relacionado com o espaçamento longitudinal dos conectores no elemento estrutural misto;
- A largura b_c de cada laje não deve exceder a largura efetiva da laje da viga real;
- A espessura h_c de cada laje não deve exceder a espessura mínima da laje na viga real (EUROCODE 4, 2004).

O deslizamento relativo entre o perfil metálico e as duas lajes de concreto deve ser medido sempre relacionado à força aplicada.

3.2.1 Procedimentos para realização do ensaio e análise dos resultados

3.2.1.1 Preparação dos modelos

A EN 1994-1-1:2004 recomenda que as lajes de concreto do modelo sejam concretadas na posição horizontal, como é feito na prática para vigas mistas. No entanto, alguns pesquisadores têm realizado ensaios *push-out* com modelos concretados na vertical, para agilizar o processo de fabricação dos modelos. Existem boas indicações de que o fato de concretar as lajes na vertical não causa modificações importantes, já que as lajes nos modelos possuem dimensões reduzidas (VELDANDA, 1991; MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002; VERÍSSIMO, 2005).

A aderência na interface entre as mesas do perfil de aço e o concreto deve ser eliminada, lubrificando-se a mesa do perfil ou usando outro meio qualquer apropriado.

Para cada betonada um mínimo de quatro corpos de prova de concreto (cilíndricos ou cúbicos) devem ser retirados para a determinação da resistência à compressão, no momento da concretagem dos modelos para os *push-out*. A resistência do concreto f_{cm} deve ser tomada como a média dos corpos de prova e à época do ensaio deve ser de $70\% \pm 10\%$ da resistência especificada f_{ck} das peças para as quais o ensaio é projetado. Este requisito pode ser atendido usando concreto de um f_{ck} específico, porém executando os ensaios antes dos 28 dias de cura dos corpos de prova. Os corpos de prova devem sofrer cura normal.

Deve-se determinar a resistência ao escoamento, a resistência à tração e o alongamento máximo de uma amostra representativa do material do conector.

3.2.1.2 Procedimento de ensaio

A EN 1994-1-1:2004 recomenda que o ensaio seja realizado de acordo com os seguintes procedimentos:

- A força deve ser aplicada de início em incrementos, até 40% da carga de ruptura estimada, e então oscilada 25 vezes entre 5% e 40% da carga de ruptura estimada. Os incrementos de força subsequentes devem ser aplicados de forma que a ruptura não ocorra em menos de 15 minutos.
- O deslizamento longitudinal entre a laje de concreto e a seção de aço deve ser medido continuamente durante o carregamento ou a cada incremento de força. O deslizamento deve ser medido pelo menos até que a força atuante tenha caído 20% abaixo da força máxima.
- A separação transversal entre a seção de aço e as lajes deve ser medida tão próximo quanto possível de cada grupo de conectores.

3.2.1.3 Avaliação do ensaio

Para avaliação dos resultados dos ensaios deve-se proceder da seguinte forma:

- no mínimo três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;
- a resistência característica P_{Rk} deve ser tomada como a menor carga de colapso (dividida pelo número de conectores) reduzida de 10%;
- a resistência de cálculo P_{Rd} deve ser obtida através da expressão (3.1)

$$P_{Rd} = \frac{f_{ucs}}{f_{utcs}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (3.1)$$

onde:

- f_{ucs} é a resistência última mínima especificada do material do conector;
- f_{utcs} é a resistência última do conector obtida no ensaio experimental; e
- γ_v é o coeficiente de segurança parcial para conexão ao cisalhamento.

Se o desvio da média excede 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo tipo devem ser realizados. A avaliação do ensaio deve então ser realizada de acordo com o Anexo D da EN 1994-1-1:2004.

A capacidade de deslizamento de um modelo δ_u deve ser tomada como o máximo deslizamento medido para o nível de carga característico, como mostrado na FIG.3.2. A capacidade de deslizamento característico δ_{uk} deve ser tomada como o mínimo valor de δ_u medido nos ensaios reduzido de 10%, ou determinado por avaliação estatística de todos os resultados de ensaios. No último caso, a capacidade de deslizamento característica deve ser determinada de acordo com o Anexo D da EN 1994-1-1:2004.

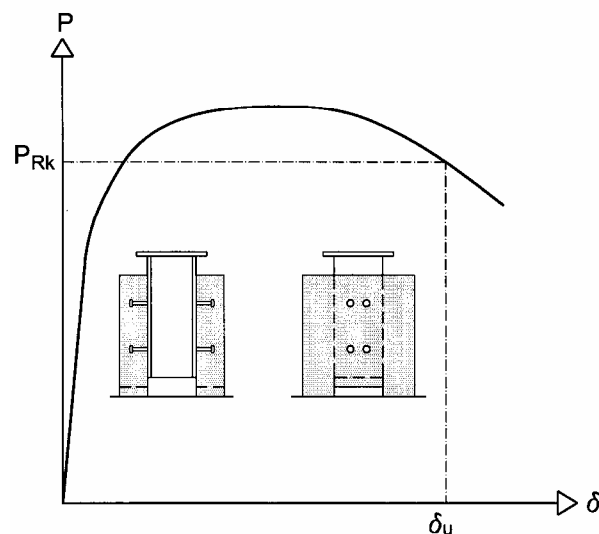


FIGURA 3.2 – Determinação da capacidade de deslizamento δ_u (EN 1994-1-1:2004).

3.3 O conector PL

O conector utilizado na série D possui a mesma geometria do conector *Crestbond*, desenvolvido por VERÍSSIMO (2005), exceto por uma distância maior entre a base do conector e os dentes, para permitir a montagem com pré-laje. Esse conector foi chamado de *Crestbond-PL* e constitui a versão do *Crestbond* para Pré-Laje. As dimensões do conector são todas referenciadas ao diâmetro de um círculo fictício inscrito no dente trapezoidal, e os lados dos dentes são inclinados para confinar o concreto no seu interior, impedindo o *uplift*. A configuração geométrica do conector *Crestbond-PL* empregado na série D é mostrada na FIG. 3.3.

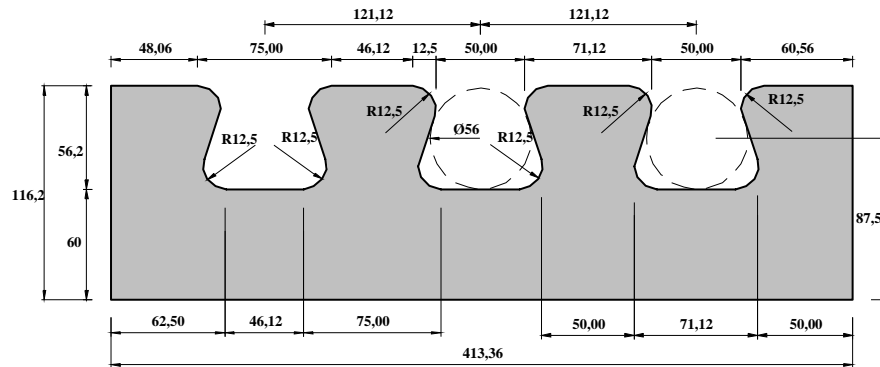


FIGURA 3.3 – Dimensões do conector dentado *Crestbond-PL* proposto para uso com pré-laje.

Os conectores *Crestbond-PL* usados na série D possuíam 12,5 mm de espessura e raio dos cantos dos dentes igual a 12,5 mm, uma vez que estudos anteriores já comprovaram que com essas dimensões obtém-se um comportamento adequado (USHIJIMA, 2001; VERÍSSIMO *et al.*, 2005).

3.4 A pré-laje

As pré-lajes são dimensionadas como uma laje comum, ou seja, como uma placa de concreto armado sujeita à flexão, com armadura na face inferior. A carga considerada no dimensionamento inclui o peso de concreto sobre a pré-laje, mais uma sobrecarga compatível com a fase construtiva. Neste trabalho, as pré-lajes usadas na montagem dos modelos não possuíam nenhuma armadura, admitindo a situação mais desfavorável no seu dimensionamento.

Em lajes confeccionadas com pré-laje existe a possibilidade de ocorrer deslizamento entre a pré-laje e a capa. Esse fenômeno tende a apresentar um comportamento bastante frágil. Dessa forma, se não houver resistência suficiente na interface, pode ocorrer fissuração na mesma, com a conseqüente separação entre as superfícies.

Uma questão que se levanta com relação às lajes construídas com auxílio de pré-laje é a contribuição efetiva da pré-laje sob condições de serviço. A fim de avaliar qual é a contribuição efetiva da pré-laje no comportamento estrutural do sistema, três diferentes configurações de modelos foram admitidas: a) com laje maciça; b) com poliestireno expandido (isopor) no espaço que seria ocupado pela pré-laje; c) com uma pré-laje de concreto propriamente. Além disso, foram avaliadas pré-lajes com duas espessuras distintas, de 30 mm e 45 mm, respectivamente.

3.5 Descrição dos modelos

Para os modelos foram adotadas as especificações da EN 1994-1-1:2004 para ensaios *push-out*, descritas no item 3.2. Na FIG. 3.4 são mostradas duas vistas do modelo típico.

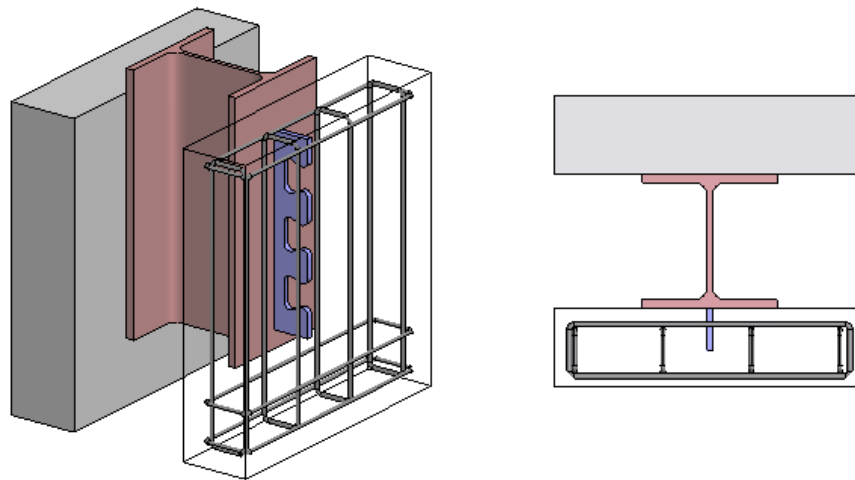


FIGURA 3.4 – Modelo típico para o ensaio *push-out* com o conector *Crestbond* (VERÍSSIMO *et al.*, 2005).

Cada modelo consistiu de um perfil metálico com 560 mm de comprimento, em cujas mesas foram conectadas duas lajes de 600×650×15 mm. Na série D foi utilizado um perfil metálico W250x89 fabricado pela AÇOMINAS (FIG. 3.5).

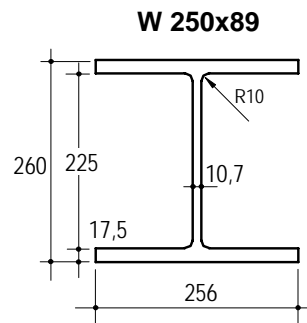


FIGURA 3.5 – Perfil metálico utilizado nos modelos da série D.

Em todos os modelos um conector dentado foi soldado na linha central de cada mesa do perfil metálico. Detalhes dos modelos para o ensaio *push-out* são fornecidos na TAB. 3.1. As configurações do modelo são mostradas nas FIGS. 3.6 a 3.10.

Para efeito de interpretação da TAB. 3.1 admite-se a seguinte notação:

CR – conector *Crestbond*

PL – pré-laje

ϕ – diâmetro do furo circular fictício inscrito na abertura trapezoidal

A_s – armadura da laje de concreto

ϕ_s – diâmetro das barras de armadura transversal

n_1 – número de barras de armadura que passam fora das aberturas do conector

n_2 – número de barras de armadura que passam através das aberturas do conector

Exemplos:

CR56b PL30iso–As0 = modelo com conector dentado com dentes referentes a furos de 56 mm de diâmetro, isopor de 30 mm de espessura no lugar da pré-laje, e sem armadura passante.

CR56b PL30–As0 = modelo com conector dentado com dentes referentes a furos de 56 mm de diâmetro, pré-laje real com 30 mm de espessura, e sem armadura passante.

CR56b PL30iso-As8 = modelo com conector dentado com dentes referentes a furos de 56 mm de diâmetro, isopor de 30 mm de espessura no lugar da pré-laje, e armadura passante constituída de barras de $\phi=8$ mm.

CR56b-As0 = modelo com conector dentado com dentes referentes a furos de 56 mm de diâmetro, laje maciça de 150 mm de espessura, e sem armadura passante.

TABELA 3.1 - Descrição dos ensaios *push-out* para série D.

Modelo	Tipo	f_c [MPa]	Nº de furos do conector	Barras de armadura			
				f_{ys} [MPa]	ϕ_s mm	n_1 unids	n_2 unids
D1.a	CR56b PL30iso-As0	31,6	3	500	8	6	0
D1.b		31,3	3	500	8	6	0
D1.c		31,3	3	500	8	6	0
D2.a	CR56b PL30iso-As8	31,4	3	500	8	6	6
D2.b		31,4	3	500	8	6	6
D2.c		31,3	3	500	8	6	6
D3.a	CR56b PL30-As0	31,6	3	500	8	6	0
D3.b		32,4	3	500	8	6	0
D3.c		31,1	3	500	8	6	0
D4.a	CR56b PL45iso-As0	32,6	3	500	8	6	0
D4.b		32,2	3	500	8	6	0
D4.c		32,2	3	500	8	6	0
D5.a	CR56b - As0	22,2	3	500	8	6	0
D5.b		32,1	3	500	8	6	0
D5.c		31,3	3	500	8	6	0

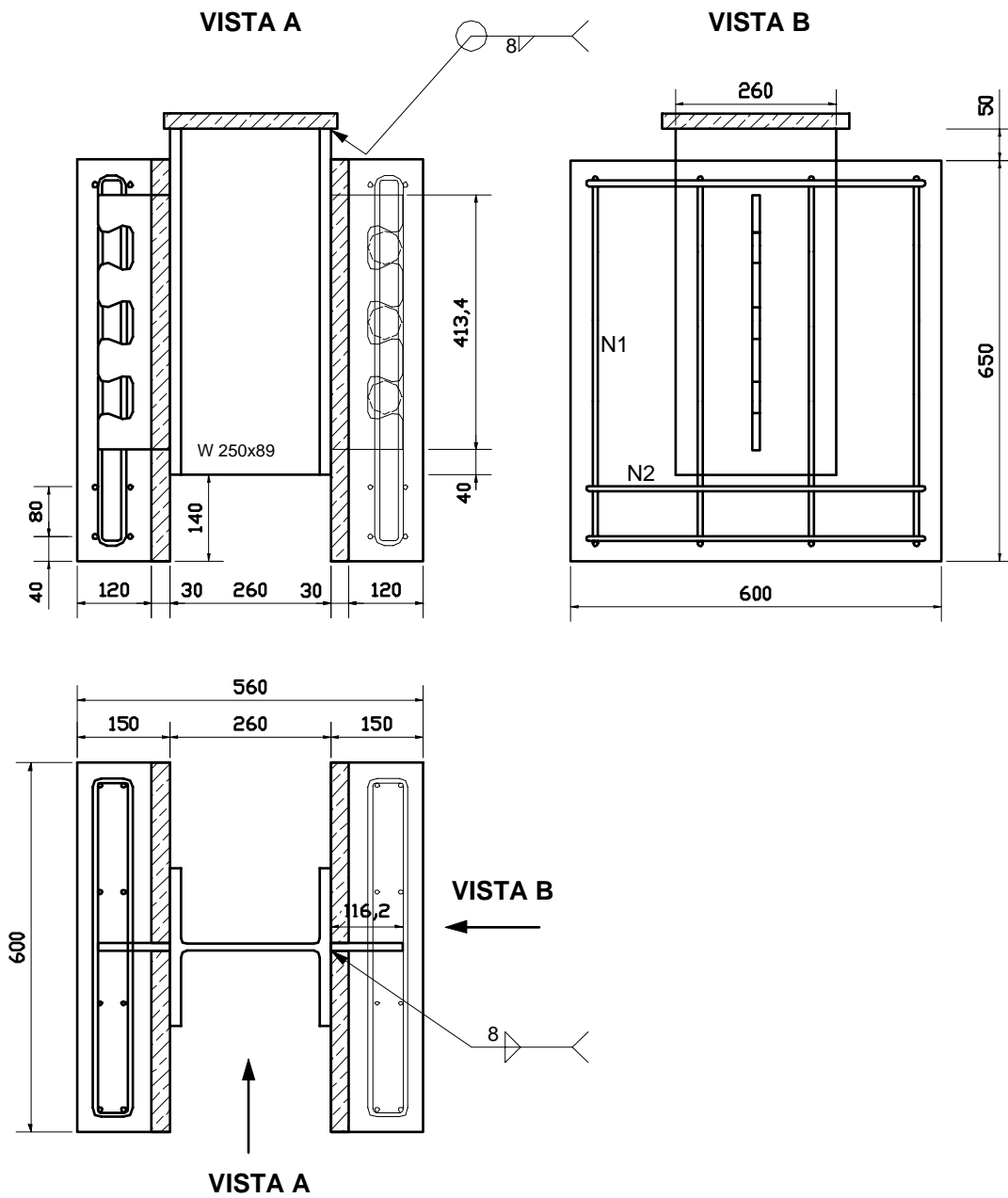


FIGURA 3.6 – Configuração do modelo CR56b PL30iso-As0 para ensaio *push-out*.

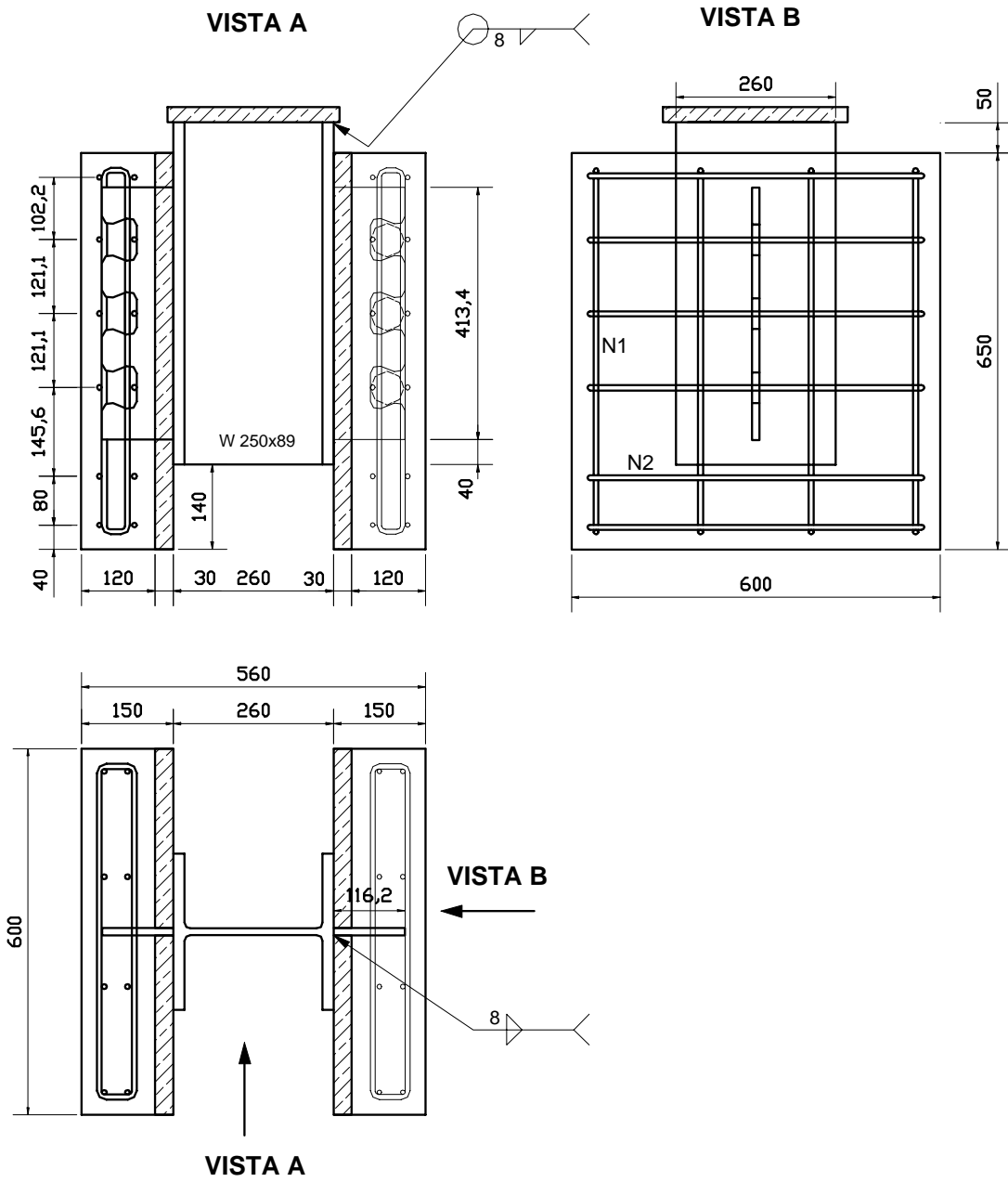


FIGURA 3.7 – Configuração do modelo CR56b PL30iso-As8 para ensaio *push-out*.

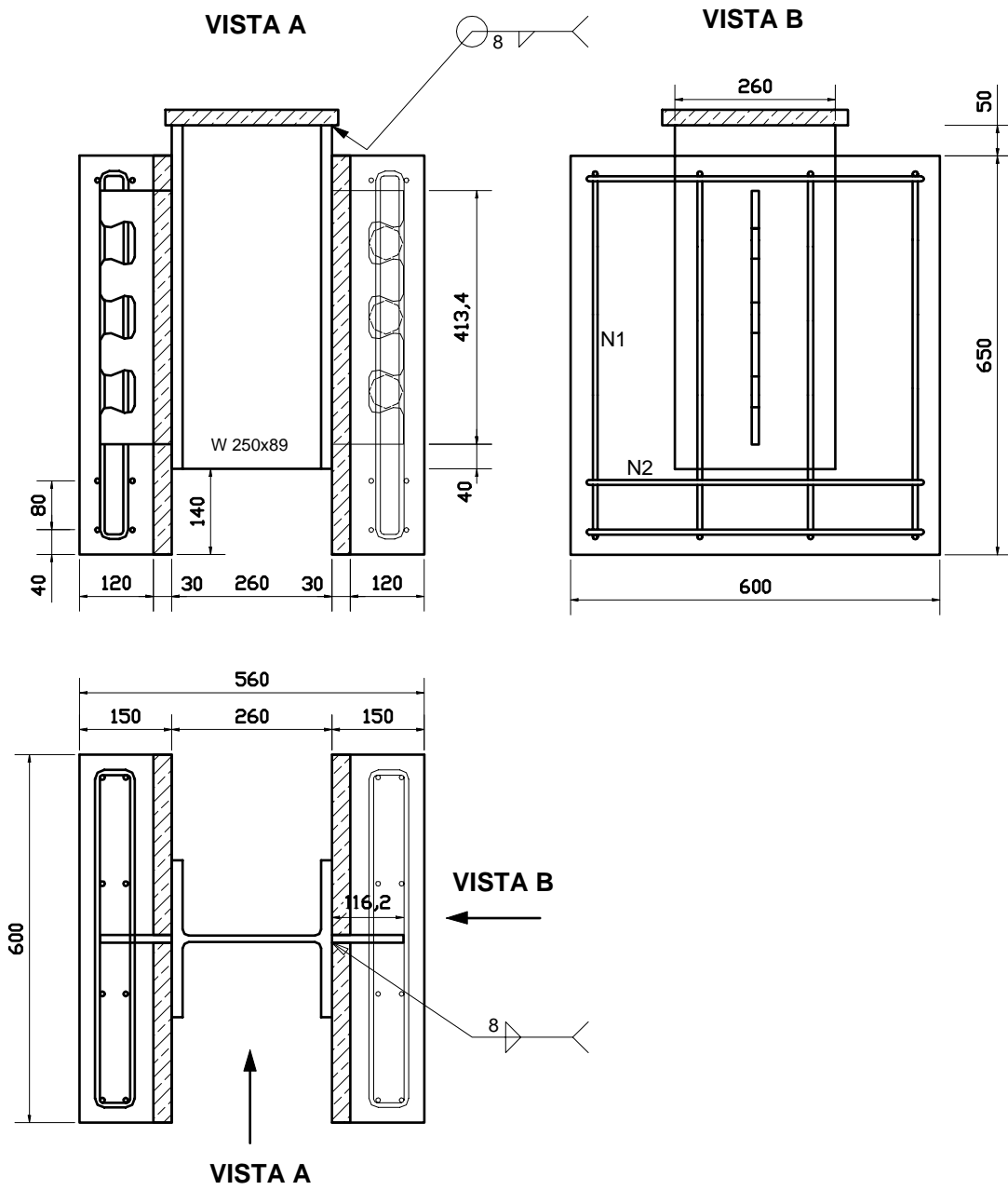


FIGURA 3.8 – Configuração do modelo CR56b PL30-As0 para ensaio *push-out*.

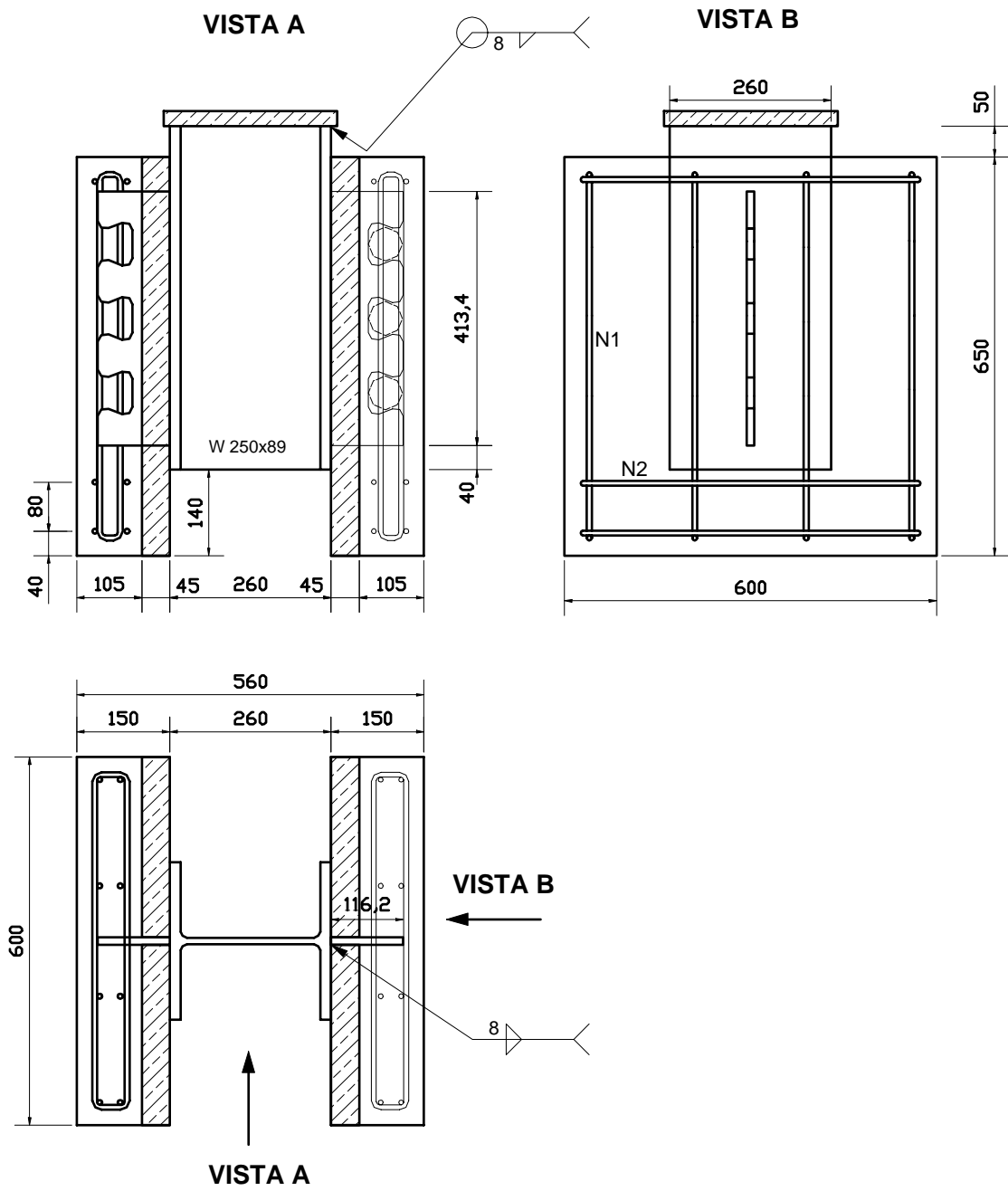


FIGURA 3.9 – Configuração do modelo CR56b PL45iso-As0 para ensaio *push-out*.

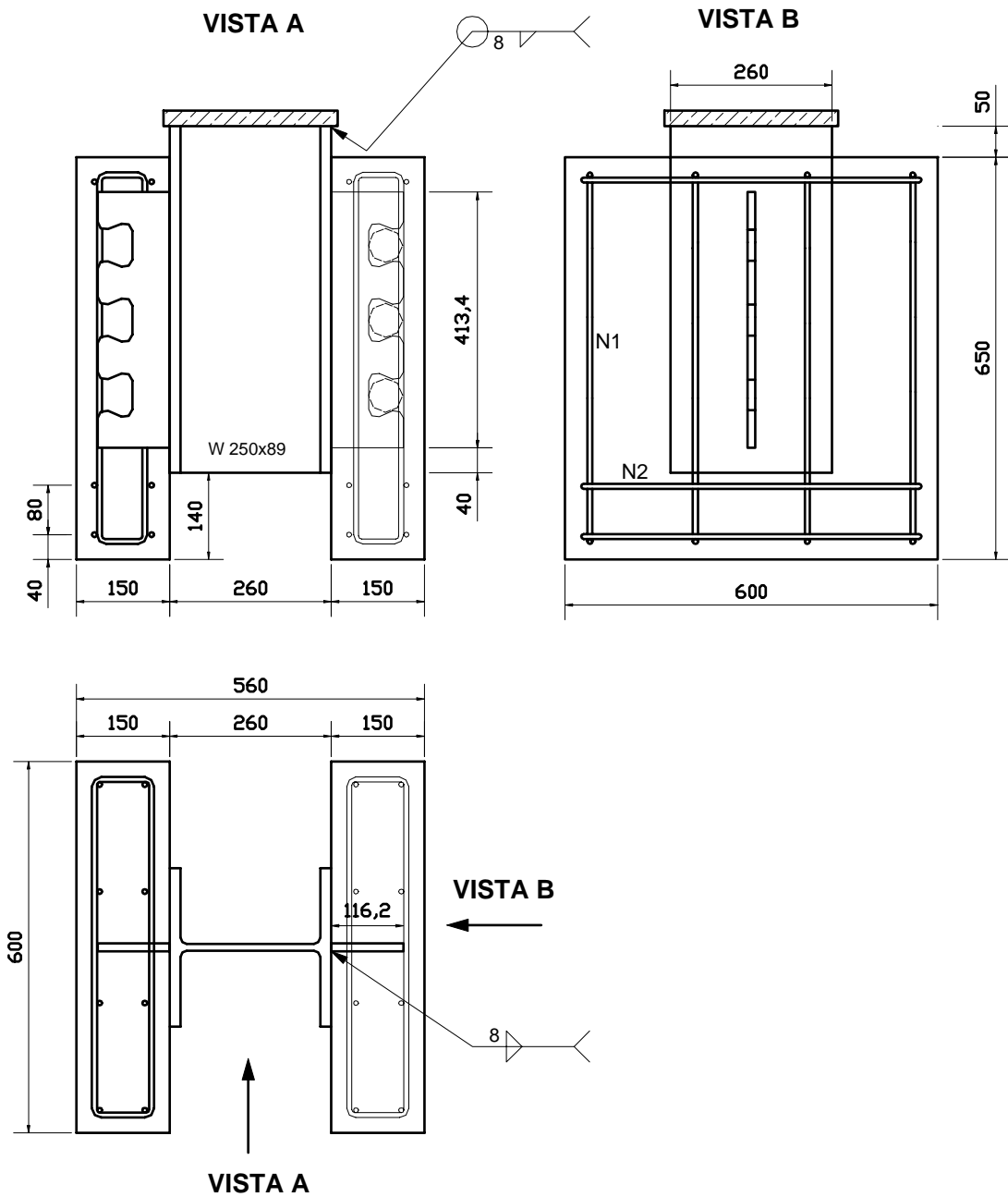


FIGURA 3.10 – Configuração do modelo CR56b-As0 para ensaio *push-out*.

As variações na configuração dos cinco grupos da série D foram idealizadas para permitir a avaliação das influências da armadura, da espessura da pré-laje e principalmente do efeito da pré-laje no comportamento da conexão.

3.6 Fabricação dos modelos

3.6.1 Fabricação dos conectores

O corte dos conectores *Crestbond-PL* foi realizado na fábrica da CODEME S/A, em Betim-MG. A operação de corte foi feita com uma máquina de corte a plasma Peddinghaus (FIG. 3.11 e 3.12).

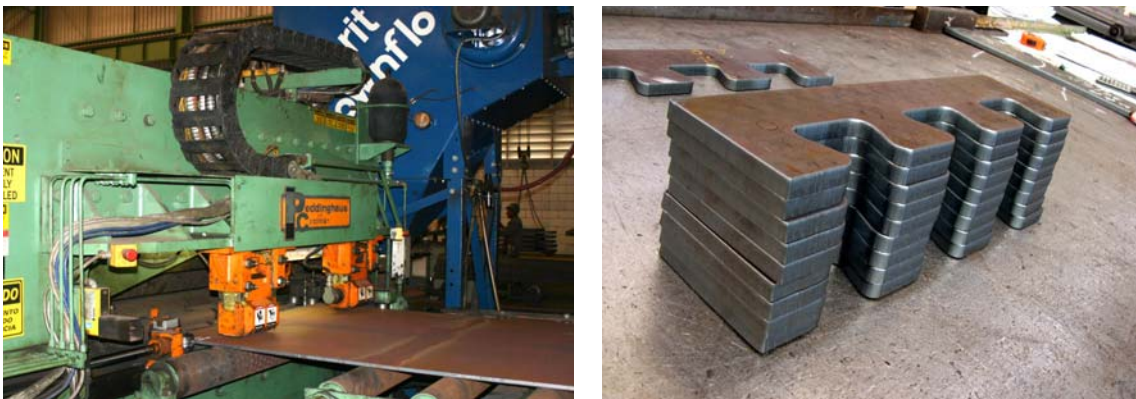


FIGURA 3.11 – Conectores cortados a plasma (OLIVEIRA *et al.*, 2006).



FIGURA 3.12 – Aspecto do conector em chapa dentada *Crestbond-PL* (OLIVEIRA *et al.*, 2006).

O tempo de corte de cada conector foi de aproximadamente 30 segundos. A operação total, incluindo o corte de 34 conectores durou menos de 20 minutos.

Para o corte dos conectores foram utilizadas duas chapas de aço USI-CIVIL 350, fornecidas pela USIMINAS, tiradas na mesma corrida.

3.6.2 Montagem dos perfis com os conectores

Os conectores *Crestbond-PL* foram soldados a pedaços de perfil W250x89, com 560 mm de comprimento (FIG. 3.13), também na fábrica da CODEME. Na FIG. 3.14 pode-se observar o aspecto das peças metálicas após a soldagem dos conectores e da chapa de cabeça.



FIGURA 3.13 – Detalhes dos conectores soldados ao perfil metálico (OLIVEIRA *et al.*, 2006).

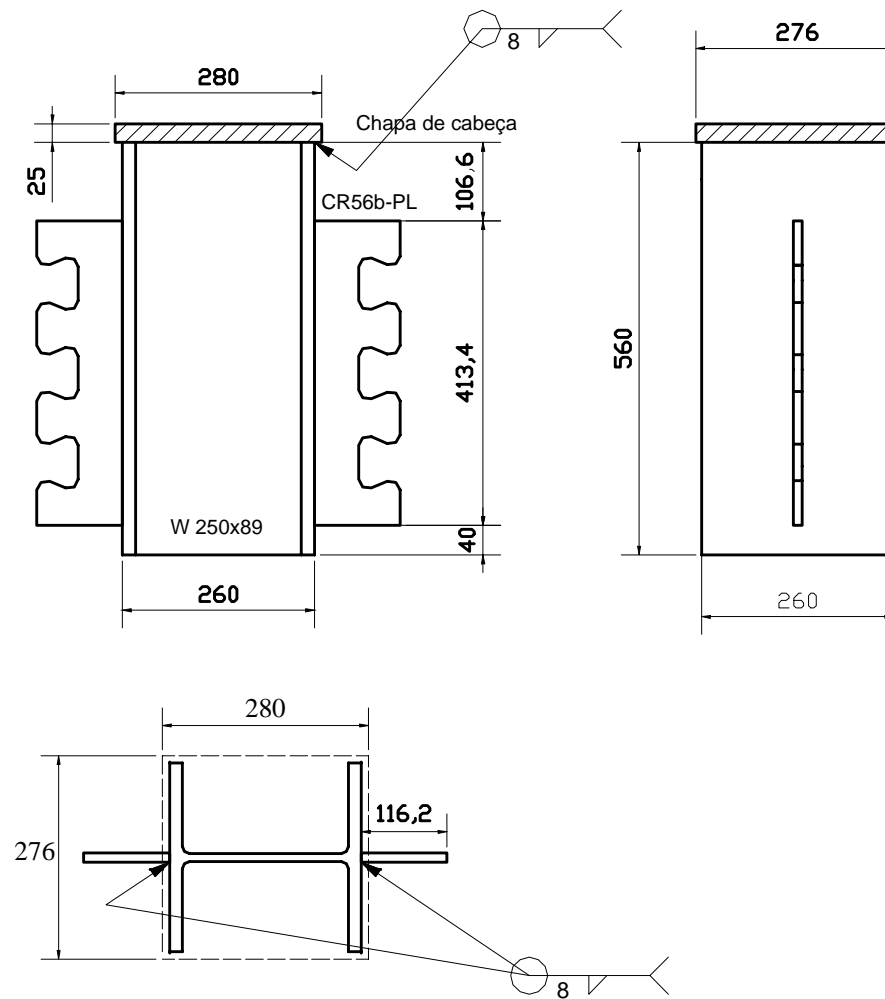


FIGURA 3.14 – Detalhe do posicionamento dos conectores nos perfis dos modelos da série D de ensaio.

Em todos os modelos da série D as dimensões dos conectores são mantidas constantes.

3.6.3 Fabricação das fôrmas

As fôrmas foram construídas no LAEES, utilizando-se madeirite resinado de 20 mm de espessura. Foram montadas 15 fôrmas individuais para serem utilizadas uma única vez para a série de 15 ensaios *push-out*.

Foi feita uma caixa para cada laje, conforme mostrado na FIG. 3.15, deixando-se uma abertura numa das faces para encaixar a mesa do perfil metálico. Na face da fôrma que dá para o lado do perfil foram colocados sarrafos de 4,5×2 cm com o objetivo de apoiarem placas espaçadoras, projetadas para manter as lajes na posição de projeto em relação ao perfil de aço.



FIGURA 3.15 – Aspecto da fôrma para os modelos.

As duas fôrmas para as duas lajes de um *push-out* são posicionadas com o auxílio das placas separadoras e solidarizadas por meio de gravatas formadas por dois barrotes de 5×5 cm unidos por barras rosqueadas de 8 mm com arruelas e porcas.

Para a fabricação da pré-laje de concreto foram construídas fôrmas apropriadas (FIG. 3.16).



FIGURA 3.16 – Detalhes da fôrma para pré-laje de concreto.

3.6.4 Montagem das armaduras

Nos modelos do grupo D2 havia armadura passando por dentro do conector (FIG. 3.17). Nos demais modelos da série D havia armadura transversal apenas abaixo e acima do conector (FIG. 3.18). Em todos os casos, sempre há armadura passando por fora do conector, sendo duas barras abaixo do conector e uma acima. Essa configuração foi padronizada.

Na FIG. 3.19 pode-se ver o aspecto das armaduras montadas para os modelos. As barras são de aço CA-50, com 8 mm de diâmetro.

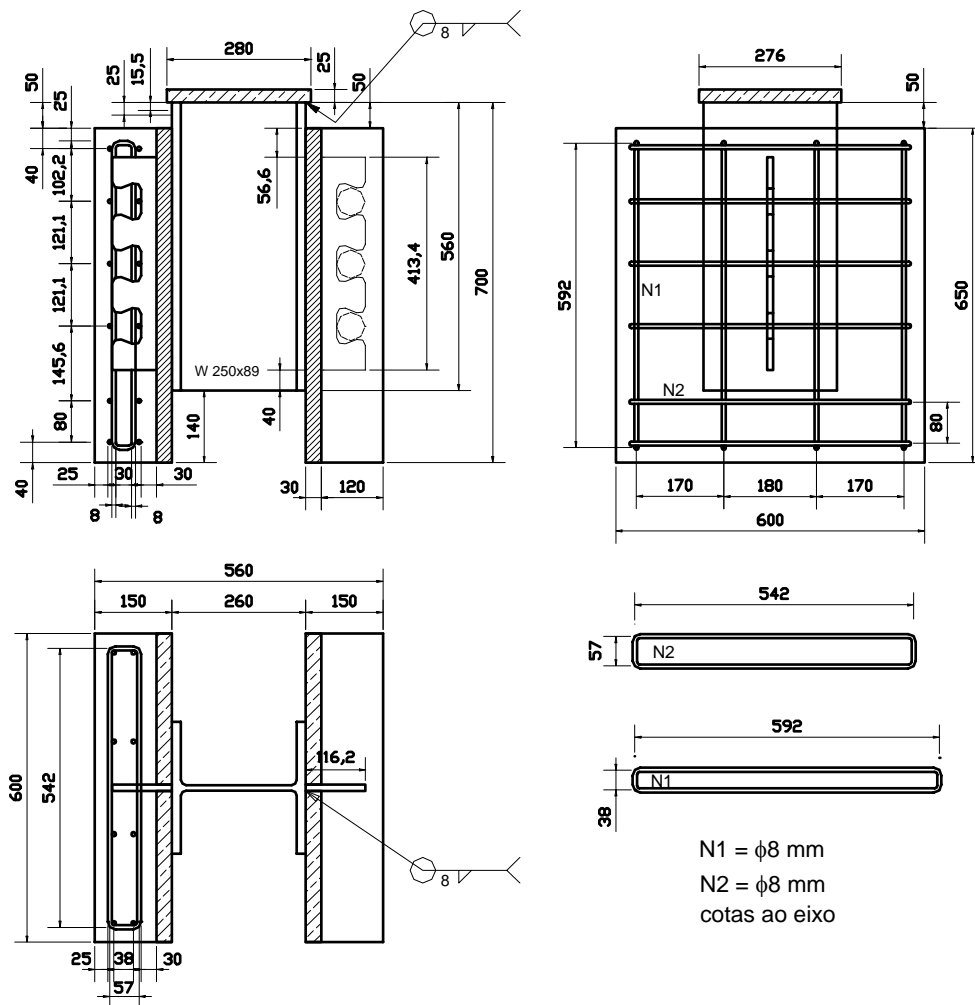


FIGURA 3.17 – Detalhes da armadura no modelo com conector *Crestbond-PL* com barras passando por dentro do conector.

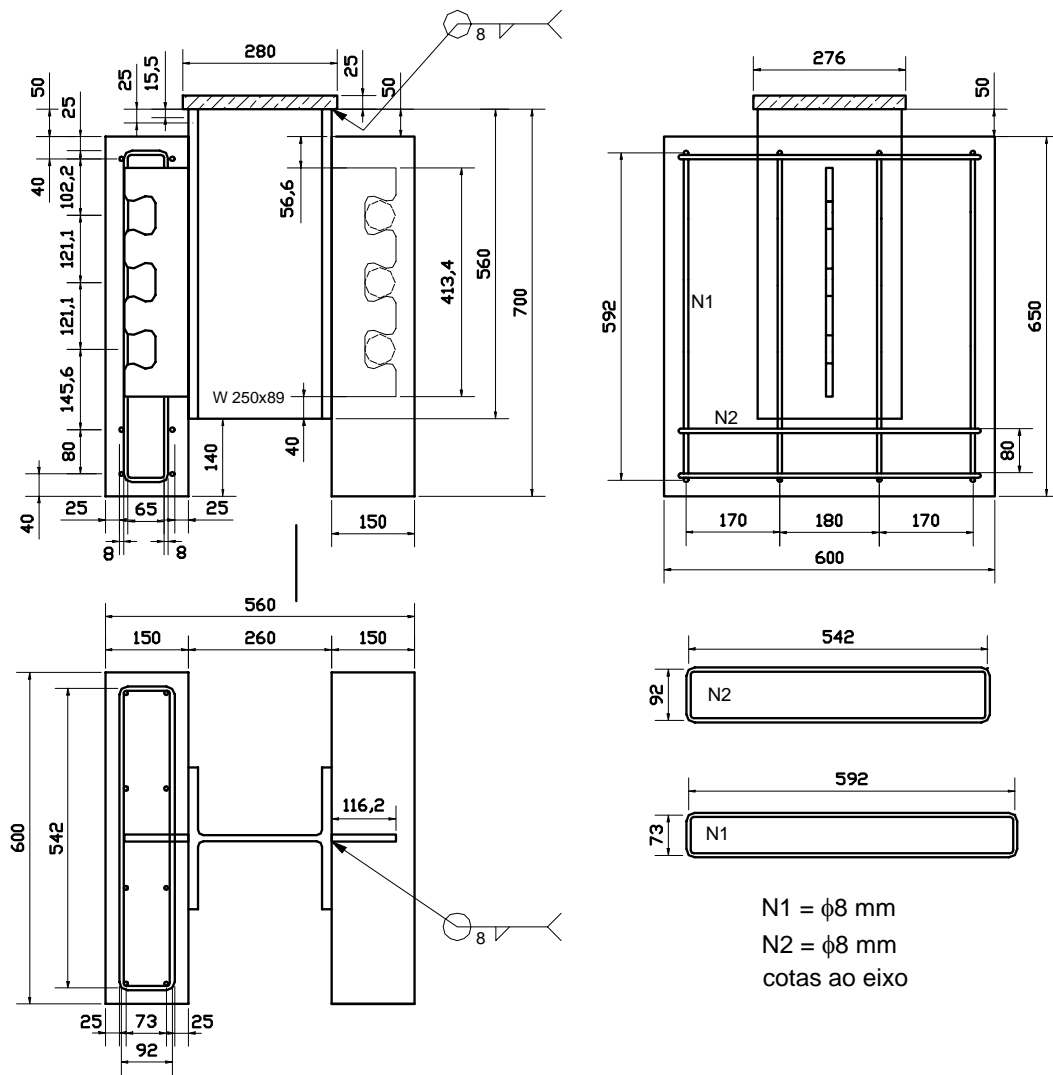


FIGURA 3.18 – Detalhes da armadura no modelo com conector *Crestbond-PL* sem barras passando por dentro do conector.



FIGURA 3.19 – Aspecto das armaduras dos modelos.

3.6.5 Instrumentação das armaduras

Algumas barras da armadura foram instrumentadas com extensômetros elétricos, com o objetivo de monitorar a tração ocorrida nessas barras durante o ensaio.

Como as armaduras são constituídas de barras verticais e horizontais, formando uma caixa, os extensômetros foram colocados nas barras horizontais, denominadas N2, que são as barras que efetivamente são mobilizadas durante o ensaio, posicionados sempre à mesma distância do conector, alternando-se o lado. Foram instrumentadas as barras em apenas uma das lajes, já que há resultados de experimentos anteriores que reportam comportamento similar da armadura em ambas as lajes (FERREIRA, 2000) e também devido à limitação do número de canais para conectar os extensômetros ao sistema de aquisição de dados disponível no laboratório.

Os extensômetros foram colados nas barras inferiores da armadura transversal, ou seja, naquelas que passam mais próximas da mesa do perfil metálico. Tomou-se o cuidado de colar os extensômetros na parte de dentro ou de fora da barra de armadura, de forma a ler uma tração média da barra, uma vez que a barra pode sofrer flexão na direção ortogonal (ver FIG. 3.20).

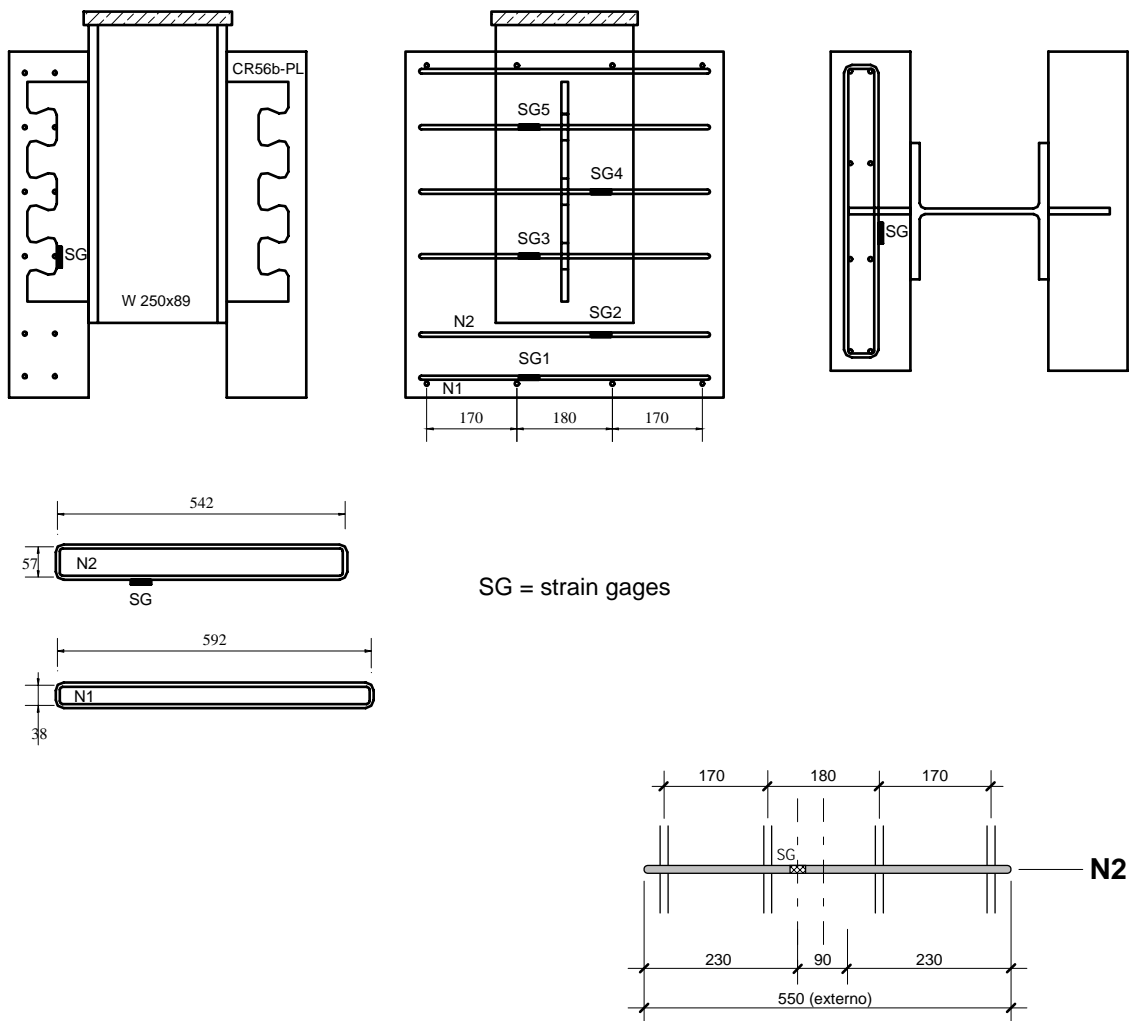


FIGURA 3.20 – Posicionamento dos extensômetros nas barras da armadura.

3.6.6 Fabricação da pré-laje

As pré-lajes foram concretadas na fábrica de pré-moldados da PRECON, em Pedro Leopoldo-MG (FIG. 3.21), numa sala fechada, a fim de evitar a perda da umidade logo após a concretagem (FIG.3.22).



FIGURA 3.21 – Aplicação do desmoldante nas fôrmas da pré-laje.



FIGURA 3.22 – Aspecto das pré-lajes durante a cura do concreto.

3.6.7 Montagem dos modelos

Toda a montagem dos modelos foi efetuada na fábrica da PRECON. Os perfis metálicos foram montados nas fôrmas, conforme a FIG.3.23.



FIGURA 3.23 – Detalhe do encaixe do perfil metálico na caixa de madeira.

Após a colocação dos perfis nas fôrmas, foi aplicada uma camada de desmoldante no interior das fôrmas dos modelos (FIG. 3.24). Em seguida as gaiolas de armadura foram montadas nas fôrmas (FIG. 3.25). As fôrmas foram então fechadas e travadas com o auxílio de três gravatas em cada direção. Os modelos foram montados sobre uma superfície perfeitamente nivelada.



FIGURA 3.24 – Aplicação do desmoldantes nas fôrmas.



FIGURA 3.25 – Aspectos dos modelos com pré-laje de concreto, com isopor e com laje maçaica.

Para a concretagem dos modelos, foram necessárias três remessas de concreto, conforme a TAB. 3.2. Os concretos utilizados foram dosados para garantir a resistência desejada e trabalhabilidade suficiente para facilitar o lançamento e o adensamento.

TABELA 3.2 Sequência de concretagem dos modelos.

CONCRETO	MODELO
Concreto 1	D1.c
	D2.c
	D3.c
	D5.c
	D1.b
	D1.a
	D2.b
	D2.a
	D3.a
Concreto 2	D3.b
	D4.a
	D4.b
	D4.c
	D5.b
Concreto 3	D5.a

Embora a EN 1994-1-1:2004 recomende que as lajes do modelo sejam concretadas na horizontal, neste programa experimental optou-se por concretar as lajes na posição vertical, como ilustrado na FIG. 3.26. Essa forma de execução já tinha sido experimentada com sucesso na Universidade de Saskatchewan (VELDANDA, 1991), na Universidade Técnica de Praga (STUDNICKA, 2000) e por VERÍSSIMO (2005). A adoção desse procedimento possibilitou uma redução significativa do prazo para execução do programa, bem como de custos associados ao corte e à soldagem dos perfis metálicos, que seriam necessários para executar a concretagem na horizontal.



FIGURA 3.26 – Modelo para *push-out* concretado na vertical.

Os concretos utilizados apresentaram abatimento de 18,5 cm e 21,0 cm, respectivamente, mostrando-se adequados à realização da concretagem (FIG. 3.27).

O concreto foi lançado em duas camadas de 30 cm, aproximadamente, e vibrado com vibrador de imersão com agulha de 19 mm.

Para o controle tecnológico foram retirados de cada remessa de concreto 12 cilindros de 10x20 cm (FIG. 3.27).

Tanto as lajes dos *push-out* como os corpos de prova cilíndricos sofreram cura ao ar, nas mesmas condições de temperatura e umidade relativa do ar, em ambiente úmido, cobertos com lona plástica conforme visto na FIG. 3.28.



FIGURA 3.27 – *Slump-test* e cilindros para o controle tecnológico do concreto.



FIGURA 3.28 – Cura do concreto.

3.7 Montagem do ensaio e instrumentação

A FIG. 3.29 apresenta a configuração básica dos ensaios com o conector de chapa dentada com pré-laje proposto neste trabalho.

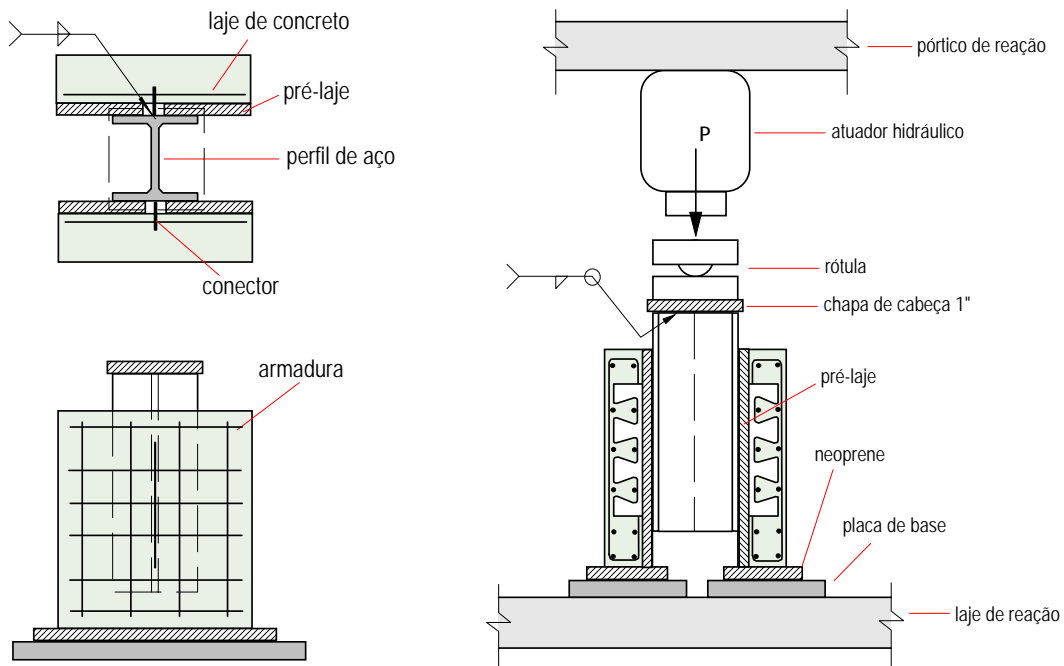


FIGURA 3.29 – Configuração do ensaio *push-out* para o conector em chapa dentada com pré-laje.

Os ensaios foram montados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG (FIG. 3.31). Os modelos foram posicionados sobre uma placa de aço espessa, tendo uma lâmina de neoprene com 5,0 mm de espessura sob as lajes, visando uma melhor distribuição do carregamento na base do modelo (FIG. 3.30).

Para aplicação do carregamento utilizou-se um atuador hidráulico ENERPAC, com capacidade de 200 toneladas e curso de 150 mm, conectado a uma bomba (FIG. 3.32). Na saída da bomba, foram montados um manômetro para monitoração da pressão no circuito, bem como um transdutor de pressão por meio do qual foram feitas as leituras do carregamento (FIG. 3.32).



FIGURA 3.30 – Detalhe do neoprene abaixo do modelo.

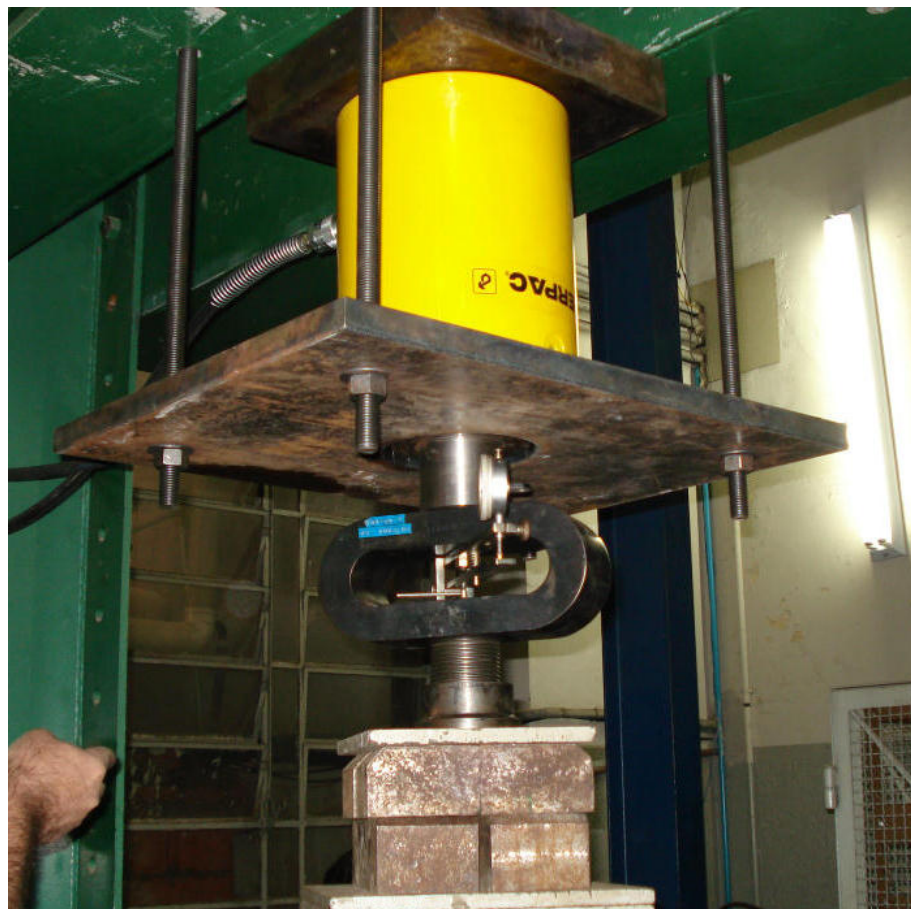


FIGURA 3.31 – Atuador hidráulico e anel dinamométrico utilizados nos ensaios.



FIGURA 3.32 – Transdutor de pressão e manômetro ligados na saída da bomba.

Para a medição dos deslocamentos relativos entre as lajes e o perfil metálico foram montados transdutores de deslocamento (DTs), sendo dois com curso de 30 mm para leitura do afastamento transversal, e dois com curso de 100 mm para a leitura do deslizamento longitudinal, posicionados conforme mostrado na FIG. 3.33.

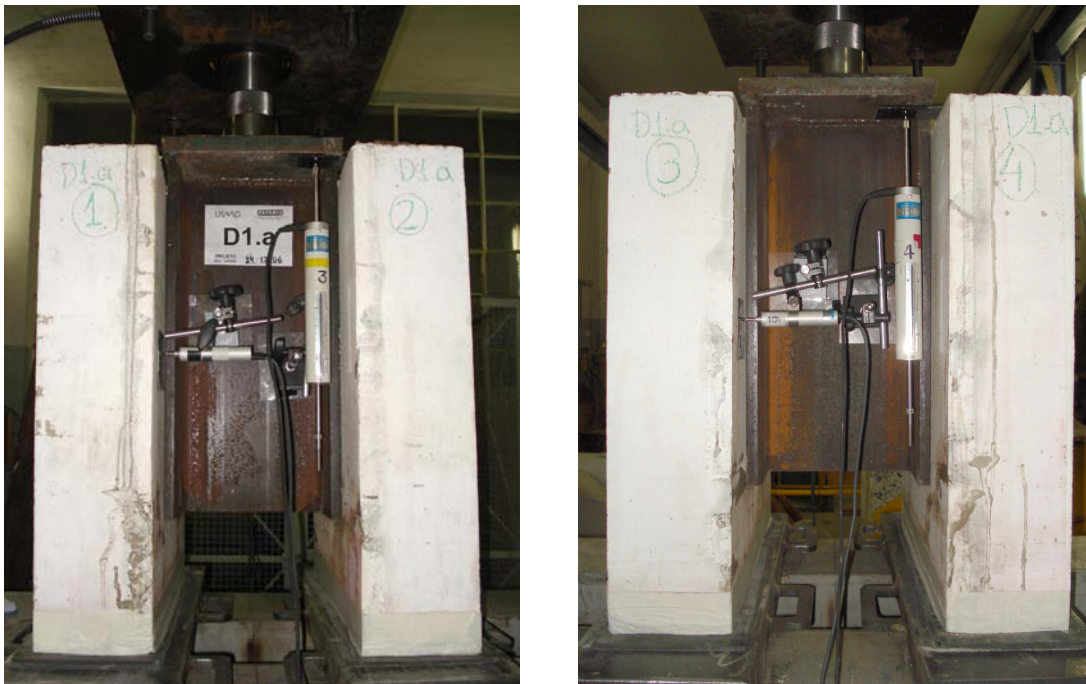


FIGURA 3.33 – Detalhes dos transdutores de deslocamento de 30 e 100 mm.

O transdutor de pressão, os transdutores de deslocamento e os extensômetros foram conectados a um sistema de aquisição de dados. Esse sistema consistiu de uma placa AC2120 da LYNX Eletrônica, montada num PC e operada com o software AqDados 7.02, do mesmo fabricante. O sistema de aquisição de dados possuía dois módulos de aquisição AI-2160 com 16 canais cada, permitindo a leitura dos sinais analógicos de até 32 sensores (FIG. 3.34).



FIGURA 3.34 – Sistema de aquisição de dados.

3.8 Execução do ensaio

Na execução do ensaio o modelo foi submetido a um processo lento de carregamento incremental, segundo as recomendações da EN 1994-1-1:2004. Inicialmente eram aplicados 25 ciclos de carga e descarga, com o carregamento variando entre 5% e 40% da carga máxima estimada. Após os 25 ciclos de carga era aplicado um carregamento contínuo até passar pela carga máxima e o modelo começar a perder a capacidade de suporte (FIG. 3.35). Procurou-se conduzir os ensaios sempre até que o deslizamento relativo entre o aço e o concreto atingisse a marca de 30 mm.

As medições de carga e deslocamentos, bem como as leituras dos extensômetros, foram realizadas pelo sistema de aquisição de dados com uma frequência de 5 Hz, e gravadas num arquivo digital para análise posterior. Os ensaios tiveram duração efetiva de aquisição (tempo real de leitura) variando entre 30 e 60 minutos.

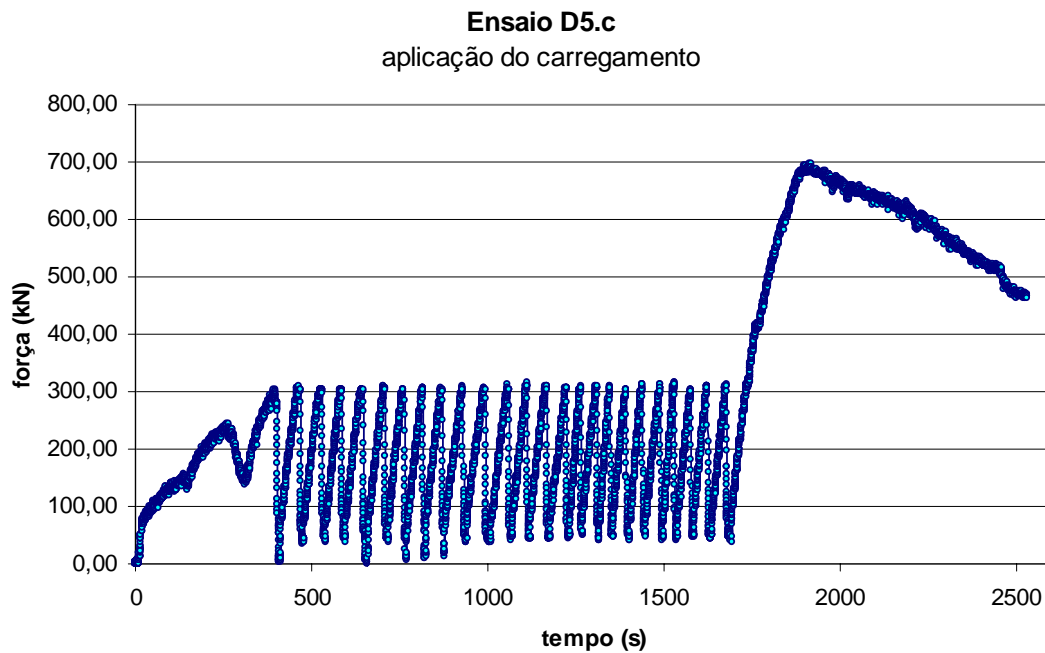


FIGURA 3.35 – Aspecto do carregamento aplicado.

3.9 Propriedades dos materiais

3.9.1 Concreto

A preparação dos corpos de prova, bem como a execução dos ensaios de caracterização do concreto foram conduzidos conforme as normas brasileiras ABNT NBR 5738:2003, ABNT NBR 5739:1994 e ABNT NBR 8522:2003.

Na TAB. 3.3 são apresentadas as características dos concretos utilizados.

TABELA 3.3 - Características dos concretos utilizados na série D.

Concreto	fornecedor	concreto	Cimento	slump cm
C1	PRECON	T011B	CP-V	21,0
C2	PRECON	T011B	CP-V	18,5
C3	PRECON	T011B	CP-V	-

Concreto	C1	C2	C3
resistência à compressão MPa	$f_{c7} = 20,0$ $f_{c14} = 26,9$ $f_{c28} = 28,3$ $f_{c97} = 31,6$	$f_{c7} = 22,2$ $f_{c14} = 27,5$ $f_{c28} = 30,3$ $f_{c97} = 32,6$	$f_{c84} = 22,2$
módulo de elasticidade secante GPa	$E_{c14} = 22,80$ $E_{c28} = 24,48$ $E_{c97} = 23,17$	$E_{c14} = 24,94$ $E_{c28} = 25,17$ $E_{c97} = 24,45$	-

3.9.2 Aço das armaduras

Na série D as armaduras utilizadas foram de aço CA-50, com $f_{ys} = 500$ MPa.

3.9.3 Aço dos perfis

Os perfis metálicos utilizados na série D eram de aço ASTM A 572 Grau 50.

3.9.4 Aço dos conectores

Na TAB. 3.4 são apresentadas as características dos aços dos conectores utilizados nos ensaios *push-out*.

TABELA 3.4 - Propriedade do aço dos conectores.

série	aço	f_{ys} MPa	f_{ucs} MPa
D	USI CIVIL 350	436	577

4

ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Os resultados obtidos dos ensaios *push-outs* de cada modelo são apresentados neste capítulo. Os modos de falha, a carga última alcançada e a característica da curva força-deslizamento são discutidos e os resultados dos ensaios são analisados. Por fim, uma análise estatística dos dados é conduzida para a dedução de uma expressão para o cálculo da resistência do conector aplicado com pré-laje. Os resultados experimentais para cada modelo ensaiado estão documentados no Anexo A.

4.2 Modos de ruptura

Os modos de ruptura observados em todos os modelos na série D estão relacionados ao concreto.

A FIG. 4.1a mostra a distribuição de tensões de tração logo abaixo do conector, obtida da análise numérica de um modelo *push-out* com conector *Perfobond* (MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002). De forma compatível com essa distribuição de tensões, nos ensaios com conectores Crestbond PL durante a aplicação do carregamento observa-se a formação de uma fissura na face externa da laje, logo abaixo do conector, na direção do eixo da laje, conforme pode ser visto na FIG. 4.1b.

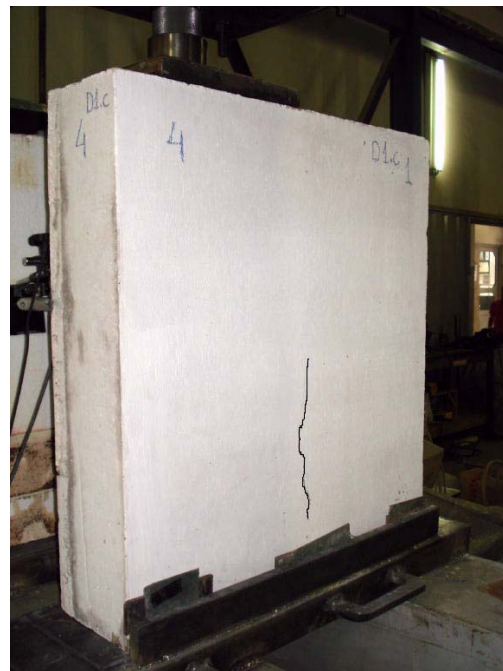
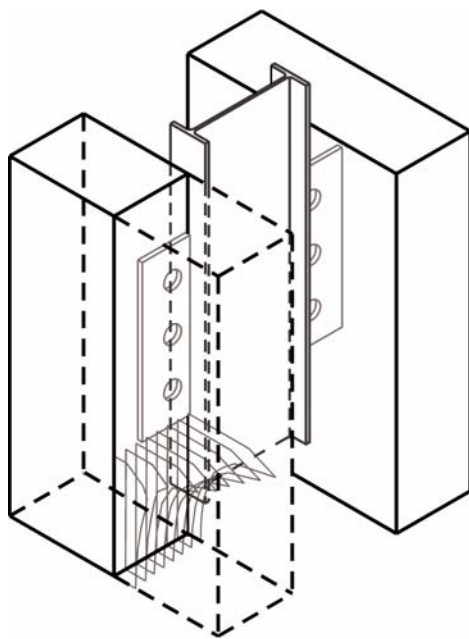


FIGURA 4.1 – (a) distribuição de tensões de tração abaixo dos conectores (MEDBERRY, 2002); (b) aspecto típico da primeira fissura que surge nos ensaios com conectores CR56b-PL.

À medida que o carregamento prossegue, a fissura longitudinal se propaga para cima e para baixo, como pode ser visto na FIG. 4.2, até que se desprende uma cunha de concreto na face externa das lajes, deixando à mostra a extremidade superior do conector.

Os 15 modelos ensaiados na série D apresentaram ruptura pela face externa da laje, independente de possuírem laje maciça, pré-laje ou isopor no lugar da pré-laje (FIG. 4.3).

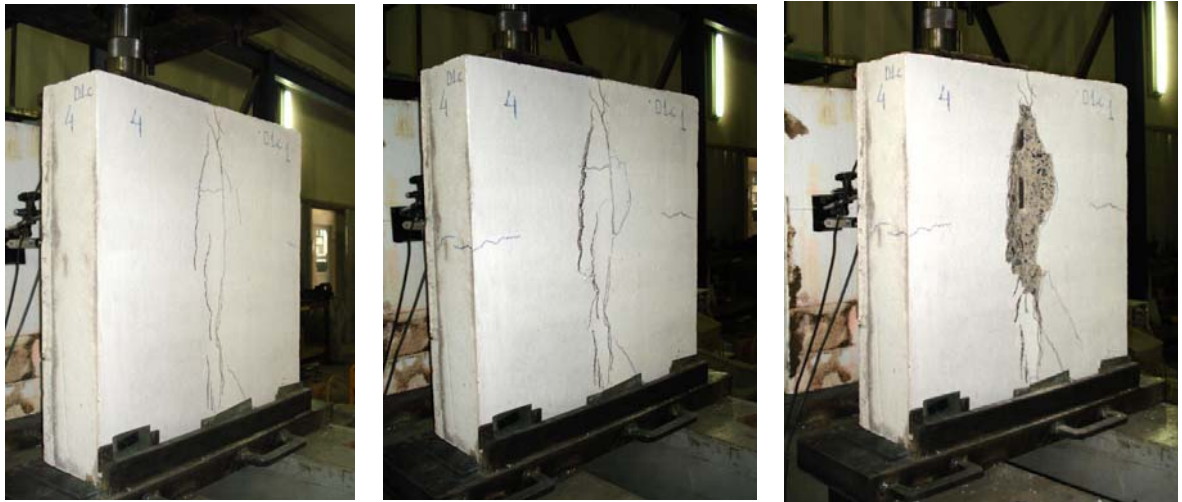


FIGURA 4.2 - Fissuração progressiva (modelo D1c).

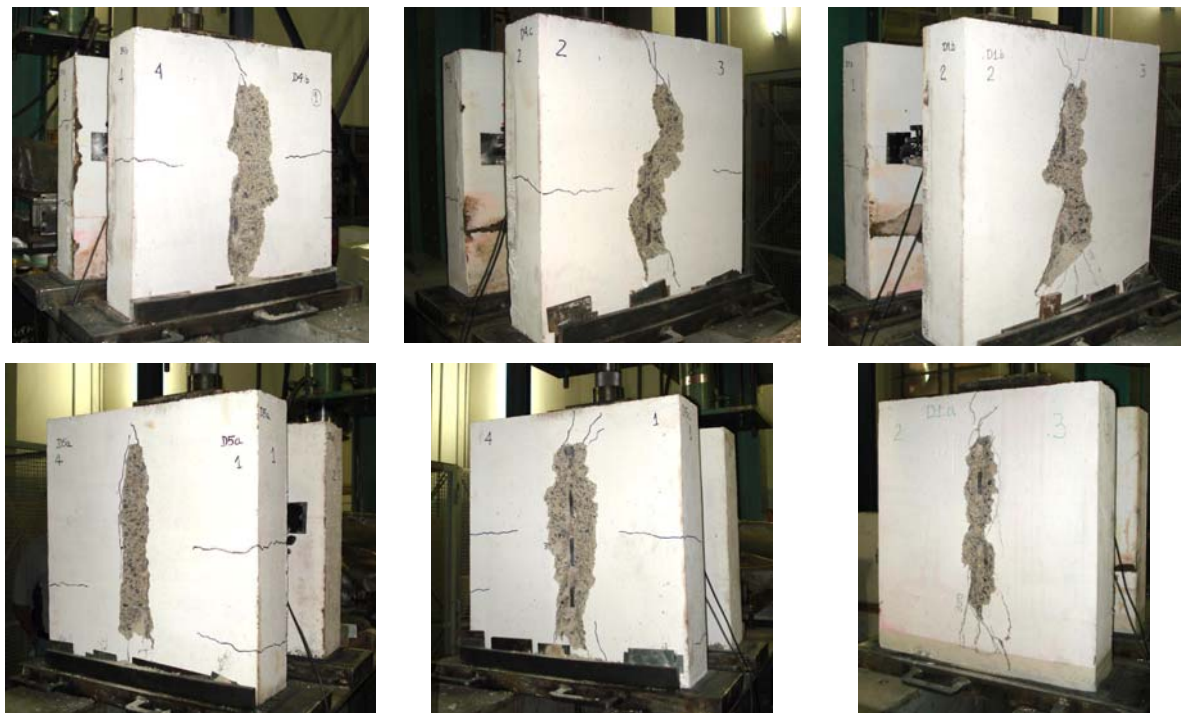


FIGURA 4.3 – Aspecto típico da ruptura na face externa das lajes em vários modelos da série D.

Esse modo de ruptura coincide com o que ocorreu nos experimentos de OGUEJIOFOR com *Perfobond* (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994), conforme pode ser visto na FIG. 4.4.

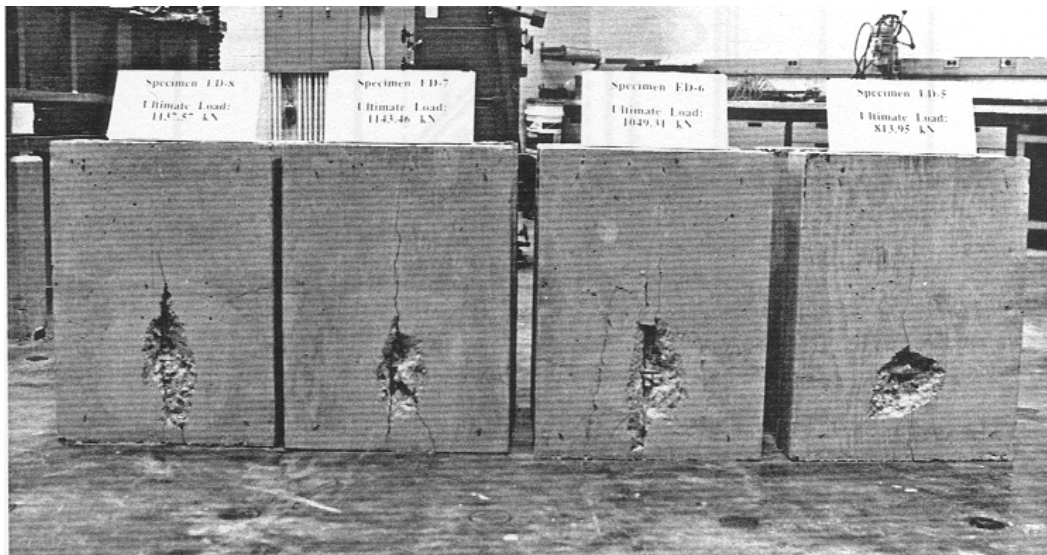


FIGURA 4.4 - Aspecto da ruptura externa observada nos modelos de Oguejiofor com conector *Perfobond* (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).

Os modelos ensaiados por OGUEJIOFOR (com *Perfobond*) possuíam barras de armadura apenas junto à face interna da laje, enquanto os modelos da série D (conector *Crestbond-PL*) possuíam armadura junto às duas faces das lajes, conforme recomenda a EN 1994-1-1:2004. Admite-se que esta seja a principal razão para a melhor distribuição de fissuras na face externa dos modelos com conector *Crestbond-PL* (fissuras de abertura menor mais numerosas e menos espaçadas).

A fim de avaliar a influência das condições de contorno do ensaio no afastamento horizontal das lajes, numa parte dos ensaios da série D utilizou-se uma contenção lateral para o modelo, que impedia esse deslocamento (FIG. 4.5a). Nos demais ensaios da mesma série, as contenções foram retiradas e as lajes tiveram o deslocamento horizontal liberado (FIG. 4.5b), reproduzindo a mesma condição de apoio adotada por VERÍSSIMO (2005).

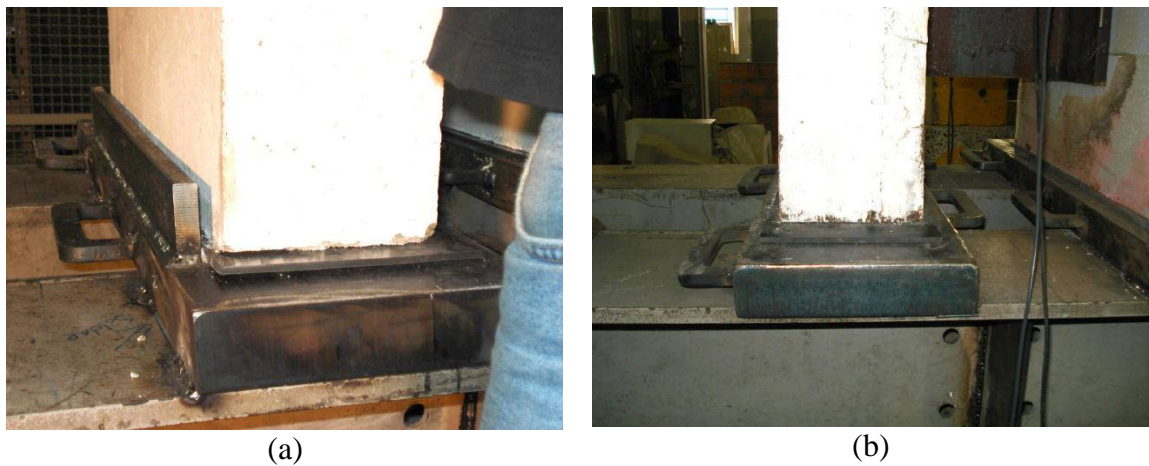


FIGURA 4.5 – Detalhe do ensaio com e sem contenção lateral na série D.

Observou-se que os modos de ruptura dos modelos ensaiados com e sem contenção lateral foram idênticos, não sendo, portanto, influenciados por essa mudança de condição de apoio (FIG. 4.6). A retirada das barras de contenção não teve influência alguma no deslocamento horizontal lateral das lajes. Acredita-se, “a priori”, que a explicação para o *uplift* acentuado nos ensaios de VERÍSSIMO *et al.* (2005) é a maior excentricidade das forças atuantes no conector em relação ao eixo da laje, uma vez que o conector *Crestbond* original possui altura total menor que o conector *Crestbond-PL* usado na série D.



FIGURA 4.6 – (a) modelo com contenção lateral (b) modelo sem contenção lateral.

Em todos os 15 ensaios push-out realizados na série D, os conectores de cisalhamento *Crestbond-PL* permaneceram intactos, bem como as soldas que os ligavam ao perfil metálico, conforme mostrado na FIG. 4.7.



FIGURA 4.7 – Aspecto do conector *Crestbond-PL* ao final do ensaio

Nos ensaios de VERÍSSIMO *et al.* (2005) os conectores apresentaram alguma deformação dos dentes, principalmente do dente frontal, que está sujeito a um esforço maior. Na série C, devido à maior resistência do concreto, na faixa de 48 MPa, as deformações foram ainda mais pronunciadas. Entretanto, os resultados demonstram que a deformação dos dentes do conector ocorre numa fase posterior à carga máxima, em função do deslizamento excessivo entre a laje e o perfil metálico, e não tem influência importante na capacidade última da conexão (VERÍSSIMO *et al.*, 2005). Cabe ressaltar que o aço dos conectores usados na série D possuía um limite de escoamento bem maior do que o do aço dos conectores usados por VERÍSSIMO (2005).

Observando o modo de colapso dos modelos, fica evidente a importância da força de compressão que atua na face frontal do conector. VERÍSSIMO (2005) e OGUEJIOFOR (1994) ensaiaram conectores sem furos, constituídos apenas de uma chapa plana de aço,

a fim de comparar o resultado desses conectores sem furos com os conectores perfurados. Nesses modelos, a principal parcela da resistência longitudinal da conexão se deve à força de compressão no contato frontal do conector com a laje de concreto (FIG. 4.8).



FIGURA 4.8 – Aspecto da ruptura da cunha de concreto logo abaixo do conector *Crestbond-PL*.

Além da resistência frontal do conector, contribuem ainda para a capacidade total da conexão a resistência à tração da laje e o efeito de pino no concreto que preenche as aberturas no conector. Ao desmontar as lajes dos modelos após a execução dos ensaios, para verificar o estado da conexão, percebe-se claramente que na região dos dentes do conector o concreto se rompe por cisalhamento em dois planos de corte muito bem definidos, em que se pode observar a ruptura concomitante da pasta de cimento e dos agregados (FIGs. 4.9 e 4.10)



FIGURA 4.9 – Detalhe do concreto compactado no interior dos furos do conector, cisalhado em dois planos de corte.



FIGURA 4.10 – Detalhe dos pinos de concreto cortados junto às bordas dos furos do conector.

Para desmontar os modelos é necessário cortar o concreto no entorno das barras de armadura e, em seguida, cortar as barras de armadura transversal, a fim de que as duas metades da laje possam ser finalmente separadas (FIG. 4.11). Para cortar o concreto foi utilizado um martetele elétrico de 10 kg. As barras de armadura foram cortadas com uma esmerilhadeira equipada com um disco para corte de inox. O concreto esmagado dentro dos dentes do conector fica compactado de tal forma que permanece preso ao conector mesmo durante e após a operação de desmonte (FIG. 4.9).



FIGURA 4.11 – Desmonte dos modelos.

4.3 Relação Força-Deslizamento

Além da capacidade resistente, a relação força-deslizamento é um parâmetro importante para a consideração do comportamento de uma conexão mista. É a partir dessa relação que se classifica a conexão no tocante à ductilidade.

No caso dos conectores dentados, é interessante observar que a ductilidade da conexão está associada ao sistema conector, armadura e concreto, e não apenas ao conector em si. A altura do conector tem influência direta na parcela da resistência frontal do conector, na resistência dos pinos de concreto (pois influencia na altura dos pinos em relação à espessura da laje) e na fissuração do concreto no entorno dos furos, que conduz à mobilização da armadura. Ao mesmo tempo, o efeito de pino e a própria fissuração da laje dependem da resistência do concreto. Além disso, a espessura da pré-laje, a taxa de armadura e a disposição das barras de aço transversais ao conector influenciam na capacidade última e na ductilidade da conexão.

O resumo dos resultados dos ensaios *push-out* para a série D é apresentado nas TABS. 4.1 e 4.2. A capacidade de carga última alcançada por conector em cada modelo é listada na coluna $q_{u(\text{test})}$. A carga q_{fiss} é a carga média por conector correspondente à primeira fissura longitudinal observada na laje de concreto. Também estão inclusos nessa tabela: a resistência à compressão do concreto (f_c), o tipo de modelo ensaiado, e o número de furos do conector.

TABELA 4.1 - Resultados dos ensaios *push-outs* - Série D: fissuração e resistência última.

Modelo	Tipo	f_c [MPa]	Nº de furos no conector	q_{fiss} [kN]	$q_{u(test)}$ [kN]	$q_{fiss} / q_{u(test)}$
D1.a	CR56b-PL30iso-As0	31,6	3	150,0	287,1	0,52
D1.b	CR56b-PL30iso-As0	31,3	3	185,0	330,9	0,56
D1.c	CR56b-PL30iso-As0	31,3	3	180,0	320,4	0,56
D2.a*	CR56b-PL30iso-As8	31,4	3	220,0	407,4	0,54
D2.b*	CR56b-PL30iso-As8	31,4	3	267,5	419,4	0,64
D2.c*	CR56b-PL30iso-As8	31,3	3	270,0	398,1	0,68
D3.a	CR56b-PL30-As0	31,6	3	260,0	319,6	0,81
D3.b	CR56b-PL30-As0	32,4	3	150,0	301,6	0,50
D3.c	CR56b-PL30-As0	31,1	3	177,5	318,1	0,56
D4.a	CR56b-PL45iso-As0	32,6	3	185,0	287,4	0,64
D4.b	CR56b-PL45iso-As0	32,2	3	180,0	287,4	0,63
D4.c	CR56b-PL45iso-As0	32,2	3	165,0	299,4	0,55
D5.a	CR56b-As0	22,2	3	125,0	308,4	0,41
D5.b	CR56b-As0	32,1	3	225,0	375,9	0,60
D5.c	CR56b-As0	31,3	3	185,0	348,9	0,53

*Barras de armadura passando dentro dos furos do conector

No Anexo A são apresentados os dados experimentais obtidos para cada um dos modelos da série D.

Observa-se da análise dos resultados que o conector *Crestbond-PL* apresenta deslizamento característico superior a 6,0 mm, o que, segundo o critério da EN 1994-1-1:2004, permite classificá-lo como um conector dúctil.

Os resultados evidenciam também que o conector *Crestbond*, assim como o *Perfobond*, apresenta boa capacidade de retenção de carga após o pico, o que não ocorre com o conector *stud* (ver FIGS. 4.12 a 4.16).

TABELA 4.2 - Resultados dos ensaios *push-outs* - Série D: ductilidade da conexão.

Modelos para avaliação do desempenho do conector com pré-laje - Série D									
Grupo	Modelo	Tipo	fc MPa	P _{máx} total kN	P _{máx} / conector kN	δ _u mm	δ _{uk} mm	δ _{uk} médio mm	δ _{Pmáx} mm
D1	D1.a	CR56b-PL30iso-As0	31,6	574,3	287,1	10,3	9,3	7,0	2,4
	D1.b	CR56b-PL30iso-As0	31,3	661,7	330,9	5,5	5,0		2,1
	D1.c	CR56b-PL30iso-As0	31,3	640,7	320,4	7,5	6,8		2,8
D2	D2.a	CR56b-PL30iso-As8	31,4	814,8	407,4	9,3	8,4	8,3	4,4
	D2.b	CR56b-PL30iso-As8	31,4	838,8	419,4	9,0	8,1		4,1
	D2.c	CR56b-PL30iso-As8	31,3	796,2	398,1	9,5	8,6		3,5
D3	D3.a	CR56b-PL30-As0	31,6	639,1	319,6	8,5	7,7	10,7	5,2
	D3.b	CR56b-PL30-As0	32,4	603,2	301,6	14,7	13,2		5,0
	D3.c	CR56b-PL30-As0	31,1	636,2	318,1	12,4	11,2		3,2
D4	D4.a	CR56b-PL45iso-As0	32,6	574,7	287,4	5,2	4,7	6,2	1,8
	D4.b	CR56b-PL45iso-As0	32,2	574,7	287,4	8,3	7,5		1,6
	D4.c	CR56b-PL45iso-As0	32,2	598,7	299,4	7,1	6,4		1,9
D5	D5.a	CR56b-As0	22,2	616,7	308,4	22,5	20,3	16,4	4,4
	D5.b	CR56b-As0	32,1	751,8	375,9	13,7	12,3		4,2
	D5.c	CR56b-As0	31,3	697,7	348,9	18,4	16,6		4,8

De um modo geral os resultados experimentais obtidos apresentaram boa concordância para modelos iguais, como pode ser observado nas curvas força-deslizamento apresentadas nas FIGS. 4.12 a 4.16.

Exceto no grupo D5, os modelos foram ensaiados numa idade tal que a resistência à compressão do concreto era muito próxima em todos eles. No grupo D5, em particular, houve uma pequena dispersão na resistência do concreto, motivo pelo qual as curvas apresentam-se ligeiramente defasadas.

Nos grupos D1 e D2 os modelos possuíam uma placa de isopor com 30 mm de espessura, no lugar da pré-laje. Porém os modelos do grupo D2 possuíam armadura passante (barras por dentro das aberturas do conector). Comparando as FIGS. 4.12 e 4.13 nota-se claramente a influência positiva da armadura na capacidade de carga e na ductilidade da conexão.

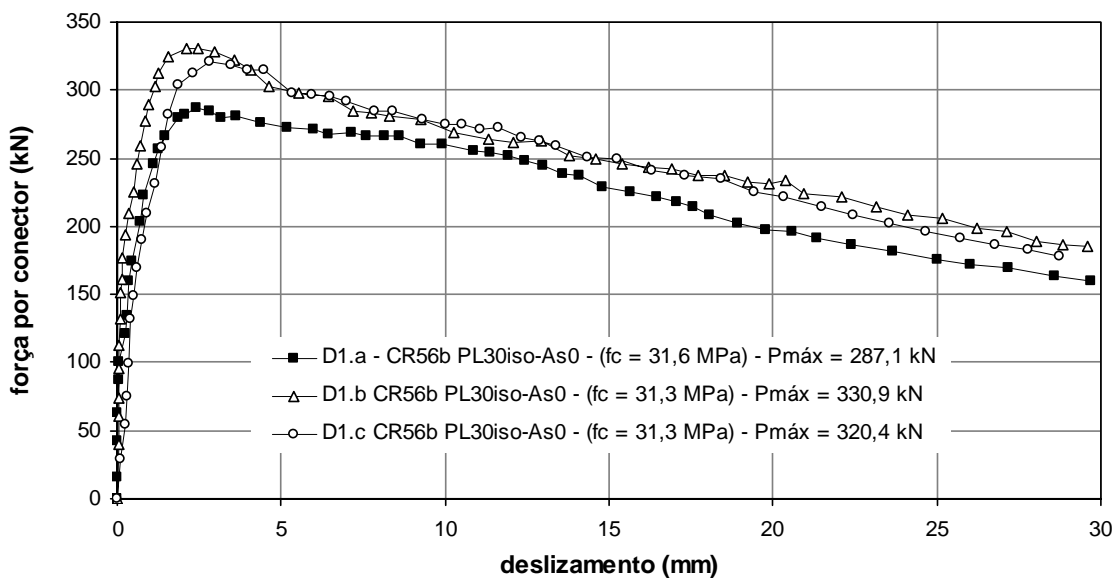


FIGURA 4.12 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D1.

Na FIG. 4.14 são mostradas as curvas força-deslizamento para os modelos com uma pré-laje de concreto real. Comparando-a com a FIG. 4.12 (modelos com isopor), pode-

se notar que a pré-laje contribui para a melhoria da rigidez do sistema, mas não contribui significativamente na capacidade de carga.

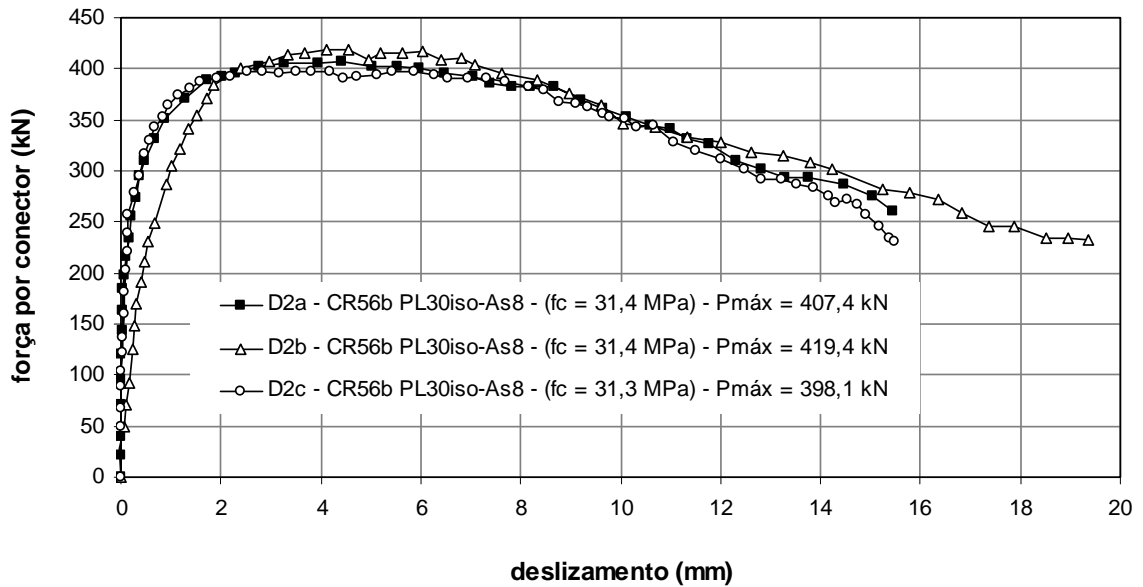


FIGURA 4.13 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D2.

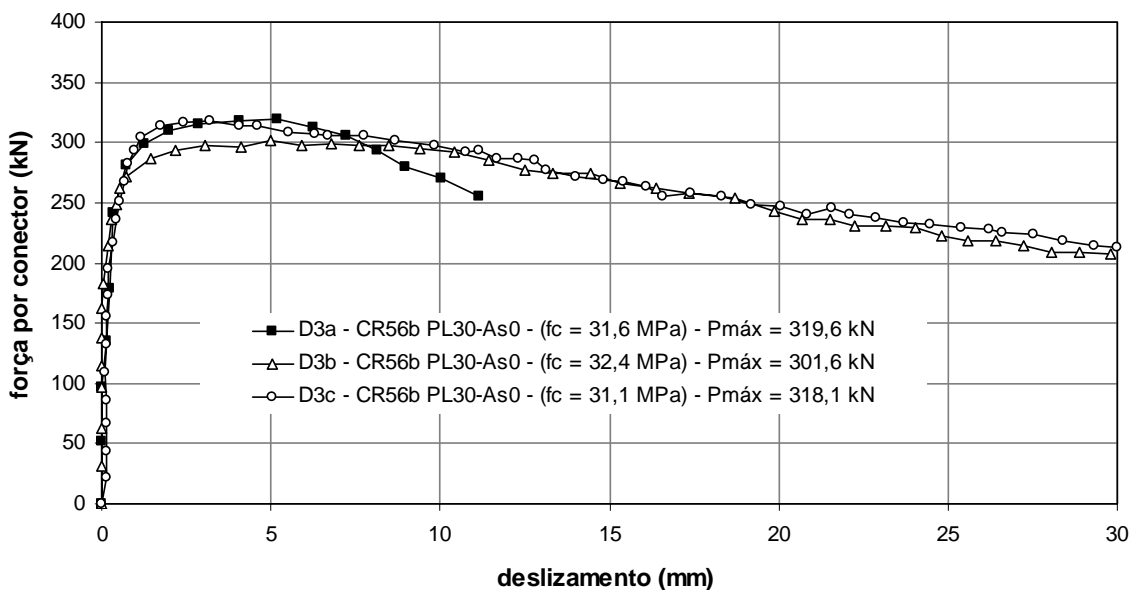


FIGURA 4.14 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D3.

Na FIG. 4.15 são mostradas as curvas força-deslizamento para os modelos com isopor de 45 mm do grupo D4. Comparando-as com as curvas da FIG. 4.12, dos modelos com

isopor de 30 mm, percebe-se que com o aumento da espessura do isopor a capacidade da conexão se reduz, bem como a rigidez na fase pós-pico.

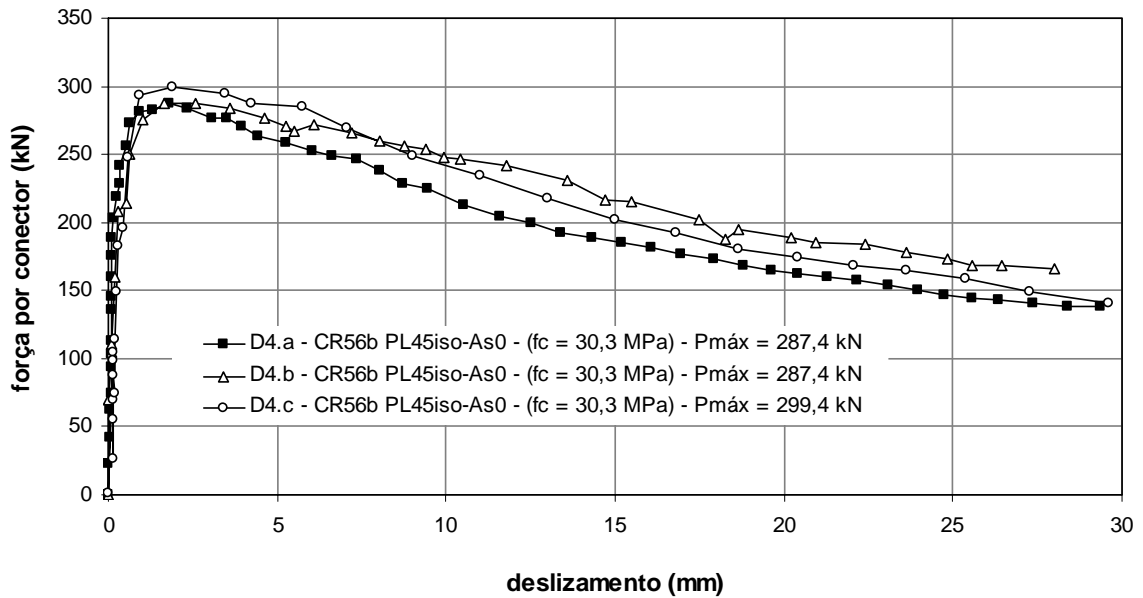


FIGURA 4.15 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D4.

Na FIG. 4.16 são mostradas as curvas força-deslizamento para os modelos com laje maciça do grupo D5. A capacidade de retenção de carga na fase pós-pico, para esses modelos, é bem significativa. Observa-se que a rigidez na fase elástica cresce com a resistência à compressão do concreto. Apesar disso, a conexão apresenta adequada ductilidade em estado limite último.

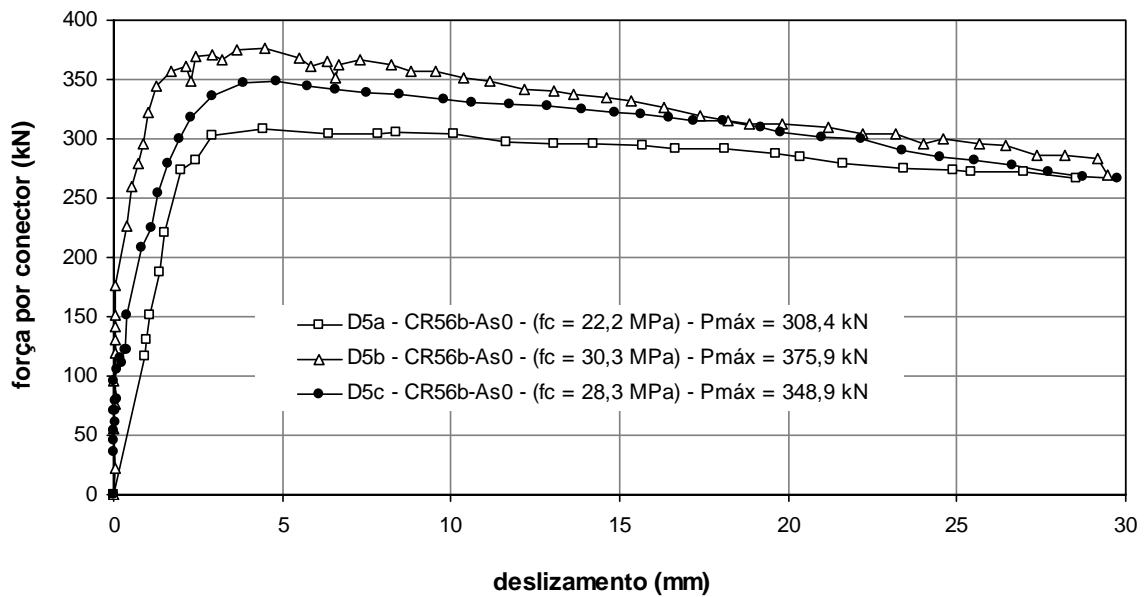


FIGURA 4.16 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D5.

4.4 Aspectos relativos ao comportamento da conexão

Nesta seção são apresentados os seguintes aspectos relevantes relativos a alguns elementos que influenciam a capacidade de carga e a ductilidade da conexão: a altura do conector, a resistência do concreto, a armadura transversal e a pré-laje.

4.4.1 Influência da altura do conector

O conector *Crestbond* utilizado por VERÍSSIMO *et al.* (2005) tinha altura de 81,2 mm e foi montado em lajes maciças com 150 mm de espessura (FIG. 4.17).

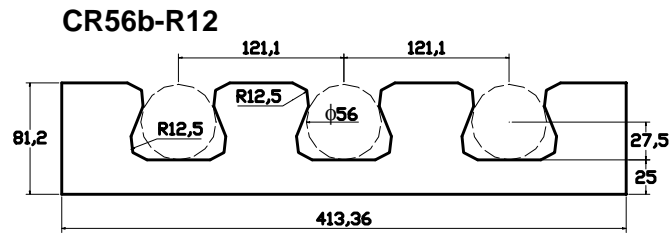


FIGURA 4.17 – Detalhe do conector *Crestbond* original (VERÍSSIMO *et.al.*, 2005).

Nos ensaios realizados na série D, o conector *Crestbond-PL* é mais alto e os dentes estão numa posição mais elevada (FIG. 3.3), uma vez que o conector foi projetado para ser utilizado em vigas mistas montadas com pré-laje. Na FIG. 4.18 apresenta-se uma comparação dos resultados dos modelos do grupo D5 com modelos ensaiados por VERÍSSIMO *et.al.* (2005), todos eles com laje maciça.

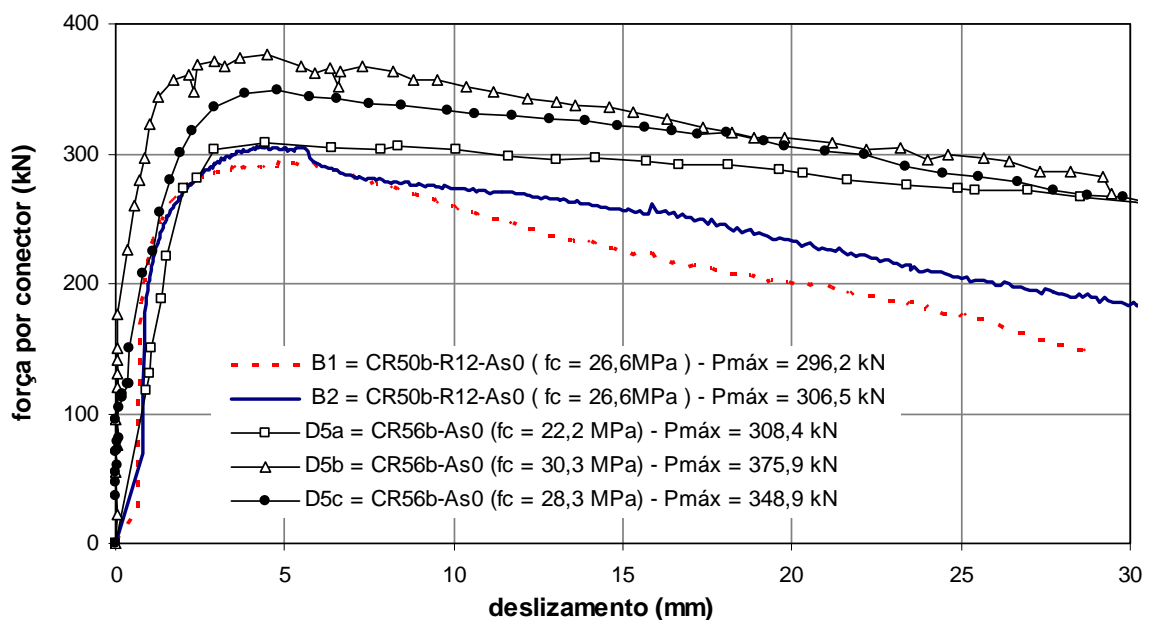


FIGURA 4.18 – Influência da altura do conector.

Pode-se observar a influência da altura do conector nos ensaios realizados. Nos modelos do grupo D5 a capacidade de carga última da conexão é superior à dos modelos ensaiados por VERÍSSIMO (2005). Nota-se que o conector *Crestbond-PL* chega a

apresentar capacidade de carga cerca de 20% maior que o CR50b original. Isso se deve a dois fatores, principalmente: a) o conector mais alto possui maior área frontal em contato com o concreto; b) a resistência do sistema melhora quando os pinos de concreto estão mais centrados em relação à espessura da laje.

4.4.2 Influência da resistência do concreto

Os resultados obtidos evidenciam que a resistência do concreto tem influência direta na capacidade da conexão, confirmando as experiências anteriores de outros autores com experimentos similares. Analisando a FIG. 4.18 observa-se a influência da resistência do concreto na capacidade da conexão a partir de resultados de três modelos com características idênticas.

Em relação à influência da resistência do concreto sobre a ductilidade da conexão, os resultados para a série D são inconclusivos. Entretanto, VERÍSSIMO *et al.* (2006) verificaram que a ductilidade da conexão cresce com a resistência do concreto quando não há armadura passante.

4.4.3 Influência da armadura transversal

Os resultados obtidos dos modelos da série D confirmam o comportamento observado por VERÍSSIMO (2005), em que é evidente a influência da taxa de armadura na capacidade da conexão. Com relação à série D, em particular, essa influência pode ser observada na FIG. 4.19.

A presença de barras de armadura dentro dos dentes, embora aumente a capacidade da conexão, é responsável por uma aceleração do processo de dano no concreto, o que resulta numa redução da ductilidade da conexão.

A FIG. 4.19 mostra as curvas força-deslizamento para dois grupos de modelos da série D, sendo que cada grupo possui 3 modelos. Os 6 modelos possuem as mesmas características, exceto pelo fato de que um grupo possui uma barra de armadura transversal passando por dentro de cada furo do conector e o outro não. Todos os modelos possuem duas barras de armadura abaixo do conector e uma acima, conforme pode ser observado nas FIGS. 3.17 e 3.18.

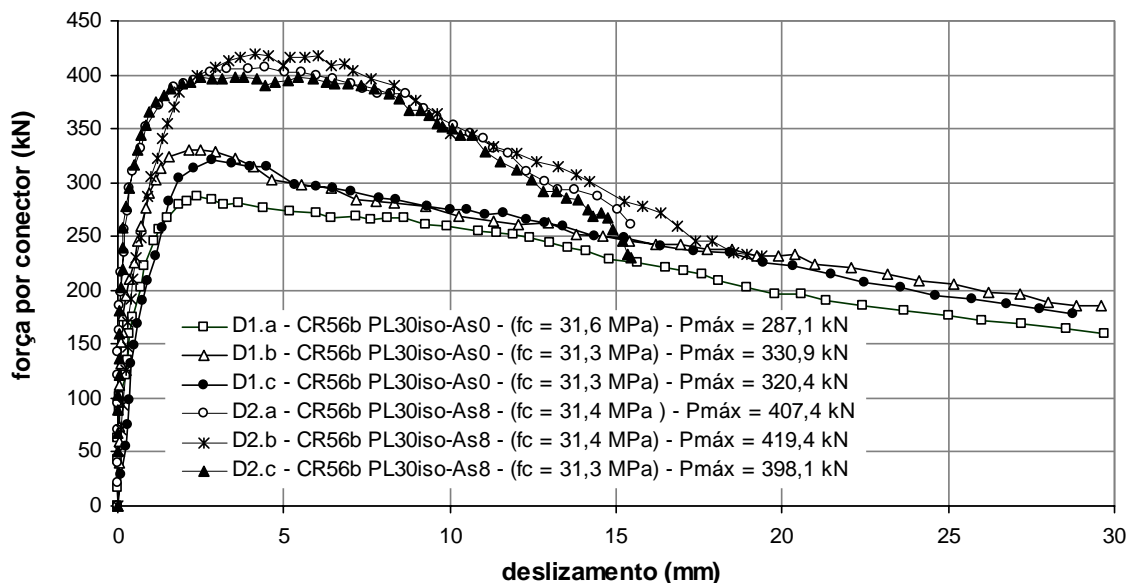


FIGURA 4.19 – Influência da armadura transversal na capacidade do conector.

Em relação à ductilidade, observou-se que a variação na taxa de armadura influenciou muito pouco nos modelos da série D. Os modelos do grupo D1 apresentaram deslizamento característico (δ_{uk}) em torno de 7,0 mm, enquanto os modelos do grupo D2 apresentaram deslizamento característico (δ_{uk}) em torno de 8,3 mm. A diferença é pouco significativa. Um fato que chama a atenção é que os modelos com armadura passante perdem rigidez mais rapidamente do que os modelos sem armadura por dentro do conector, na fase pós-pico.

Nos modelos do grupo D2 as barras de armadura transversal foram instrumentadas com extensômetros elétricos, como mostrado na FIG. 3.20, a fim de permitir o registro da história de tensão/deformação nas barras ao longo do processo de carregamento. A

análise posterior desses dados dá uma noção sobre quando e como a armadura é mobilizada à medida em que a laje é solicitada.

Nas FIGS. 4.20 a 4.22 apresenta-se a leitura dos extensômetros (normalizada em relação à deformação de escoamento do aço da armadura) em função do carregamento aplicado.

No caso do modelo D2a, em particular, percebe-se que a armadura sofreu alguma deformação logo no início do carregamento. Esse fenômeno possivelmente decorreu de alguma acomodação das lajes, durante os 25 ciclos preliminares de carga e descarga. Nos outros dois modelos do grupo D2, a armadura só foi mobilizada a partir de uma fração considerável do carregamento máximo.

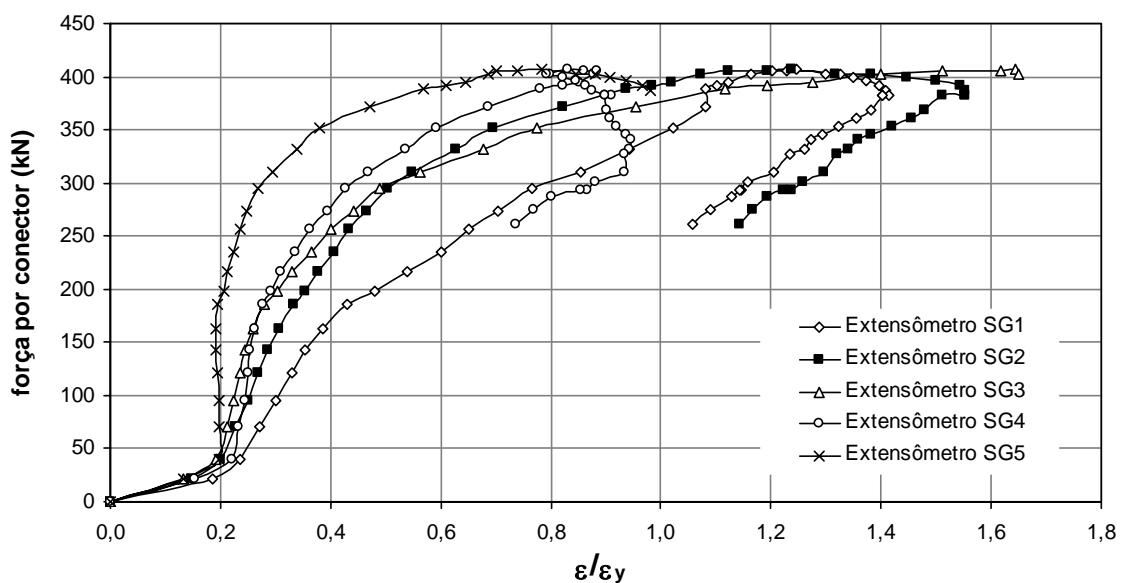


FIGURA 4.20 – Curvas força-deformação normalizada (ϵ/ϵ_y) – Modelo D2.a.

Analisando os gráficos das FIGS. 4.20, 4.21 e 4.22, percebe-se que as barras de armadura são solicitadas diferentemente, sendo as duas barras situadas abaixo do conector sempre mais solicitadas que as barras que trespassam o conector. Nota-se ainda que a segunda barra de baixo para cima é mais solicitada que a primeira, confirmando a distribuição de tensões de tração na laje apresentada por MEDBERRY e SHAHROOZ (2002), mostrada na FIG. 4.1b. A magnitude das tensões de tração e

compressão logo abaixo do conector é maior do que na base da laje e é nessa região que os esforços no concreto atingem seu máximo primeiramente. Percebe-se também que as primeiras 3 ou 4 barras de armadura atingem o escoamento (ϵ/ϵ_y) > 1,0 e que o escoamento da armadura coincide com a carga máxima, indicando que o modelo atinge o limite de sua capacidade de suporte com a fissuração generalizada das lajes.

Nos gráficos das FIGS. 4.21 e 4.22, o momento em que a fissuração das lajes tem seu início fica bastante evidente, em função do patamar de deformação na armadura observado para cerca de 50% da carga última.

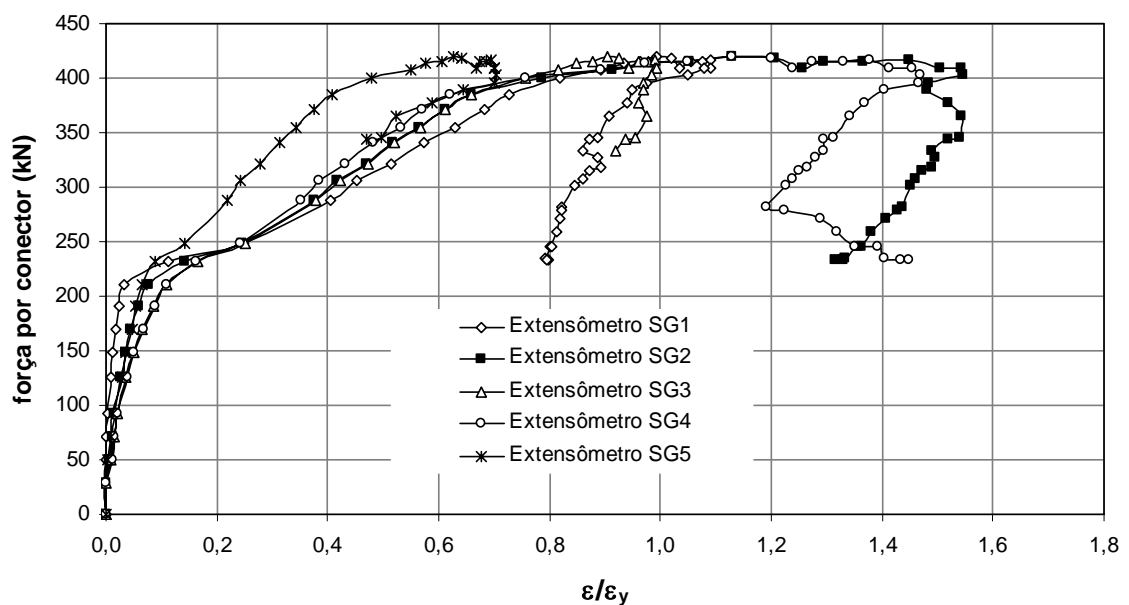
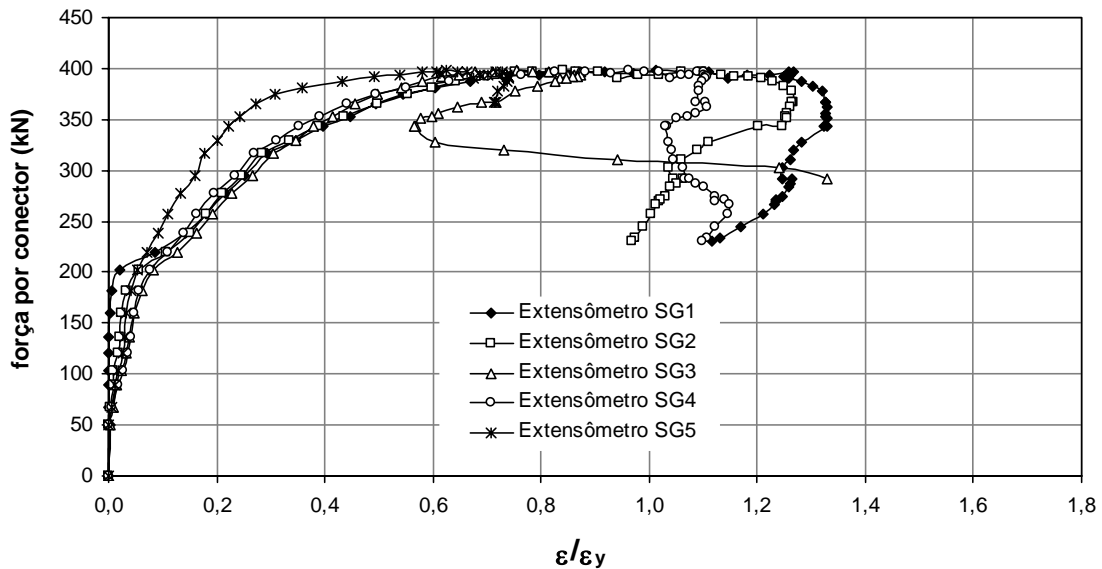


FIGURA 4.21 – Curvas força-deformação normalizada (ϵ/ϵ_y) – Modelo D2.b.

Outro fator que se observa a partir do resultado das medições dos extensômetros nas armaduras é que as barras dentro das aberturas do conector são solicitadas escalonadamente. A barra na primeira abertura é mais solicitada que a segunda que, por sua vez, é mais solicitada que a terceira. Depreende-se daí que os pinos de concreto são solicitados diferentemente, com a solicitação decrescendo do primeiro para o último. Pode-se observar que as barras nas duas últimas aberturas do conector nem chegam a atingir a deformação de escoamento, enquanto que as primeiras ultrapassam esse ponto.

FIGURA 4.22 – Curvas carga-deformação normalizada ($\varepsilon/\varepsilon_y$) – Modelo D2.c.

4.4.4 Influência da pré-laje no comportamento do sistema

O foco principal deste trabalho é avaliar o comportamento da conexão mista incluindo a pré-laje. Para isso, foram construídos modelos com laje maciça (grupo D5), com isopor no lugar da pré-laje (grupos D1 e D4) e com uma pré-laje real (grupo D3).

Nos grupos D1 e D4, foi utilizada uma placa de isopor no lugar da pré-laje para simular a pior situação possível, qual seja, que a pré-laje não contribuísse absolutamente para a capacidade da conexão. Mesmo no caso do grupo D3, em que existia uma pré-laje real de concreto, admitiu-se a pré-laje encostada no conector (ver FIG. 3.25a), o que raramente ocorre na prática, de forma que praticamente nenhum concreto preencheu o espaço entre a pré-laje e o conector. Dessa forma, ficou caracterizado que na faixa correspondente à espessura da pré-laje não haveria qualquer influência do concreto da capa.

Intuitivamente, é de se esperar que se a aderência entre a pré-laje e o concreto da capa for perfeita, o sistema tende a se comportar como o modelo com laje maciça. Entretanto, o que se observou após os ensaios, é que os modelos com pré-laje se comportaram de modo quase idêntico aos modelos com isopor, revelando que a aderência entre pré-laje e capa não é suficiente para proporcionar uma contribuição efetiva da pré-laje na capacidade do sistema (FIG. 4.23).



FIGURA 4.23 – Aspecto da aderência entre a pré-laje e a capa ao final do ensaio.

Nas curvas força-deslizamento apresentadas na FIG. 4.24 pode-se observar o comportamento da pré-laje na conexão. Os resultados obtidos para os três tipos de modelos dão uma boa visão do comportamento da pré-laje e de sua influência no sistema. As resistências obtidas para os modelos com pré-laje ficaram bem próximas dos valores para os modelos com isopor no lugar da pré-laje, e inferiores aos resultados para modelos com laje maciça, indicando que a aderência entre a pré-laje e a laje não é suficiente para garantir uma solidarização tal que influencie significativamente na capacidade última do sistema. A média da resistência última dos três modelos do grupo D5 (com laje maciça) foi de 362,4 kN. A resistência média dos 3 modelos com pré-laje

de 30 mm foi de 313,1 kN, enquanto a média dos 3 modelos com isopor de 30 mm foi de 312,8 kN, praticamente o mesmo valor.

Como era de se esperar, os modelos com isopor de 45 mm apresentam uma resistência média (291,4 kN) inferior à dos modelos com isopor de 30 mm. A espessura da placa de isopor é deduzida da área frontal do conector que é comprimida contra o concreto, bem como da área de concreto ao cisalhamento, que também contribui para a capacidade última da conexão.

No tocante à ductilidade os modelos com pré-laje apresentaram um comportamento intermediário entre os modelos com isopor e os com laje maciça, como pode ser verificado observando-se os deslizamentos médios na TAB. 4.2.

As rigidezes, tanto no estado de serviço quanto na fase pós-pico são muito similares, indicando que a presença ou a ausência da pré-laje não têm influência importante nesse quesito (FIG. 4.24).

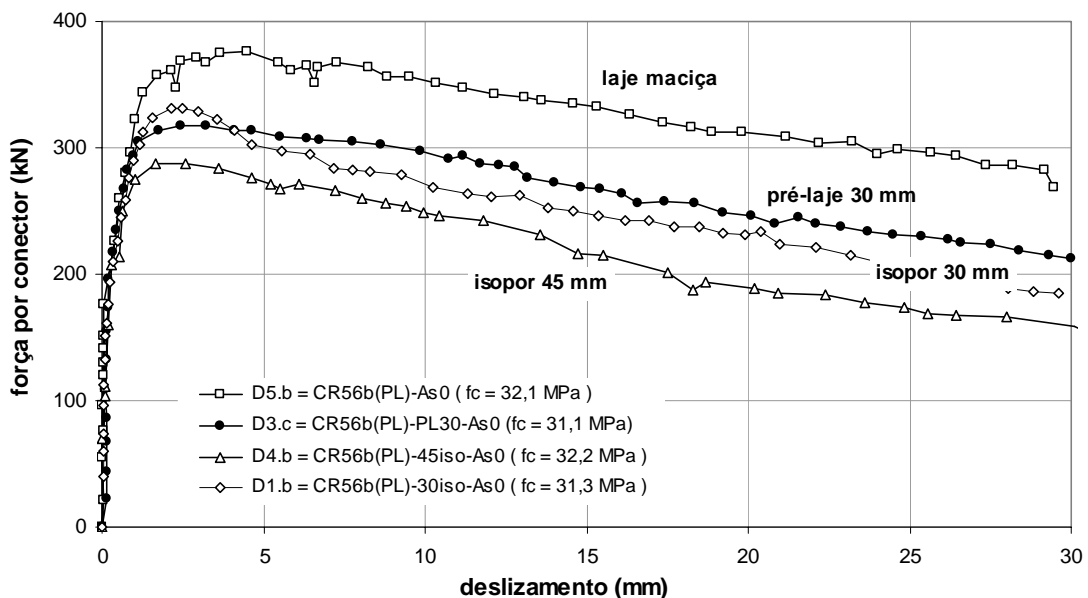


FIGURA 4.24 – Influência da pré-laje no comportamento do sistema.

4.5 Análise de Regressão

Nesta seção, descreve-se o procedimento adotado para a obtenção de um modelo empírico capaz de prever a capacidade do conector dentado *Crestbond-PL*, utilizado na série D, em sistemas de piso mistos com pré-laje.

Outros autores já obtiveram sucesso no ajuste de modelos empíricos para estimar a resistência de conectores de cisalhamento, utilizando Regressão Múltipla (DAVIES, 1969; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994, 1997; MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002).

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) propuseram inicialmente o modelo descrito pela Eq. (2.3), que considerava três termos apenas: a resistência à tração da laje, a contribuição da armadura e a contribuição dos pinos de concreto. Posteriormente, propuseram um segundo modelo no qual introduziram um quarto termo que leva em conta a contribuição da resistência frontal do conector (ver Eq. 2.4).

Posteriormente, MEDBERRY e SHAHROOZ (2002) avaliaram o primeiro modelo de OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) e inseriram um quarto termo na equação, referente à aderência química entre o concreto e o perfil de aço. Todavia, como foi comentado na introdução, usualmente não se contabiliza a contribuição da aderência química por esta apresentar um comportamento instável e imprevisível.

De fato, observando cuidadosamente os modos de falha, fica evidente que a resistência frontal do conector representa uma contribuição importante que não deve ser desprezada. Isso pode ser comprovado quando se contrasta resultados de ensaios para conectores sem furos e conectores com furos (ver FIG. 2.6). Outra particularidade a comentar é que na segunda análise de regressão realizada por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997), que deu origem ao modelo com quatro termos, o coeficiente de regressão correspondente à resistência à tração da laje indicou que essa parcela era insignificante, tanto que os autores propuseram sua eliminação da equação (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1997). Entretanto, uma análise mais criteriosa dos dados revela que o coeficiente de regressão foi muito pequeno porque os dados referentes à

tração na laje não apresentavam variação significativa. Nesses casos, de fato a análise de regressão retorna um coeficiente nulo, ou quase nulo, uma vez que se os dados apresentam uniformidade, não há variação importante. Portanto, considerando o comportamento observado, inclusive os resultados de outros autores, entende-se que a capacidade da conexão decorre fundamentalmente da contribuição de quatro parcelas, quais sejam:

- a) a resistência frontal do conector;
- b) a resistência da laje à tração;
- c) a resistência dos pinos de concreto;
- d) o efeito da armadura.

Seguindo a mesma abordagem adotada por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997), a expressão para o cálculo da resistência do conector *Crestbond-PL* pode ser escrita conforme a Eq. (4.1), em que os coeficientes B_i são coeficientes de regressão a serem ajustados por meio de uma análise de regressão múltipla:

$$q = B_1 (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + (B_2 A_{cd} + B_3 A_{cc}) \sqrt{f_c} + B_4 A_{tr} f_{ys} \quad (4.1)$$

onde: q é a resistência de um conector (N)

h_{sc} é a altura do conector (mm)

t_{sc} é a espessura do conector (mm)

L_{sc} é comprimento do conector (mm)

t_{PL} é a espessura da pré-laje (mm)

t_c é a espessura total da laje (capa mais pré-laje) (mm)

L_c é comprimento de laje por conector (mm)

A_{cd} é a área ao cisalhamento dos pinos de concreto (mm²)

A_{cc} é a área de cisalhamento do concreto por conector (é a área longitudinal da laje menos a área do conector em mm²): $A_{cc} = L_c(t_c - t_{PL}) - L_{sc}(h_{sc} - t_{PL})$

f_c é a resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cilíndrico (MPa)

$A_{tr} = (n_1 + n_2) \cdot \pi \phi_s^2 / 4$ é a área total de armadura transversal (mm²)

f_{ys} é o limite de escoamento do aço da armadura (MPa)

B_1 , B_2 , B_3 e B_4 são coeficientes determinados a partir dos resultados de ensaios

O segundo termo na Eq. (4.1) contabiliza a contribuição dos pinos de concreto na resistência ao cisalhamento da conexão. O modo de ruptura observado sugere que os pinos de concreto rompem em dois planos de corte, portanto, a área total dos pinos de concreto deveria ser $2n\pi\phi^2/4$, onde ϕ é o diâmetro de referência para os dentes trapezoidais e n é o número de furos do conector. Por praticidade, o termo referente à contribuição dos pinos foi reescrito na forma $B_2 n \phi^2 \sqrt{f_c}$, expressando A_{cd} em função do número de furos e do quadrado do diâmetro de referência.

Nas TABS. 4.3 e 4.4 apresentam-se os dados usados na análise de regressão em função das características dos modelos da série D.

TABELA 4.3 – Propriedades do conector *Crestbond-PL* e dos modelos da série D.

Modelo	q_{test} (N)	f_c (MPa)	L_c (mm)	t_c (mm)	L_{sc} (mm)	h_{sc} (mm)	t_{sc} (mm)	ϕ (mm)	n	f_{ys} (MPa)	ϕ_s (mm)	n_1	n_2	t_{PL}
D1.a	287125	31,6	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	30
D1.b	330865	31,3	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	30
D1.c	320360	31,3	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	30
D2.a	407395	31,4	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	6	30
D2.b	419395	31,4	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	6	30
D2.c	398075	31,3	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	6	30
D3.a	319550	31,6	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	30
D3.b	301605	32,4	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	30
D3.c	318110	31,1	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	30
D4.a	287350	32,6	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	45
D4.b	287350	32,2	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	45
D4.c	299355	32,2	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	45
D5.a	308360	22,2	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	0
D5.b	375880	32,1	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	0
D5.c	348870	31,3	650	150	413,36	116,2	12,5	56	3	500	8	6	0	0

Para a análise de regressão, utilizou-se o software SAEG 7.0, um pacote para análises estatísticas e genéticas desenvolvido na Universidade Federal de Viçosa. Fazendo uma análise de regressão múltipla com os dados acima, obtém-se os seguintes valores para os coeficientes B_i .

Coefficiente	Erro Padrão	
$B_1 = 2,31$	1,23	
$B_2 = 1,45$	0,83	R² ajustado = 0,963
$B_3 = 0,33$	0,19	
$B_4 = 0,51$	0,18	

A Eq. (4.1) pode então ser reescrita na forma

$$q = 2,31(h_{sc} - t_{PL})t_{sc} f_c + (1,45 n \phi^2 + 0,33 A_{cc})\sqrt{f_c} + 0,51 A_{tr} f_{ys} \quad (4.2)$$

O erro padrão da amostra (s_x), ou simplesmente erro padrão, consiste na medida de quanto um ponto se afasta da média para um conjunto de N medidas, e é dado por:

$$s_x = \sigma / \sqrt{N} \quad \text{ou} \quad s_x = s / \sqrt{N} \quad (4.3)$$

onde:

- s é o desvio padrão da amostra
- σ é o desvio padrão da população
- N é o tamanho da amostra

A Eq. (4.2) é aplicável apenas aos casos em que: (a) espessura do conector $t_{cs} = 12,5$ mm; (b) diâmetro de referência dos furos $\phi = 56$ mm; (c) raio dos cantos dos dentes igual a 12,5 mm; e (d) resistência à compressão do concreto entre 20 e 40 MPa.

Deve-se notar que na Eq. (4.2) a espessura da pré-laje é subtraída da altura do conector e da espessura total da laje. Dessa forma, a Eq. (4.2) não considera qualquer contribuição da pré-laje, seja para os modelos com isopor, seja para os modelos com pré-laje real, podendo portanto ser aplicada com segurança para o cálculo da resistência do conector em sistemas de piso mistos com pré-laje. Essa abordagem resultou da observação dos resultados experimentais.

Na TAB.4.5 apresenta-se uma comparação entre as resistências medidas nos ensaios (q_{test}) e as resistências calculadas (q_{calc}) com a Eq. (4.2).

TABELA 4.4 - Parcelas de contribuição da capacidade do conector *Crestbond-PL*.

MODELO	$(h_{cs}-t_{PL}) \cdot t_{sc} \cdot f_c$ (N)	$n \cdot \phi^2 \cdot Sqrt(f_c)$ (N)	$A_{cc} \cdot Sqrt(f_c)$ (N)	$A_{tr} \cdot f_{ys}$ (N)
D1.a	34049,00	52886,02	238169,02	150796,45
D1.b	33693,43	52609,15	236922,16	150796,45
D1.c	33693,43	52609,15	236922,16	150796,45
D2.a	33790,40	52684,8	237262,86	301592,89
D2.b	33790,40	52684,8	237262,86	301592,89
D2.c	33725,75	52634,38	237035,78	301592,89
D3.a	34049,00	52886,02	238169,02	150796,45
D3.b	34878,68	53526,48	241053,30	150796,45
D3.c	33477,93	52440,63	236163,27	150796,45
D4.a	28987,30	53691,58	221539,22	150796,45
D4.b	28658,00	53385,74	220277,27	150796,45
D4.c	28658,00	53385,74	220277,27	150796,45
D5.a	32303,60	44367,47	233285,61	150796,45
D5.b	46625,25	53302,78	280267,72	150796,45
D5.c	45463,25	52634,38	276753,25	150796,45

TABELA 4.5 - Resultados experimentais e estimados para a série D.

MODELO	q_{test} (N)	q_{calc} (N)	q_{test}/q_{calc}	erro% ^(*)
D1.a	287125,00	310436,13	0,92	-0,08
D1.b	330865,00	308802,20	1,07	0,07
D1.c	320360,00	308802,20	1,04	0,04
D2.a	407395,00	385853,36	1,06	0,06
D2.b	419395,00	385853,36	1,09	0,09
D2.c	398075,00	385556,04	1,03	0,03
D3.a	319550,00	310436,13	1,03	0,03
D3.b	301605,00	314232,29	0,96	-0,04
D3.c	318110,00	307809,85	1,03	0,03
D4.a	287350,00	294430,74	0,98	-0,02
D4.b	287350,00	292810,54	0,98	-0,02
D4.c	299355,00	292810,54	1,02	0,02
D5.a	308360,00	292438,42	1,05	0,05
D5.b	375880,00	353967,62	1,06	0,06
D5.c	348870,00	349155,42	1,00	0,00

(*) Erro máximo = -8% a +9%.

Na FIG. 4.25 apresenta-se uma comparação entre os resultados experimentais e as resistências calculadas com a Eq. (4.2).

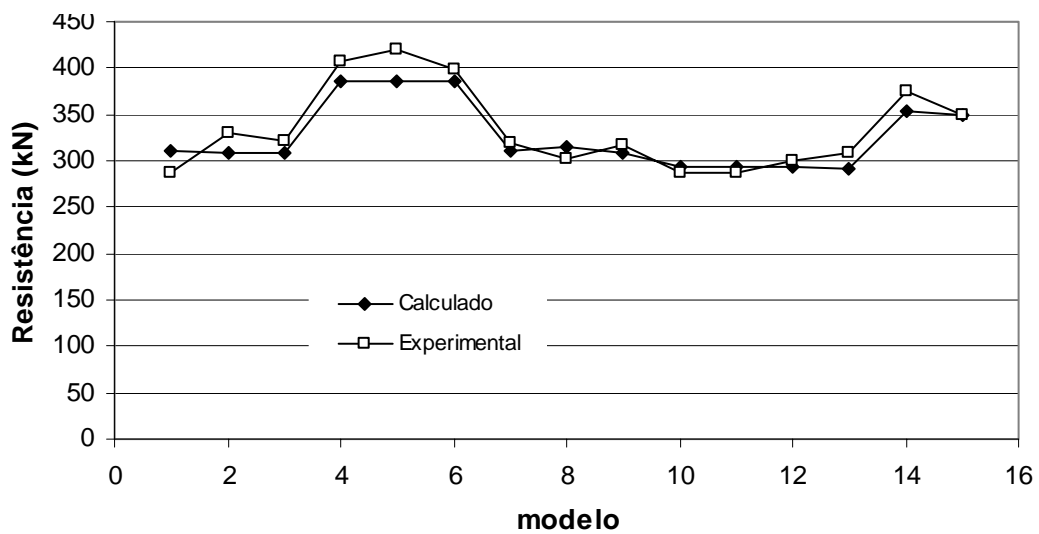


FIGURA 4.25 – Comparação entre os resultados experimentais e os valores calculados com a Eq. 4.2.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo a avaliação do desempenho de um conector em chapa dentada para sistemas mistos com pré-laje de concreto sob condições de serviço e em estado limite último, chamado de *Crestbond-PL*. O conector *Crestbond-PL* é uma variação do conector *Crestbond* desenvolvido por Veríssimo (VERÍSSIMO, 2004; VERÍSSIMO *et al.*, 2005, 2006), em que os dentes figuram numa posição mais elevada, em relação à viga de aço subjacente, a fim de que os pinos de concreto trabalhem acima da pré-laje. Foi realizado um programa experimental composto de 15 ensaios tipo *push-out* com o referido conector, considerando três configurações de modelos: a) com laje maciça; b) com uma pré-laje de concreto; c) com poliestireno expandido (isopor) no lugar da pré-laje.

O estudo resultou num modelo semi-empírico para o cálculo da resistência do conector *Crestbond-PL*. O modelo semi-empírico proposto é válido para conectores *Crestbond-*

PL com espessuras de 12,5 mm, diâmetro de referência dos furos $\phi = 56$ mm, raio dos cantos dos dentes igual a 12,5 mm e resistência à compressão entre 20 a 40 MPa.

Tendo em vista os modos de falha observados, conclui-se que a resistência total da conexão decorre da contribuição de quatro parcelas, quais sejam: a) resistência frontal do conector; b) resistência da laje à tração; c) resistência dos pinos de concreto e d) efeito da armadura. Observa-se na equação proposta a contribuição importante da resistência frontal do conector e da resistência dos pinos de concreto para a capacidade última da conexão.

Nos ensaios realizados na série D, ficou comprovado que o deslizamento característico para o conector *Crestbond-PL* é superior ao limite de 6,0 mm que, segundo o critério da EN 1994-1-1:2004, permite classificar o conector como dúctil.

Verificou-se que as forças atuantes no conector, ou seja, a força de compressão frontal e as forças de cisalhamento nos pinos de concreto, tiveram pouca ou nenhuma excentricidade em relação à espessura da laje, o que proporcionou o melhor desempenho da conexão.

O acréscimo na altura do conector *Crestbond-PL*, em relação ao conector *Crestbond* utilizado por VERÍSSIMO *et.al.* (2005) resultou num aumento de aproximadamente 14% na capacidade última da conexão. Esse fato decorre não apenas da maior área frontal do conector *Crestbond-PL*, mas também do fato da resultante de compressão na face frontal do conector estar mais centrada em relação à espessura da laje.

Os modelos com armadura passando dentro das aberturas do conector apresentam capacidade última 25% superior aos modelos que não possuem armadura dentro das aberturas. Há um evidente efeito benéfico da armadura na capacidade da conexão.

À medida que a resistência do concreto aumenta, a capacidade resistente da conexão também cresce. Esse fenômeno decorre da relação direta da resistência do concreto com

a resistência frontal do conector, a resistência dos pinos de concreto e a resistência da laje à tração.

As resistências obtidas para os modelos com pré-laje ficaram bem próximas dos valores para os modelos com isopor no lugar da pré-laje, e inferiores aos resultados para modelos com laje maciça. Isso indica que a ligação entre a pré-laje e a laje não é suficiente para garantir uma solidarização tal que influencie significativamente na capacidade última do sistema. Este fato justifica a abordagem adotada para a dedução da equação de resistência apresentada no item 4.5 (Eq. 4.2).

O conector de cisalhamento em chapa dentada *Crestbond-PL* apresenta uma alta rigidez para cargas de serviço, e adequada ductilidade em estado limite último, associadas à capacidade de reter uma parcela bastante significativa de carga aplicada na fase pós-pico (após ter atingido a carga máxima).

Como forma de síntese, os resultados deste estudo demonstraram que o conector dentado desenvolvido por VERÍSSIMO (VERÍSSIMO, 2004, e VERÍSSIMO *et.al.*, 2005) pode perfeitamente ser utilizado em sistemas de piso mistos com pré-laje, apresentando um comportamento bastante satisfatório.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Os resultados obtidos neste estudo ainda levantam diversas questões que merecem ser consideradas em estudos posteriores. Algumas delas são citadas a seguir:

- avaliar o comportamento do conector *Crestbond* em ensaios de vigas mistas de aço e concreto;
- avaliar o comportamento do conector com diferentes números de dentes, para uma avaliação mais acurada do efeito de pino;
- avaliar o grau de interação proporcionado pela conexão com o conector *Crestbond*;
- avaliar o comportamento do conector *Crestbond* contínuo;

-
- avaliar o comportamento do conector sob condições de carregamento cíclico, com vistas à avaliação da parcela da carga última que pode ocasionar deterioração progressiva da conexão;
 - avaliar o desempenho de dois ou mais conectores *Crestbond* dispostos em paralelo sobre o perfil metálico;
 - avaliar o desempenho do conector *Crestbond* com outras espessuras, além da de 12,5 mm;
 - avaliar o desempenho da conexão com pré-laje quando fica espaço entre a pré-laje e o conector, permitindo que o concreto da capa preencha esse espaço.

6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 5738 Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT, NBR 5739 Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1994.

ABNT, NBR 8522 Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT, NBR 8800 *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios*, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.

ABNT, PR NBR 8800:2007 *Projeto de Revisão da NBR 8800*, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007.

ANSI/AISC 360-05. *Specification for Structural Steel Buildings*, 1th edition, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.

ANDRÄ, H. P. Economical shear connectors with fatigue strength, *IABSE*, Brussels, 1990, pp. 167-172.

ASTM. C31-88: *ASTM Standards in Buildings Codes*, 26th edition, Vol.2, Philadelphia, PA: American Society for Testing and Materials, 1989.

CSA. *Steel structures for buildings – limit states design*. CAN3-S16.1-M84, Rexdale, Ontario: Canadian Standards Association, 1984.

CSA *Limit states design of steel structures*, CAN/CSA-S16.1-M89. Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 1989.

CRUZ, P. J. S., VALENTE, I.; VERÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R.; FAKURY, R. H. *Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas*, VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Escola Politécnica da USP, 2006.

DAVIES, C.; Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors, *Structural Engineer*, Vol.47, No. 1, 1969.

EN 1994-1-1:2004 - EUROCODE 4. *Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Brussels: European Committee for Standardization, April, 2004.

FERREIRA, L. T. S. *Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações*, Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2000.

GALJAARD, H.; WALRAVEN, J.C.; “*Static tests on various types of shear connectors for composite structures*”, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1313-1322, 2001.

HEGGER, J.; SEDLACEK, G.; DÖINGHAUS, P.; TRUMPF, H. *Studies on the ductility of shear connectors when using high-strength concrete*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1024-1045, 2001.

HILTI. *Catálogo de produtos*. 2000.

JAYAS, B. S.; HOSAIN, M.U. Behavior of headed shear studs in composite beams: push-out tests, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15(1): 240-253, 1998.

JELIC, I., PAVLOVIC, M. N., KOTSOVOS, M. D. A study of dowel action in reinforced concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, Vol.51-2, p.131-141, 1999.

JOHNSON, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. 3rd edition, Oxford (UK): Blackwell Science Ltd., 2004. Vol.1.

KLAIBER, F.W.; WIPF, T. J.; NAUMAN, J. C.; SIOW, Y-S.; Investigation of two bridge alternatives for low volume roads – phase II, concept 2: beam-in-slab bridge. Iowa Department of Transportation Project TR-410, Ames, Iowa, 2000.

KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels, *IABSE*, Innsbruck, pp. 133-138, 1997a.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New advantageous shear connection for composite structures with high fatigue strength). *Beton und Stahlbetonbau*, Berlin, No. 12, pp. 325-331, 1987.

MALITE, M. *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. São Carlos. 253p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993.

MALITE M.; NIMIR, W. A.; SÁLES, J. J.; GONÇALVES, R. M. Cold-formed shear connectors for composite constructions. 14th International Specialty Conference on cold-formed steel structures Proc. 1998.

MEDBERRY, S. B.; SHAHROOZ, B. M. *Perfobond* Shear Connector for Composite Construction, *AISC Engineering Journal*, Chicago, 2002-1, pp.2-12, 2002.

METFORM. *Steel Deck MF-75 - Noções de Utilização e Dimensionamento*, 1997.

NISHIDO, T.; FUJII, K.; ARIYOSHI, T. Slip behavior of *Perfobond* rib shear connectors and its treatment in FEM. In: Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, *Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Banff, Alberta, Canada, 2000, pp. 379-390.

OEHLERS, D. G.; JOHNSON, R. P. The strength of stud shear connectors in composite beams. *The Structural Engineer*, 65-2, pp.44-48, 1987.

OGATA, N.; MURAYAMA, Y. *et al.* Study on bond's characteristic between steel elements and concrete, *Concrete Engineering annual report*, Vol. 16, No. 12, 1994.

OGUEJIOFOR, E. C. *Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1990.

- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Behavior of *Perfobond* rib shear connectors in composite beams: full-size tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.19, p.224-235, 1992.
- OGUEJIOFOR, E. C. *Perfobond rib shear connectors for composite beams*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.
- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. A parametric study of *Perfobond* rib shear connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.21, p.614-625, 1994.
- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Tests of full-size composite beams with *Perfobond* rib connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.22, p.80-92, 1995.
- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Numerical analysis of push-out specimens with *Perfobond* rib connectors, *Computer and Structures*, Vol. 62, No. 4, p.617-624, 1997.
- OLIVEIRA, A. F. N.; VERÍSSIMO, G. S.; FAKURY, R.H.; RODRIGUES, F. C., PAES, J. L. R.; *Programa Experimental para avaliação de desempenho do conector dentado em sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto*, Relatório Técnico, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brazil, 2006.
- OLIVEIRA, L. A. F.; *Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto contínuas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas*, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brazil, 2001.
- OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. C.; FISHER, J. W.; Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete, *American Institute of Steel Construction Engineering Journal*, 8(2), pp.55-64, 1971.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto*, Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001.
- ROBERTS, W.; HEYWOOD, R.; *Shear connectors for composite structures*, Physical Infrastructure Centre Digest, Queensland University of Technology, Brisbane, Australia, 1(4), pp.4-5, 1992.
- SOUZA, V. C. M; CASTRO, P. F. *Ligações em peças pré-moldadas fletidas – Estudo da tensão de cisalhamento*, XXXII REIBRAC – Reunião anual do IBRACON, FORTALEZA, 1990.

STUDNICKA, J.; MACHACEK, J.; KRATA, A.; SVITAKOVA, M. Perforated shear connector for composite steel and concrete beams. In: Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, *Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Banff, Alberta, Canada, 2000, pp. 367-378.

TRISTÃO, G. A. *Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica*, Dissertação de Mestrado, USP-São Carlos, São Carlos, 2002.

USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K.; *et al.* 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.

VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. Experimental analysis of *Perfobond* shear connections between steel and lightweight concrete. In: Eurosteel 2002, *Eurosteel proceedings*, Coimbra, 2002, Vol.1, p.411-419.

VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. *Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests*, Structural Engineering Research Report No. 37, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1991.

VELDANDA, M. R. *Behavior of Perfobond rib connectors: push-out tests*, Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1991.

VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. Behavior of *Perfobond* rib shear connectors: push-out tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.19, p.1-10, 1992.

VERÍSSIMO, G. S., *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*, Projeto de Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 115p., 2004.

VERÍSSIMO, G. S.; VALENTE, I.; PAES, J. L. R.; CRUZ, P. J. S., FAKURY, R.H. *Programa Experimental para estudo do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa de aço dentada para estruturas mistas de aço e concreto*, Relatório Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal, 2005.

VERÍSSIMO, G. S.; VALENTE, I.; PAES, J. L. R.; CRUZ, P. J. S., FAKURY, R.H. *Análise Experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço dentada para estruturas mistas de aço e concreto*, XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, UNICAMP, 2006.

VIANA, J. C.; ANDRADE, S. A. L.; VELLASCO, P. C. G. S., VELLASCO, M. M. B. R.; *Neural network modelling of Perfobond shear connector resistance*, IABMAS'06 Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. PORTO, PORTUGAL, 2006.

ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. *Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, Henniker, N.H., 1987. pp.240-252.

ANEXO A

Dados experimentais do ensaio *Push-out*

Os resultados experimentais dos 15 modelos ensaiados são apresentados a seguir pelas TABELAS. A.1 a A.15.

TABELA A.1 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D1.a.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,00	32,56	16,28	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0
20,00	85,08	42,54	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0
30,00	127,09	63,55	-0,1	0,1	0,0	0,0	-0,1
40,00	175,11	87,56	0,0	0,1	0,0	-0,1	-0,1
50,00	202,12	101,06	0,0	0,2	0,1	-0,1	-0,1
1330,00	241,13	120,57	0,0	0,5	0,2	0,0	0,3
1340,00	269,64	134,82	0,0	0,6	0,3	0,0	0,3
1370,00	319,16	159,58	0,1	0,7	0,4	0,1	0,3
1380,00	349,17	174,59	0,1	0,8	0,5	0,1	0,3
1450,00	406,19	203,10	0,3	1,1	0,7	0,1	0,4
1490,00	445,21	222,60	0,4	1,2	0,8	0,2	0,4
1530,00	491,72	245,86	0,6	1,6	1,1	0,2	0,5
1540,00	512,73	256,36	0,8	1,8	1,3	0,3	0,5
1580,00	533,74	266,87	0,9	2,0	1,5	0,3	0,5
1600,00	559,25	279,62	1,2	2,5	1,9	0,5	0,5
1630,00	565,25	282,62	1,3	2,8	2,1	0,6	0,6
1640,00	574,25	287,13	1,5	3,3	2,4	0,7	0,6
1650,00	568,25	284,12	1,8	3,9	2,8	0,9	0,5
1660,00	559,25	279,62	2,1	4,3	3,2	1,1	0,5
1670,00	560,75	280,37	2,5	4,8	3,6	1,2	0,5
1720,00	553,24	276,62	3,1	5,7	4,4	1,5	0,5
1740,00	545,74	272,87	3,8	6,5	5,2	1,8	0,4
1760,00	542,74	271,37	4,5	7,4	6,0	2,0	0,4
1870,01	535,24	267,62	4,9	8,0	6,5	2,2	0,4
1890,01	536,74	268,37	5,6	8,8	7,2	2,4	0,3
1900,01	532,24	266,12	6,0	9,2	7,6	2,6	0,3
1910,01	533,74	266,87	6,4	9,8	8,1	2,7	0,3
1920,01	533,74	266,87	6,9	10,4	8,6	2,8	0,2
2000,01	521,73	260,87	7,5	11,1	9,3	3,0	0,2
2020,01	520,23	260,12	8,1	11,7	9,9	3,2	0,2
2040,01	511,23	255,61	8,9	12,7	10,8	3,4	0,2
2050,01	508,23	254,11	9,4	13,3	11,4	3,6	0,2
2060,01	503,73	251,86	9,9	13,9	11,9	3,7	0,1
2070,01	496,22	248,11	10,4	14,4	12,4	3,8	0,1
2080,01	488,72	244,36	11,0	15,0	13,0	3,9	0,1
2090,01	478,22	239,11	11,6	15,6	13,6	4,0	0,2
2100,01	473,72	236,86	12,1	16,1	14,1	4,1	0,2
2120,01	457,21	228,61	12,8	16,8	14,8	4,2	0,2
2140,01	451,21	225,60	13,7	17,7	15,7	4,4	0,2
2160,01	443,71	221,85	14,4	18,5	16,5	4,5	0,2
2260,01	436,20	218,10	15,0	19,1	17,0	4,6	0,3
2270,01	428,70	214,35	15,5	19,7	17,6	4,7	0,3
2280,01	416,70	208,35	15,9	20,2	18,1	4,8	0,3
2300,01	404,69	202,35	16,8	21,1	18,9	4,9	0,3
2320,01	394,19	197,09	17,6	22,0	19,8	5,0	0,3
2340,01	392,69	196,34	18,4	22,7	20,6	5,1	0,4
2370,01	382,18	191,09	19,1	23,6	21,4	5,2	0,4
2390,01	373,18	186,59	20,2	24,7	22,4	5,3	0,4
2440,01	362,68	181,34	21,4	26,0	23,7	5,5	0,4
2490,01	352,17	176,09	22,6	27,4	25,0	5,6	0,4
2510,01	344,67	172,34	23,7	28,4	26,0	5,7	0,4
2550,01	338,67	169,33	24,8	29,6	27,2	5,8	0,4
2640,01	328,17	164,08	26,2	31,0	28,6	5,9	0,4
2660,01	319,16	159,58	27,3	32,1	29,7	6,0	0,3

TABELA A.2 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D1.b.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	0	0	0	0,0	0	0
0,00	79,53	39,76	-0,4	0,0	-0,2	-0,3	-0,2
18,00	120,04	60,02	-0,5	-0,1	-0,3	-0,4	-0,2
26,00	148,55	74,28	-0,5	-0,1	-0,3	-0,4	-0,3
34,00	192,07	96,03	-0,5	-0,1	-0,3	-0,4	-0,3
1058,00	225,08	112,54	-0,5	-0,1	-0,3	-0,4	-0,3
1066,00	264,09	132,05	-0,5	-0,1	-0,3	-0,4	-0,3
1074,00	303,11	151,55	-0,5	-0,1	-0,3	-0,4	-0,3
1082,00	322,61	161,31	-0,4	-0,1	-0,2	-0,4	-0,3
1090,00	352,62	176,31	-0,3	0,0	-0,2	-0,4	-0,3
1098,00	388,64	194,32	-0,3	0,1	-0,1	-0,4	-0,2
1106,00	420,15	210,07	-0,2	0,2	0,0	-0,4	-0,2
1114,00	451,66	225,83	0,0	0,3	0,1	-0,4	-0,3
1122,00	490,67	245,34	0,1	0,4	0,2	-0,4	-0,3
1130,00	517,68	258,84	0,2	0,5	0,4	-0,3	-0,3
1138,00	553,69	276,85	0,3	0,6	0,5	-0,3	-0,3
1146,00	579,20	289,60	0,5	0,8	0,6	-0,3	-0,3
1154,00	604,71	302,36	0,6	1,0	0,8	-0,2	-0,3
1162,00	625,72	312,86	0,8	1,1	0,9	-0,2	-0,2
1170,00	648,23	324,11	1,0	1,4	1,2	-0,2	-0,2
1186,00	661,73	330,87	1,4	2,1	1,8	0,0	-0,1
1194,00	661,73	330,87	1,7	2,5	2,1	0,1	-0,1
1202,00	657,23	328,62	2,1	3,1	2,6	0,1	0,0
1210,00	645,23	322,61	2,7	3,7	3,2	0,2	0,0
1218,00	628,72	314,36	3,3	4,2	3,7	0,3	0,0
1226,00	604,71	302,36	3,8	4,7	4,3	0,4	0,0
1242,00	595,71	297,85	4,7	5,7	5,2	0,5	0,1
1258,00	591,21	295,60	5,6	6,5	6,1	0,6	0,1
1274,00	568,70	284,35	6,4	7,3	6,8	0,7	0,2
1314,00	565,70	282,85	7,0	7,8	7,4	0,7	0,2
1322,00	562,70	281,35	7,5	8,4	7,9	0,7	0,2
1338,00	556,70	278,35	8,4	9,4	8,9	0,8	0,2
1354,00	537,19	268,59	9,3	10,5	9,9	0,9	0,2
1386,00	528,19	264,09	10,3	11,6	11,0	0,9	0,2
1402,00	523,68	261,84	11,0	12,4	11,7	0,9	0,3
1418,00	525,18	262,59	11,9	13,3	12,6	0,9	0,3
1434,00	504,18	252,09	12,7	14,2	13,4	1,0	0,3
1450,00	499,68	249,84	13,5	15,0	14,2	1,0	0,3
1466,00	492,17	246,09	14,3	15,8	15,0	1,1	0,3
1482,00	486,17	243,09	15,1	16,6	15,8	1,1	0,3
1498,00	484,67	242,33	15,8	17,4	16,6	1,2	0,3
1514,00	475,67	237,83	16,6	18,1	17,4	1,2	0,3
1530,00	475,67	237,83	17,3	19,0	18,1	1,3	0,3
1546,00	465,16	232,58	18,1	19,6	18,9	1,4	0,3
1562,00	463,66	231,83	18,8	20,3	19,5	1,4	0,3
1570,00	468,16	234,08	19,3	20,8	20,0	1,4	0,3
1578,00	448,66	224,33	19,9	21,4	20,6	1,5	0,3
1594,00	442,66	221,33	21,1	22,3	21,7	1,5	0,3
1610,00	429,15	214,58	22,2	23,4	22,8	1,6	0,2
1626,00	417,15	208,57	23,3	24,3	23,8	1,6	0,2
1642,00	411,14	205,57	24,4	25,2	24,8	1,6	0,2
1658,00	396,14	198,07	25,4	26,2	25,8	1,6	0,2
1674,00	393,14	196,57	26,4	27,2	26,8	1,6	0,3
1698,00	378,13	189,07	27,2	28,1	27,7	1,6	0,3
1714,00	372,13	186,07	28,0	28,9	28,5	1,6	0,3
1730,00	370,63	185,31	28,8	29,7	29,2	1,6	0,3

TABELA A.3 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D1.c.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,00	57,02	28,51	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1
10,00	109,54	54,77	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4
20,00	150,05	75,03	0,3	0,4	0,3	0,3	0,4
30,00	198,07	99,03	0,3	0,4	0,4	0,3	0,5
1130,00	264,09	132,05	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
1140,00	298,60	149,30	0,4	0,5	0,5	0,4	0,5
1150,00	339,12	169,56	0,5	0,7	0,6	0,5	0,5
1160,00	379,63	189,82	0,6	0,9	0,8	0,6	0,5
1170,00	418,65	209,32	0,7	1,1	0,9	0,7	0,5
1200,00	463,66	231,83	1,0	1,3	1,2	0,8	0,4
1210,00	516,18	258,09	1,2	1,5	1,4	0,8	0,4
1220,00	564,20	282,10	1,4	1,8	1,6	0,9	0,4
1230,00	607,71	303,86	1,6	2,1	1,9	1,0	0,4
1240,00	625,72	312,86	2,1	2,5	2,3	1,2	0,4
1250,00	640,72	320,36	2,6	3,1	2,8	1,3	0,4
1260,00	636,22	318,11	3,2	3,7	3,5	1,5	0,5
1280,00	630,22	315,11	3,7	4,2	4,0	1,6	0,5
1290,00	628,72	314,36	4,3	4,7	4,5	1,7	0,5
1310,00	595,71	297,85	5,2	5,5	5,4	1,9	0,6
1420,00	592,71	296,35	5,9	6,0	6,0	2,0	0,6
1430,00	591,21	295,60	6,4	6,6	6,5	2,0	0,7
1440,00	583,70	291,85	7,0	7,0	7,0	2,1	0,7
1460,00	570,20	285,10	7,9	7,8	7,9	2,1	0,8
1470,00	568,70	284,35	8,5	8,3	8,4	2,1	0,8
1490,00	556,70	278,35	9,4	9,2	9,3	2,2	0,9
1650,00	549,19	274,60	10,2	9,8	10,0	2,2	1,0
1660,00	550,69	275,35	10,7	10,3	10,5	2,2	1,0
1670,00	541,69	270,84	11,3	10,8	11,1	2,2	1,0
1680,00	544,69	272,35	11,9	11,3	11,6	2,2	1,1
1740,00	531,19	265,59	12,7	12,0	12,3	2,2	1,1
1750,00	526,68	263,34	13,2	12,5	12,9	2,3	1,2
1760,00	517,68	258,84	13,8	13,0	13,4	2,3	1,2
1780,00	501,18	250,59	14,8	13,9	14,3	2,3	1,3
1800,00	498,17	249,09	15,8	14,7	15,2	2,4	1,3
1820,01	483,17	241,58	16,9	15,8	16,3	2,4	1,4
1840,01	474,17	237,08	18,0	16,6	17,3	2,5	1,5
1860,01	469,66	234,83	19,2	17,7	18,4	2,5	1,6
1880,01	450,16	225,08	20,2	18,6	19,4	2,5	1,7
1930,01	444,16	222,08	21,2	19,5	20,3	2,6	1,8
1950,01	429,15	214,58	22,4	20,6	21,5	2,6	1,8
1970,01	415,65	207,82	23,3	21,6	22,5	2,6	1,9
1990,01	405,14	202,57	24,4	22,7	23,6	2,6	2,0
2010,01	391,64	195,82	25,4	23,9	24,6	2,6	2,0
2030,01	382,63	191,32	26,5	25,0	25,7	2,6	2,1
2050,01	373,63	186,82	27,5	26,0	26,8	2,7	2,2
2070,01	366,13	183,06	28,5	27,1	27,8	2,7	2,2
2090,01	355,62	177,81	29,5	28,0	28,7	2,7	2,2

TABELA A.4 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D2.a.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	0	0	0	0,0	0	0
110,00	43,52	21,76	0,3	0,2	0,3	-0,1	0,3
1580,00	79,53	39,76	0,1	0,1	0,1	0,0	0,2
1600,00	141,05	70,52	0,1	0,1	0,1	-0,2	0,1
1610,00	190,57	95,28	0,0	0,1	0,0	-0,2	0,1
1620,00	241,58	120,79	0,0	0,0	0,0	-0,3	0,0
1630,00	286,60	143,30	0,0	0,0	0,0	-0,3	0,0
1640,00	327,11	163,56	0,0	0,0	0,0	-0,4	0,0
1650,00	370,63	185,32	0,0	0,0	0,0	-0,4	-0,1
1660,00	396,14	198,07	0,1	0,1	0,1	-0,4	-0,1
1670,00	432,15	216,08	0,1	0,1	0,1	-0,4	-0,1
1680,00	469,66	234,83	0,2	0,2	0,2	-0,4	-0,1
1690,00	511,68	255,84	0,2	0,2	0,2	-0,4	-0,1
1700,00	547,69	273,85	0,3	0,3	0,3	-0,4	-0,2
1710,00	589,71	294,85	0,4	0,4	0,4	-0,4	-0,2
1720,00	619,72	309,86	0,5	0,4	0,5	-0,4	-0,2
1740,00	663,23	331,62	0,7	0,6	0,7	-0,4	-0,2
1760,00	702,25	351,12	1,0	0,7	0,9	-0,4	-0,2
1780,00	742,76	371,38	1,5	1,0	1,3	-0,4	-0,1
1800,00	777,27	388,64	2,1	1,3	1,7	-0,5	0,0
1810,00	783,27	391,64	2,6	1,5	2,0	-0,5	0,1
1820,01	790,78	395,39	3,0	1,6	2,3	-0,5	0,1
1840,01	804,28	402,14	3,6	2,0	2,8	-0,5	0,3
1860,01	811,78	405,89	4,3	2,3	3,3	-0,6	0,5
1880,01	811,78	405,89	5,2	2,6	3,9	-0,6	0,7
1890,01	814,79	407,39	5,8	3,0	4,4	-0,6	0,8
1900,01	805,78	402,89	6,6	3,5	5,0	-0,6	0,9
1910,01	804,28	402,14	7,1	3,9	5,5	-0,6	0,9
1920,01	799,78	399,89	7,6	4,3	6,0	-0,6	1,0
1930,01	792,28	396,14	8,1	4,9	6,5	-0,7	1,0
1940,01	784,78	392,39	8,7	5,4	7,0	-0,7	1,1
1950,01	772,77	386,39	9,0	5,8	7,4	-0,7	1,2
1970,01	763,77	381,88	9,4	6,2	7,8	-0,6	1,2
1980,01	763,77	381,88	9,8	6,6	8,2	-0,6	1,3
1990,01	763,77	381,88	10,3	7,0	8,7	-0,6	1,3
2000,01	738,26	369,13	11,0	7,4	9,2	-0,6	1,4
2010,01	721,75	360,88	11,5	7,8	9,6	-0,6	1,5
2020,01	706,75	353,37	12,1	8,1	10,1	-0,6	1,6
2030,01	690,24	345,12	12,7	8,4	10,6	-0,6	1,7
2040,01	681,24	340,62	13,3	8,7	11,0	-0,6	1,7
2050,01	663,23	331,62	13,7	9,0	11,3	-0,6	1,7
2060,01	654,23	327,11	14,3	9,2	11,8	-0,5	1,8
2080,01	621,22	310,61	14,7	9,3	12,0	-0,5	1,8
2210,01	603,21	301,61	16,1	9,6	12,8	-0,5	1,8
2230,01	588,21	294,10	16,7	9,9	13,3	-0,5	1,8
2270,01	588,21	294,10	17,4	10,1	13,7	-0,4	1,8
2290,01	574,70	287,35	18,3	10,7	14,5	-0,4	1,9
2340,01	549,19	274,60	19,2	10,9	15,0	-0,3	1,9
2380,01	520,68	260,34	19,7	11,1	15,4	-0,2	1,9

TABELA A.5 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D2.b.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	57,02	28,51	0,06	-0,13	-0,03	0,06	0,01
10,00	100,54	50,27	0,16	-0,01	0,07	0,23	0,18
20,00	142,55	71,28	0,22	0,00	0,11	0,24	0,21
30,00	186,07	93,03	0,25	0,06	0,16	0,28	0,26
1200,00	252,09	126,04	0,35	0,12	0,24	0,32	0,32
1210,00	295,60	147,80	0,40	0,17	0,29	0,33	0,36
1220,00	340,62	170,31	0,44	0,18	0,31	0,35	0,39
1230,00	382,63	191,32	0,53	0,28	0,41	0,36	0,42
1240,00	421,65	210,82	0,59	0,33	0,46	0,36	0,46
1250,00	462,16	231,08	0,72	0,39	0,55	0,36	0,49
1260,00	496,67	248,34	0,87	0,48	0,68	0,37	0,57
1300,00	574,70	287,35	1,14	0,68	0,91	0,38	0,65
1310,00	610,71	305,36	1,28	0,76	1,02	0,38	0,69
1320,00	643,73	321,86	1,46	0,90	1,18	0,38	0,77
1330,00	681,24	340,62	1,62	1,08	1,35	0,41	0,84
1340,00	709,75	354,87	1,83	1,19	1,51	0,41	0,91
1350,00	741,26	370,63	2,07	1,35	1,71	0,42	0,97
1360,00	768,27	384,13	2,29	1,42	1,85	0,42	1,05
1380,00	799,78	399,89	2,94	1,85	2,39	0,45	1,21
1400,00	814,79	407,39	3,62	2,28	2,95	0,45	1,40
1410,00	826,79	413,39	4,10	2,61	3,35	0,45	1,50
1420,00	831,29	415,65	4,50	2,85	3,67	0,45	1,60
1430,00	838,79	419,40	5,04	3,19	4,12	0,45	1,70
1440,00	835,79	417,90	5,54	3,55	4,55	0,45	1,79
1460,00	817,79	408,89	6,03	3,90	4,97	0,45	1,88
1470,00	831,29	415,65	6,31	4,06	5,18	0,45	1,92
1480,00	831,29	415,65	6,81	4,44	5,62	0,43	2,01
1490,00	834,29	417,15	7,28	4,77	6,02	0,43	2,08
1500,00	817,79	408,89	7,70	5,15	6,42	0,42	2,11
1510,00	819,29	409,64	8,16	5,46	6,81	0,41	2,14
1520,00	807,28	403,64	8,48	5,68	7,08	0,40	2,20
1550,00	792,28	396,14	9,19	6,08	7,64	0,35	2,28
1560,00	778,77	389,39	10,01	6,62	8,31	0,27	2,47
1570,00	753,26	376,63	10,80	7,13	8,96	0,21	2,62
1580,00	729,26	364,63	11,53	7,70	9,62	0,18	2,77
1590,00	691,74	345,87	12,04	8,03	10,04	0,18	2,88
1600,00	687,24	343,62	12,81	8,56	10,68	0,17	2,99
1610,00	666,23	333,12	13,60	9,07	11,34	0,18	3,11
1620,00	655,73	327,86	14,39	9,62	12,00	0,20	3,25
1630,00	637,72	318,86	15,12	10,13	12,63	0,24	3,40
1640,00	630,22	315,11	15,85	10,65	13,25	0,28	3,57
1650,00	615,22	307,61	16,53	11,03	13,78	0,31	3,71
1660,00	603,21	301,61	17,00	11,45	14,23	0,33	3,85
1790,00	564,20	282,10	18,45	12,07	15,26	0,42	4,12
1800,00	556,70	278,35	19,09	12,49	15,79	0,42	4,23
1810,00	543,19	271,60	19,66	13,03	16,35	0,41	4,34
1820,01	519,18	259,59	20,13	13,51	16,82	0,40	4,44
1860,01	492,17	246,09	20,81	13,95	17,38	0,41	4,50
1870,01	492,17	246,09	21,34	14,40	17,87	0,39	4,57
1930,01	469,66	234,83	22,06	14,98	18,52	0,39	4,63
1940,01	468,16	234,08	22,56	15,33	18,95	0,39	4,67
1950,01	465,16	232,58	22,95	15,78	19,36	0,38	4,73

TABELA A.6 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D2.c.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	0	0	0	0	0	0
0,00	99,90	49,95	0,1	0,0	0,00	0,0	0,0
8,00	135,92	67,96	-0,1	-0,1	0,00	-0,1	-0,1
16,00	177,93	88,96	-0,1	-0,2	0,00	-0,2	-0,2
24,00	206,44	103,22	-0,1	-0,3	0,00	-0,2	-0,3
992,00	242,45	121,23	-0,1	-0,2	0,03	-0,2	-0,2
1000,00	273,96	136,98	0,0	-0,3	0,04	-0,2	-0,2
1008,00	318,98	159,49	0,0	-0,2	0,06	-0,3	-0,3
1016,00	362,49	181,25	0,0	-0,3	0,06	-0,3	-0,3
1024,00	406,01	203,00	0,1	-0,3	0,09	-0,3	-0,3
1032,00	440,52	220,26	0,1	-0,3	0,14	-0,3	-0,3
1040,00	478,04	239,02	0,2	-0,3	0,13	-0,3	-0,3
1048,00	515,55	257,77	0,3	-0,4	0,14	-0,3	-0,3
1056,00	556,06	278,03	0,4	-0,2	0,27	-0,3	-0,3
1064,00	590,57	295,29	0,5	-0,2	0,36	-0,3	-0,3
1072,00	632,59	316,29	0,6	-0,1	0,48	-0,3	-0,3
1080,00	659,60	329,80	0,7	0,1	0,58	-0,3	-0,3
1088,00	686,61	343,30	0,9	0,1	0,69	-0,3	-0,3
1096,00	706,12	353,06	1,1	0,2	0,85	-0,3	-0,3
1104,00	730,12	365,06	1,2	0,4	0,96	-0,3	-0,3
1112,00	748,13	374,06	1,4	0,5	1,15	-0,3	-0,3
1120,00	761,63	380,82	1,6	0,8	1,37	-0,3	-0,3
1128,00	773,64	386,82	1,8	1,0	1,58	-0,2	-0,3
1136,00	782,64	391,32	2,1	1,4	1,92	-0,2	-0,3
1144,00	785,64	392,82	2,4	1,6	2,20	-0,2	-0,3
1152,00	794,65	397,32	2,6	2,0	2,51	-0,1	-0,3
1160,00	793,15	396,57	3,0	2,3	2,83	-0,1	-0,2
1168,00	791,65	395,82	3,3	2,6	3,16	0,0	-0,2
1176,00	796,15	398,07	3,6	3,0	3,52	0,0	-0,2
1184,00	794,65	397,32	3,9	3,3	3,81	0,1	-0,2
1192,00	793,15	396,57	4,3	3,7	4,18	0,2	-0,1
1200,00	781,14	390,57	4,5	4,0	4,44	0,3	-0,1
1208,00	785,64	392,82	4,7	4,3	4,73	0,4	-0,1
1216,00	788,64	394,32	5,1	4,7	5,11	0,5	-0,1
1224,00	794,65	397,32	5,5	5,0	5,44	0,5	-0,1
1232,00	793,15	396,57	5,9	5,5	5,88	0,6	-0,1
1240,00	787,14	393,57	6,3	5,9	6,27	0,7	-0,1
1248,00	782,64	391,32	6,5	6,2	6,54	0,8	-0,1
1256,00	782,64	391,32	6,9	6,6	6,95	0,8	-0,1
1264,00	781,14	390,57	7,3	7,0	7,33	0,9	0,0
1272,00	773,64	386,82	7,6	7,4	7,70	1,0	0,0
1280,00	766,14	383,07	8,1	7,9	8,17	1,1	0,0
1288,00	757,13	378,57	8,4	8,2	8,47	1,1	0,0
1296,00	734,63	367,31	8,7	8,5	8,78	1,2	0,0
1304,00	733,12	366,56	9,0	8,8	9,10	1,2	0,0
1312,00	724,12	362,06	9,1	9,2	9,35	1,3	0,0
1320,00	710,62	355,31	9,4	9,5	9,63	1,3	0,0
1328,00	704,61	352,31	9,5	9,6	9,77	1,3	0,0
1336,00	701,61	350,81	9,7	10,0	10,07	1,4	0,0
1344,00	686,61	343,30	10,0	10,3	10,33	1,4	0,0
1352,00	688,11	344,05	10,2	10,7	10,64	1,5	0,0
1360,00	656,60	328,30	10,4	11,4	11,08	1,6	0,0
1368,00	638,59	319,30	10,8	11,8	11,49	1,6	0,0
1376,00	622,09	311,04	11,1	12,5	11,99	1,7	0,0
1384,00	604,08	302,04	11,5	13,1	12,48	1,8	0,0
1392,00	583,07	291,54	11,8	13,4	12,82	1,9	0,0
1400,00	583,07	291,54	12,1	14,0	13,22	1,9	0,0
1408,00	572,57	286,28	12,3	14,3	13,51	1,9	0,0
1416,00	568,07	284,03	12,5	14,8	13,86	2,0	0,0
1424,00	550,06	275,03	12,9	15,1	14,17	2,0	0,0
1432,00	538,06	269,03	12,9	15,4	14,32	2,0	0,0
1440,00	542,56	271,28	13,1	15,6	14,54	2,1	0,0
1448,00	533,55	266,78	13,2	15,9	14,75	2,1	0,1
1464,00	514,05	257,02	13,3	16,2	14,92	2,1	0,1
1544,00	490,04	245,02	13,4	16,6	15,19	2,1	0,1
1696,00	467,53	233,77	13,4	16,9	15,37	2,1	0,1
1832,01	460,03	230,01	13,4	17,1	15,47	2,1	0,1

TABELA A.7 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D3.a.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip médio
s	KN	KN	mm
00:13:42	0	0	0,00
00:13:52	102,4	51	0,00
00:14:05	194,30	97	0,00
00:14:11	269,10	135	0,13
	358,50	179	0,23
00:14:12	482,35	241	0,34
00:14:13	561,90	281	0,75
00:14:13	598,70	299	1,25
00:14:14	619,80	310	2,01
00:14:15	631,40	316	2,85
00:14:16	635,80	318	4,05
00:14:17	639,10	320	5,18
	626,60	313	6,23
	612,20	306	7,21
	588,10	294	8,15
	558,90	279	8,98
	540,00	270	10,05
	510,40	255	11,15

TABELA A.8 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D3.b.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0	62,25	31,13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6,00	124,54	62,27	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1
16,00	193,57	96,78	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2
1326,00	228,08	114,04	0,0	0,0	0,0	-0,3	-0,2
1336,00	276,10	138,05	0,0	0,0	0,0	-0,3	-0,2
1346,00	325,61	162,81	0,0	0,0	0,0	-0,3	-0,3
1356,00	364,63	182,31	0,1	0,0	0,1	-0,4	-0,3
1376,00	427,65	213,82	0,3	0,1	0,2	-0,5	-0,4
1386,00	471,17	235,58	0,4	0,2	0,3	-0,5	-0,5
1396,00	496,67	248,34	0,5	0,4	0,4	-0,5	-0,5
1406,00	523,68	261,84	0,6	0,5	0,5	-0,4	-0,5
1416,00	544,69	272,35	0,7	0,7	0,7	-0,4	-0,4
1436,00	573,20	286,60	1,3	1,6	1,5	-0,3	-0,3
1456,00	586,71	293,35	1,9	2,4	2,2	-0,1	-0,1
1476,00	594,21	297,10	2,8	3,3	3,0	0,1	0,1
1496,00	592,71	296,35	3,9	4,3	4,1	0,3	0,3
1516,00	603,21	301,61	4,8	5,2	5,0	0,4	0,5
1536,00	595,71	297,85	5,7	6,1	5,9	0,6	0,7
1556,00	598,71	299,35	6,5	7,0	6,8	0,7	0,8
1576,00	594,21	297,10	7,4	7,8	7,6	0,9	0,9
1596,00	595,71	297,85	8,2	8,7	8,5	1,0	0,9
1616,00	589,71	294,85	9,2	9,5	9,4	1,1	1,0
1636,00	585,21	292,60	10,2	10,6	10,4	1,3	1,1
1656,00	571,70	285,85	11,3	11,6	11,5	1,4	1,1
1676,00	553,69	276,85	12,2	12,8	12,5	1,4	1,2
1696,00	549,19	274,60	13,0	13,7	13,3	1,5	1,2
1716,00	547,69	273,85	14,0	14,9	14,4	1,6	1,2
1736,00	531,19	265,59	14,9	15,8	15,3	1,6	1,2
1756,00	523,68	261,84	15,9	16,8	16,4	1,7	1,3
1776,00	514,68	257,34	16,9	17,8	17,3	1,7	1,3
1796,00	508,68	254,34	18,3	19,1	18,7	1,8	1,4
1816,00	484,67	242,33	19,5	20,2	19,8	1,9	1,5
1836,01	472,67	236,33	20,4	21,0	20,7	1,9	1,5
1856,01	471,17	235,58	21,2	21,9	21,5	2,0	1,5
1876,01	460,66	230,33	22,0	22,6	22,3	2,0	1,6
1896,01	460,66	230,33	22,9	23,4	23,2	2,1	1,6
1916,01	457,66	228,83	23,8	24,3	24,1	2,1	1,6
1936,01	445,66	222,83	24,6	25,0	24,8	2,1	1,6
1956,01	438,15	219,08	25,4	25,8	25,6	2,2	1,7
1976,01	436,65	218,33	26,3	26,5	26,4	2,2	1,7
1996,01	427,65	213,82	27,1	27,3	27,2	2,2	1,7
2016,01	418,65	209,32	28,0	28,1	28,0	2,3	1,7
2036,01	417,15	208,57	28,9	28,9	28,9	2,3	1,7
2056,01	415,65	207,82	29,8	29,8	29,8	2,4	1,7

TABELA A.9 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D3.c.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0	0,00	0,00	0,1	0,4	0,3	0,0	0,0
0	45,00	22,50	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0
1416	87,03	43,52	0,1	0,2	0,1	0,0	0,0
1424	135,05	67,52	0,1	0,2	0,1	-0,2	-0,1
1488	172,56	86,28	0,1	0,2	0,1	-0,2	-0,1
1496	217,58	108,79	0,1	0,2	0,1	-0,3	-0,2
1504	264,09	132,05	0,0	0,2	0,1	-0,3	-0,2
1512	310,61	155,30	0,1	0,2	0,1	-0,3	-0,2
1520	348,12	174,06	0,1	0,3	0,2	-0,4	-0,2
1528	391,64	195,82	0,1	0,3	0,2	-0,4	-0,2
1576	435,15	217,58	0,2	0,5	0,4	-0,4	-0,1
1584	471,17	235,58	0,3	0,6	0,4	-0,4	-0,1
1592	501,18	250,59	0,3	0,8	0,5	-0,4	-0,1
1600	535,69	267,84	0,4	1,0	0,7	-0,4	-0,1
1608	564,20	282,10	0,4	1,1	0,8	-0,4	-0,1
1616	588,21	294,10	0,5	1,4	1,0	-0,3	-0,1
1624	609,21	304,61	0,7	1,6	1,1	-0,3	0,0
1640	628,72	314,36	1,2	2,2	1,7	-0,1	0,0
1656	634,72	317,36	1,9	2,9	2,4	0,0	0,0
1688	636,22	318,11	2,7	3,7	3,2	0,1	0,0
1704	627,22	313,61	3,5	4,7	4,1	0,2	0,0
1712	628,72	314,36	4,0	5,2	4,6	0,3	0,0
1728	616,72	308,36	4,9	6,1	5,5	0,4	0,1
1744	615,22	307,61	5,7	6,9	6,3	0,5	0,1
1752	612,21	306,11	6,1	7,3	6,7	0,6	0,1
1784	610,71	305,36	7,1	8,4	7,7	0,7	0,2
1800	604,71	302,36	8,0	9,3	8,7	0,7	0,2
1824	594,21	297,10	9,2	10,5	9,9	0,8	0,2
1840	583,70	291,85	10,2	11,3	10,7	0,9	0,2
1848	586,71	293,35	10,6	11,7	11,1	0,9	0,2
1872	574,70	287,35	11,1	12,3	11,7	0,9	0,2
1888	573,20	286,60	11,7	12,9	12,3	1,0	0,2
1896	570,20	285,10	12,2	13,4	12,8	1,0	0,1
1904	553,69	276,85	12,5	13,8	13,1	1,0	0,1
1920	544,69	272,35	13,3	14,7	14,0	1,0	0,1
1936	537,19	268,59	14,1	15,6	14,9	1,0	0,1
1952	534,19	267,09	14,6	16,1	15,4	1,0	0,1
1968	526,68	263,34	15,4	16,8	16,1	1,0	0,1
1976	511,68	255,84	15,9	17,3	16,6	1,0	0,2
1992	516,18	258,09	16,7	18,1	17,4	1,0	0,2
2008	511,68	255,84	17,7	19,0	18,3	1,0	0,2
2024	498,17	249,09	18,6	19,8	19,2	1,0	0,3
2040	493,67	246,84	19,6	20,6	20,1	1,0	0,3
2056	480,17	240,08	20,4	21,3	20,9	1,0	0,3
2072	490,67	245,34	21,1	22,1	21,6	1,0	0,3
2088	480,17	240,08	21,6	22,5	22,1	1,0	0,3
2104	475,67	237,83	22,5	23,3	22,9	1,0	0,3
2120	466,66	233,33	23,3	24,1	23,7	1,0	0,3
2136	463,66	231,83	24,1	24,9	24,5	1,0	0,3
2152	459,16	229,58	25,0	25,7	25,4	1,0	0,3
2168	454,66	227,33	25,9	26,5	26,2	1,0	0,3
2184	450,16	225,08	26,4	26,9	26,6	1,1	0,3
2200	447,16	223,58	27,3	27,7	27,5	1,1	0,3
2216	436,65	218,33	28,2	28,6	28,4	1,1	0,3
2232	429,15	214,58	29,2	29,5	29,3	1,1	0,3
2248	426,15	213,07	30,1	30,3	30,2	1,0	0,3

TABELA A.10 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D4.a.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0,00	0,00	0,3	0,2	0,3	0,0	0,0
0,00	45,00	22,50	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,00	84,03	42,01	0,2	0,2	0,2	-0,1	0,0
12,00	124,54	62,27	0,2	0,1	0,1	-0,2	0,0
22,00	150,05	75,03	0,1	0,1	0,1	-0,2	0,0
32,00	187,57	93,78	0,2	0,0	0,1	-0,2	0,0
42,00	207,07	103,54	0,1	0,0	0,1	-0,2	0,0
1292,00	226,58	113,29	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1
1302,00	271,60	135,80	0,0	0,1	0,0	-0,2	-0,1
1312,00	291,10	145,55	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1
1322,00	321,11	160,56	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1
1332,00	351,12	175,56	0,1	0,1	0,1	-0,2	-0,1
1342,00	378,13	189,07	0,1	0,1	0,1	-0,2	-0,1
1352,00	406,64	203,32	0,2	0,1	0,2	-0,2	0,0
1372,00	438,15	219,08	0,3	0,2	0,2	-0,2	0,0
1402,00	456,16	228,08	0,4	0,3	0,3	-0,2	0,0
1412,00	484,67	242,33	0,4	0,3	0,4	-0,2	0,0
1462,00	511,68	255,84	0,6	0,5	0,5	-0,2	0,1
1472,00	546,19	273,10	0,6	0,6	0,6	-0,2	0,1
1482,00	562,70	281,35	0,9	1,0	0,9	-0,2	0,2
1492,00	565,70	282,85	1,2	1,4	1,3	-0,1	0,2
1502,00	574,70	287,35	1,7	1,9	1,8	-0,1	0,2
1512,00	567,20	283,60	2,4	2,4	2,4	0,0	0,4
1612,00	553,69	276,85	3,2	2,9	3,0	0,0	0,8
1622,00	552,19	276,10	3,8	3,2	3,5	0,0	1,0
1632,00	540,19	270,09	4,4	3,5	3,9	0,0	1,3
1642,00	526,68	263,34	5,0	3,9	4,4	0,1	1,5
1662,00	516,18	258,09	5,9	4,6	5,3	0,1	1,8
1682,00	504,18	252,09	6,8	5,3	6,1	0,2	2,0
1702,00	498,17	249,09	7,5	5,7	6,6	0,2	2,2
1722,00	492,17	246,09	8,2	6,4	7,3	0,2	2,4
1742,00	477,17	238,58	9,0	7,1	8,0	0,2	2,5
1762,00	457,66	228,83	9,5	7,9	8,7	0,3	2,6
1782,00	450,16	225,08	10,2	8,7	9,4	0,3	2,6
1802,00	424,65	212,32	11,3	9,8	10,5	0,4	2,7
1822,01	409,64	204,82	12,2	10,9	11,6	0,4	2,8
1842,01	399,14	199,57	13,1	11,9	12,5	0,4	2,9
1862,01	385,64	192,82	14,0	12,8	13,4	0,4	2,9
1882,01	378,13	189,07	14,9	13,8	14,3	0,4	3,0
1902,01	370,63	185,31	15,7	14,7	15,2	0,3	3,1
1922,01	363,13	181,56	16,6	15,5	16,1	0,3	3,1
1942,01	354,12	177,06	17,4	16,5	17,0	0,3	3,2
1962,01	346,62	173,31	18,3	17,5	17,9	0,2	3,2
1982,01	336,12	168,06	19,2	18,4	18,8	0,2	3,2
2002,01	330,12	165,06	20,0	19,3	19,6	0,2	3,2
2022,01	325,61	162,81	20,8	20,0	20,4	0,2	3,3
2042,01	321,11	160,56	21,6	21,0	21,3	0,2	3,3
2062,01	315,11	157,56	22,5	21,9	22,2	0,2	3,4
2082,01	307,61	153,80	23,4	22,8	23,1	0,2	3,4
2102,01	300,11	150,05	24,2	23,7	24,0	0,1	3,4
2122,01	294,10	147,05	25,0	24,4	24,7	0,1	3,4
2142,01	289,60	144,80	25,9	25,2	25,6	0,1	3,4
2162,01	285,10	142,55	26,7	26,0	26,4	0,1	3,4
2182,01	282,10	141,05	27,7	26,9	27,3	0,1	3,4
2202,01	277,60	138,80	28,8	28,0	28,4	0,1	3,4
2222,01	277,60	138,80	29,8	28,9	29,4	0,1	3,4

TABELA A.11 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D4.b.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,00	139,55	69,77	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1
20,00	208,57	104,29	0,1	0,1	0,1	0,3	0,3
80,00	222,08	111,04	0,1	0,1	0,1	0,3	0,3
960,00	319,61	159,81	0,1	0,2	0,2	0,4	0,4
980,00	415,65	207,82	0,3	0,3	0,3	0,4	0,5
1000,00	427,65	213,82	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6
1060,00	499,68	249,84	0,6	0,7	0,7	0,5	0,6
1080,00	550,69	275,35	1,0	1,0	1,0	0,6	0,8
1180,00	574,70	287,35	1,7	1,6	1,6	0,8	1,0
1200,00	574,70	287,35	2,8	2,4	2,6	1,0	1,3
1220,00	567,20	283,60	3,8	3,4	3,6	1,3	1,6
1240,00	553,69	276,85	4,8	4,5	4,6	1,5	1,8
1260,00	541,69	270,84	5,4	5,1	5,2	1,7	1,9
1380,00	534,19	267,09	5,6	5,4	5,5	1,8	1,9
1400,00	543,19	271,60	6,2	6,1	6,1	1,9	2,0
1420,00	532,69	266,34	7,3	7,2	7,2	2,2	2,2
1440,00	520,68	260,34	8,1	8,0	8,0	2,3	2,2
1460,00	511,68	255,84	8,9	8,7	8,8	2,4	2,3
1480,00	507,18	253,59	9,5	9,3	9,4	2,5	2,3
1500,00	496,67	248,34	10,1	9,8	9,9	2,6	2,3
1520,00	493,67	246,84	10,6	10,3	10,4	2,7	2,4
1540,00	484,67	242,33	12,0	11,6	11,8	2,8	2,5
1560,00	462,16	231,08	13,7	13,5	13,6	2,9	2,7
1580,00	433,65	216,83	14,8	14,7	14,7	3,0	2,7
1600,00	430,65	215,33	15,5	15,5	15,5	3,0	2,7
1620,00	403,64	201,82	17,5	17,5	17,5	3,0	2,8
1640,00	375,13	187,57	18,2	18,3	18,3	3,0	2,8
1660,00	388,64	194,32	18,6	18,7	18,7	3,0	2,8
1680,00	378,13	189,07	20,2	20,2	20,2	3,0	2,8
1700,00	370,63	185,31	20,9	20,9	20,9	3,0	2,7
1720,00	367,63	183,81	22,4	22,4	22,4	3,0	2,7
1740,00	355,62	177,81	23,7	23,6	23,6	2,9	2,7
1760,00	346,62	173,31	24,9	24,7	24,8	2,9	2,7
1780,00	337,62	168,81	25,7	25,4	25,6	2,9	2,6
1800,00	336,12	168,06	26,6	26,3	26,4	2,8	2,6
1820,01	331,62	165,81	28,2	27,7	28,0	2,8	2,6

TABELA A.12 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D4.c.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	1,50	0,75	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22,00	208,57	104,29	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
862,00	54,02	27,01	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2
42,00	111,04	55,52	0,1	0,2	0,1	0,2	0,1
262,00	139,55	69,77	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
442,00	148,55	74,28	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
102,00	175,56	87,78	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
382,00	198,07	99,03	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
922,00	228,08	114,04	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
942,00	297,10	148,55	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2
962,00	366,13	183,06	0,2	0,4	0,3	0,3	0,2
982,00	391,64	195,82	0,3	0,5	0,4	0,3	0,2
1042,00	496,67	248,34	0,6	0,6	0,6	0,3	0,1
1062,00	586,71	293,35	0,9	1,0	0,9	0,3	0,1
1082,00	598,71	299,35	1,8	2,0	1,9	0,5	0,1
1102,00	588,21	294,10	3,3	3,6	3,4	0,8	0,2
1262,00	574,70	287,35	4,2	4,2	4,2	1,0	0,2
1282,00	570,20	285,10	5,8	5,7	5,8	1,2	0,3
1302,00	538,69	269,34	7,1	7,1	7,1	1,4	0,4
1422,00	498,17	249,09	8,9	9,2	9,0	1,7	0,4
1442,00	469,66	234,83	10,8	11,2	11,0	1,8	0,5
1462,00	435,15	217,58	12,9	13,2	13,0	1,9	0,5
1482,00	403,64	201,82	14,9	15,0	15,0	1,9	0,6
1502,00	384,13	192,07	16,8	16,8	16,8	1,9	0,6
1522,00	361,63	180,81	18,8	18,5	18,6	1,9	0,7
1542,00	348,12	174,06	20,6	20,2	20,4	1,8	0,7
1562,00	337,62	168,81	22,3	21,9	22,1	1,8	0,7
1582,00	330,12	165,06	23,9	23,4	23,6	1,7	0,7
1602,00	316,61	158,31	25,5	25,2	25,4	1,7	0,7
1622,00	297,10	148,55	27,4	27,2	27,3	1,7	0,6
1642,00	282,10	141,05	29,7	29,5	29,6	1,7	0,5

TABELA A.13 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D5.a.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
96,00	234,08	117,04	1,1	0,7	0,9	0,3	0,1
116,00	261,09	130,55	1,1	0,9	1,0	0,3	0,1
156,00	301,61	150,80	1,1	1,0	1,1	0,4	0,1
1296,00	319,61	188,00	1,2	1,5	1,4	0,6	0,2
1316,00	442,66	221,33	1,3	1,7	1,5	0,6	0,2
1336,00	546,19	273,10	1,6	2,4	2,0	0,7	0,2
1356,00	562,70	281,35	1,9	2,9	2,4	0,8	0,2
1376,00	606,21	303,11	2,3	3,6	2,9	0,9	0,1
1396,00	616,72	308,36	3,8	5,0	4,4	1,1	-0,1
1416,00	609,21	304,61	6,0	6,8	6,4	1,4	-0,2
1436,00	607,71	303,86	7,5	8,2	7,9	1,5	-0,2
1456,00	612,21	306,11	8,0	8,7	8,4	1,5	-0,2
1476,00	607,71	303,86	9,7	10,4	10,1	1,6	-0,2
1496,00	595,71	297,85	11,2	12,0	11,6	1,7	-0,3
1516,00	591,21	295,60	12,6	13,5	13,1	1,7	-0,3
1536,00	592,71	296,35	13,8	14,7	14,2	1,7	-0,3
1556,00	588,21	294,10	15,2	16,2	15,7	1,7	-0,1
1576,00	583,70	291,85	16,1	17,2	16,7	1,7	-0,1
1596,00	583,70	291,85	17,6	18,7	18,1	1,7	0,0
1616,00	574,70	287,35	19,0	20,3	19,6	1,6	0,0
1636,00	568,70	284,35	19,7	21,0	20,4	1,6	0,1
1656,00	559,70	279,85	21,0	22,3	21,6	1,5	0,1
1676,00	550,69	275,35	22,8	24,1	23,4	1,6	0,2
1696,00	547,69	273,85	24,2	25,6	24,9	1,7	0,2
1716,00	544,69	272,35	24,7	26,1	25,4	1,7	0,3
1736,00	544,69	272,35	26,2	27,7	27,0	1,8	0,3
1756,00	534,19	267,09	27,8	29,3	28,6	1,9	0,3

TABELA A.14 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D5.b.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0	0	0	0	0,0	0	0
0,00	43,52	21,76	0,0	-0,3	-0,2	0,0	0,0
20,00	111,04	55,52	0,0	-0,4	-0,2	0,0	0,0
40,00	192,07	96,03	0,0	-0,4	-0,2	0,0	0,0
60,00	283,60	141,80	0,0	-0,3	-0,2	0,1	0,0
80,00	301,61	150,80	0,0	-0,3	-0,2	0,1	0,0
340,00	151,55	75,78	0,0	-0,4	-0,2	0,1	0,0
360,00	261,09	130,55	0,0	-0,3	-0,2	0,1	0,0
420,00	240,08	120,04	0,0	-0,3	-0,2	0,1	0,0
680,00	352,62	176,31	0,0	-0,3	-0,2	0,1	0,0
720,00	453,16	226,58	0,2	0,0	0,1	0,1	0,0
820,00	519,18	259,59	0,4	0,1	0,3	0,1	0,0
900,00	559,70	279,85	0,5	0,4	0,5	0,1	0,0
920,00	592,71	296,35	0,6	0,6	0,6	0,1	0,1
1000,00	645,23	322,61	0,8	0,7	0,7	0,1	0,1
1020,00	688,74	344,37	1,0	1,0	1,0	0,1	0,1
1080,00	714,25	357,13	1,4	1,5	1,5	0,1	0,1
1100,00	721,75	360,88	1,8	1,9	1,9	0,1	0,1
1120,00	696,24	348,12	2,0	2,1	2,0	0,1	0,2
1140,00	738,26	369,13	2,1	2,2	2,2	0,1	0,2
1160,00	742,76	371,38	2,6	2,8	2,7	0,2	0,2
1180,00	733,76	366,88	2,9	3,0	3,0	0,3	0,2
1200,00	748,76	374,38	3,4	3,4	3,4	0,4	0,3
1220,00	751,76	375,88	4,2	4,3	4,2	0,6	0,4
1240,00	735,26	367,63	5,4	5,1	5,2	0,8	0,5
1260,00	723,25	361,63	5,8	5,4	5,6	0,9	0,6
1280,00	730,76	365,38	6,3	5,9	6,1	1,0	0,7
1300,00	703,75	351,87	6,5	6,1	6,3	1,0	0,7
1320,00	726,25	363,13	6,6	6,2	6,4	1,1	0,7
1340,00	733,76	366,88	7,2	6,8	7,0	1,2	0,8
1360,00	726,25	363,13	8,2	7,7	8,0	1,5	1,0
1380,00	712,75	356,37	8,9	8,3	8,6	1,6	1,1
1400,00	712,75	356,37	9,6	9,0	9,3	1,7	1,2
1420,00	703,75	351,87	10,5	9,7	10,1	1,9	1,3
1440,00	696,24	348,12	11,3	10,5	10,9	2,0	1,4
1460,00	684,24	342,12	12,4	11,4	11,9	2,1	1,5
1480,00	679,74	339,87	13,3	12,3	12,8	2,2	1,6
1500,00	675,24	337,62	13,9	12,8	13,4	2,3	1,7
1520,00	670,74	335,37	14,9	13,8	14,3	2,4	1,8
1540,00	664,73	332,37	15,6	14,5	15,1	2,5	1,8
1560,00	652,73	326,36	16,6	15,6	16,1	2,6	1,9
1580,00	639,22	319,61	17,7	16,5	17,1	2,7	1,9
1600,00	631,72	315,86	18,5	17,4	18,0	2,8	2,0
1620,00	624,22	312,11	19,2	18,0	18,6	2,9	2,0
1640,00	625,72	312,86	20,2	18,9	19,5	3,0	2,0
1660,00	618,22	309,11	21,7	20,2	20,9	3,1	2,1
1680,00	607,71	303,86	22,7	21,2	21,9	3,1	2,1
1700,00	609,21	304,61	23,8	22,1	22,9	3,2	2,2
1840,01	591,21	295,60	24,7	22,8	23,7	3,4	2,2
1860,01	598,71	299,35	25,4	23,3	24,4	3,4	2,2
1880,01	592,71	296,35	26,5	24,3	25,4	3,5	2,2
1900,01	588,21	294,10	27,3	25,0	26,2	3,6	2,2
1920,01	573,20	286,60	28,3	25,9	27,1	3,6	2,1
1940,01	571,70	285,85	29,2	26,7	28,0	3,7	2,1
1960,01	565,70	282,85	30,2	27,6	28,9	3,8	2,1
1980,01	538,69	269,34	30,6	27,8	29,2	3,8	2,0

TABELA A.15 – Dados da curva força-deslizamento para o modelo D5.c.

Tempo	Força total	Força por conector	Slip Laje 1	Slip Laje 2	Slip médio	Uplift 1	Uplift 2
s	KN	KN	mm	mm	mm	mm	mm
0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,00	72,03	36,01	0,0	0,0	0,0	-0,1	0,0
20,00	93,03	46,52	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1
40,00	109,54	54,77	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1
60,00	121,54	60,77	0,0	0,1	0,0	-0,1	-0,1
80,00	141,05	70,52	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1
100,00	142,55	71,27	0,0	0,1	0,0	-0,1	-0,1
120,00	157,56	78,78	0,0	0,2	0,1	-0,1	-0,1
140,00	162,06	81,03	0,0	0,2	0,1	-0,1	-0,1
160,00	192,07	96,03	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1
180,00	210,07	105,04	0,0	0,2	0,1	0,0	-0,1
200,00	223,58	111,79	0,1	0,4	0,2	0,0	-0,1
220,00	229,58	114,79	0,1	0,3	0,2	0,0	-0,1
240,00	244,59	122,29	0,3	0,5	0,4	0,0	0,0
260,00	244,59	122,29	0,3	0,4	0,4	0,0	0,0
380,00	301,61	150,80	0,3	0,5	0,4	0,1	0,0
1740,00	415,65	207,82	0,7	0,9	0,8	0,2	0,0
1760,00	448,66	224,33	0,9	1,3	1,1	0,2	0,1
1780,00	508,68	254,34	1,1	1,5	1,3	0,2	0,0
1800,00	558,20	279,10	1,2	2,0	1,6	0,1	0,0
1820,01	600,21	300,11	1,4	2,5	1,9	0,1	0,0
1840,01	634,72	317,36	1,5	3,0	2,3	0,1	0,0
1860,01	672,24	336,12	2,0	3,8	2,9	0,2	0,0
1880,01	693,24	346,62	2,7	5,0	3,8	0,2	0,0
1900,01	697,74	348,87	3,6	6,0	4,8	0,3	0,0
1920,01	688,74	344,37	4,5	7,0	5,7	0,3	0,1
1940,01	684,24	342,12	5,3	7,8	6,6	0,3	0,1
1960,01	678,24	339,12	6,2	8,8	7,5	0,3	0,2
1980,01	673,74	336,87	7,1	9,8	8,5	0,3	0,2
2000,01	667,73	333,87	8,4	11,2	9,8	0,3	0,3
2020,01	660,23	330,12	9,2	12,0	10,6	0,3	0,3
2040,01	658,73	329,37	10,3	13,2	11,7	0,3	0,3
2060,01	654,23	327,11	11,4	14,3	12,8	0,3	0,3
2080,01	649,73	324,86	12,4	15,4	13,9	0,3	0,3
2100,01	643,73	321,86	13,4	16,3	14,8	0,3	0,4
2120,01	640,72	320,36	14,2	17,1	15,6	0,3	0,4
2140,01	634,72	317,36	15,0	17,9	16,5	0,3	0,4
2160,01	630,22	315,11	15,7	18,7	17,2	0,3	0,5
2180,01	631,72	315,86	16,6	19,5	18,1	0,3	0,5
2200,01	619,72	309,86	17,7	20,6	19,2	0,3	0,5
2220,01	610,71	305,36	18,3	21,3	19,8	0,3	0,6
2240,01	603,21	301,61	19,5	22,4	21,0	0,3	0,7
2260,01	598,71	299,35	20,7	23,6	22,2	0,4	0,8
2280,01	580,70	290,35	21,8	24,9	23,4	0,4	0,9
2300,01	570,20	285,10	23,0	26,0	24,5	0,4	1,0
2320,01	564,20	282,10	24,0	27,1	25,5	0,5	1,1
2340,01	556,70	278,35	25,1	28,2	26,7	0,6	1,1
2360,01	544,69	272,35	26,1	29,3	27,7	0,6	1,2
2380,01	535,69	267,84	27,1	30,4	28,7	0,6	1,3
2400,01	532,69	266,34	28,1	31,4	29,8	0,6	1,4