

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

THIAGO DELFINO LIMA VASCONCELOS

**Estudo numérico do comportamento de emendas de barras por meio de laço
em juntas de estruturas de concreto armado**

São Carlos

2017

THIAGO DELFINO LIMA VASCONCELOS

**Estudo numérico do comportamento de emendas de barras por meio de laço
em juntas de estruturas de concreto armado**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas).

Orientador: Prof. Dr. Vladimir
Guilherme Haach

São Carlos

2017

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

V422e VASCONCELOS, THIAGO DELFINO LIMA
Estudo numérico do comportamento de emendas de
barras por meio de laço em juntas de estruturas de
concreto armado / THIAGO DELFINO LIMA VASCONCELOS;
orientador Vladimir Guilherme Haach. São Carlos, 2017.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017.

1. junta. 2. emenda. 3. laço. 4. concreto armado.
5. ancoragem. 6. simulação numérica. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **THIAGO DELFINO LIMA VASCONCELOS**.

Título da dissertação: "Estudo numérico do comportamento de emendas de barras por meio de laço em juntas de estruturas de concreto armado".

Data da defesa: 09.03.2017.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**
(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Fernando Menezes de Almeida Filho**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Prof. Dr. **Gláucia Maria Dalfré**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Resultado:

APROVADO

APROVADO

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

*Não é a força do gotejar da água
que fura a pedra, mas sim a
persistência incansável desta ação.*

Ivan Teorilang

AGRADECIMENTOS

A Deus, por guiar meus passos para mais uma conquista, o tão sonhado título de Mestre em Estruturas.

Ao meu Pai, Laércio Delfino, pelo apoio incondicional em todas as fases da minha vida, pelos conselhos singulares e orientações; meu verdadeiro orientador.

À minha Mãe, Jeane da Costa, pelo carinho e cuidado nos momentos mais difíceis.

À minha irmã, Thâmara Hellen, pelos momentos de descontração proporcionados em momentos oportunos.

À minha noiva, Bárbara Gardênia, pelas palavras de incentivo, pelo companheirismo e por confiar em mim durante toda a jornada.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Vladimir Guilherme Haach, por fazer deste trabalho mais um desafio na minha vida, pela excelente orientação e por sempre estar disposto a me ajudar.

Aos meus colegas do mestrado e companheiros de sala, por fazerem meus dias mais alegres e com a cara do nordeste. Em especial a Paulo Vitor, jacobinense arretado, às conterrâneas Karolline Coelho e Mariana Paiva, como também a Licia Carvalho, a mato grossense mais nordestina que existe.

Aos meus colegas da eterna ME01. Em especial ao companheiro de música boa, Victor Alves, a Rodolfo Tessari pela irmandade, ao colombiano brasileiro Sergio Andrés, a Jeferson Fernandes, a Tiago Morkis, a Fernando Gilio, o maior pedidor de torteleles, e a Júlio César.

Aos alagoanos que me acolheram em São Carlos. Em especial a Gregório Ferreira e Ricardo Sampaio.

À Escola de Engenharia de São Carlos por me conceder a oportunidade de contribuir um pouco mais com o Programa de Mestrado em Estruturas e por me proporcionar essa excelente formação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa de mestrado.

RESUMO

VASCONCELOS, T. D. L. **Estudo numérico do comportamento de emendas de barras por meio de laço em juntas de estruturas de concreto armado.** 123 p. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

O surgimento de juntas é inevitável em certas construções em concreto armado e para garantir que a estrutura trabalhe de forma monolítica, deve-se proporcionar uma adequada transferência de esforços entre os elementos, para isso, faz-se necessário dispor de uma emenda adequada entre os elementos. Emendas com barras retas ocupam muito espaço devido ao comprimento de traspasse necessário, dessa forma, em situações em que há uma limitação de espaço para a emenda, uma armação que constitui uma boa solução é a emenda por meio de laço, que, apesar de ter poucos estudos relacionados, vem sendo bastante difundida na construção civil. O objetivo desse trabalho é estudar o comportamento de emendas em laço em juntas de estruturas de concreto armado submetidas à tração. Para isso, realizam-se simulações numéricas no software DIANA[®] em modelos numéricos 3D. Inicialmente, fez-se a calibração do modelo numérico com base em ensaios experimentais da literatura, depois foi realizada uma análise paramétrica variando parâmetros geométricos das peças e da armação em laço. Os resultados mostraram que traspasses menores que o diâmetro de dobra dos laços e espaçamentos maiores que 100 mm se mostram insuficientes para a formação de bielas de compressão entre laços. Dessa forma, ao se utilizar emendas em laço em juntas de concreto armado, recomenda-se dispor as barras o mais próximo possível até um espaçamento máximo de 60 mm entre eixos, como também um traspasse mínimo igual ao diâmetro de dobra dos laços.

Palavras-chave: Junta. Emenda. Laço. Concreto Armado. Ancoragem. Simulação Numérica.

ABSTRACT

VASCONCELOS, T. D. L. **Numerical study of bars overlappings behaviour by loop in joints of reinforced concrete structures.** 123 p. 2017. Thesis (Master of Science) – School of Engineering of São Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2017.

The appearance of joints is inevitable in certain constructions of reinforced concrete and aiming to guarantee that the structure works monolithically, it is important to provide an appropriate transfer of stresses between elements, for that, it is necessary using a proper overlapping between them. Straight bars overlappings take up too much space due to the required overlapping length, therefore, in limited space situations, a reinforcement that represents a good solution is the loop joint, which has spread a lot in civil construction, although there are very few studies about it. The aim of the present work is to study the loop joint behaviour in reinforced concrete structures under tension. In order to do so, numerical simulations with numerical 3D models are made using the software DIANA[®]. Initially, it was made the calibration of the numerical model based on experimental tests of the literature, after that, parametric analyses were performed, varying geometric parameters of the elements and of the loop reinforcement. The results showed that overlapping lengths smaller than the loop diameter and distances between loops axes greater than 100 mm are not sufficient for the development of compression struts between loops. Thus, when the loop joint in reinforced concrete structures is used, it is recommended that the bars are placed as near as possible until a distance between the loops axes of 60 mm and a minimum overlapping length equal to the loop diameter of the reinforcement.

Keywords: Loop Joint. Overlapping. Reinforced Concrete. Anchorage. Numerical Simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Detalhes construtivos do laço: vista lateral (à esquerda) e vista superior (à direita).....	23
Figura 1.2 Laços verticais	24
Figura 1.3 Laços horizontais	24
Figura 1.4 Esforços radiais de compressão	25
Figura 1.5 Emenda em laço com estribo.....	26
Figura 1.6 Ancoragem em laço na extremidade da viga	26
Figura 1.7 Emenda em laço com aba inferior pré-moldada	27
Figura 1.8 Método tradicional de construção: primeira fase (a), segunda fase (b).....	27
Figura 1.9 Método de execução proposto: (a) primeira fase e (b) segunda fase ..	28
Figura 1.10 Detalhe da junta de concretagem e da emenda em laço	28
Figura 1.11 Ensaio de tração estudado	31
Figura 2.1 Esquema de ensaio da emenda em laço sob flexão.....	33
Figura 2.2 Padrões de fissuração	34
Figura 2.3 Tipos de emendas estudadas por Rosenthal e Shimoni (1984): (de cima para baixo) traspasse na região de tração, traspasse na região de compressão e barras retas	35
Figura 2.4 Esquema de deformações e tensões na seção transversal da junta ensaiada	37
Figura 2.5 Emenda em laço ensaiada por Villalba et al. (2013).....	38
Figura 2.6 Ensaio de arrancamento em ancoragem em laço.....	40
Figura 2.7 Emendas ensaiadas por Araújo, Curado e Rodrigues (2014).....	41
Figura 2.8 Laço solicitado à tração	43

Figura 2.9 Emenda submetida à flexão pura	44
Figura 2.10 Ensaio de tração de emendas em laço.....	45
Figura 2.11 Modelo de bielas e tirantes	48
Figura 2.12 Ruptura idealizada da emenda na tração	51
Figura 2.13 Deslocamentos relativos (a) e seção transversal do laço (b)	52
Figura 2.14 Modelo de bielas e tirantes para a emenda	55
Figura 2.15 Emenda em laço entre lajes pré-moldadas	59
Figura 2.16 Disposição da emenda em laço no tabuleiro da ponte	67
Figura 3.1 Comportamento do concreto	73
Figura 3.2 Modelo de redução lateral proposto por Vecchio e Collins (1993)	76
Figura 3.3 Comportamento do aço	79
Figura 3.4 Elemento finito sólido HX24L (a) e CHX60 (b).....	80
Figura 3.5 Elemento finito de viga L13BE.....	80
Figura 3.6 Junta de concretagem com emenda em laço	81
Figura 3.7 Detalhes do modelo numérico: vista geral (a), vista frontal (b), vista lateral (c) e vista superior (d)	82
Figura 3.8 Malha do modelo numérico	83
Figura 3.9 Representação das condições de contorno no experimento (esquerda), no modelo numérico (direita e embaixo).....	85
Figura 3.10 Geometria da emenda em laço.....	87
Figura 3.11 Curva força deslocamento do elemento 12A.....	88
Figura 3.12 Curva força deslocamento dos elementos 3A, 6A e 9A.....	89
Figura 3.13 Curva força deslocamento dos elementos 10A, 11A e 12A.....	90
Figura 3.14 Curva força deslocamento dos elementos 13A, 14A e 15A.....	92
Figura 3.15 Calibração final dos elementos 10A, 11A e 12A.....	94

Figura 3.16 Calibração final dos elementos 13A, 14A e 15A.....	95
Figura 3.17 Dimensões da dobra do laço em mm.....	98
Figura 3.18 Representação dos resultados da análise paramétrica	99
Figura 3.19 Gráficos das emendas com traspasse constante	101
Figura 3.20 Gráficos das emendas com espaçamento constante.....	103
Figura 3.21 Modelo modificado do aço	107
Figura 3.22 Deslizamento do aço no concreto	108
Figura 3.23 Elemento 12A com variação do módulo modificado	111
Figura 3.24 Modelo modificado do aço proposto no presente trabalho.....	112
Figura 3.25 Variação de f_{ref} com módulo de elasticidade constante de 50% de E_s	113
Figura 3.26 Variação do módulo de elasticidade modificado	113
Figura 3.27 Utilização do módulo modificado no elemento 15A	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Diâmetro mínimo de dobra do laço segundo o Eurocódigo 2:2004.....	58
Tabela 2.2 Diâmetro mínimo de dobra do laço segundo a NBR 6118:2014.	60
Tabela 3.1 Valores de αE	72
Tabela 3.2 Valores de G_{fo} e a_d	74
Tabela 3.3 Valores dos parâmetros do concreto segundo CEB 2010.....	78
Tabela 3.4 Valores dos parâmetros do concreto segundo CEB 1990.....	78
Tabela 3.5 Valores dos parâmetros do concreto segundo Hilsdorf e Brameshuber (1991).....	78
Tabela 3.6 Geometria, propriedades e resultados dos elementos ensaiados.....	86
Tabela 3.7 Valores dos parâmetros calibrados com 12A usando elementos lineares e quadráticos	88
Tabela 3.8 Carga última dos elementos 3A, 6A e 9A.....	90
Tabela 3.9 Carga última dos elementos 10A, 11A e 12A.....	91
Tabela 3.10 Carga última dos elementos 13A, 14A e 15A.....	93
Tabela 3.11 Carga última dos elementos 10A, 11A e 12A.....	94
Tabela 3.12 Carga última dos elementos 13A, 14A e 15A.....	95
Tabela 3.13 Valores dos parâmetros do concreto calculados com o CEB 2010 e calibrados.....	96
Tabela 3.14 Valores de espaçamento e traspasse da análise paramétrica, em mm	98
Tabela 3.15 Força última dos elementos, em kN	100
Tabela 3.16 Comparação dos resultados com modelos analíticos	105
Tabela 3.17 Média, desvio padrão e coeficiente de variação das relações	105

Tabela 3.18 Valores dos parâmetros utilizados no modelo “Calibração” 111

SUMÁRIO

1	Introdução	23
1.1	Considerações iniciais	23
1.2	Aplicações.....	25
1.3	Objetivo geral.....	29
1.3.1	Objetivos específicos.....	29
1.4	Justificativa	29
1.5	Metodologia	30
1.6	Apresentação dos capítulos.....	31
2	Revisão bibliográfica	33
2.1	Estudos experimentais.....	33
2.1.1	Flexão.....	33
2.1.2	Tração	39
2.2	Modelos analíticos de emendas em laço submetidas à tração.....	41
2.2.1	Mattock (1994).....	41
2.2.2	Bruggeling e Huyge (1991).....	42
2.2.3	Hao (2004)	45
2.2.4	Joergensen e Hoang (2013).....	50
2.2.5	Araújo, Curado e Rodrigues (2014).....	54
2.2.6	Comparação entre os modelos à tração.....	57

2.3	Códigos normativos	58
2.3.1	Eurocódigo 2:2004	58
2.3.2	CEB-FIP:1990/2010	58
2.3.3	BS 8110:1997	59
2.3.4	ABNT NBR 9062:2006 e ABNT NBR 6118:2014	59
2.4	Parâmetros de influência na emenda	60
2.4.1	Aderência na interface concreto-concreto.....	61
2.4.2	Armaduras do laço	62
2.4.3	Características do concreto.....	66
2.4.4	Síntese do capítulo	69
3	Análise numérica.....	71
3.1	Parâmetros do concreto	71
3.1.1	Resistência à tração.....	72
3.1.2	Módulo de elasticidade	72
3.1.3	Comportamento na tração	72
3.1.4	Comportamento na compressão	74
3.1.5	Comportamento no cisalhamento	77
3.1.6	Propriedades adotadas para o concreto	77
3.2	Comportamento do aço	79
3.3	Elementos.....	79
3.4	Malha.....	81
3.5	Carregamento e condições de contorno.....	83

3.6	Validação dos modelos numéricos	86
3.7	Análise paramétrica	96
3.7.1	Comparação dos resultados com as formulações da literatura	104
3.8	Um breve estudo sobre a consideração da aderência no modelo numérico.	107
4	Considerações finais	115
4.1	Conclusões	115
4.2	Sugestões para trabalhos futuros	117
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119

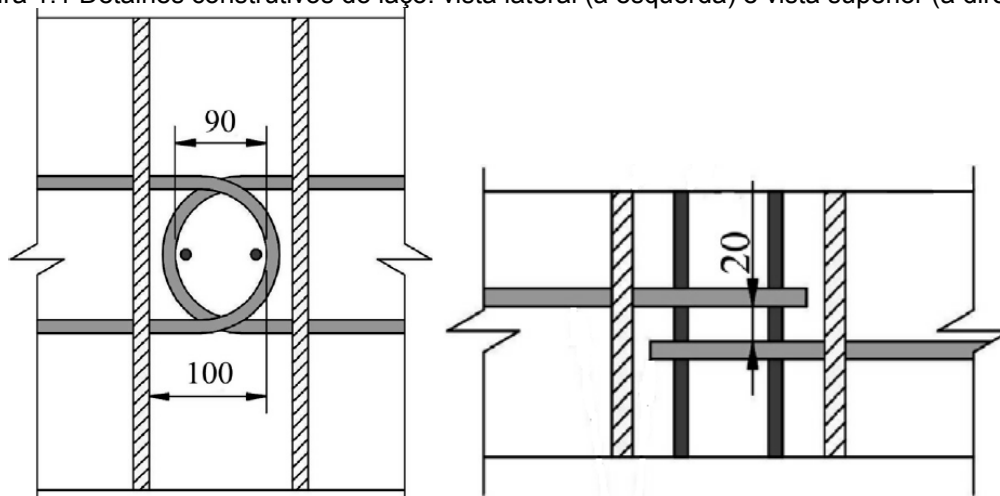
1 Introdução

1.1 Considerações iniciais

Nas construções, quando se deseja proporcionar continuidade à estrutura, é comum o aparecimento de juntas, necessárias para conectar os elementos estruturais de concreto armado, podendo ser pré-moldados ou moldados no local. Dessa forma, o desempenho da estrutura como um todo depende muito da eficiência das juntas, assim, deve-se proporcionar uma aderência adequada entre as interfaces de concreto e uma emenda entre elementos que garanta a transmissão de esforços entre as partes, a fim de garantir um elemento monolítico.

Para a execução das emendas, podem ser utilizadas barras retas ou dobradas. Entre estas, estão as barras em forma de laço, também conhecidas como *loop joint*, que, apesar de haver poucos estudos sobre esse tipo de emenda, ela vem tendo ampla difusão na construção civil, principalmente em obras com pré-moldados e de pontes. A emenda em laço é constituída por barras dobradas a 180°, em forma de U, espaçadas entre si de forma a garantir a transferência de esforços entre os laços (ver Figura 1.1).

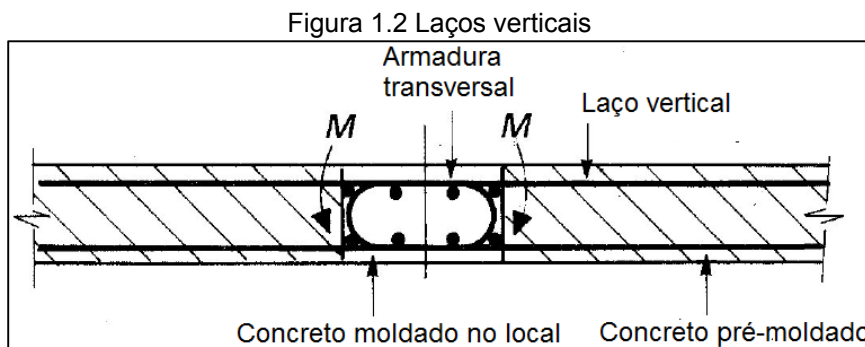
Figura 1.1 Detalhes construtivos do laço: vista lateral (à esquerda) e vista superior (à direita)



Fonte: Araújo, Curado e Rodrigues (2014).

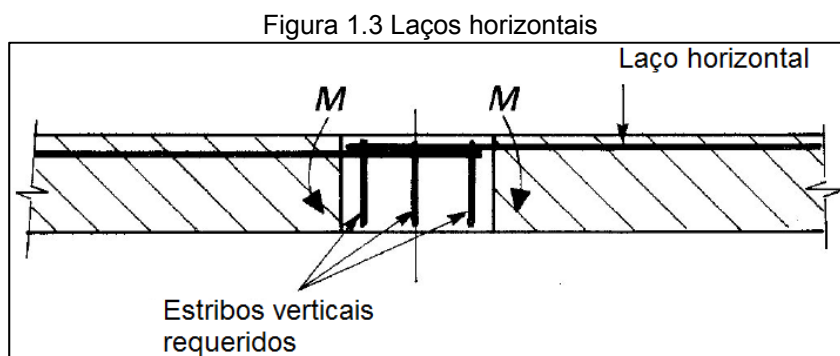
Existem duas formas de uso da emenda do tipo laço: o laço vertical e horizontal, como descritos a seguir:

- a) Laços verticais: os laços são posicionados na vertical, com um segmento na zona de tração e o outro na zona de compressão, como mostrado na Figura 1.2 Neste caso, o plano do laço é perpendicular aos extremos superior e inferior do elemento pré-moldado.



Fonte: adaptado de Hao (2004).

- b) Laços horizontais: os laços são posicionados na horizontal, com ambos os segmentos na região tracionada do elemento, como mostrado na Figura 1.3. Neste caso, o plano do laço é paralelo aos extremos superior e inferior do elemento estrutural.

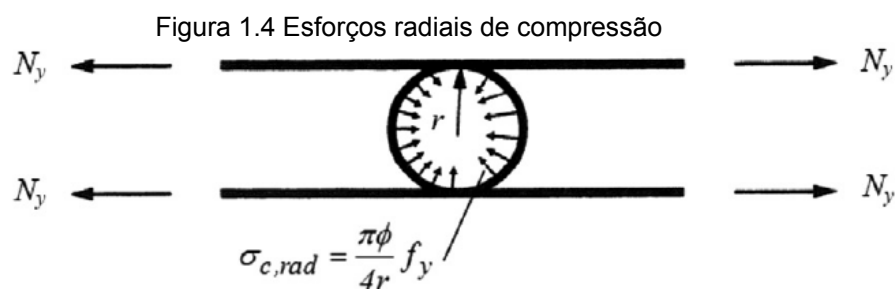


Fonte: adaptado de Hao (2004).

Esse tipo de emenda é apropriado para situações onde o espaço disponível é insuficiente para o comprimento de traspasse de barras retas, como também quando se deseja reduzir o espaço ocupado pelas barras da emenda e assim, sua interferência no processo construtivo. Dessa forma, devido ao menor

comprimento de traspasse entre as barras, deve-se otimizar a capacidade de carga da emenda.

Em emendas com barras retas, a transferência de esforços se dá apenas pela aderência entre a barra e o concreto. Já em emendas por meio de laço, além da transmissão de esforços se dar por aderência, também surgem esforços radiais ao laço (Figura 1.4), transmitindo as tensões para o concreto por meio de compressão radial (ARAÚJO; CURADO; RODRIGUES, 2014).



Fonte: Araújo, Curado e Rodrigues (2014).

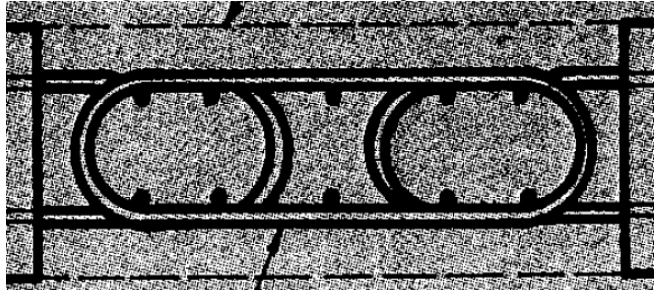
Essa emenda ainda pode conter barras transversais ao plano do laço, a fim de reduzir a tendência à separação do concreto, garantindo que a falha na junta se dê por escoamento das barras. Devido a essas características, na prática, o uso de emendas em laço é mais recomendado onde o momento fletor é acompanhado por uma tração elevada ou por um cisalhamento elevado entre a junta e o elemento pré-moldado (DRAGOSAVIĆ; VAN DEN BEUKEL; GIJSBERS, 1975). Dessa forma, esse tipo de emenda apresenta-se como uma forma mais eficiente de transmissão de esforços em juntas de elementos estruturais.

1.2 Aplicações

A fim de reduzir a interferência das armaduras de espera de peças pré-moldadas no transporte, Rosenthal e Shimoni (1984) utilizaram emendas em laço em tabuleiros. Com o intuito de minimizar ainda mais tal interferência, a projeção do laço foi reduzida ao mínimo, a tal ponto que não havia comprimento suficiente para o traspasse da armadura na junta. Com isso, foi proposta a utilização de um estribo, com configuração similar aos laços, promovendo o traspasse do conjunto

e colocados após os elementos pré-moldados serem posicionados, como pode ser visto na Figura 1.5.

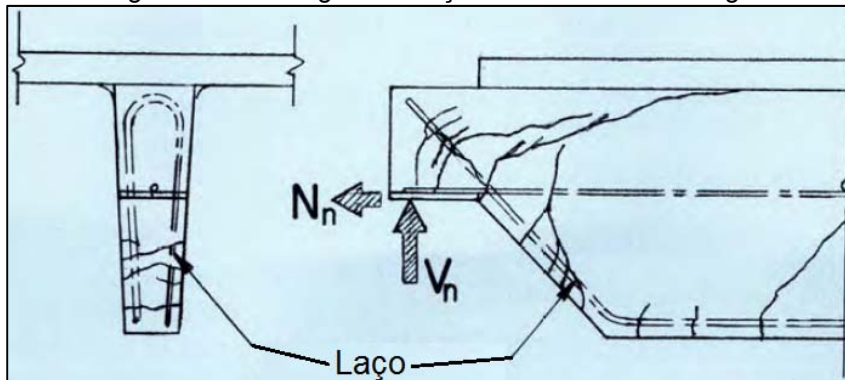
Figura 1.5 Emenda em laço com estribo



Fonte: Rosenthal e Shimoni (1984).

Mattock e Theryo (1986) propuseram a utilização da ancoragem em laço nas extremidades de vigas T, nas regiões descontínuas mostradas na Figura 1.6.

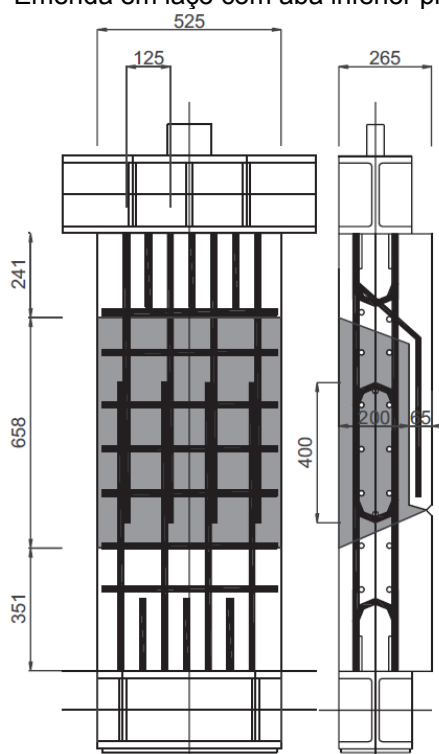
Figura 1.6 Ancoragem em laço na extremidade da viga



Fonte: adaptado de Mattock (1994).

A emenda em laço tem grande aplicação em estruturas de pontes. Para a consideração da continuidade de esforços no tabuleiro, Gordon e May (2006) propuseram sua utilização em pontes de estrutura mista de aço e concreto pré-moldado (Figura 1.7), enquanto Charuchaimontri et al. (2007) propuseram a emenda em pontes com tabuleiros de vigas simplesmente apoiadas.

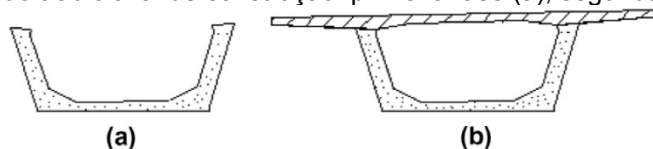
Figura 1.7 Emenda em laço com aba inferior pré-moldada



Fonte: Gordon e May (2006).

Díaz de Terán et al. (2013a) propuseram um processo alternativo de construção de pontes com tabuleiros executados vão a vão com fôrma deslizante, com o foco na redução do caminho crítico da construção. No método tradicional, em um primeiro instante, concretiza-se o tabuleiro em U (ver Figura 1.8a), constituído pela laje inferior e as duas almas laterais, depois, concretiza-se toda a laje superior do tabuleiro (ver Figura 1.8b). Após o concreto atingir a resistência adequada, aplica-se a protensão e a forma avança para o próximo vão.

Figura 1.8 Método tradicional de construção: primeira fase (a), segunda fase (b)

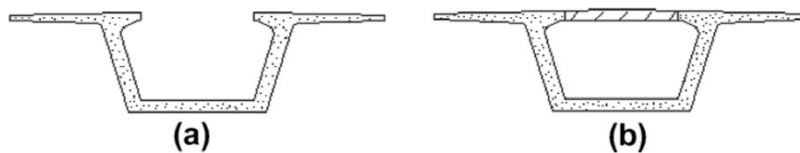


Fonte: Díaz de Terán et al. (2013a).

O método proposto por Díaz de Terán et al. (2013a) foi executar primeiramente uma parte da superestrutura (ver Figura 1.9a) e após o concreto atingir a resistência adequada, aplica-se a protensão e a fôrma avança para o próximo vão. A concretagem do núcleo do tabuleiro (ver Figura 1.9b) é executada

em um segundo momento, independente das demais partes, sendo suportada apenas pela própria estrutura. Dessa forma, o caminho crítico da execução é reduzido, pois a fôrma deslizante é necessária apenas para uma parte da estrutura e a protensão é aplicada mais rapidamente que no método tradicional.

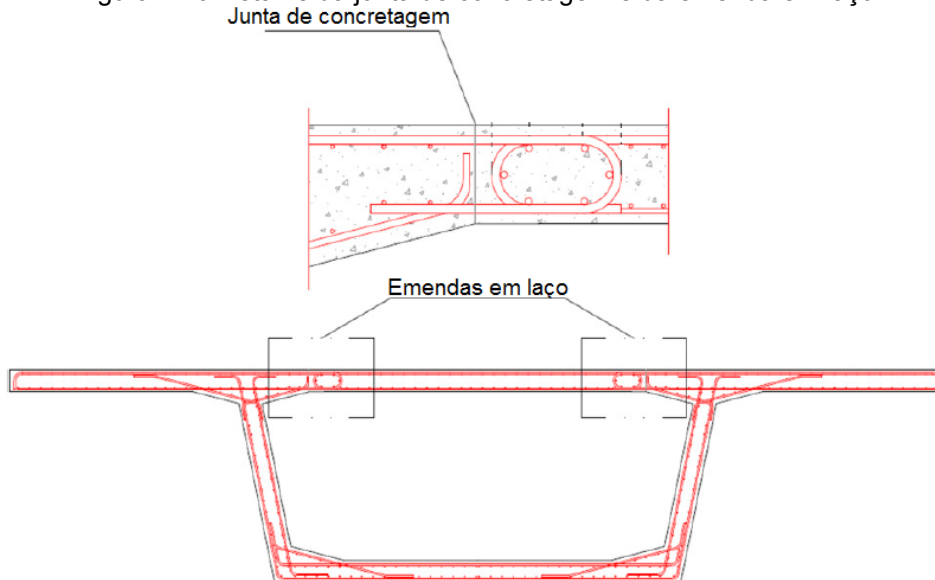
Figura 1.9 Método de execução proposto: (a) primeira fase e (b) segunda fase



Fonte: Díaz de Terán et al. (2013a).

Na execução do núcleo do tabuleiro, surgem duas juntas de concretagem na seção transversal (Figura 1.10). O uso de emendas de barras retas requer um comprimento de traspasse relativamente grande, o que dificulta a mobilidade da forma interna do tabuleiro. Por isso, Díaz de Terán et al. (2013a) propuseram a utilização de emendas em laço nas duas juntas (ver Figura 1.10), as quais tem um comprimento menor que as convencionais retas, facilitando a movimentação da forma interna e reduzindo o tempo de execução do tabuleiro.

Figura 1.10 Detalhe da junta de concretagem e da emenda em laço



Fonte: Villalba et al. (2013).

1.3 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo principal estudar o comportamento de emendas em laço de armaduras em juntas de estruturas de concreto armado submetidas à tração.

1.3.1 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- ✓ Estudar o comportamento da emenda do tipo laço para diferentes comprimentos de traspasse e espaçamento entre laços.
- ✓ Comparar os resultados obtidos nas simulações com formulações propostas na literatura e com os valores obtidos por códigos normativos.

1.4 Justificativa

Em situações em que a espessura da junta é curta ou quando se deseja minimizar o espaço ocupado pelas barras da emenda, uma armadura bastante utilizada e que se mostra como uma alternativa mais eficiente que a armadura reta é a emenda em laço. Esse tipo de ligação requer um comprimento de traspasse muito menor que a emenda com barras retas, pois além de a transmissão de esforços ocorrer por meio da aderência das barras, também ocorre pelos esforços radiais de compressão.

Apesar disso, são poucas as normas que tratam desse tipo de emenda e aquelas que contemplam apresentam informações insuficientes para a estimativa do comportamento estrutural da emenda. Também não existem muitos estudos sobre o tema, sendo a maioria deles experimental, limitados à avaliação de poucos parâmetros de ensaio quando comparados com estudos numéricos. Por isso, as formulações desenvolvidas nessas pesquisas são bastante específicas,

representando apenas os casos estudados em cada trabalho. Dessa forma, faz-se necessário um estudo das ligações do tipo laço, modelando os problemas encontrados na literatura e analisando a influência de diversos parâmetros da emenda, a fim de propor melhores aproximações das formulações para torná-las mais gerais, permitindo dimensionar um leque maior de emendas do tipo laço.

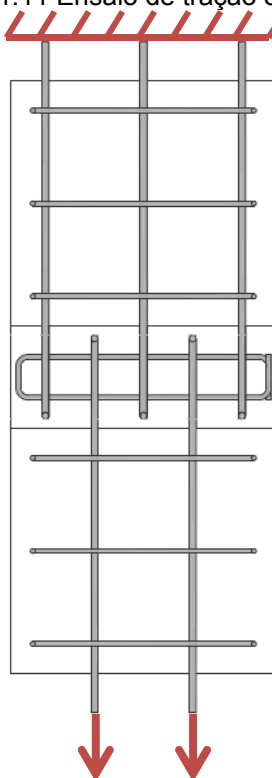
1.5 Metodologia

Inicialmente, fez-se um levantamento bibliográfico de trabalhos relacionados com emendas do tipo laço, ancoragens em laço e juntas em estruturas de concreto armado. Tal levantamento tem como objetivo estudar o comportamento deste tipo de emenda quando submetida a diversos tipos de solicitação e seus possíveis modos de ruptura, compreender os mecanismos de transmissão de tensões envolvidos e recolher recomendações da literatura quando de sua utilização. Além disso, coletaram-se dados dos resultados obtidos na literatura estudada com o objetivo de criar um banco de dados para alimentar modelos analíticos.

Após isso, com os dados adquiridos do levantamento bibliográfico, foram desenvolvidos modelos numéricos utilizando o software DIANA[®] para, posteriormente, serem calibrados. A calibração foi realizada variando parâmetros do concreto inicialmente desconhecidos.

Os modelos numéricos foram calibrados com base nos ensaios de tração realizados por Joergensen e Hoang (2013), como mostrado na Figura 1.11, no qual os parâmetros variados foram: a espessura da junta de concretagem, o comprimento da junta, a distância entre os laços, o comprimento de traspasse dos laços, diâmetro das barras transversais, diâmetro da barra do laço, a tensão de escoamento da armadura transversal e a tensão de escoamento da barra do laço.

Figura 1.11 Ensaio de tração estudado



Fonte: adaptado de Joergensen e Hoang (2013).

Com os modelos calibrados, foram realizados estudos paramétricos, no software DIANA[®], variando os seguintes parâmetros da geometria da emenda: comprimento de traspasse e espaçamento entre laços. Após isso, os resultados da análise paramétrica foram comparados com os valores obtidos por meio dos modelos analíticos da literatura.

Por fim, fez-se um breve estudo sobre a consideração da aderência nos modelos numéricos e foram apresentadas as conclusões sobre o presente trabalho.

1.6 Apresentação dos capítulos

O presente trabalho é dividido em 4 capítulos: introdução, revisão bibliográfica, análise numérica e considerações finais.

O capítulo 2 descreve os trabalhos com ensaios experimentais utilizando emendas em laços submetidas tanto à tração quanto à flexão, os modelos

analíticos destas emendas submetidas à tração, como também a abordagem das normas a respeito do assunto. Por fim, são descritos os principais parâmetros que influenciam a capacidade de carga e a durabilidade de juntas com emendas em laço e as principais conclusões dos trabalhos citados no início do capítulo.

O capítulo 3 apresenta as análises numéricas realizadas com modelos de emendas em laço, descrevendo os parâmetros considerados nas simulações, as calibrações realizadas com base em experimentos da literatura e a análise paramétrica realizada. Além disso, é apresentada a comparação dos resultados numéricos com os resultados obtidos por meio dos modelos analíticos descritos no capítulo 2, como também um breve estudo sobre a consideração da aderência no modelo numérico.

O capítulo 4 refere-se às considerações finais do presente trabalho, abordando as principais conclusões do estudo realizado e apresentando sugestões para trabalhos futuros.

2 Revisão bibliográfica

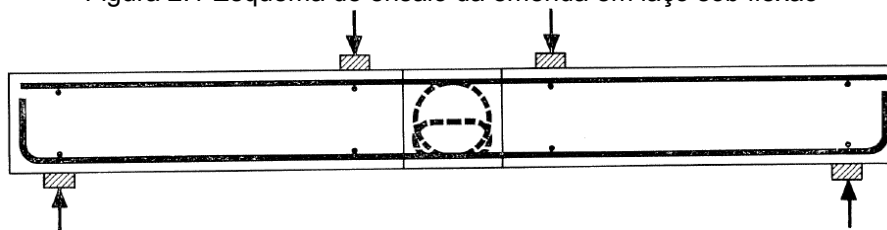
Os trabalhos relativos a emendas do tipo laço podem ser divididos de acordo com o tipo de solicitação principal atuante na junta, tais como: tração e flexão.

2.1 Estudos experimentais

2.1.1 Flexão

A partir dos resultados dos ensaios realizados por Timm¹ (1969 apud DRAGOSAVIĆ; VAN DEN BEUKEL; GIJSBERS, 1975, p. 8), em juntas de concreto com emendas em laço, representados na Figura 2.1, concluiu-se que para esses elementos atingirem a mesma resistência à flexão dos elementos emendados por barras retas, as seguintes recomendações devem ser levadas em consideração:

Figura 2.1 Esquema de ensaio da emenda em laço sob flexão



Fonte: adaptado de Dragosavić, Van Den Beukel, Gijbers (1975).

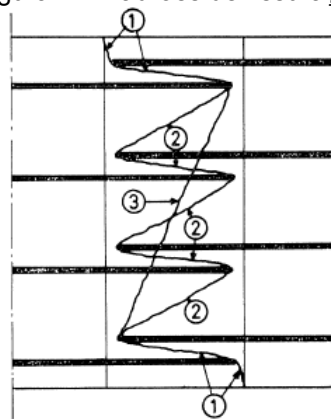
- Diâmetro máximo da barra: 14 mm;
- Espaçamento máximo entre laços: 5ϕ ;
- Distância máxima do laço à extremidade do concreto: 4ϕ ;
- Diâmetro de dobra mínimo do laço: 8ϕ ;
- Resistência mínima do concreto: 25 MPa;

¹ TIMM, A. **Untersuchung zur Verbindung von Stahlbetonplatten mit hakenförmig gebogenen Stäben** (Em inglês: Investigation concerning the connection of reinforced concrete slabs with hook-shaped bent bars). 1969. Tese (Doutorado), Karlsruhe, 1969.

- Para o concreto de 25 MPa, o traspasse entre os laços deve ser, no mínimo, $15,5\phi$, sendo permitido até 13ϕ para o caso de concretos com maior resistência;
- Devem ser utilizados no mínimo 3 barras transversais de 6 mm de diâmetro;
- O traspasse deve ser tal que, no mínimo, a área de intersecção entre os laços seja um círculo.

O mapeamento do histórico de fissuração foi feito por Dragosavić, van den Beukel e Gijbers (1975) em juntas com emendas em laço vertical, cujos padrões das fissuras estão esquematizados na Figura 2.2.

Figura 2.2 Padrões de fissuração



Fonte: Dragosavić, van den Beukel e Gijbers (1975)

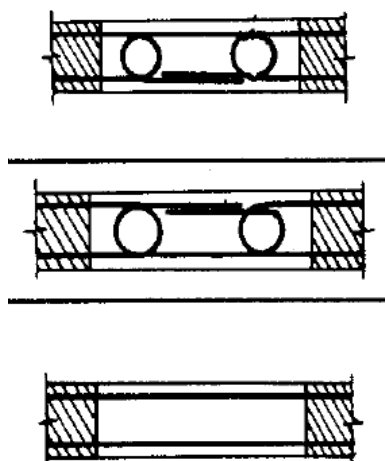
As primeiras fissuras surgem na interface entre a junta e o elemento pré-moldado, com uma carga relativamente baixa, não influenciando a resistência à flexão da peça. A falha do elemento inicia-se com o surgimento de fissuras nas extremidades da junta (fissuras 1 da Figura 2.2), pois, nessa região, as forças laterais que surgem entre os laços são resistidas apenas pelo concreto da borda. Em seguida, surgem as fissuras 2 da Figura 2.2, as quais podem ser substituídas pelo surgimento da fissura oblíqua 3. Já no caso do uso de armaduras transversais, surgirão mais fissuras perpendiculares ao plano do laço e menos fissuras do tipo 1 e 2.

Dragosavić, van den beukel e Gijbers (1975) também propuseram uma formulação para estimar o momento resistente do elemento com emenda em laço,

em termos da tensão máxima σ_{al} na armadura no momento da ruptura do concreto da junta. Apesar de a formulação proposta se adequar bem aos resultados experimentais, os autores ressaltam que essa deve ser utilizada apenas nos casos com características semelhantes aos dos elementos ensaiados, ou seja, emendas com laços verticais submetidas predominantemente à flexão, não sendo, portanto, recomendada para casos onde devem ser transmitidas forças elevadas de tração ou cisalhamento.

Rosenthal e Shimoni (1984) realizaram ensaios de flexão com emendas constituídas por laços na vertical cujo traspasse se dá por meio de um estribo central em laço, pois os laços provenientes dos elementos pré-moldados não possuíam comprimento suficiente para traspasse. Foram realizados ensaios em apenas 4 elementos com a escala real da estrutura, divididos em 3 grupos de acordo com a armadura da emenda (Figura 2.3), sendo 1 elemento com o traspasse do estribo na região de tração, 2 elementos com o traspasse do estribo na região de compressão e 1 elemento com barras retas, tomado como referência.

Figura 2.3 Tipos de emendas estudadas por Rosenthal e Shimoni (1984): (de cima para baixo) traspasse na região de tração, traspasse na região de compressão e barras retas



Fonte: Rosenthal e Shimoni (1984).

Os autores constataram que os elementos com o traspasse dos estribos na região tracionada apresentaram a menor resistência entre os elementos, com uma ruptura frágil. Já as peças com o traspasse dos estribos na região comprimida apresentaram um comportamento ideal, possuindo maior capacidade

de carga que os elementos com barras retas e maior ductilidade no momento da ruptura.

Hao (2004) realizou ensaios de flexão pura em juntas contendo emendas com laços verticais, com a geometria da armadura com 2 laços em uma direção e 1 na direção oposta, conhecida como emenda 2 para 1, sendo analisados os efeitos do comprimento de traspasse dos laços e o espaçamento entre eles. Com base nos resultados obtidos nos ensaios, o autor propôs formulações para estimar o carregamento de abertura de fissuras e o momento resistente da emenda.

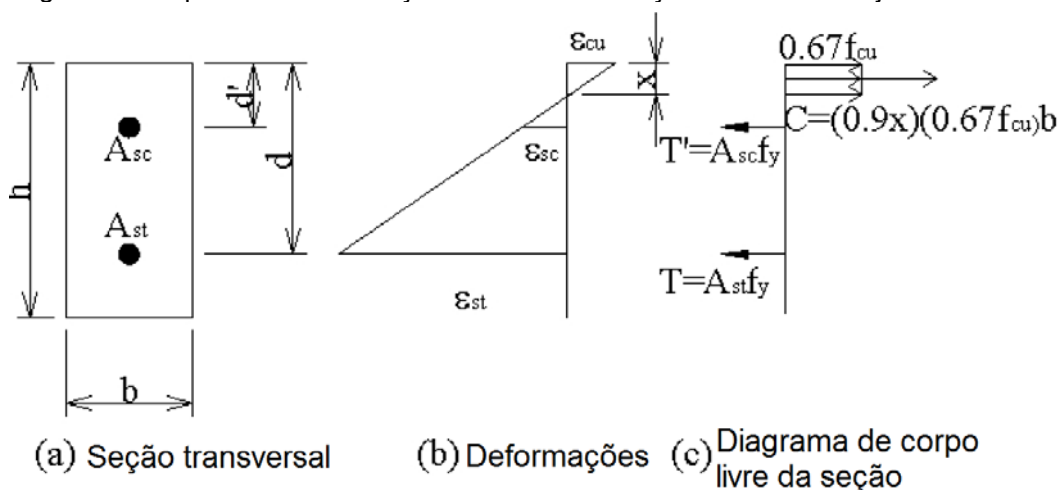
Quanto à ruptura das peças com a emenda em laço vertical, existem 3 tipos possíveis de falha:

- Escoamento da parte tracionada do laço, sem esmagamento do concreto;
- Esmagamento do concreto sem atingir o escoamento da parte tracionada do laço;
- Esmagamento do concreto junto com o escoamento da parte tracionada do laço.

O primeiro caso ocorre em peças subarmadas, já o segundo caso ocorre quando o elemento é superarmado. Esse tipo de emenda raramente falha das duas primeiras formas, sendo o mais comum o terceiro modo de ruptura (HAO, 2004).

Os resultados experimentais indicaram que o segmento superior do laço ficou submetido à compressão até o aparecimento da primeira fissura. Após o escoamento do segmento inferior, foi registrado tração no segmento superior, o qual também escoou no instante da ruptura do elemento, como representado na Figura 2.4.

Figura 2.4 Esquema de deformações e tensões na seção transversal da junta ensaiada



Fonte: adaptado de Hao (2004).

Hao (2004) também estudou o comportamento na flexão pura de juntas de concreto com emendas em laço na horizontal, como também foram analisados elementos monolíticos com esse tipo de emenda para servir como referência. O autor realizou experimentos variando parâmetros como: traspasse tanto longitudinal quanto transversal entre laços, diâmetro de dobra do laço, quantidade de barras transversais e rugosidade da interface entre a junta e o elemento pré-moldado.

Hao (2004) implementou um modelo baseado no método dos elementos finitos a fim de estimar a fissuração e a capacidade de carga com emendas do tipo laço submetidas à flexão, tanto em juntas quanto em elementos monolíticos. Para isso, o autor utilizou o software ABAQUS/STANDARD, simulando os ensaios de flexão realizados no mesmo trabalho. O modelo superestimou o carregamento de abertura de fissuras das juntas com emendas em laço e subestimou a capacidade dos elementos monolíticos com os laços. Já em relação ao momento resistente, os modelos numéricos apresentaram resultados próximos aos resultados experimentais, sendo que a maior diferença entre as resistências dos modelos numéricos e dos experimentos foi de 17%.

Villalba et al. (2013) avaliaram o comportamento mecânico de emendas em laço vertical (ver Figura 2.5) submetidas a cargas repetidas de flexão em três pontos, sendo portanto, submetidas à uma combinação de momento e cortante, simulando as solicitações de tráfego nas pontes, fazendo-se necessária a análise

desses elementos quanto à fadiga. Dessa forma, foram analisadas a resistência, rigidez e durabilidade das juntas compostas por emendas em laço.

Figura 2.5 Emenda em laço ensaiada por Villalba et al. (2013)



Fonte: Villalba et al. (2013).

Com os resultados obtidos nos ensaios, os autores propuseram o cálculo do comprimento de ancoragem do laço por meio da equação 2.1.

$$l_b \geq l_{\min} + \Delta l = l_{\min} + \frac{\phi(\Delta\sigma_D - \Delta\sigma_{D,red})}{4\tau_{bm}} \quad (2.1)$$

Onde l_b é o comprimento de ancoragem, l_{\min} é o comprimento de ancoragem mínimo sob carregamento estático, Δl é o acréscimo de comprimento relativo à carga de fadiga, ϕ é o diâmetro da barra do laço, $\Delta\sigma_D$ é a variação de tensão máxima ao longo do comprimento reto da barra do laço e τ_{bm} é a tensão de aderência média. Para o caso de barras dobradas, uma redução $\Delta\sigma_{D,red}$ é aplicada em $\Delta\sigma_D$, a qual pode ser estimada pelo código normativo espanhol EHE:2008, utilizando a equação 2.2.

$$\Delta\sigma_{D,red} = \left(1 - 3\frac{\phi}{D}\right)\Delta\sigma_D \quad (2.2)$$

Onde D é o diâmetro do laço.

Além disso, Villalba et al. (2013) recomendam a utilização de barras transversais ao laço, possuindo capacidade resistente maior ou igual a

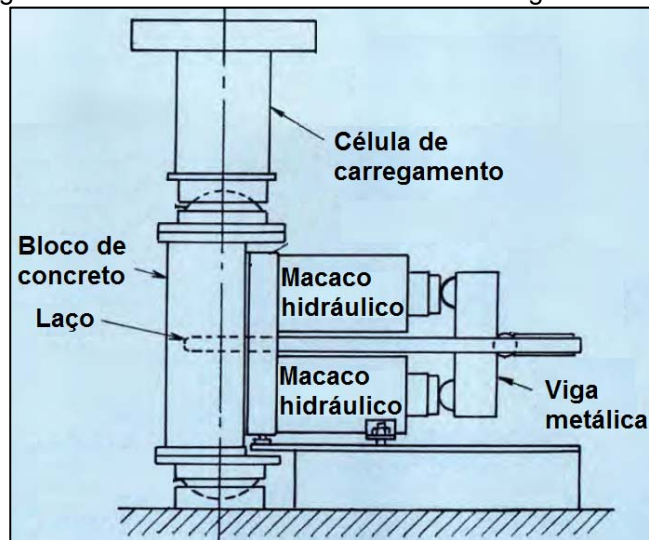
capacidade da armadura do laço. Outra recomendação é que a armadura transversal inferior, posicionada na parte tracionada da seção, possua uma resistência maior que um par de armaduras longitudinais traspassadas. Apesar disso, Villalba, Rius e Bengoechea (2011) realizaram ensaios experimentais com elementos similares aos dos autores anteriores (emendas 2 para 1), sob flexão com carga estática, concluindo que, em todos os ensaios, as deformações das armaduras transversais foram inferiores a 2 ‰, ou seja, nenhuma barra transversal atingiu a tensão de escoamento, enquanto que todas as armaduras dos laços escoaram.

2.1.2 Tração

Leonhardt, Walter e Dieterle (1973) foram os primeiros pesquisadores a publicarem resultados a respeito de experimentos em juntas com emendas em laço submetidas à tração. Eles realizaram ensaios em emendas sem armaduras transversais, apesar disso, ressaltaram a importância do uso de barras transversais no controle da fissuração devido à tendência de separação entre o laço e o concreto.

Mattock (1994) estudou experimentalmente a eficiência de ancoragens em laço quando submetidas à tração, concomitantemente à aplicação de vários níveis de compressão na direção perpendicular ao plano do laço (Figura 2.6). A ancoragem estudada possuía o diâmetro mínimo permitido pelo código normativo ACI 318-08, que era igual a 6 vezes o diâmetro da barra, e cobertura de 19 mm. As variáveis analisadas no estudo foram: o diâmetro da barra, de 12,7 mm, 15,9 mm e 19,1 mm; a resistência à compressão do concreto, variando de 21 MPa a 44 MPa; a intensidade da tensão de compressão perpendicular ao plano do laço, variando de 0 MPa até 4,24 MPa; e a excentricidade da carga de compressão aplicada. Os elementos foram divididos em três séries de ensaios, baseadas no tipo de compressão aplicada perpendicularmente ao plano do laço: série A, que compreende os elementos sem aplicação de compressão; série B, constituída pelos elementos submetidos à compressão uniforme; e série C, composta pelos elementos submetidos à compressão excêntrica.

Figura 2.6 Ensaio de arrancamento em ancoragem em laço

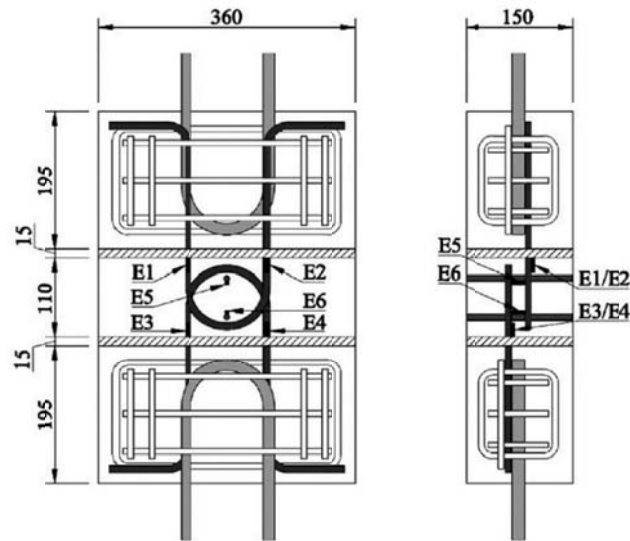


Fonte: adaptado de Mattock (1994).

Um dos trabalhos mais recentes sobre emendas em laço foi desenvolvido por Joergensen e Hoang (2013), os quais estudaram emendas em laço sujeitas à tração. Essa ligação tem uma capacidade à tração limitada pelo escoamento das armaduras ou pela ruptura do concreto. Os autores realizaram experimentos cuja ruptura da junta é governada pela falha no concreto presente entre os laços, analisando a influência do comprimento dos laços, do espaçamento entre as barras e da quantidade de barras transversais na capacidade de carga do elemento.

Araújo, Curado e Rodrigues (2014) realizaram ensaios experimentais em emendas do tipo laço 1 para 1 submetidas à tração. Para os ensaios, os autores utilizaram modelos constituídos por três blocos de concreto armado, separados por juntas, com a parte central contendo a emenda estudada (ver Figura 2.7). As variáveis analisadas foram o teor de fibras no concreto da emenda, o diâmetro do laço e a presença de armaduras transversais.

Figura 2.7 Emendas ensaiadas por Araújo, Curado e Rodrigues (2014)



Fonte: Araújo, Curado e Rodrigues (2014).

2.2 Modelos analíticos de emendas em laço submetidas à tração

2.2.1 Mattock (1994)

Com base nos resultados experimentais, Mattock (1994) propôs as equações 2.3, 2.4 e 2.5 para estimar a capacidade de carga da ancoragem em laço submetida à tração:

para elementos sem aplicação de compressão:

$$P_f = 0,89f_{ct}A \quad (2.3)$$

para elementos submetidos à compressão uniforme:

$$P_f = f_{ct}A \left(0,89 + 2,51 \left(\frac{f_n}{f_{ct}} \right)^{0,70} \right) \quad (2.4)$$

para elementos submetidos à compressão excêntrica:

$$P_f = f_{ct}A \left(0,89 + 2,51 \left(\frac{f_n}{f_{ct}} \right)^{0,70} + 0,75e \left(\frac{f_n}{f_{ct}} \right)^{1,55} \right). \quad (2.5)$$

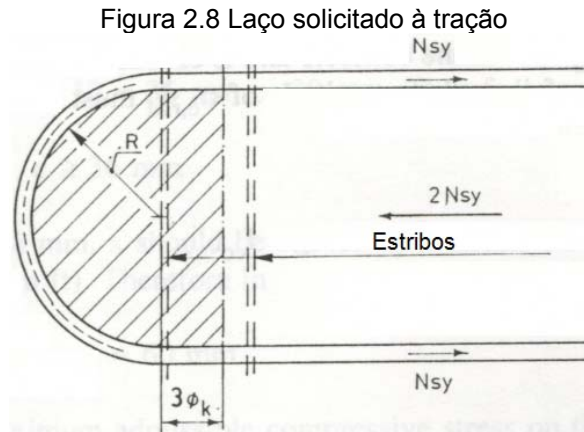
Onde f_{ct} é a resistência à tração do concreto, A é a área da seção transversal do bloco de concreto ensaiado no plano do laço, f_n é a tensão de compressão no plano do laço e e é o valor da excentricidade da carga de compressão lateral.

2.2.2 Bruggeling e Huyge (1991)

Bruggeling e Huyge (1991) propuseram um modelo analítico de dimensionamento de emendas do tipo laço tanto na tração quanto na flexão. O modelo considera perfeita aderência das barras e que o cobrimento da armadura, na direção perpendicular ao laço, apresenta, como mínimo, os seguintes valores:

- 30 mm;
- $3\phi_k$, se não houver estribo em torno do laço;
- $1,5\phi_k$, se houver estribos em torno do laço. Neste caso, deve-se utilizar, no mínimo, 2 estribos com diâmetro $\phi_{ks} > 0,3\phi_k$, onde ϕ_k é o diâmetro das barras do laço.

Considerando que a barra esteja submetida à tração, como ilustrado na Figura 2.8, percebe-se que as forças atuantes N_{sy} devem ser equilibradas por forças radiais no laço, solicitando o concreto.



No escoamento das barras, as forças atuantes apresentam o valor calculado pela equação 2.6.

$$N_{sy} = \frac{1}{4} \pi \phi_k^2 f_{sy} \quad (2.6)$$

A força radial é assumida constante ao longo do comprimento do laço, tendo como valor $\phi_k \sigma_{c,rad}$, onde $\sigma_{c,rad}$ é a tensão atuante no concreto. Pelo equilíbrio de forças, obtêm-se as equações 2.7 e 2.8.

$$R \phi_k \sigma_{c,rad} = \frac{1}{4} \pi \phi_k^2 f_{sy} \quad (2.7)$$

$$\sigma_{c,rad} = \frac{\pi \phi_k f_{sy}}{4R} \quad (2.8)$$

A fim de evitar a ruptura do concreto, limita-se $\sigma_{c,rad} \leq f_c \sqrt{x/\phi_k}$, bem como $\sigma_{c,rad} \leq 3f_c$ e a variável x assume o menor valor entre t e $2c_d = 2c + \phi_k$, onde t é a distância entre laços, c é o cobrimento da barra e c_d é a distância do eixo da barra até a superfície de concreto mais próxima.

Na Figura 2.8, considera-se que a tensão seja transmitida da barra para o concreto ao longo do comprimento $R + 3\phi_k$. O acréscimo $3\phi_k$ leva em conta as tolerâncias nas dimensões do laço e na sua localização na estrutura. Na emenda do tipo laço, deve-se calcular o comprimento de traspasse dos laços por meio da equação 2.9.

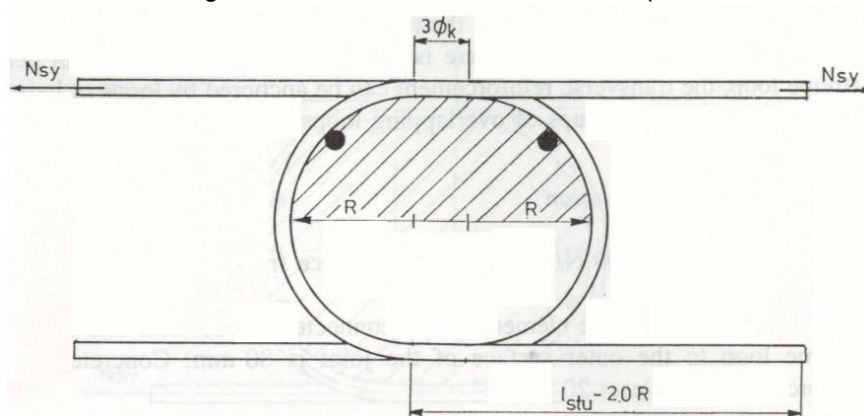
$$l_{stu} = 2R + 3\phi_k + \phi_k = 2R + 4\phi_k \quad (2.9)$$

Bruggeling e Huyge (1991) recomendam que a distância máxima t entre dois laços seja igual a $4\phi_k$. Com o aparecimento de bielas de compressão entre as barras, surgem tensões de tração na direção perpendicular ao laço. Com a restrição de t em $4\phi_k$, a inclinação máxima da biela é de 1:5, logo, a força de tração perpendicular ao plano do laço assume um valor máximo de 20% da força de tração solicitada N_{sy} . Com isso, a área de aço transversal ao laço pode ser estimada pela equação 2.10.

$$A_{str} = 0,2\pi\phi_k^2 \quad (2.10)$$

No caso de a emenda estar submetida à flexão pura, apenas metade do laço é considerado para os cálculos desenvolvidos acima. Logo, a armadura transversal deve ser disposta na região de concreto solicitada pela curva do laço, com no mínimo duas barras, como representado na Figura 2.9.

Figura 2.9 Emenda submetida à flexão pura



Fonte: adaptado de Bruggeling e Huyge (1991).

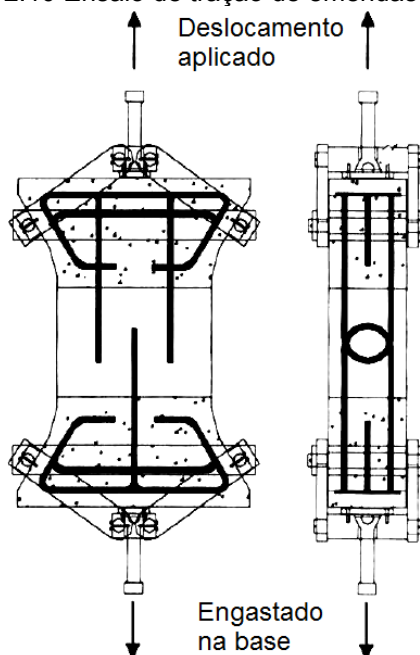
Nesse caso, o comprimento de ancoragem da barra inferior deve ser, no mínimo, o valor calculado de acordo com a equação 2.11.

$$l_{anc} = l_{stu} - 2R = 4\phi_k \quad (2.11)$$

2.2.3 Hao (2004)

Hao (2004) propôs um modelo analítico para estimar a capacidade de carga à tração de emendas do tipo laço 2 para 1 (Figura 2.10). Para o desenvolvimento da formulação, foi tomado como base o modelo de bielas e tirantes, bem como o banco de dados gerado por meio de experimentos realizados por Tan² (1998 apud HAO, 2004), Yeo (1999) e Lok (2000) em peças com emendas do tipo laço 2 para 1. Também são considerados os efeitos do método de preparação da superfície da interface e sua rugosidade na estimativa da resistência à tração da peça e na carga de formação de fissuras.

Figura 2.10 Ensaio de tração de emendas em laço



Fonte: adaptado de Tan (1998 apud HAO, 2004).

A primeira fissura da peça é sempre formada ao longo da interface entre a junta concretada no local e o concreto pré-moldado, onde atravessa o laço isolado (Hao, 2004). Antes da formação da primeira fissura, a tensão de tração é resistida tanto pelo aço quanto pelo concreto, logo, a tensão no aço f_s e no concreto σ_t são dadas pelas equações 2.12 e 2.13.

² TAN, C. K. **Loop Connections for Precast Components**. 1998. Trabalho de conclusão de curso, Engenharia Civil – Universidade Nacional de Singapura, Singapura, maio de 1998.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (2.12)$$

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t. \quad (2.13)$$

Onde E_s e E_c são os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, e ε_s e ε_t são as deformações específicas no aço e no concreto, respectivamente. Como ainda não ocorreu a fissuração do concreto, ambos os materiais trabalham em conjunto e assim, as deformações em ambos são iguais, logo, $\varepsilon_s = \varepsilon_t$. Dessa forma, a força axial resistida pelo conjunto é dada pela equação 2.14.

$$P_t = A_s f_s + A_c \sigma_t = \sigma_t (A_c + \alpha_E A_s). \quad (2.14)$$

Onde A_c e A_s são as áreas da seção transversal do concreto e do laço, respectivamente, e α_E é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto, dada pela equação 2.15.

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.15)$$

Na iminência da abertura da primeira fissura na interface, a tensão no concreto atinge sua resistência à tração f_{ct} , assim, a carga de abertura de fissura pode ser estimada pela equação 2.16.

$$P_{cr} = f_{ct} (A_c + \alpha_E A_s) \quad (2.16)$$

Hao (2004) comparou os valores obtidos pela equação 2.16 com os valores experimentais e verificou que essa equação superestimou a carga de abertura de fissuras dos elementos ensaiados. Isso se deve ao fato de que a carga de abertura de fissuras é fortemente dependente da rugosidade e do método de preparo da superfície da interface entre o elemento pré-moldado e a junta com a emenda. As interfaces que foram submetidas à escovação manual após o concreto endurecer apresentaram as menores resistências à fissuração

comparadas àquelas que foram penteadas com o concreto ainda no estado plástico, obtendo para estas uma média de resistência à formação de fissuras de 83% dos valores obtidos para as peças monolíticas.

Com relação à preparação da superfície, os elementos com as interfaces insaturadas e previamente penteadas apresentaram uma média de resistência de 76% dos valores estimados com a equação 2.16, além disso, as peças com as interfaces insaturadas e cortadas ou escovadas apresentaram valores médios de 32% e 22%, respectivamente. Logo, tomando uma constante α de penalização da equação 2.16, referente à rugosidade da superfície da interface, pode-se afirmar que os valores de α para as interfaces insaturadas penteadas, cortadas e escovadas são 0,76, 0,32 e 0,22, respectivamente. Outro fator de penalização pode ser utilizado para o tipo de preparação da superfície, denotado por β , assumindo o valor 1,0 para as superfícies insaturadas. Já para as interfaces saturadas com superfície seca, β varia de acordo com α , assumindo valores de 1,09 para interfaces penteadas, 1,15 para interfaces cortadas e 1,45 para interfaces escovadas manualmente. A relação entre esses dois fatores é demonstrada pela equação 2.17.

$$\beta = \alpha^{-0,2} \quad (2.17)$$

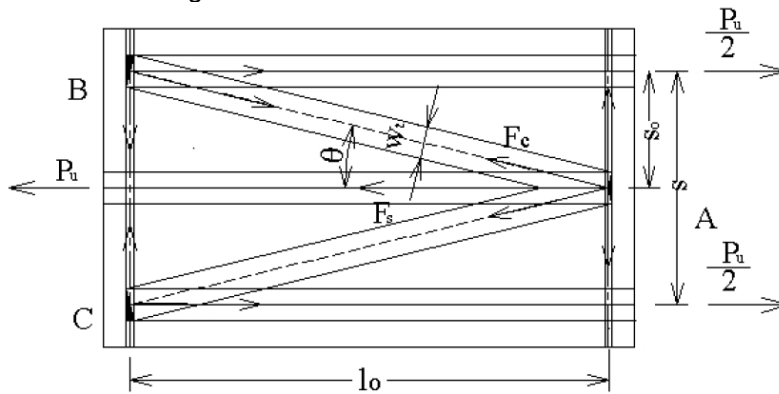
Dessa forma, a equação 2.16 pode ser reescrita como mostrado na equação 2.18.

$$P_{cr} = \alpha\beta f_{ct}(A_c + \alpha_E A_s) \quad (2.18)$$

Para a estimativa da resistência à tração da junta com emenda em laço 2 para 1, Hao (2004) tomou como base o modelo de bielas e tirantes. Do equilíbrio das forças representadas na Figura 2.11, obtém-se a equação 2.19.

$$P_u = F_s. \quad (2.19)$$

Figura 2.11 Modelo de bielas e tirantes



Fonte: Hao (2004).

Onde P_u é a força última de tração aplicada na junta e F_s é a força de tração no laço, o qual representa o tirante. Do equilíbrio de forças no nó A, formado pelo encontro das bielas com o laço central, obtemos as equações 2.10 e 2.21.

$$F_s = 2F_c \cos \theta \quad (2.20)$$

$$\cos \theta = \frac{l_0}{\sqrt{l_0^2 + s_0^2}} \quad (2.21)$$

Onde F_c é a força de compressão nas bielas, θ é o ângulo de inclinação das bielas, l_0 é o comprimento de traspasse dos laços e s_0 é o espaçamento entre laços. A força de compressão na zona nodal é dada pela equação 2.22.

$$F_c = A_{cn} f_{cn} \quad (2.22)$$

Onde f_{cn} é a resistência de compressão efetiva na região nodal, calculada segundo a norma ACI 318-08, por meio da equação 2.23.

$$f_{cn} = 0,51 f_c \quad (2.23)$$

E A_{cn} é a área da seção transversal da biela de compressão nesta região, a qual é calculada por meio da equação 2.24.

$$A_{cn} = hw_t. \quad (2.24)$$

Onde h é a altura do elemento, contida no plano do laço, e w_t é a espessura da biela. w_t não é um parâmetro simples de determinar, pois depende das características do concreto e da geometria das armaduras na emenda, assim, deve ser determinado de forma iterativa. Com base nas equações 2.20, 2.22, 2.23 e 2.24, obtemos a equação 2.25.

$$w_t = \frac{P_u}{2h(0,51f_c)\cos\theta} \quad (2.25)$$

A partir da equação 2.25, o valor de w_t é calibrado com base no banco de dados construído com os resultados dos ensaios experimentais supracitados. Com isso, percebeu-se que a largura da biela de compressão depende predominantemente da resistência à compressão do concreto. Logo, w_t pode ser estimado por meio da equação 2.26:

$$w_t = \frac{265}{f_c^{0,79}} \quad (2.26)$$

Conhecida a largura da biela, pode-se estimar a resistência à tração da emenda do tipo laço 2 para 1 pela equação 2.27:

$$P_u = \frac{270hl_0f_c^{0,21}}{\sqrt{l_0^2 + s_0^2}} \quad (2.27)$$

Para o caso de emendas em laço sem armaduras transversais, Hao (2004) propõe a aplicação de um coeficiente de penalização $\eta_{tr} = 0,8$, dessa forma, a resistência à tração da emenda sem armadura transversal pode ser estimada pela equação 2.28.

$$P_u = \frac{270\eta_{tr}hl_0f_c^{0,21}}{\sqrt{l_0^2 + s_0^2}} \quad (2.28)$$

Os valores obtidos por meio das equações 2.27 e 2.28 se aproximam muito dos resultados obtidos experimentalmente, com a média da relação entre os dois valores de 1,0, desvio padrão de 0,1 e coeficiente de variação 0,1 para o caso de emendas com armaduras transversais ao laço, já no caso de emendas sem armadura transversal, a média da relação é de 1,02, com desvio padrão de 0,2 e coeficiente de variação de 0,2. Vale ressaltar que a formulação proposta é específica para emendas em laço do tipo 2 para 1 tracionadas, com espaçamento entre laços, do mesmo lado, de 10 a 20 vezes o diâmetro do laço e com comprimento de traspasse de mais de 38 vezes esse diâmetro.

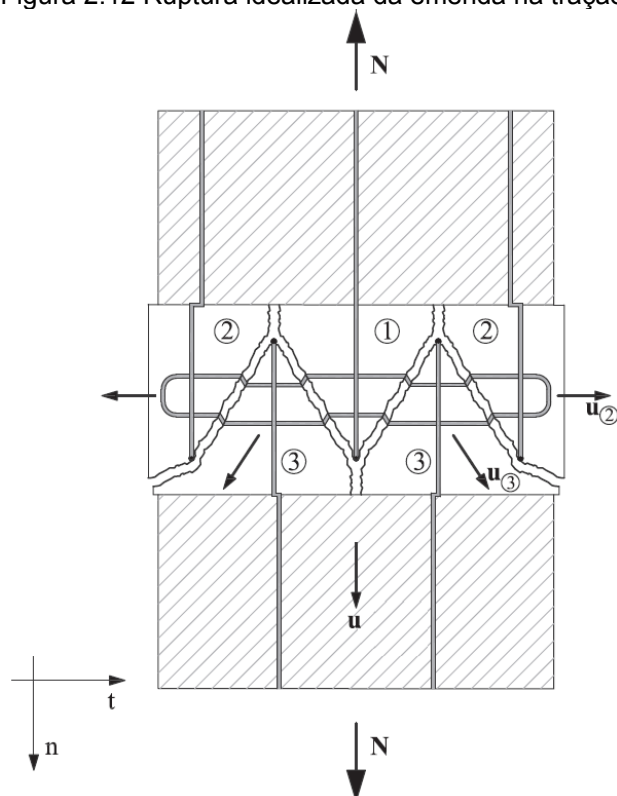
2.2.4 Joergensen e Hoang (2013)

Os autores desenvolveram um modelo de plasticidade com limite superior, o qual é capaz de prever a tendência dos experimentos de forma satisfatória. Esse modelo considera o concreto e o aço como materiais rígido-plásticos, ou seja, não apresentam nenhuma deformação até atingir a tensão de escoamento, a partir deste ponto, elevadas deformações são possíveis sem acréscimo de tensão. Outra característica do modelo é que ele desconsidera o efeito pino das armaduras.

Uma análise detalhada das distribuições de tensão requer uma análise não linear por meio de simulações com elementos finitos, entretanto, nesse trabalho, são desenvolvidas aproximações mais simples para a estimativa da capacidade de carga da emenda, obtidas por meio da modificação de fórmulas utilizadas em problemas de força cortante em vigas.

A Figura 2.12 mostra o padrão de ruptura do elemento, com a formação de fissuras principais entre os laços. Também são mostrados os blocos da junta separados, considerando-os como corpos rígidos. Percebe-se que o bloco 1 não apresenta deslocamento, já o bloco 2 desloca-se apenas na direção t e o bloco 3 apresenta tanto deslocamento em t quanto em n .

Figura 2.12 Ruptura idealizada da emenda na tração



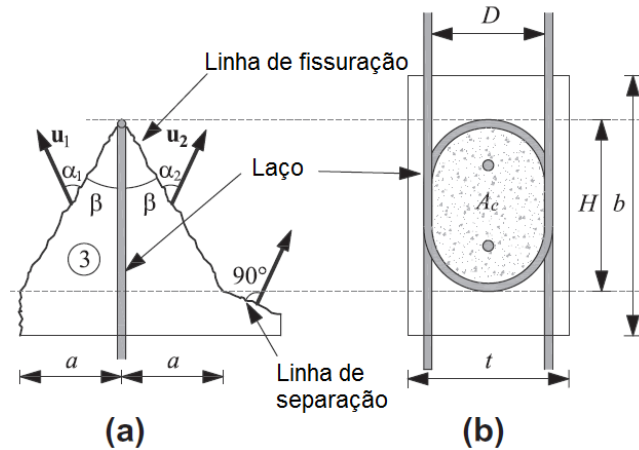
Fonte: Joergensen e Hoang (2013).

A formulação desenvolvida no estudo é baseada no princípio da mínima energia. Nesse contexto, a energia dissipada por unidade de área pode ser estimada pela equação 2.29, a qual pode ser utilizada para materiais que seguem a lei de Coulomb (Nielsen e Hoan, 2011).

$$W_a = \frac{1}{2} \nu f_c (1 - \sin \alpha) |\mathbf{u}| \quad (2.29)$$

Onde ν é um fator de correção que leva em conta o fato de que o concreto não é um material perfeitamente plástico e f_c é a resistência à compressão do concreto no instante do ensaio. Como mostrado na Figura 2.13a, $|\mathbf{u}|$ é o deslocamento relativo no plano de ruptura e α é a inclinação desse deslocamento.

Figura 2.13 Deslocamentos relativos (a) e seção transversal do laço (b)



Fonte: adaptado de Joergensen e Hoang (2013).

Pela análise da Figura 2.13a, percebe-se que u_2 é espelhado de u_1 , ou seja, $|u_1| = |u_2|$ e, portanto, $\alpha_1 = \alpha_2$. Logo, a energia interna total do sistema, formado por quatro planos de ruptura, pode ser estimada pela equação 2.30.

$$\begin{aligned}
 W_{i,c} &= 2 \left[\frac{1}{2} v f_c (1 - \sin \alpha_1) |u_1| + \frac{1}{2} v f_c (1 - \sin \alpha_2) |u_2| \right] A_{superfície} \\
 &= 4 \left[\frac{1}{2} v f_c (1 - \sin \alpha) |u| \right] A_{superfície}
 \end{aligned} \tag{2.30}$$

Na equação 2.30, $A_{superfície}$ pode ser calculado pela equação 2.31.

$$A_{superfície} = \frac{A_c}{\cos \beta} \tag{2.31}$$

Onde A_c é tomado como a área hachurada na Figura 2.13b e $\beta = \text{Arctan}(a/H)$.

As barras transversais atravessam as quatro linhas de ruptura, com isso, a energia dissipada pelo alongamento sofrido é dada pela equação 2.32.

$$W_{i,s} = 4 A_{sT} f_{yT} u_t \tag{2.32}$$

Onde A_{sT} é a área da armadura transversal, f_{yT} é a tensão de escoamento destas armaduras e u_t corresponde à componente de u no eixo t .

Já a energia externa pode ser calculada pela equação 2.33.

$$W_E = Nu_n \quad (2.33)$$

Onde u_n corresponde à componente de \mathbf{u} no eixo n .

Fazendo $W_E = W_{i,c} + W_{i,s}$ e substituindo $|\mathbf{u}|$ e u_t pelas equações 2.34.

$$\begin{aligned} |\mathbf{u}| &= \frac{u_n}{\cos(\alpha - \beta)} \quad \text{e} \quad u_t \\ &= u_n \tan(\alpha - \beta) \end{aligned} \quad (2.34)$$

obtém-se a solução representada pela equação 2.35.

$$N = 4 \left[\frac{1}{2} v f_c \frac{(1 - \sin \alpha)}{\cos(\alpha - \beta)} \right] \frac{A_c}{\cos \beta} + 4 A_{sT} f_{yT} \tan(\alpha - \beta) \quad (2.35)$$

Essa solução é válida quando $\alpha \geq \varphi$ e $\alpha \geq \beta$, sendo φ o ângulo de atrito do concreto, considerado igual a $\text{Arctan}(3/4)$ para concretos de resistência normal. A condição $\alpha \geq \varphi$ é imposta pela regra de fluência da teoria de plasticidade e $\alpha \geq \beta$ garante que os blocos se afastem. A menor solução possível para a equação 2.35 é obtida quando α é dado pela equação 2.36.

$$\alpha = \beta + \sin^{-1} \left(\frac{1 - \frac{2\Phi}{v}}{\sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1}} \right) \quad (2.36)$$

Onde Φ é a taxa mecânica de armadura transversal, calculada pela equação 2.37.

$$\Phi = \left(\frac{A_{sT} f_{yT}}{A_c f_c} \right) \quad (2.37)$$

Por fim, a solução do sistema é dada pela equação 2.38.

$$\frac{N_c}{\nu f_c A_c} = 2 \begin{cases} \left(\sqrt{\frac{4\Phi}{\nu} \left(1 - \frac{\Phi}{\nu}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2} - \frac{a}{H} \right); & \text{se } \alpha \geq \varphi \text{ e } \alpha \geq \beta \text{ (a)} \\ \frac{2 \left(\frac{\Phi}{\nu} \left(3 - 4 \frac{a}{H}\right) + \left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1 \right)}{4 + 3 \frac{a}{H}}; & \text{se } \alpha < \varphi \text{ e } \frac{a}{H} < \frac{3}{4} \text{ (b)} \\ \sqrt{\left(\frac{a}{H}\right)^2 + 1} - \frac{a}{H}; & \text{se } \alpha < \beta \text{ e } \frac{a}{H} \geq \frac{3}{4} \text{ (c)} \end{cases} \quad (2.38)$$

Com relação ao coeficiente ν , os autores propuseram a equação 2.39.

$$\nu = \frac{0,88}{\sqrt{f_c}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{H}}\right) \quad (2.39)$$

A solução acima estima apenas a carga última para a ruína no concreto, mas a ruína do sistema também pode ocorrer pelo escoamento da armadura do laço. Dessa forma, a solução completa é dada pela equação 2.40.

$$N_u = \min \begin{cases} N_c \text{ obtido da equação 2.38} & (\text{falha no concreto}) \\ N_y = 2A_{sL}f_{yL} & (\text{escoamento da armadura do laço}) \end{cases} \quad (2.40)$$

Onde A_{sL} é a área total de aço de um laço.

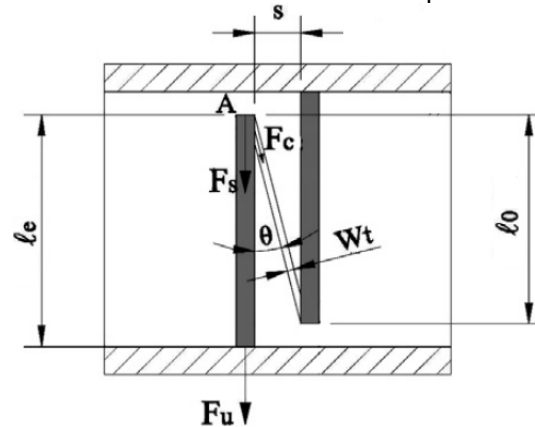
Os autores concluíram que o modelo de plasticidade desenvolvido apresentou excelente concordância com os resultados experimentais de 28 das 30 amostras ensaiadas.

2.2.5 Araújo, Curado e Rodrigues (2014)

Araújo, Curado e Rodrigues (2014) desenvolveram um modelo analítico, com base no modelo de bielas e tirantes, para avaliar a capacidade da emenda em laço 1 para 1 submetida à tração. Para isso, eles tomaram como base o modelo proposto por Hsu, Mau e Chen (1987).

Com base na Figura 2.14, percebe-se que a força de tração aplicada é transferida integralmente às barras do laço, ou seja, $F_u = F_s$.

Figura 2.14 Modelo de bielas e tirantes para a emenda



Fonte: Araújo, Curado e Rodrigues (2014).

Do equilíbrio do nó A, obtemos a equação 2.41.

$$F_s = F_c \cos \theta \quad (2.41)$$

Já o ângulo entre bielas e tirantes pode ser calculado pela equação 2.42.

$$\cos \theta = \frac{l_0}{\sqrt{s^2 + l_0^2}} \quad (2.42)$$

A força de compressão na biela entre os laços é dada pela equação 2.43.

$$F_c = A_{cn} f_{cn}. \quad (2.43)$$

Onde A_{cn} é a seção transversal da biela e f_{cn} é a resistência à compressão da biela, a qual pode ser estimada pelos códigos normativos ou pelas fórmulas propostas na literatura de bielas e tirantes. Para este trabalho, os autores utilizaram o item 6.5.4 do Eurocódigo 2:2004 (equação 2.44).

$$f_{cn} = 0,85 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) f_{cd} \quad (2.44)$$

A área da seção transversal pode ser calculada pela equação 2.45.

$$A_{cn} = (D + 2\phi)w_t. \quad (2.45)$$

Onde D é o diâmetro interno do laço, ϕ é o diâmetro da barra e w_t é a espessura efetiva da biela inclinada. Substituindo as equações 2.42 - 2.45 na equação 2.41 e considerando $F_u = F_s$, obtém-se a equação 2.46, a qual estima a capacidade de carga da emenda em laço submetida à tração.

$$F_u = (D + 2\phi)w_t f_{cn} \frac{l_0}{\sqrt{s^2 + l_0^2}} \quad (2.46)$$

Araújo, Curado e Rodrigues (2014) determinaram a espessura efetiva da biela w_t por meio de análises paramétricas do modelo de Hsu, Mau e Chen (1987) modificado, variando o diâmetro de dobra dos laços e o espaçamento entre os laços. Além disso, o coeficiente relacionado com o efeito de amolecimento do concreto λ pode ser estimado conhecendo-se o espaçamento entre laços. Dessa forma, obtêm-se as equações 2.47 e 2.48.

$$w_t = \frac{(0.6894 - 0.0022D)s}{\lambda} \quad (2.47)$$

$$\lambda = 0.014s + 0.553 \geq 0.86 \quad (2.48)$$

Esse modelo foi comparado com valores obtidos por experimentos realizados pelos autores, os quais obtiveram relações experimental/teórico com uma média de 1,03 e desvio padrão de 0,1. Logo, esse modelo pode ser utilizado para calcular uma estimativa inicial da capacidade de carga da emenda, apresentando a ruína no concreto quando a resistência da emenda não atingir a tensão de escoamento das barras do laço. Os autores ressaltam que devem ser realizados mais estudos para extrapolar o modelo para outros tipos de geometrias da emenda, já que elas valem apenas para a geometria analisada.

2.2.6 Comparação entre os modelos à tração

As formulações de Mattock (1994) referem-se apenas à ancoragem do laço isolado e são baseadas em ensaios experimentais, com alguns modelos levando em consideração uma compressão perpendicular ao plano do laço. Já o modelo apresentado por Bruggeling e Huyge (1991) é baseado apenas em teorias da resistência dos materiais, portanto, para estimar a capacidade de carga da emenda, é considerado que, no momento da ruptura, toda a parte reta da barra do laço está escoando e que toda tensão da armadura é transferida para o concreto por meio da tensão radial no laço. Logo, como esse modelo parte do pressuposto que já houve falha da emenda por escoamento da barra e que este está ocorrendo ao longo de toda sua parte reta, neste estágio, a emenda já está totalmente destruída. Além disso, como o dimensionamento da armadura transversal parte do mesmo pressuposto, ela é superestimada. Portanto, a utilização do modelo proposto por Bruggeling e Huyge (1991) deve ser bastante criteriosa.

As formulações propostas por Hao (2004) e Araújo, Curado e Rodrigues (2014) são bastante similares, isso se deve ao fato de ambas se basearem no modelo de bielas e tirantes. A diferença entre os modelos está na consideração da seção transversal das bielas de compressão. Com relação à altura da biela de compressão, Hao (2004) considera igual à altura da junta, enquanto Araújo, Curado e Rodrigues (2014) consideram igual à altura do laço, ou seja, $D + 2\phi$. Já em relação à espessura da biela w_t , a qual é o parâmetro de maior divergência entre os autores, Hao (2004) estabelece o cálculo baseado apenas na resistência à compressão do concreto, de acordo com a equação 2.26, enquanto Araújo, Curado e Rodrigues (2014) definem a equação 2.46 e 2.47 para a estimativa da espessura da biela, as quais possuem como variáveis dependentes o diâmetro do laço e o espaçamento entre eles.

Apesar de os modelos propostos pelos autores anteriores terem apresentado resultados satisfatórios, eles não levam em consideração alguns dos parâmetros que definem a junta, tais como a taxa de armadura transversal e a tensão de escoamento da mesma. Já o modelo proposto por Joergensen e Hoang (2013) baseia-se no princípio da mínima energia, considerando todos os

parâmetros de influência da emenda. Dessa forma, o modelo proposto por Joergensen e Hoang (2013) apresenta-se como o mais completo para representar o comportamento da emenda em laço.

2.3 Códigos normativos

2.3.1 Eurocódigo 2:2004

O Eurocódigo 2:2004 prevê o uso de emendas em laço nas juntas de concretagem submetidas à flexão e tração, com o objetivo de promover continuidade da armação. Essa norma também recomenda alguns valores mínimos para o diâmetro do laço, mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Diâmetro mínimo de dobra do laço segundo o Eurocódigo 2:2004.

Diâmetro da barra	Diâmetro mínimo do laço (mm)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ
$\phi > 16 \text{ mm}$	7ϕ

2.3.2 CEB-FIP:1990/2010

Assim como o Eurocódigo 2:2004, o CEB 1990 também prevê esse tipo de armação, citando sua utilização como umas das formas possíveis de ancoragem da barra. Para a estimativa do diâmetro mínimo do laço, essa norma recomenda a equação 2.49.

$$\frac{D}{\phi} \approx \frac{1,8}{\sqrt{\left(1 + \frac{2c}{\phi}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{cd}}\right)}} \quad (2.49)$$

Onde D é o diâmetro mínimo do laço, ϕ é diâmetro da barra do laço, $c = \min(\text{cobrimento}, \text{metade da distância entre laços})$, σ_{sd} é a tensão solicitante de cálculo nas barras e f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

Em contrapartida, o CEB 2010 não prevê explicitamente a utilização de ancoragem em laço, apenas a ancoragem de barras com gancho na extremidade.

2.3.3 BS 8110:1997

A norma BS 8110:1997 apresenta uma expressão para o cálculo da tensão de aderência da barra de emendas em laço em juntas de concretagem, dada pela equação 2.50.

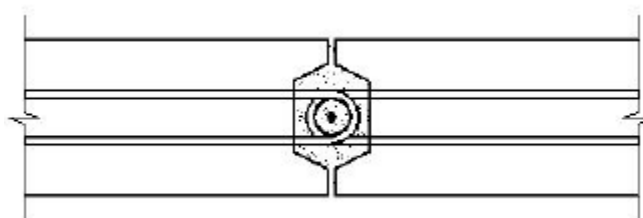
$$\text{Tensão de aderência} = \frac{F_{bt}}{r\varphi} \leq \frac{2f_{cu}}{1 + 2\left(\frac{\varphi}{\alpha_b}\right)} \quad (2.50)$$

Onde F_{bt} é a força de tração última na barra, r é o raio do laço, φ é o diâmetro da barra do laço, f_{cu} é a resistência de aderência aço-concreto e α_b é a distância entre laços.

2.3.4 ABNT NBR 9062:2006 e ABNT NBR 6118:2014

Assim como as normas anteriores, a ABNT NBR 9062:2006 contempla a utilização de emendas em laço para promover a ligação das extremidades de lajes pré-moldadas, como mostrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 Emenda em laço entre lajes pré-moldadas



Fonte: NBR 9062:2006.

A ABNT NBR 6118:2014 prevê diâmetros de dobra mínimos em função da bitola da armadura, como pode ser visto na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Diâmetro mínimo de dobra do laço segundo a NBR 6118:2014.

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 ϕ	5 ϕ	6 ϕ
\geq 20	5 ϕ	8 ϕ	-

Logo, observa-se que, apesar de os códigos normativos contemplarem a utilização de emendas em laço como meio de transmissão de esforços entre elementos pré-moldados, os mesmos não apresentam informações suficientes para se prever a resposta estrutural desse tipo de emenda.

2.4 Parâmetros de influência na emenda

Os principais fatores que influenciam o comportamento e a capacidade de carga das emendas do tipo laço podem ser divididos em três grupos: os fatores responsáveis pela aderência na interface entre a junta e o elemento pré-moldado, características físicas e geométricas dos laços e tipo de concreto utilizado na emenda.

A aderência na interface entre concretos de idades diferentes se dá principalmente pela rugosidade proporcionada na superfície do concreto que serve de forma. Além disso, o efeito de pino da armadura, impedindo o afastamento das duas partes pelo surgimento de uma força normal ao plano, e o engrenamento dos agregados aumentam o atrito na interface.

Diversos são os parâmetros do laço que influenciam na capacidade e comportamento da emenda, dentre eles, estão: diâmetro das barras dos laços, comprimento de traspasse, diâmetro do laço, espaçamento entre laços e quantidade e disposição das barras transversais.

Outro fator importante no comportamento da conexão é o tipo de concreto utilizado. Os principais parâmetros do concreto que influenciam na emenda são: resistência, características autoadensáveis e presença e volume de fibras.

2.4.1 Aderência na interface concreto-concreto

Rosenthal e Shimoni (1984) realizaram ensaios de flexão em juntas de concreto com emendas em laço. Devido ao fato de que as primeiras fissuras apareciam muito cedo ao longo da interface entre a junta e os elementos pré-moldados, eles sugeriram a aplicação de um composto de epóxi na interface antes de concretar a junta, dessa forma, a aderência entre a junta e os elementos pré-moldados aumenta e com isso, retarda o aparecimento de fissuras ao longo da interface.

Hsu, Mau e Chen (1987) ressaltaram a influência do engrenamento dos agregados, o efeito de pino da armadura e as restrições perpendiculares ao plano de cisalhamento na capacidade de carga da peça.

A resistência à formação de fissuras de elementos com juntas armadas com emendas em laço é geralmente menor que a resistência dos correspondentes elementos monolíticos. Essa resistência é bastante influenciada pela rugosidade e pelo método de preparação da superfície da interface entre a junta e os elementos pré-moldados. Hao (2004) observou que as primeiras fissuras ocorrem nessa interface e que a capacidade de resistência à fissuração das peças com emendas em laços horizontais de 1 para 1 depende fortemente, dentre outros fatores, do método de tratamento da superfície da interface e da sua rugosidade.

Hao (2004) realizou ensaios em juntas de concretagem com emendas em laço horizontal, variando o método de aplicação de rugosidade na interface da junta com o elemento pré-moldado. Três tipos de interface foram considerados:

- Interface sem tratamento;
- Interface com ranhuras paralelas aos laços;
- Interface grosseiramente tratada por meio do socamento do cabo de madeira de espátula;

O tratamento da interface para proporcionar rugosidade tem influência significativa na carga de abertura das primeiras fissuras, como também tem leve

influência na resistência à flexão, com os elementos sem tratamento da interface apresentando uma resistência, em média, 10% menor que os elementos tratados.

Nesse contexto, Júlio, Branco e Silva (2004) realizaram experimentos para avaliar a resistência de aderência entre duas camadas de concreto, utilizando diferentes técnicas para aumento da rugosidade da superfície do concreto que serve de substrato. Foram utilizadas as técnicas de escovação com escovas metálicas, jateamento de areia e apicoamento, além disso, foram utilizadas peças sem tratamento superficial, as quais apresentavam uma superfície lisa proporcionada pela própria fôrma. Os autores realizaram ensaios de *pull-off* e de cisalhamento oblíquo. O segundo método foi escolhido pelo fato de apresentar sensibilidade quanto à rugosidade da superfície, conferida pelos métodos de preparação (ABU-TAIR; RIGDEN; BURLEY, 1996). Os resultados mostraram que a resistência de aderência reduz à medida que aumenta a diferença de idade entre o concreto adicionado e o concreto que serve de substrato. Além disso, nos ensaios de cisalhamento, a força de aderência dos concretos tratados é de, no mínimo, 6 vezes maior que a força de aderência dos concretos não tratados. Já no ensaio de *pull-off*, ficou demonstrado que as peças sem tratamento apresentaram uma resistência insignificante, sendo que, para todos os casos, a maneira mais eficaz de tratar a superfície do concreto é com jateamento de areia.

Dessa forma, o tratamento da superfície do concreto que serve de forma tem grande influência na resistência de ligação da interface concreto-concreto, devendo ser levado em consideração na capacidade dos elementos de transmitir esforços e na durabilidade da estrutura em relação à fissuração. Além disso, deve-se dar atenção nos tempos de concretagem das peças a serem emendadas, pois quanto menor o tempo de uma concretagem a outra, mais monolítico será o elemento.

2.4.2 Armaduras do laço

Nos ensaios realizados por Mattock (1994) foi constatado que quanto maior o diâmetro da armadura do laço, apenas analisando os valores de 12,7, 15,9 e 19,1 mm, maior a capacidade de carga da ancoragem em laço.

Hao (2004) realizou ensaios de flexão em emendas com laços na vertical, variando o comprimento de traspasse dos laços e o espaçamento entre os mesmos. Ele também realizou ensaios com laços na horizontal, variando o comprimento de traspasse longitudinal e transversal, o diâmetro de dobra do laço e a quantidade de barras transversais. Em ambos os tipos de laço, quanto maior o traspasse longitudinal dos laços e menor a distância entre estes, maior será a resistência da estrutura. Nos laços horizontais, os momentos de fissuração e de resistência decrescem com a redução do traspasse transversal dos laços, com isso, para obter melhor desempenho, deve-se dispor os laços o mais próximo possível, transversalmente, de preferência sobrepostos. Já em relação ao diâmetro de dobra do laço, quanto maior seu valor, menor é o momento de fissuração e maior é a resistência dos elementos. Por fim, um aumento na quantidade de barras transversais ao laço resulta em um aumento da resistência das peças, entretanto, a utilização de uma quantidade excessiva de armadura transversal leva ao surgimento de um maior número de fissuras na estrutura, embora isso não apresente tanta influência na resistência à flexão.

Ryu, Kim e Chang (2006) analisaram o comportamento desse tipo de emenda submetida à flexão sob carregamento estático e sob teste de fadiga. Os parâmetros variados foram o diâmetro da barra do laço, de 13 mm, 16 mm e 19 mm, e a espessura da emenda, variando por consequência o comprimento de traspasse dos laços, o qual assumiu os valores de 250 mm, 300 mm e 350 mm. Além disso, foram realizados tanto ensaios de 3 pontos de carregamento quanto de 4 pontos. Com os resultados dos ensaios, notou-se que o comportamento da emenda à flexão é bastante influenciado pelo diâmetro da barra do laço, com comportamento semelhante entre os elementos até o aparecimento das primeiras fissuras, atingindo maior resistência quanto maior o diâmetro da barra do laço.

Quanto à espessura das juntas, os resultados não mostraram claramente o efeito da sua variação no comportamento da emenda à flexão, apesar disso, foi possível observar que os elementos com a espessura de 250 mm apresentaram uma resistência ligeiramente menor que os outros, como também apresentaram resultados insatisfatório quanto à fissuração. Apesar de uma menor resistência ser esperada para as espessuras de 250 mm e 300 mm, pois, segundo os autores, esses valores não satisfazem os critérios fornecidos pelos códigos

normativos ACI 318:99³ (1999 apud RYU; KIM; CHANG, 2006) e DIN 1045:01⁴ (2001 apud RYU; KIM; CHANG, 2006), essa redução prevista não foi observada.

Logo, as juntas em laço estudadas por Ryu, Kim e Chang (2006) apresentam comportamento bastante similar aos elementos sem juntas com armaduras retas, com resistências muito próximas e ductilidade satisfatória. Devido aos resultados obtidos com os elementos com espessura de junta de 250 mm, para o comprimento de traspasse dos laços, os autores recomendam a utilização do comprimento de traspasse de barras com ganchos previsto em normas.

Gordon e May (2006) realizaram experimentos nas emendas em laço submetidas à tração. Os elementos ensaiados foram divididos em 5 grupos de acordo com as características da emenda:

- Grupo A: emendas não simétricas em laço;
- Grupo B: emendas não simétricas em laço sem armaduras transversais;
- Grupo C: emendas simétricas em laço;
- Grupo D: emendas simétricas de barras retas;
- Grupo E: emendas simétricas de barras retas com ganchos nas extremidades e barras retas atravessando toda a junta.

No grupo A, devido a não simetria da emenda, a peça tende a rotacionar, gerando concentração de tensões nos laços extremos, os quais tendem a se separar do concreto, produzindo lascamento nessas regiões. Por isso, a força resistida por esses elementos é menor que a resistida pelos elementos com emendas simétricas, além de requererem maior quantidade de armadura transversal.

Gordon e May (2006) também afirmaram que os elementos não simétricos apresentaram capacidade de carga de aproximadamente 87% do valor calculado analiticamente, enquanto que os elementos possuindo simetria apresentaram capacidade de carga de 96% dos valores teóricos. Já as peças com emendas não simétricas sem armadura transversal apresentaram resistência de cerca de 65%

³ ACI Committee 318. **ACI 318-99: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary and notes**. American Concrete Institute, Estados Unidos, 1999.

⁴ DIN 1045. **Plain, reinforced and prestressed concrete structures**. 2001.

dos valores estimados e os elementos com emendas com barras retas apresentaram resistência de 101% dos valores estimados.

Os autores concluíram que as fissuras críticas nas peças ocorreram tanto na interface entre o concreto pré-moldado e a junta quanto nas áreas afastadas a esta. Além disso, houve uma grande variabilidade na abertura das fissuras, variando entre 0,20 mm e 0,31 mm. Eles também afirmaram que a carga assumida no estado limite de serviço no experimento é ligeiramente maior que a carga encontrada na prática, além disso, a superfície da interface entre a junta e o concreto pré-moldado não foi submetida a nenhum tratamento, o qual é realizado em campo. Dessa forma, afirma-se que a abertura de fissuras observada no experimento encontra-se a favor da segurança.

Por fim, os elementos do grupo E, constituídos por emendas de barras retas com ganchos nas extremidades, apresentaram excelente comportamento, com uma resistência à tração semelhante às resistências obtidas pelos elementos com emendas em laço e simétricas.

Joergensen e Hoang (2013) concluíram que a resistência à tração da emenda cresce com o aumento da quantidade de armaduras transversais, com o aumento do comprimento de ancoragem e com a redução do espaçamento entre estas barras. Além disso, não foi observada de forma clara alteração na capacidade de carga quando o diâmetro da barra do laço variou de 12 mm a 20 mm. Os autores sugerem estudos variando a resistência do concreto, o diâmetro de dobra dos laços e a disposição das armaduras transversais, além de estudos com a emenda submetida a esforços combinados de tração e flexão.

Araújo, Curado e Rodrigues (2014) estudaram emendas em laço submetidas à tração, avaliando a influência do diâmetro de dobramento das barras, a presença de barras transversais dentro do laço e a presença de fibras de aço no concreto da junta. Nos casos em que não se utilizaram armaduras transversais nem fibras de aço na junta, o diâmetro do laço teve pouca influência na capacidade resistente da peça, reduzida, no máximo, em 9% quando se alterou o diâmetro de 160 mm para 100 mm. A presença de armaduras transversais no laço restringe a tendência à separação entre a barra e o concreto, controlando a abertura de fissuras na emenda. Além disso, a presença de barras transversais na emenda sem fibras aumentou, em média, a resistência da junta

em 13%, apresentando ruptura no concreto antes de as barras atingirem a tensão de escoamento. Apesar disso, com a presença de armadura transversal, a ruptura tende a ocorrer por escoamento das barras do laço, sendo que as barras transversais são pouco solicitadas.

2.4.3 Características do concreto

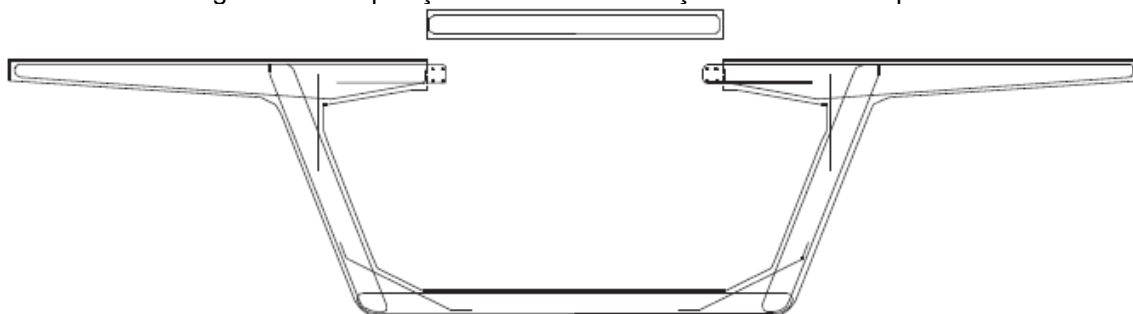
Nos ensaios de tração em ancoragens em laço, Mattock (1994) observou que há uma tendência de aumentar a resistência da ancoragem com o aumento da resistência à compressão do concreto, apesar de ter pouca influência nos elementos sem aplicação de compressão na direção perpendicular ao plano do laço, pois, neste caso, a ruptura depende predominantemente da resistência à tração do concreto, a qual é um parâmetro variável, pois é influenciado por muitos fatores. Já nos elementos em que se aplica compressão lateral, essa tendência de aumento da resistência da peça com o aumento da resistência à compressão é maior. Nesse último caso, a ruptura passa a depender menos da resistência à tração do concreto e a depender também da sua resistência à compressão.

Gordon e May (2006) realizaram experimento de tração em emendas com laços sem armaduras transversais, com o objetivo de analisar a influência do uso de fibras na junta. Nesses elementos, ocorre ruptura frágil e prematura do concreto entre os laços, devido à tendência de separação que ocorre entre estes elementos, a qual pode ser reduzida com o uso de barras transversais. Dessa forma, Gordon e May (2006) concluíram que o uso de concreto reforçado com fibras nas juntas não substitui o comportamento da armadura transversal, a qual deve ser suficientemente robusta para transferir os esforços cortantes provocados pelos laços e transferir os esforços de tração que surgem na direção perpendicular ao plano destes.

Para promover a ligação entre duas fases de concretagem, Díaz de Terán et al. (2013a) propuseram a utilização de *loop joint*, o qual, devido a sua geometria compacta (Figura 2.16), não afeta a movimentação da fôrma interna do processo construtivo estudado pelo autor. Dessa forma, os autores analisaram a eficiência dessa ligação frente a esforços decorrentes de flexão pura, realizando experimentos utilizando 3 tipos de concreto, tais como concreto convencional,

concreto de alta resistência e concreto autoadensável, comparando com fórmulas de diversos códigos normativos. Além disso, os autores realizaram experimentos com a emenda convencional de barras retas, a fim de comparar com os resultados da ligação em laço.

Figura 2.16 Disposição da emenda em laço no tabuleiro da ponte



Fonte: Díaz de Terán et al. (2013a).

Eles concluíram que, no estado limite último, a capacidade resistente da ligação em laço apresentou valores maiores que os calculados pelos códigos normativos, com valores muito similares para todos os casos. Essa proximidade dos valores se deve ao fato de os concretos utilizados terem apresentado resistências à compressão muito próximas, logo, o tipo de concreto utilizado não foi um fator preponderante de influência na resistência da emenda. Por outro lado, os momentos críticos de abertura de fissuras foram bem menores nos testes, cerca de 0,14 vezes os valores calculados com as normas. Isso ocorreu em todos os elementos, o que leva a concluir que o momento de fissuração não depende do tipo de emenda nem do tipo de concreto, apresentando valores próximos, além disso, essa redução foi verificada porque as fórmulas das normas não preveem juntas de concretagem, fator esse agravado pela presença de uma descontinuidade com faces lisas, o que compromete a aderência entre os concretos. Assim, deve-se conferir rugosidade nas juntas de concretagem a fim de proporcionar um melhor comportamento em serviço.

Apesar de o momento de fissuração das peças ensaiadas ser baixo, os esforços em serviço nas pontes são pequenos comparados ao estado limite último, não comprometendo assim a durabilidade da estrutura. Dessa forma, os

testes demonstraram que a solução com a ligação do tipo laço representa uma alternativa segura e econômica de transferência de esforços na emenda.

Devido a sua localização, mostrada na Figura 2.16, as juntas entre as duas fases de concretagem estão sujeitas principalmente a flexão transversal e cisalhamento. Os principais esforços cisalhantes são originados do torque do tabuleiro, do cisalhamento horizontal, da fluência e da retração por secagem diferencial. Para avaliar o comportamento estrutural da conexão em laço, Díaz de Terán et al. (2013b) também realizaram experimentos avaliando a força cortante resistente sob dois aspectos, com elementos sem fissuras e com fissuras na junta devido à flexão, a fim de analisar a influência dos efeitos da flexão transversal do tabuleiro na deterioração da peça. Além disso, também foram realizados experimentos com a emenda convencional com barras retas e foram utilizados os mesmos concretos que o trabalho anterior dos mesmos autores.

Em todos os casos, os dois tipos de emendas com os diferentes tipos de concreto apresentaram comportamentos muito similares, com resistências ao cisalhamento muito próximas, tanto nas peças inicialmente sem fissuras quanto nas peças pré-fissuradas. A maior diferença ocorreu entre emendas em laço e reta com concreto convencional, onde foi observado um melhor comportamento com emendas em laço, apresentando maior capacidade de carga. Ressalta-se também o comportamento mais dúctil das peças com emendas em *loop joint* com concreto autoadensável, as quais também apresentaram maiores resistências quando comparadas às emendas de barras retas. Além disso, nas amostras testadas, os valores da carga no estado limite último são, em média, o dobro dos valores calculados com as normas. Apesar disso, os autores ressaltaram a necessidade de realização de novos estudos quando da utilização de outras geometrias e de diâmetros da armadura dos laços maiores que os utilizados nos experimentos.

Araújo, Curado e Rodrigues (2014) também concluíram que a utilização de 1% de fibras de aço na emenda sem barras transversais não foi suficiente para provocar a falha da peça por escoamento das barras. Apesar disso, a capacidade de carga da emenda aumentou, em média, 27% em relação à emenda sem fibras e sem armaduras transversais, como também, o elemento apresentou um comportamento mais plástico, com comportamento pós-pico estável. Já com a adição de 2% de fibras de aço, mesmo sem a presença de armadura transversal,

a conexão falhou, em todos os casos, por escoamento das barras do laço, chegando a atingir a tensão de ruptura das mesmas.

Logo, o tipo de concreto utilizado apenas mostrou influenciar na capacidade da emenda quando se utilizam fibras. Já com relação à abertura de fissuras, as peças apresentaram aberturas de fissuras desprezíveis no estado limite de serviço.

2.4.4 Síntese do capítulo

Quanto à aderência na interface concreto-concreto, todos os autores ressaltaram a importância do tratamento da interface na durabilidade do elemento, pois tem forte influência na resistência de abertura de fissuras. Para aumentar essa resistência, Rosenthal e Shimoni (1984) propõem a aplicação de epóxi na interface antes de concretar a junta, enquanto que Hao (2004) e Júlio, Branco e Silva (2004) sugerem proporcionar rugosidade nessa superfície, indicando que a melhor técnica é o jateamento de areia.

Quanto às armaduras do laço, os autores concluíram que quanto maior o diâmetro do laço, maior o traspasse longitudinal, menor o traspasse transversal, menor o espaçamento entre laços e maior a quantidade de armaduras transversais, maior será a capacidade resistente da emenda. Além disso, Mattock (1994) constatou que quanto maior o diâmetro das barras do laço, maior a resistência da emenda, apesar disso, Joergensen e Hoang (2013) não conseguiram observar de forma clara essa relação.

Quanto às características do concreto, os autores concluíram que o tipo de concreto utilizado não influencia na capacidade de carga da emenda em laço, apenas quando se adiciona fibras, as quais aumentam a resistência da peça e ajudam a controlar a fissuração.

3 Análise numérica

No presente trabalho, foi realizada uma calibração de um modelo de junta com emendas em laço submetido à tração, para isso, utilizou-se o software DIANA[®] 9.5. Além disso, foram tomados como referência os resultados obtidos por Joergensen e Hoang (2013), os quais, em seus elementos, variaram alguns parâmetros como: a espessura e comprimento da junta, a distância entre laços, o comprimento de traspasse dos laços, os diâmetros das armaduras transversais e dos laços e a tensão de escoamento das barras transversais e do laço. Como Joergensen e Hoang (2013) forneceram apenas a resistência à compressão do concreto, de 38,4 MPa, e o diâmetro máximo dos agregados, de 8 mm, fez-se necessário o cálculo dos outros parâmetros do concreto apenas com base nessas informações. Dessa forma, serão apresentados os resultados obtidos com os parâmetros calculados pela norma CEB 2010 e quando explicitado, para alguns dos parâmetros utilizados, os cálculos foram também realizados pela norma CEB 1990 e com base no trabalho de Hilsdorf e Brameshuber (1991).

3.1 Parâmetros do concreto

Para as simulações, o concreto foi modelado com o modelo de fissuração fixa baseado na deformação total (*Total Strain Fixed Crack Model*), disponível no software DIANA[®] 9.5. No modelo de fissuração fixa, as direções das fissuras ficam fixas e definidas a partir da abertura das primeiras fissuras em cada nó dos elementos, as quais são as direções das tensões principais. Dessa forma, quando se atinge o critério de ruptura, as direções e posições das fissuras são guardadas e utilizadas nos incrementos de carga posteriores. Esse modelo de fissuração foi desenvolvido com base na Teoria do Campo Modificado de Compressão, proposta por Vecchio e Collins (1986).

Para todas as análises, o coeficiente de Poisson foi considerado constante e igual a 0,2, mesmo após a fissuração do concreto.

3.1.1 Resistência à tração

A resistência à tração pode ser estimada com base na resistência à compressão do concreto, de acordo com a equação 3.1.

$$f_{ct} = 0,3(f_c)^{\frac{2}{3}} \quad (3.1)$$

3.1.2 Módulo de elasticidade

Assim como a resistência à tração, o módulo também pode ser estimado a partir da resistência à compressão do concreto, de acordo com a equação 3.2.

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_c + 8}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.2)$$

Onde α_E assume os valores mostrados na Tabela 3.1.

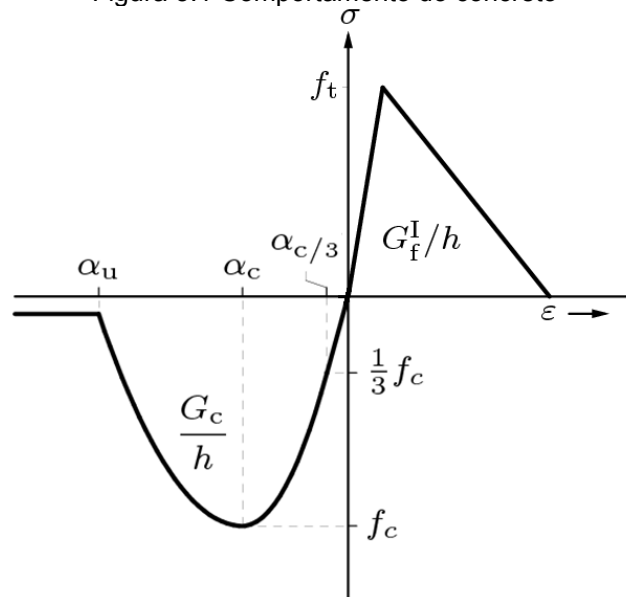
Tabela 3.1 Valores de α_E .

Tipo de agregado	α_E
Agregados de basalto e calcáreo denso	1,2
Agregados de quartzito	1,0
Agregados de calcáreo	0,9
Agregados de arenito	0,7

3.1.3 Comportamento na tração

No concreto, a redução da tensão de tração normal ao plano da fissura não se dá de forma total, ela é progressiva com o aumento das deformações, dessa forma, o comportamento do concreto à tração em um estado uniaxial é adotado com redução linear. Além disso, módulo de elasticidade adotado na tração é o mesmo da compressão, como mostrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 Comportamento do concreto



Fonte: adaptado de DIANA (2014).

Percebe-se, portanto, que o comportamento do concreto sob tração depende da energia de fratura G_f e da largura de banda de fissuração h .

A energia de fratura à tração é definida como a energia necessária para propagar a fissura de tração de uma unidade de área (HILSDORF; BRAMESHUBER, 1991), podendo ser estimada utilizando as equações 3.3, 3.4 e 3.5.

De acordo com o CEB 2010:

$$G_f = 73f_c^{0,18} \text{ (Nm/m}^2\text{)} \quad (3.3)$$

De acordo com o CEB 1990:

$$G_f = G_{fo} \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,7} \text{ (Nm/m}^2\text{)} \quad (3.4)$$

De acordo com Hilsdorf e Brameshuber (1991):

$$G_f = a_d f_c^{0,7} \text{ (Nm/m}^2\text{)}. \quad (3.5)$$

Onde G_{fo} é o valor de base da energia de fratura e a_d é um coeficiente de ajuste da função, os quais dependem do diâmetro máximo dos agregados $d_{máx}$, cujos valores são dados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Valores de G_{fo} e a_d .

$d_{máx}$ (mm)	G_{fo} (Nm/m ²)	a_d
8	25	4
16	30	6
32	58	10

Com a Figura 3.1, pode-se calcular a largura de banda de fissuração de acordo com as equações 3.6 e 3.7.

$$\frac{G_f}{h} = \frac{\varepsilon_{ct}f_t}{2} + \frac{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ct})f_t}{2} = \frac{\varepsilon_{cu}f_t}{2} \quad (3.6)$$

$$h = \frac{2G_f}{\varepsilon_{cu}f_t}. \quad (3.7)$$

Onde ε_{ct} é a deformação no pico, ε_{cu} é a deformação última do concreto na tração e f_t é a resistência do concreto à tração. Considerando ε_{cu} como a deformação no instante do escoamento de um aço CA-50, como é o caso, foi adotado $\varepsilon_{cu} = 0,24\%$, simulando assim, de maneira simplificada, a interação entre o concreto e a armadura.

3.1.4 Comportamento na compressão

O comportamento do concreto na compressão uniaxial é tomado como parabólico, como mostrado na Figura 3.1. Esse comportamento depende da energia de fratura à compressão G_c e da largura de banda de fissuração h .

A área pós-pico do gráfico da Figura 3.1 é definida como G_c/h . O DIANA[®] 9.5 tem funções pré-definidas para a curva parabólica mostrada anteriormente, as quais são dadas pela equação 3.8.

$$f = \begin{cases} -f_c \frac{1}{3} \frac{\alpha_j}{\alpha_{c/3}} & \text{se } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0 \\ -f_c \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right)^2 \right) & \text{se } \alpha_c < \alpha_j \leq \alpha_{c/3} \\ -f_c \left(1 - \left(\frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right) & \text{se } \alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c \\ 0 & \text{se } \alpha_j \leq \alpha_u \end{cases} \quad (3.8)$$

Onde f_c é a resistência à compressão do concreto, $\alpha_{c/3}$ é a deformação referente à $f_c/3$, α_c é a deformação de pico e α_u é a deformação última do concreto sob compressão uniaxial.

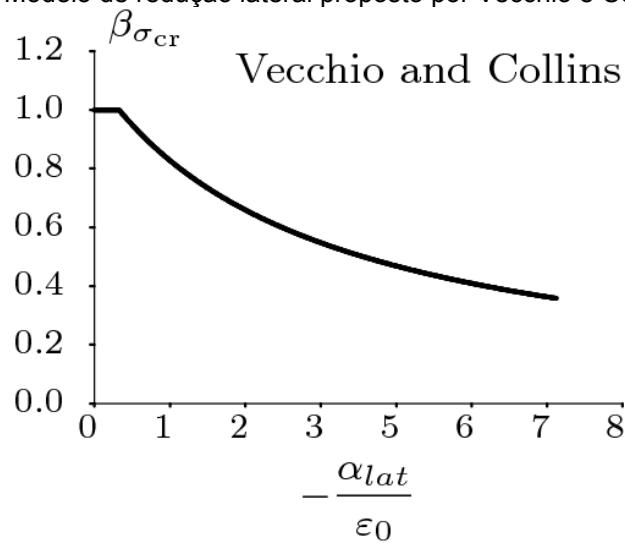
Portanto, a energia de fratura à compressão é dada pelas equações 3.9 e 3.10.

$$\frac{G_c}{h} = \int_{\alpha_c}^{\alpha_u} f d\alpha_j = f_c \frac{2}{3} (\alpha_u - \alpha_c) \quad (3.9)$$

$$G_c = h f_c \frac{2}{3} (\alpha_u - \alpha_c) \quad (3.10)$$

Também foi considerado nesse modelo o comportamento biaxial do concreto, considerando assim o confinamento lateral implementado no DIANA[®] 9.5, baseado no modelo proposto por Selby e Vecchio (1993). Além disso, outro fator importante é a consideração do comportamento da resistência à compressão do concreto após a formação de fissuras, pois há uma redução da resistência do concreto paralelo às fissuras, bem como da rigidez à compressão. Esse fenômeno é mais conhecido como amolecimento, o qual foi tomado como base o modelo implementado no DIANA[®] 9.5, baseado no modelo de Vecchio e Collins (1993), mostrado na Figura 3.2.

Figura 3.2 Modelo de redução lateral proposto por Vecchio e Collins (1993)



Fonte: DIANA (2014).

A resistência à compressão do concreto da região nodal formada pela biela de compressão e o laço pode ser calculada pela equação 3.11, do item 6.5.4 do Eurocódigo 2:2004.

$$f_c = 0,85v'f_{cd} \quad (3.11)$$

Onde v' é um coeficiente dado pela equação 3.12.

$$v' = 1 - \frac{f_c}{250} \quad (3.12)$$

O Eurocódigo 2:2004, no item 6.5.2, apresenta uma formulação para estimar a resistência à compressão do concreto fissurado, com fissuras na direção paralela à aplicação da compressão, dada pela equação 3.13.

$$f_{cf} = 0,6v'f_{cd} \quad (3.13)$$

Logo, a redução da resistência à compressão do concreto devido à fissuração é calculada por meio da equação 3.14.

$$Red = \frac{f_{cf}}{f_c} \quad (3.14)$$

3.1.5 Comportamento no cisalhamento

Após a fissuração, a rigidez ao cisalhamento do concreto reduz, no entanto, o mesmo ainda possui capacidade de transmitir tensões de cisalhamento devido ao engrenamento dos agregados e ao efeito pino das armaduras. O DIANA[®] 9.5 modela essa redução por meio da aplicação de um coeficiente redutor na rigidez ao cisalhamento, de acordo com a equação 3.15.

$$G^{cr} = \beta G. \quad (3.15)$$

Onde G^{cr} é a rigidez ao cisalhamento do concreto fissurado, G é a rigidez ao cisalhamento do concreto íntegro e β é um coeficiente de retenção do cisalhamento, o qual varia de 0 a 1. No presente trabalho, o coeficiente β é tomado como variável e proporcional à abertura das fissuras. Assumindo que todo o contato é perdido uma vez que o comprimento da fissura torna-se maior que a metade do diâmetro médio dos agregados, a retenção do cisalhamento pode ser calculada pela equação 3.16:

$$\beta = 1 - \frac{2}{d_{agg}} \varepsilon_n h. \quad (3.16)$$

Onde d_{agg} é o diâmetro médio dos agregados, ε_n é a deformação normal à fissura e h é a largura de banda de fissuração. Como foi dado que o diâmetro máximo dos agregados $d_{máx}$ é de 8 mm, adota-se, no presente trabalho, um diâmetro médio dos agregados de 5 mm.

3.1.6 Propriedades adotadas para o concreto

Por fim, os valores adotados para o concreto estão resumidos nas Tabelas Tabela 3.3, Tabela 3.4 e Tabela 3.5. Vale ressaltar que os parâmetros E_{ci} , *Poisson*, f_{ct} , f_c , $f_{c,min}$ e $d_{méd}$ possuem o mesmo valor segundo o CEB 2010 e o CEB 1990, por isso, os mesmos não foram repetidos na Tabela 3.4. Além disso, o

trabalho de Hilsdorf e Brameshuber (1991) foi utilizado apenas para o cálculo dos parâmetros relativos às energias de fratura, portanto, os parâmetros supracitados não são apresentados na Tabela 3.5. Dessa forma, para a calibração dos modelos, foram utilizados como referência os parâmetros calculados pelo CEB 2010, com exceção daqueles relativos às energias de fratura, os quais foram tomados como referência os valores calculados por meio do CEB 1990 e do trabalho de Hilsdorf e Brameshuber (1991).

Tabela 3.3 Valores dos parâmetros do concreto segundo CEB 2010.

Segundo CEB 2010		
E_{ci}	43032	MPa
Poisson	0,2	-
f_{ct}	3,41	MPa
G_f	0,146	Nmm/mm ²
h	35,84	mm
f_c	38,4	MPa
G_c	1,38	Nmm/mm ²
$f_{c,min}$	$0,71f_c$	MPa

Tabela 3.4 Valores dos parâmetros do concreto segundo CEB 1990.

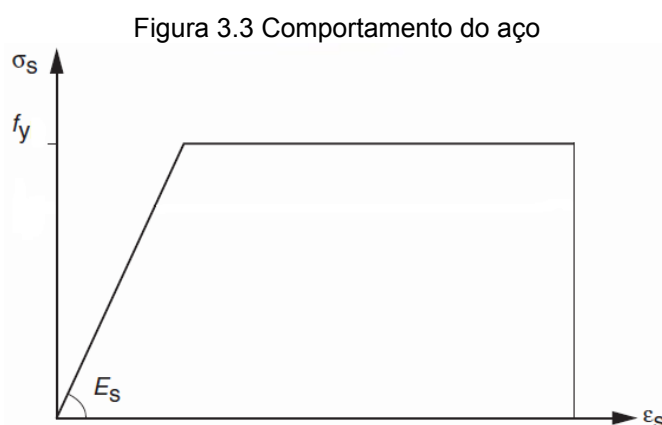
Segundo CEB 1990		
G_f	0,064	Nmm/mm ²
h	15,78	mm
G_c	0,61	Nmm/mm ²

Tabela 3.5 Valores dos parâmetros do concreto segundo Hilsdorf e Brameshuber (1991).

Hilsdorf e Brameshuber (1991)		
G_f	0,051	Nmm/mm ²
h	12,65	mm
G_c	0,49	Nmm/mm ²

3.2 Comportamento do aço

O aço foi tomado como tendo comportamento elasto-plástico perfeito, apresentando o mesmo comportamento na tração e na compressão e critério de plastificação de Von Mises. O comportamento uniaxial do aço adotado no presente trabalho está representado na Figura 3.3.



Fonte: adaptado da ABNTNBR 6118:2014.

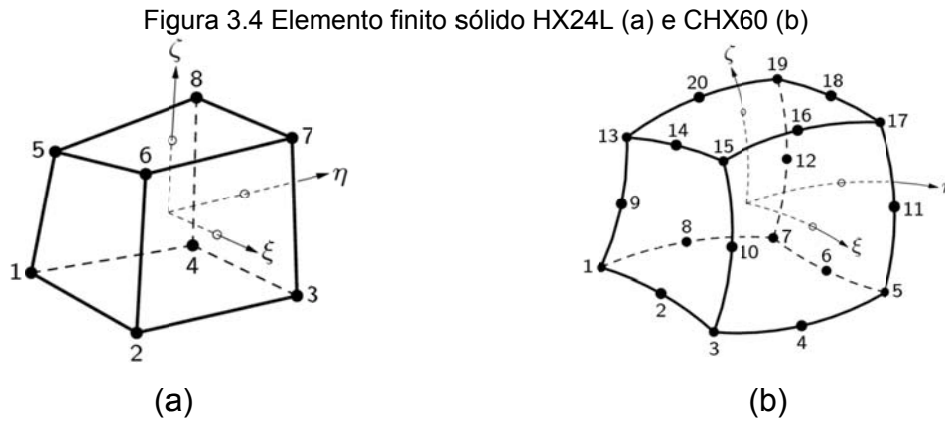
Portanto, para o estado tridimensional de tensões, a fórmula que representa o critério de ruptura de Von Mises é dada pela Inequação 3.17.

$$\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} < \sqrt{2}\bar{\sigma} \quad (3.17)$$

3.3 Elementos

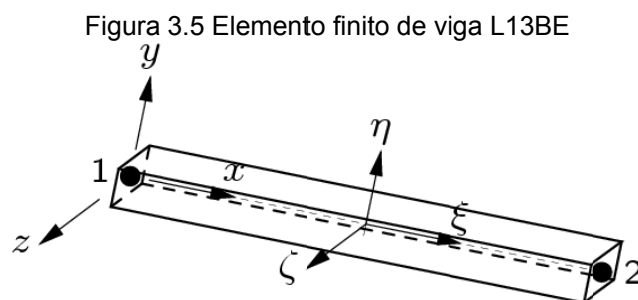
Como o problema tratado nesse estudo é tridimensional, a fim de reduzir o custo computacional e, por consequência, o tempo das simulações, viabilizando uma maior quantidade de análises, utiliza-se, inicialmente, um elemento finito com aproximação linear para representar o concreto, com o qual, o tempo de processamento médio de um modelo é de 10 horas. A fim de analisar o ganho de representatividade do modelo, também são utilizados elementos sólidos com aproximação quadrática, com os quais, o tempo de processamento médio de um modelo é de 3,5 dias. O DIANA[®] 9.5 possui um elemento finito sólido de oito nós com aproximação linear denominado HX24L, representado na Figura 3.4a, e um

elemento finito sólido de vinte nós com aproximação quadrática denominado CHX60, representado na Figura 3.4b.



Fonte: DIANA (2014).

No DIANA[®] 9.5 há um recurso chamado *Embedded Reinforcement*, utilizado para representar a armadura no concreto. Esse recurso apenas modifica a rigidez do local onde ele é utilizado e só considera tensões ao longo do seu eixo axial, não considerando, portanto, solicitações de cisalhamento, além disso, o programa não permite a aplicação de carregamentos ao longo do *Embedded Reinforcement*. Nas simulações do presente estudo, surgem forças cortantes ao longo da parte semicircular do laço e ao longo de toda a armadura transversal, além disso, é necessário aplicar carregamentos nas barras do laço. Por isso, para a modelagem das armaduras, fez-se necessário um elemento de viga. Desse modo, o DIANA[®] 9.5 disponibiliza um elemento tridimensional com dois nós denominado L13BE, representado pela Figura 3.5.



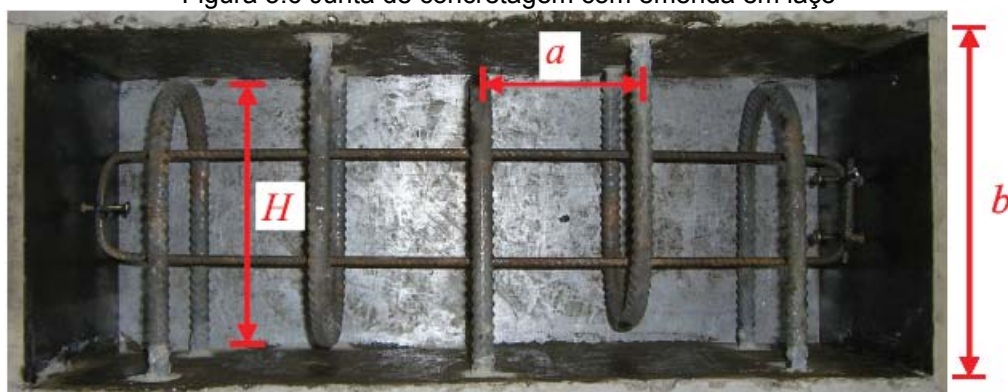
Fonte: DIANA (2014).

3.4 Malha

Para a modelagem do bloco, utilizam-se elementos sólidos de lados iguais e comprimento de 10 mm. A partir da malha do concreto, faz-se a divisão dos elementos de viga, a fim de coincidir todos os seus nós com os nós dos elementos sólidos do concreto. Logo, as partes curvas da armação, como a curva do laço, são representadas por vários elementos de viga retos.

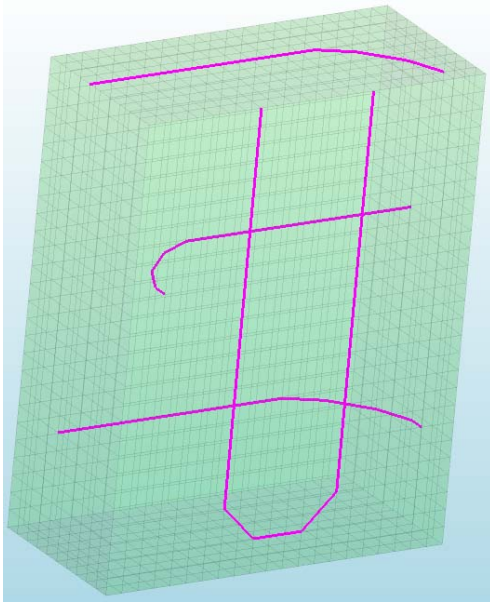
Com o objetivo de reduzir ainda mais o tempo das simulações, toma-se vantagem da dupla simetria do problema, além de modelar apenas a junta de concretagem do elemento ensaiado por Joergensen e Hoang (2013) (ver Figuras 3.6, 3.7 e 3.8).

Figura 3.6 Junta de concretagem com emenda em laço

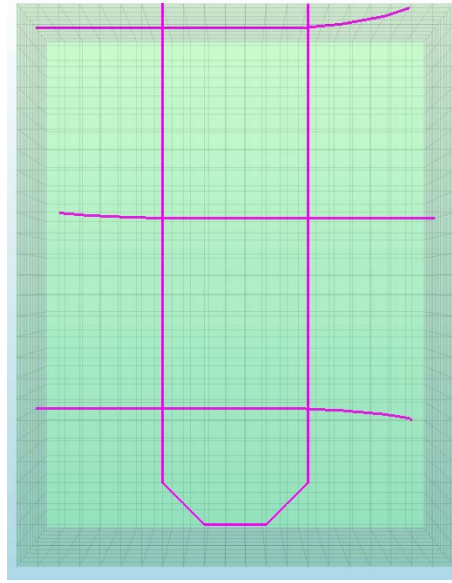


Fonte: Joergensen e Hoang (2013).

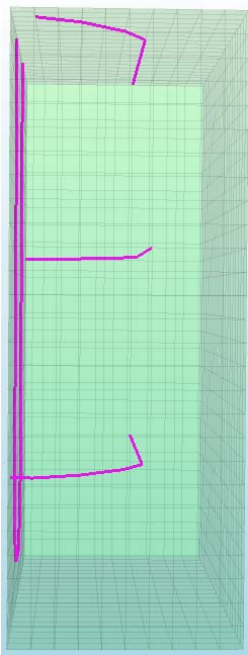
Figura 3.7 Detalhes do modelo numérico: vista geral (a), vista frontal (b), vista lateral (c) e vista superior (d)



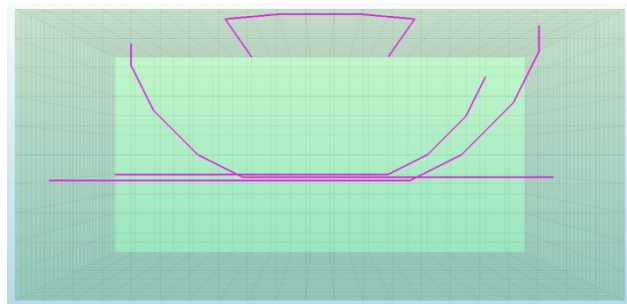
(a)



(b)

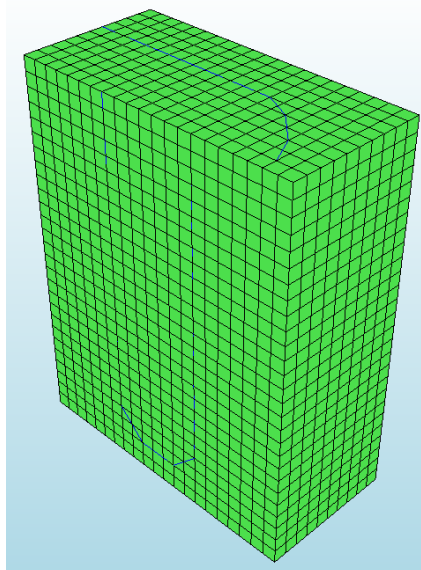


(c)



(d)

Figura 3.8 Malha do modelo numérico



3.5 Carregamento e condições de contorno

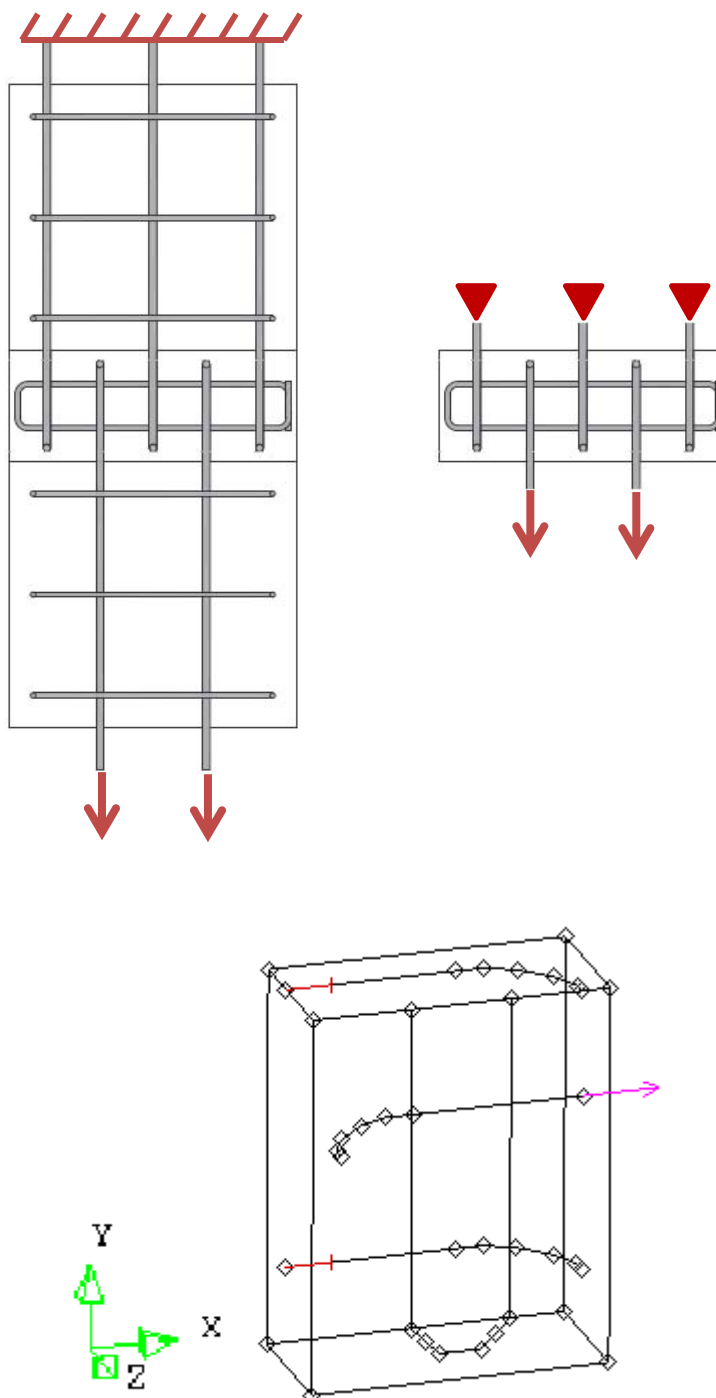
No ensaio experimental de tração realizado por Joergensen e Hoang (2013), foi aplicado deslocamento nas barras do lado que contém a menor quantidade de laços, enquanto as barras do lado oposto foram engastadas, assim, no modelo proposto do presente trabalho, aplica-se deslocamento em X na extremidade do laço único e restringem-se na mesma direção os deslocamentos das extremidades dos laços opostos.

Os elementos utilizados nos experimentos dos autores supracitados são constituídos por 3 blocos de concreto: o bloco da junta e os outros dois blocos de extremidade. Entre os blocos, as interfaces foram tratadas de forma que houvesse o mínimo de aderência, nesse contexto, pode-se desconsiderar a restrição à translação da junta no plano da interface devido ao contato entre os blocos. Assim, os graus de liberdade de translação nesse plano ficam apenas restritos pelo efeito pino das barras dos laços.

Por fim, devido à consideração da dupla simetria no modelo, também foram impostas restrições de translação em Z da superfície de simetria do plano XY e restrições de translação em Y da superfície de simetria do plano XZ. A Figura 3.9 ilustra as condições de contorno e de carregamento do problema.

O deslocamento na extremidade do laço é aplicado de forma incremental, sendo realizada uma análise não linear em todo o processo. O método de Newton é o mais recomendado para resolução de equações não lineares de equilíbrio, já que sua convergência, em geral, é mais rápida quando comparada com os outros métodos. Entretanto, esse método é evitado para problemas com elevado número de elementos finitos, como é o caso no presente trabalho, por dois motivos: o primeiro é que, às vezes, a obtenção da matriz jacobiana completa é difícil e em alguns problemas, torna-se impossível obtê-la em uma forma fechada, sendo necessários cálculos numéricos, os quais requerem elevado custo computacional; o segundo motivo é que, como se deve calcular a matriz jacobiana para cada iteração, o método de Newton torna-se pesado computacionalmente (HAO, 2004). Portanto, para a resolução do sistema de equações não linear do problema, utiliza-se o método da rigidez linear, além de utilizar o critério de convergência em energia com uma tolerância de 10^{-3} .

Figura 3.9 Representação das condições de contorno no experimento (esquerda), no modelo numérico (direita e embaixo).



3.6 Validação dos modelos numéricos

No trabalho de Joergensen e Hoang (2013), são informados apenas a resistência à compressão do concreto no instante do ensaio e o diâmetro máximo dos agregados, os quais são 38,4 MPa e 8 mm, respectivamente. Por isso, fez-se necessária uma calibração do modelo, variando os parâmetros do concreto não informados, a fim de representar o concreto ensaiado da forma mais fiel possível. A calibração foi realizada com base nas curvas que relacionam a força aplicada na emenda com o deslocamento relativo entre as interfaces da junta e do concreto pré-moldado. Quanto aos parâmetros do laço, o diâmetro das barras é de 20 mm e a tensão de escoamento das barras é de 560,9 MPa.

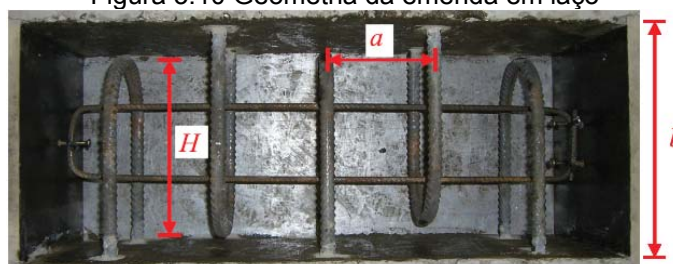
Os modelos cujos parâmetros foram calculados pelas expressões de normas, como mostrado nas seções anteriores, foram utilizados como referência para a calibração. Foram utilizadas 9 curvas para validar os modelos numéricos do presente trabalho, as quais são relativas aos elementos cujas características são mostradas na Tabela 3.6 e na Figura 3.10.

Tabela 3.6 Geometria, propriedades e resultados dos elementos ensaiados.

Elemento	b	L	a	H	ϕ_T	f_{yT}	$N_{u,exp}$ (A/B)
3A/B	210	540	100	170	6	650,4	206,9/205,3
6A/B	*	*	*	*	8	553,4	238,8/269,8
9A/B	*	*	*	*	10	632,1	281,4/285,3
10A/B	*	460	80	*	*	*	387,1/391,4
11A/B	*	380	60	*	*	*	459,6/419,6
12A/B	*	300	40	*	*	*	509,4/595,3
13A/B	265	540	100	225	*	*	479,5/470,5
14A/B	340	*	*	300	*	*	571,6/550,7
15A/B	490	*	*	450	*	*	597,5/648,4

*Mesmo valor que o anterior.

Figura 3.10 Geometria da emenda em laço



Fonte: Joergensen e Hoang (2013).

As letras A e B, depois do número dos elementos, indicam que, para cada conjunto de parâmetros fixo, foram moldados dois elementos. Além disso, b é a espessura da junta em mm, L é o comprimento da junta em mm, a é a distância entre laços em mm, H é o comprimento de traspasse em mm, ϕ_T é o diâmetro das barras transversais em mm, f_{yT} é a tensão de escoamento das barras transversais em MPa e $N_{u,exp}$ é a carga última de tração dos elementos em kN.

Inicialmente, fez-se a calibração do modelo referente ao elemento 12A, o qual foi escolhido por ser o elemento de menor volume, o que torna o processamento mais rápido, viabilizando uma maior quantidade de simulações numéricas. Para a calibração, variaram-se os seguintes parâmetros: módulo de elasticidade, curva de amolecimento à tração do concreto, resistência do concreto à tração, energia de fissuração à tração, largura de banda de fissuração, energia de fissuração à compressão, redução máxima da resistência à compressão e diâmetro médio dos agregados. Esses parâmetros foram variados em torno dos valores obtidos pelas normas.

Primeiramente, a calibração foi realizada utilizando elementos sólidos lineares por resultar em um menor tempo de simulação, como citado anteriormente. Após isso, fez-se uma segunda calibração da mesma curva utilizando elementos sólidos com aproximação quadrática, a fim de analisar o ganho de representatividade do problema.

Desse modo, os resultados obtidos com as duas calibrações supracitadas são mostrados na Figura 3.11, a qual relaciona a força aplicada nas barras com o deslocamento relativo entre as interfaces da junta de concretagem. Além disso, para as calibrações mostradas, os valores dos parâmetros utilizados estão mostrados na Tabela 3.7.

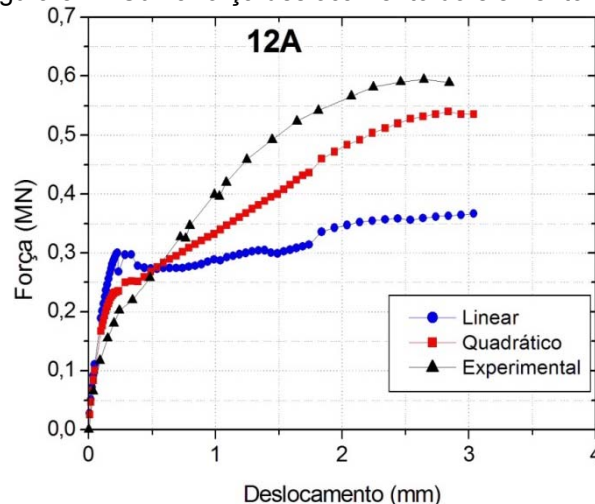
Tabela 3.7 Valores dos parâmetros calibrados com 12A usando elementos lineares e quadráticos

Parâmetro	Valores calculados	Valores calibrados	Unidade
E_{ci}	43032	40000	MPa
$Poisson$	0,2	0,2	-
f_{ct}	3,41	4,00	MPa
G_f	0,051 ⁽¹⁾	0,050	Nmm/mm ²
h	12,65 ⁽¹⁾	10,00	mm
f_c	38,4	38,4	MPa
G_c	1,38	2,00	Nmm/mm ²
$f_{c,min}$	0,71 f_c	0,70 f_c	MPa
d_{agg}	5 ⁽²⁾	4	mm

⁽¹⁾ Valores calculados por Hilsdorf e Brameshuber (1991)

⁽²⁾ Valor inicialmente estimado.

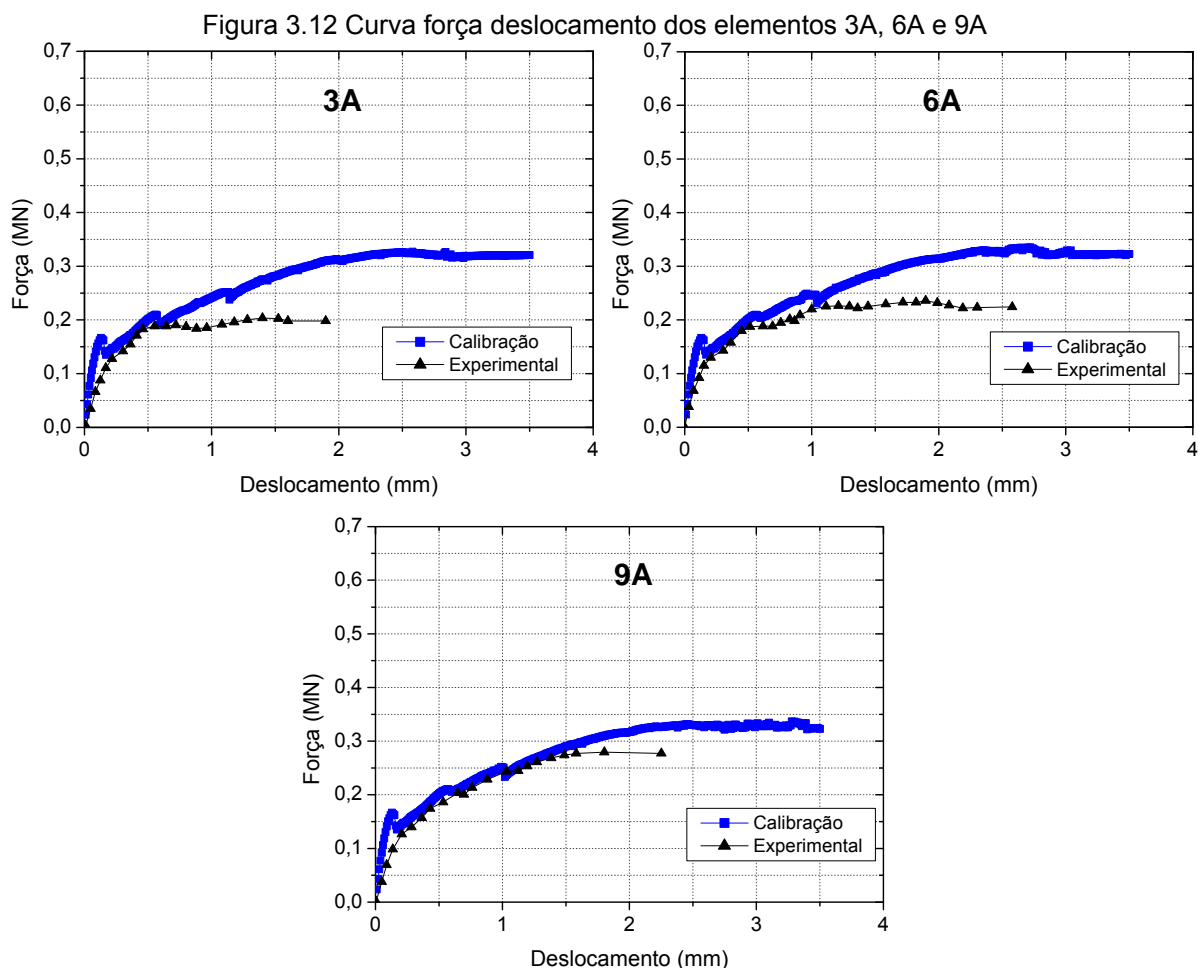
Figura 3.11 Curva força deslocamento do elemento 12A



Portanto, percebe-se que o comportamento do modelo é bastante influenciado pelo tipo de elemento sólido utilizado. Como visto na figura acima, o modelo com elementos lineares apresenta resultado insatisfatório, com uma maior rigidez inicial e uma queda brusca no gráfico após o primeiro pico. Logo, afirma-se que a utilização do elemento quadrático acarreta em um ganho considerável na representatividade do problema, apesar disso, o tempo de processamento aumenta significativamente. Vale ressaltar que para o caso do elemento 15A, que é o maior elemento, quando modelado com elementos quadráticos, sua malha é composta por 59.724 nós e 13.608 elementos, o que implica em custo computacional bastante elevado, levando 8 dias para processar. Entretanto, para todas as outras simulações, foram utilizados os elementos sólidos quadráticos CHX60 para representar o concreto.

A partir da calibração com o elemento 12A, utilizando elementos quadráticos, os parâmetros calibrados foram utilizados para uma nova calibração, agora com todas as 9 curvas. Com isso, os resultados da calibração estão mostrados nas Figura 3.12, Figura 3.13 e Figura 3.14.

Para os elementos 3A, 6A e 9A, o parâmetro que varia é a bitola da armadura transversal. Percebe-se, portanto, que à medida que a taxa de armadura transversal aumenta, a resistência da emenda aumenta. Embora ocorra um aumento da resistência do modelo, o ganho de resistência com o aumento da taxa de armadura transversal é bem menor que nos elementos ensaiados do artigo. Além disso, em todos os casos acima, o modelo numérico superestimou a resistência das emendas ensaiadas.



Na Tabela 3.8, são apresentadas as cargas últimas dos elementos 3A, 6A e 9A.

Tabela 3.8 Carga última dos elementos 3A, 6A e 9A

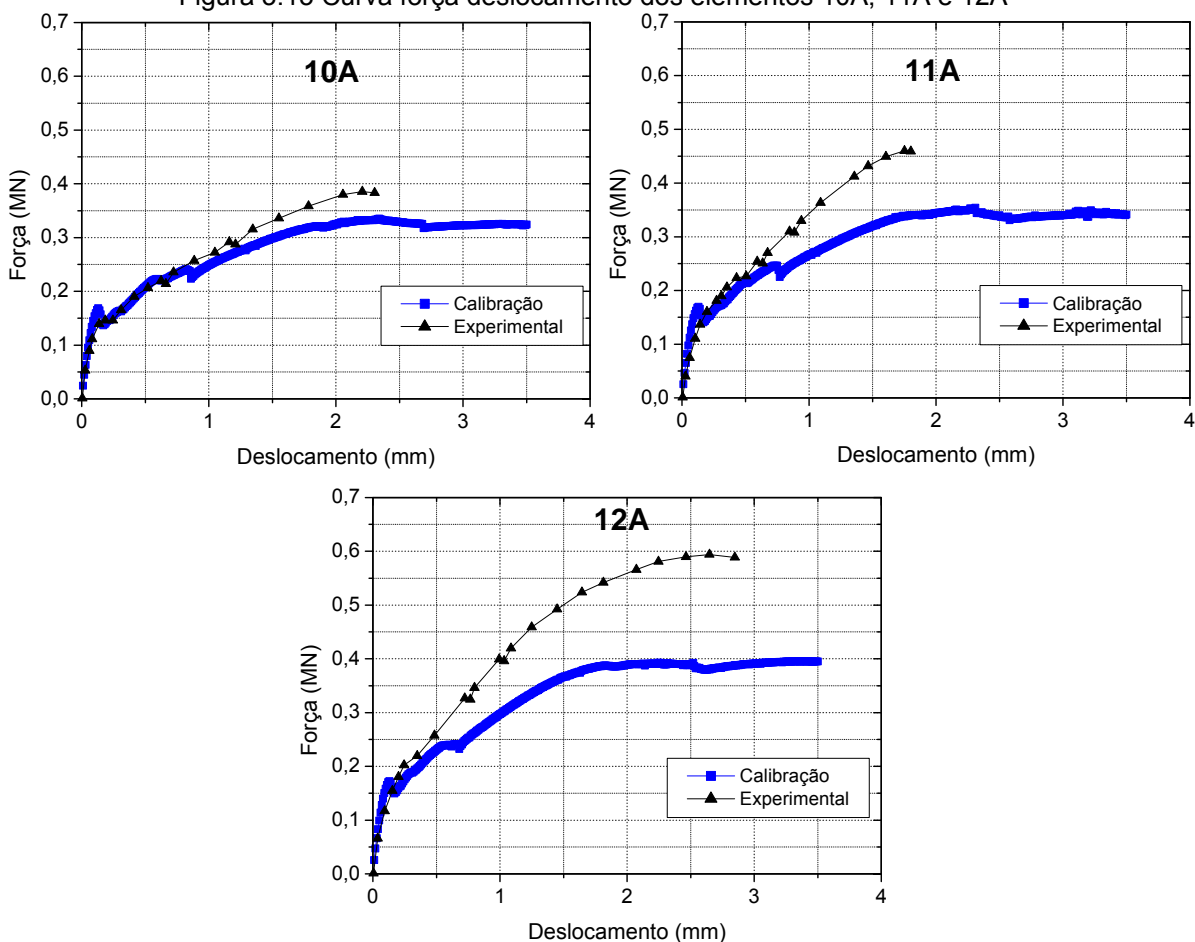
Elemento	Carga última (kN)		
	Calibração	Artigo*	C/A
3A	327,2	206,1	1,59
6A	335,2	254,3	1,32
9A	336,8	283,4	1,19

C = Calibração; A = Artigo.

*Média dos valores mostrados na Tabela 3.6.

Entre os elementos 10A, 11A e 12A, há variação apenas do espaçamento entre laços. Dessa forma, quanto menor esse parâmetro, maior a resistência do elemento. Com os resultados obtidos com os modelos acima, nota-se uma melhor concordância de comportamento com os elementos do artigo, apesar disso, as diferenças ainda são grandes, chegando a quase 30%, sendo que em todos os casos, o modelo subestimou a capacidade de carga das emendas ensaiadas.

Figura 3.13 Curva força deslocamento dos elementos 10A, 11A e 12A



Na Tabela 3.9, estão mostradas as cargas últimas dos elementos 10A, 11A e 12A.

Tabela 3.9 Carga última dos elementos 10A, 11A e 12A

Carga última (kN)			
Elemento	Calibração	Artigo*	C/A
10A	335,2	389,3	0,86
11A	354,0	439,6	0,80
12A	395,6	552,4	0,72

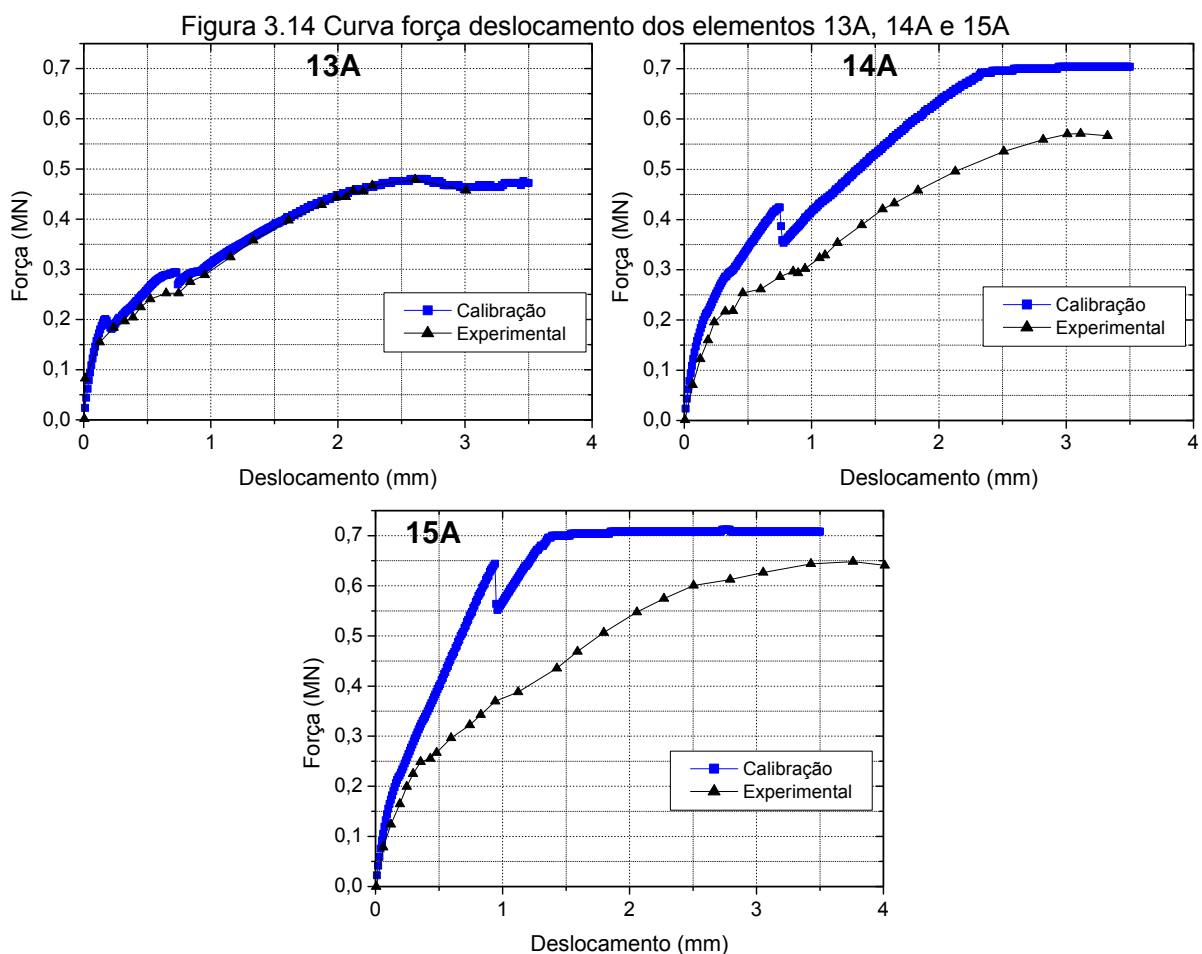
C = Calibração; A = Artigo.

*Média dos valores mostrados na Tabela 3.6.

No caso dos elementos 13A, 14A e 15A, a variação entre eles se dá no comprimento de traspasse. Com isso, quanto maior o comprimento de traspasse dos laços, maior a capacidade de carga da emenda. Nesse caso, o modelo numérico superestimou a resistência da emenda em até 25%. Percebe-se também que à medida que o comprimento de traspasse aumenta, há uma maior divergência entre as rigidezes dos modelos numéricos e experimentais, com uma tendência de ser menor neste último. Isso ocorre, pois nos modelos numéricos, se considerou aderência perfeita, ou seja, não há escorregamento entre a parte reta da armadura em laço e o concreto envolvente, o que leva a uma maior rigidez, aumentando a disparidade de comportamento quanto maior for o traspasse.

Além disso, os modelos numéricos referentes aos elementos 14A e 15A foram os únicos, entre os 9 estudados, que apresentaram falha devido ao escoamento das barras dos laços, apesar de no experimento, todos os elementos apresentarem ruptura do concreto. No estado uniaxial de tensão, a força última correspondente ao escoamento destas barras com diâmetro de 20 mm é de 704,85 kN, porém, a força última apresentada na Tabela 3.10 para os elementos 14A e 15A são de 704 kN e 712 kN, respectivamente. Isso ocorre, pois, no modelo, as barras foram totalmente embutidas no concreto, portanto, o carregamento é aplicado na superfície do bloco de concreto, na extremidade do aço, e como este é representado por elementos tridimensionais de viga, ao aplicar o carregamento, a barra fica solicitada por um estado tridimensional de tensão. Quando se analisam as tensões no laço em pontos do patamar de escoamento da Figura 3.14, observa-se que a tensão principal correspondente ao máximo valor de tração está na direção do carregamento, apresentando pequenas variações em torno da tensão de escoamento imposta no critério de Von Mises. Isso é possível, pois as outras duas tensões principais não são nulas, possuindo um

valor muito pequeno em relação à maior tensão principal, e à medida que essas duas tensões variam, a tensão principal na direção do carregamento tem que variar para satisfazer a Inequação 3.17 do critério de Von Mises, mostrada no item 3.2. Por isso, justifica-se a existência de um patamar levemente inclinado na curva correspondente aos elementos 14A e 15A, nos quais, mesmo após a maior tensão principal atingir a tensão de escoamento, ocorrem ligeiros aumentos em todas as tensões principais, fazendo com que a força aplicada na barra tenha aumentos proporcionais. Apesar disso, na prática, antes de ocorrer o escoamento da barra do laço, o grau de fissuração do concreto será elevado, devido à elevada deformação do aço, portanto, nos pontos em que ocorrerá escoamento, as barras estarão trabalhando em um estado uniaxial de tensão e assim, a força última da emenda será exatamente aquela correspondente à tensão de escoamento do aço f_y , como mostrado na Figura 3.3 do item 3.2.



Na Tabela 3.10, estão mostradas as cargas últimas dos elementos 13A, 14A e 15A.

Tabela 3.10 Carga última dos elementos 13A, 14A e 15A

Elemento	Carga última (kN)		C/A
	Calibração	Artigo*	
13A	480,0	475,0	1,01
14A	704,0	561,2	1,25
15A	712,0	623,0	1,14

C = Calibração; A = Artigo.

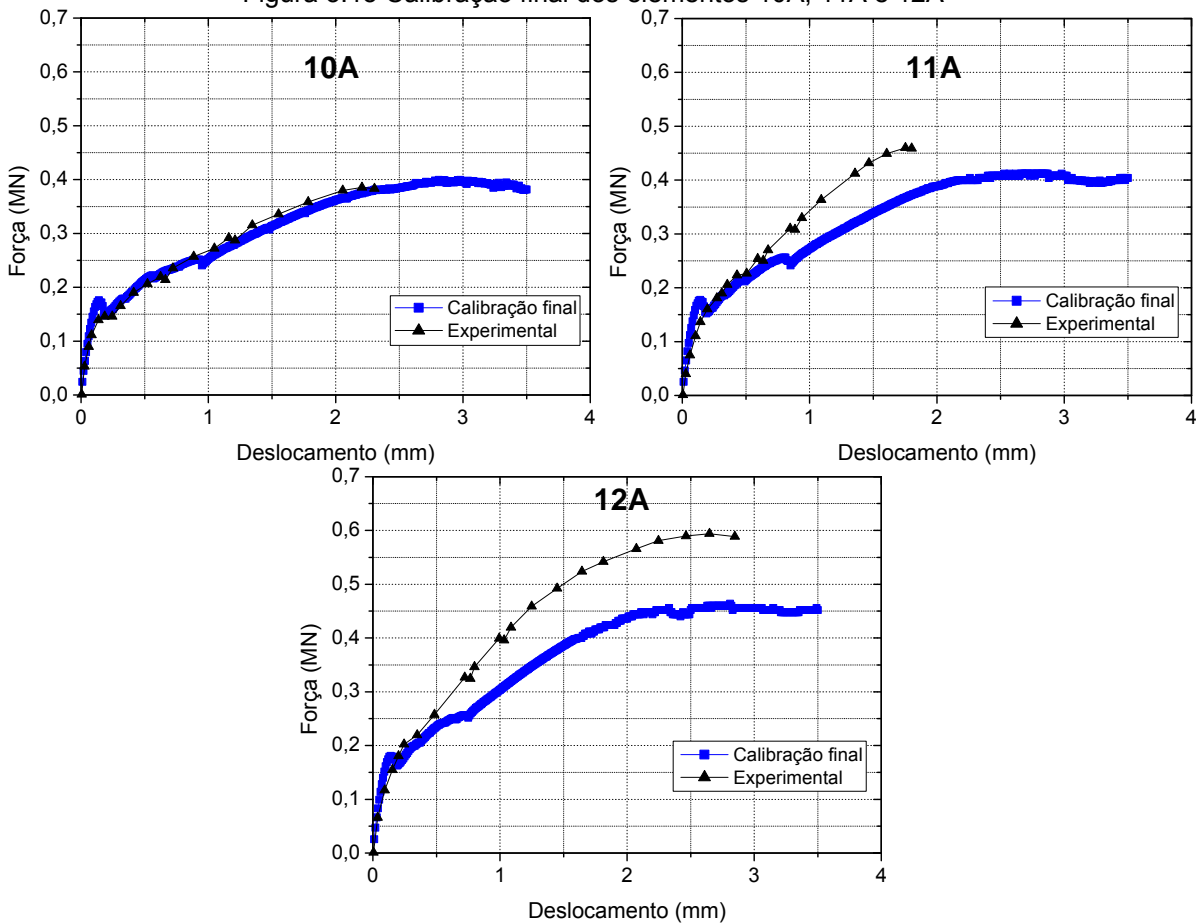
*Média dos valores mostrados na Tabela 3.6.

Logo, há uma divergência muito grande do comportamento dos modelos em relação aos elementos ensaiados no artigo em epígrafe. Além disso, os modelos 3A, 6A e 9A não conseguem representar muito bem a variação da taxa de armadura transversal ao laço, como pode ser observado na Figura 3.12 e na Tabela 3.8. Em contrapartida, nos modelos 10A, 11A, 12A, 13A, 14A e 15A, nota-se claramente a influência tanto do espaçamento entre laços quanto do traspasse entre eles na capacidade de carga da emenda, como observado nas Figura 3.13 e Figura 3.14 e nas Tabela 3.9 e Tabela 3.10.

Dessa forma, trabalhou-se apenas com os modelos que representam a variação do espaçamento entre laços e do seu traspasse, já que a representação da variação da taxa de armadura transversal é duvidosa. Portanto, nova calibração é realizada, agora levando em conta apenas a variação dos dois parâmetros supracitados.

A calibração final é mostrada nas Figura 3.15 e Figura 3.16. Percebe-se, portanto, que para os elementos 10A, 11A e 12A, houve uma melhora significativa na aproximação entre os resultados dos modelos numéricos e dos experimentos do artigo, apresentando uma diferença máxima de 16% entre as resistências.

Figura 3.15 Calibração final dos elementos 10A, 11A e 12A



Na Tabela 3.11, estão mostradas as cargas últimas dos elementos 10A, 11A e 12A.

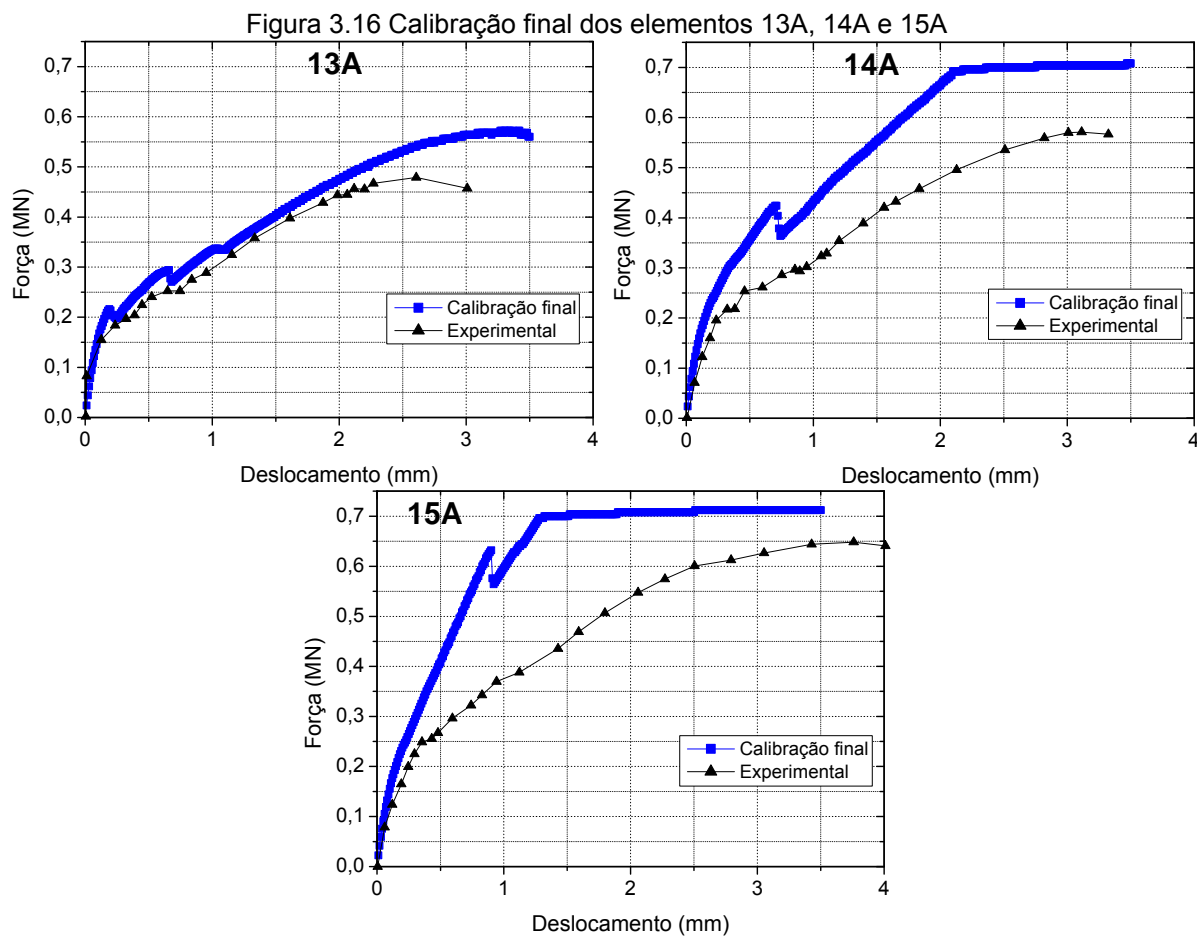
Tabela 3.11 Carga última dos elementos 10A, 11A e 12A

Elemento	Carga última (kN)		
	Calibração	Artigo*	C/A
10A	399,6	389,3	1,03
11A	412,0	439,6	0,94
12A	464,0	552,4	0,84

C = Calibração; A = Artigo.

*Média dos valores mostrados na Tabela 3.6.

Na calibração final, além de haver falha por escoamento no elemento 15A, também ocorre o mesmo no elemento 14A, mas, apesar disso, a carga última destes elementos praticamente não mudou.



Na Tabela 3.12, estão mostradas as cargas últimas dos elementos 13A, 14A e 15A.

Tabela 3.12 Carga última dos elementos 13A, 14A e 15A

Elemento	Carga última (kN)		
	Calibração	Artigo*	C/A
13A	572,0	475,0	1,20
14A	708,0	561,2	1,26
15A	712,0	623,0	1,14

C = Calibração; A = Artigo.

*Média dos valores mostrados na Tabela 3.6.

Os valores dos parâmetros calibrados estão mostrados na Tabela 3.13. Vale ressaltar que a maioria dos parâmetros foi calibrada com base nos valores calculados com o CEB 2010.

Tabela 3.13 Valores dos parâmetros do concreto calculados com o CEB 2010 e calibrados.

Parâmetro	Valores calculados	Valores calibrados	Unidade
E_{ci}	43032	40000	MPa
<i>Poisson</i>	0,2	0,2	-
f_{ct}	3,41	4,00	MPa
G_f	0,051 ⁽¹⁾	0,050	Nmm/mm ²
h	15,78 ⁽²⁾	15,00	mm
f_c	38,4	38,4	MPa
G_c	1,38	1,00	Nmm/mm ²
$f_{c,min}$	0,71 f_c	0,70 f_c	MPa
d_{agg}	5 ⁽³⁾	5	mm

⁽¹⁾ Valor calculado por Hilsdorf e Brameshuber (1991)

⁽²⁾ Valor calculado pelo CEB 1990

⁽³⁾ Valor inicialmente estimado.

Dessa forma, pode-se considerar o código normativo CEB 2010 e 1990 para o cálculo dos parâmetros do concreto quando da análise de outros tipos de concreto, pois os valores calculados com estas normas estão muito próximos dos valores calibrados, como pode ser visto na Tabela 3.13. Além disso, o trabalho de Hilsdorf e Brameshuber (1991) pode ser utilizado para as variáveis relativas à energia de fratura.

3.7 Análise paramétrica

Com os modelos calibrados, fez-se, então, uma análise paramétrica. Para tal, os parâmetros analisados foram o espaçamento entre laços e o traspasse entre eles, já que a calibração conseguiu capturar razoavelmente bem suas variações.

A ideia dos laços é promover uma emenda entre barras de modo que um laço possa transmitir tensões de tração para o laço do lado oposto, tanto por meio da tensão de aderência entre aço e concreto quanto por meio das tensões radiais ao laço, formando, neste último caso, uma biela de compressão entre as

armaduras. Por isso, para otimizar a transmissão de esforços pelas bielas, deve-se dispor os laços o mais próximo possível.

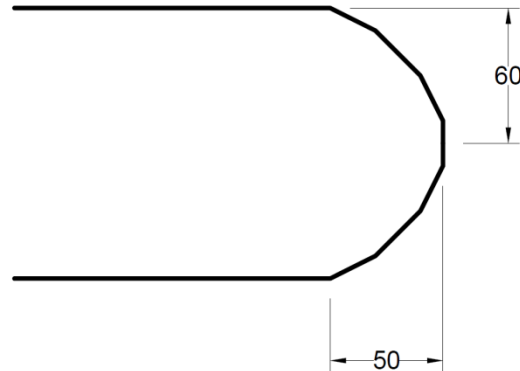
A ABNT NBR 6118:2014, no item 9.5.2.2, fornece uma fórmula para o cálculo do comprimento de traspasse de barras retas tracionadas cuja distância livre não exceda 4 vezes o diâmetro da barra, caso contrário, deve-se majorar o traspasse, além disso, Bruggeling e Huyge (1991) também recomendam esse valor como limite superior para emendas em laço. Dessa forma, a situação ideal para a transmissão de tensão entre barras retas traspassadas é quando a distância entre elas é menor ou igual a 4 vezes seu diâmetro. Portanto, considerando apenas o mecanismo de transmissão de barras retas, deve-se dispor os laços com uma distância livre de no máximo 80 mm, correspondente a um espaçamento de 100 mm entre eixos, considerando a barra de 20 mm utilizada nos modelos.

Em relação ao segundo modo de transmissão de tensões, por meio do surgimento de tensões radiais ao laço e consequente formação de bielas de compressão, a melhor disposição das barras emendadas é quando estão em contato, ou seja, distância livre 0 e espaçamento de 20 mm, pois, neste caso, dá-se uma inclinação mínima à biela de compressão entre os laços, sendo mais solicitada pela emenda, otimizando o mecanismo de transmissão. Logo, à medida que o espaçamento entre os laços aumenta, mais eles se comportarão como laços isolados, sem interação entre eles. Portanto, para a análise paramétrica, variou-se o espaçamento entre laços de 20 mm até 100 mm.

Os laços devem ser traspassados de forma que surjam bielas entre eles com a maior altura possível, ou seja, para que isso ocorra, os laços devem ser traspassados, no mínimo, no valor do diâmetro de dobra deles, como recomendado por Dragosavić, van den Beukel e Gijssbers (1975), os quais também recomendam respeitar o valor mínimo de 13 vezes o diâmetro das barras, que para o caso em estudo é de 260 mm. Os modelos foram calibrados com base nas amostras de emendas ensaiadas por Joergensen e Hoang (2013), cujo diâmetro de dobra dos laços é de 110 mm, porém, a fim de otimizar o desenho do laço por meio de trechos retos de elementos de viga, os quais deveriam ter seus nós coincidentes com os nós dos elementos sólidos do concreto, os laços dos modelos ficaram com diâmetros diferentes nas direções do

traspasse e perpendicular a este, de 100 e 120 mm, respectivamente, como mostrado na Figura 3.17. Por isso, para as verificações supracitadas, considerou-se um diâmetro de 100 mm.

Figura 3.17 Dimensões da dobra do laço em mm



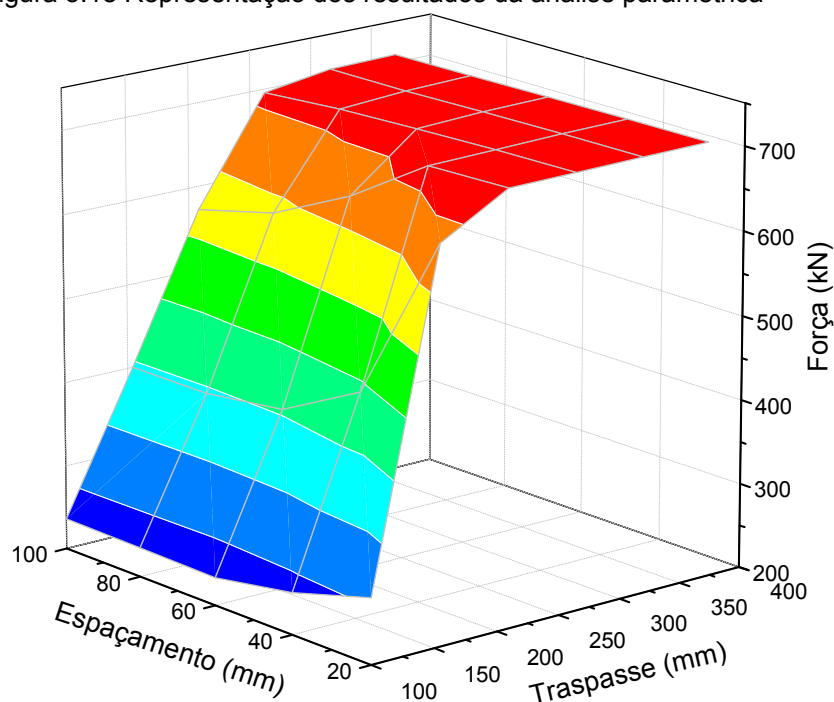
Ao analisar os resultados da calibração, percebe-se que ocorreu falha por escoamento dos laços nos elementos 14A e 15A, portanto, esses elementos foram utilizados como referência de limite superior para o traspasse, pois a carga de ruptura por escoamento é conhecida e não pode ser ultrapassada. Nesses elementos, os traspasses são de 300 e 450 mm, respectivamente, com isso, considerando um valor em torno da média destes, para a análise em questão, tomou-se como traspasse máximo 370 mm. Na Tabela 3.14 estão apresentados os valores de espaçamento e traspasse utilizados na análise paramétrica.

Tabela 3.14 Valores de espaçamento e traspasse da análise paramétrica, em mm

Espaçamento	20	40	60	80	100	
Traspasse	100	170	225	250	300	370

Os resultados das simulações estão representados na Figura 3.18. Nota-se que à medida que o traspasse aumenta, a resistência da emenda também aumenta, além disso, a superfície possui um patamar bem definido para valores de traspasse a partir de 250 mm. Dessa forma, percebe-se que a partir desse valor de traspasse, a falha da emenda tende a ocorrer por escoamento das barras dos laços. Observa-se também que há uma leve tendência de aumento da capacidade de carga da emenda quanto menor o espaçamento entre os laços.

Figura 3.18 Representação dos resultados da análise paramétrica



Em ensaios de arrancamento de barras retas de aço em concreto simples, Al-Jahdali et al.⁵ (1994 apud SANTANA, 2014) descrevem quatro formas de falha:

- Arrancamento: consiste no escorregamento da barra;
- Fendilhamento: referente à ruptura do concreto adjacente à barra de aço;
- Tração: consiste na formação de fissuras perpendiculares à direção da aplicação da força; e
- Ruptura do aço: relativa ao escoamento da barra.

Os três primeiros fenômenos acima levam à ruptura apenas de barras retas envolvidas por concreto, portanto, não levam à ruptura de emendas do tipo laço, pois, mesmo que ocorram, ainda haverá a contribuição da parte curva do laço na resistência da emenda por meio da formação de bielas de compressão. Logo, em emendas do tipo laço, há apenas dois modos principais de ruptura: falha na biela de compressão e escoamento do laço.

Na Tabela 3.15, estão mostrados os valores da força última para cada geometria da emenda, de acordo com seu traspasse e espaçamento entre laços.

⁵ AL-JAHDALI, F. A.; WAFI, F. F.; SHIHATA, S. A. Development length for straight deformed bars in high-strength concrete. **ACI Special Publication**, v.149, outubro 1994.

Nessa tabela, as combinações cuja falha ocorreu por escoamento da armadura do laço estão realçadas em vermelho, sendo as combinações restantes relativas à ruptura do concreto da biela de compressão. Vale ressaltar que, neste caso, considerou-se a tensão de 560,9 MPa como referência para o escoamento e como a força é aplicada em quatro ramos dos laços, dois por laço, a força última correspondente ao escoamento é de 704,85 kN.

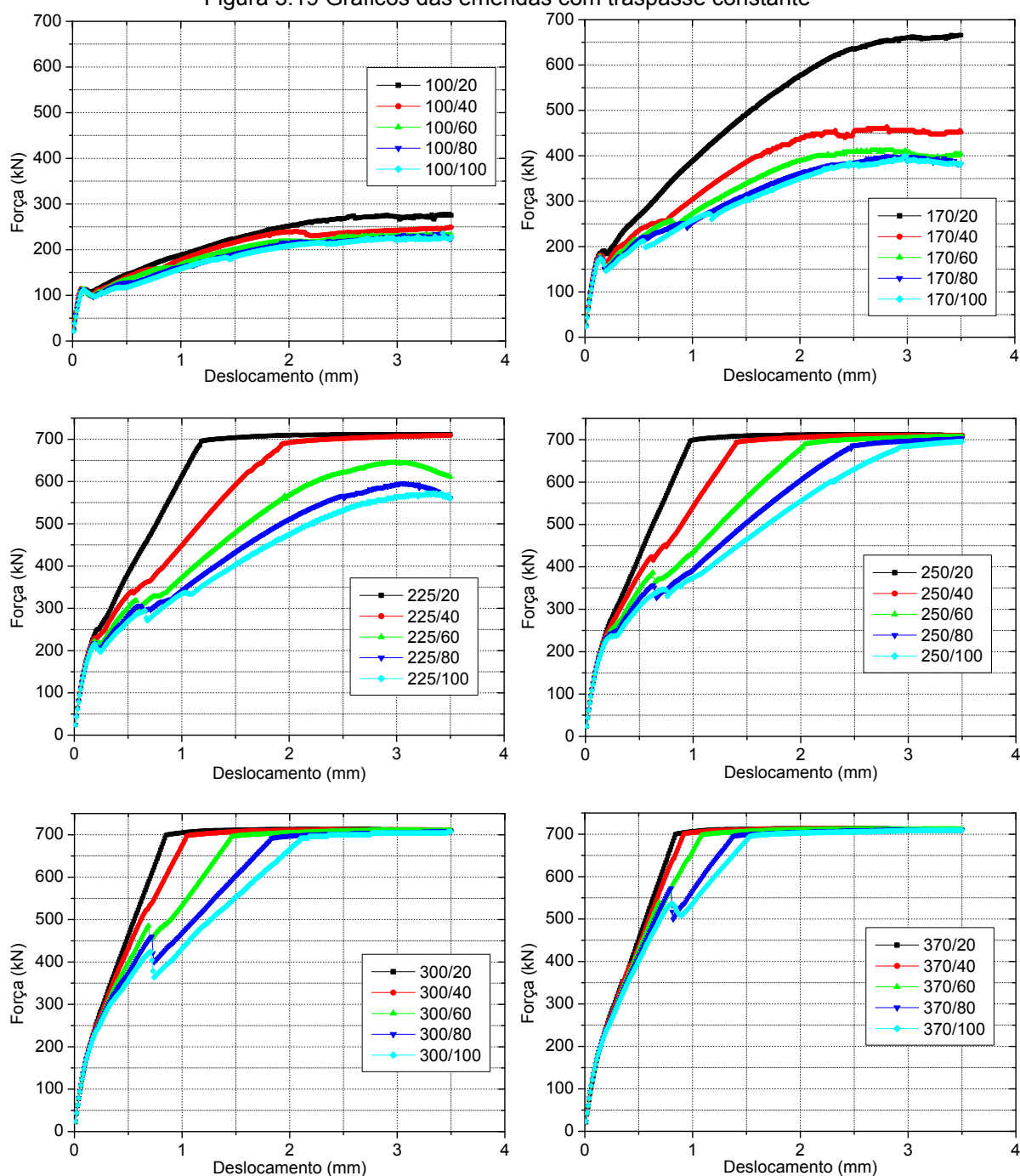
Tabela 3.15 Força última dos elementos, em kN

Traspasse (mm)	Espaçamento (mm)				
	20	40	60	80	100
100	278,1	249,6	232,9	234,6	235,9
170	666,0	464,0	412,0	399,6	400,0
225	711,6	708,8	645,2	596,4	572,0
250	712,4	710,4	707,2	703,2	695,6
300	713,2	712,4	710,8	708,4	708,0
370	713,6	713,2	712,0	710,8	709,6

Dessa forma, para os traspases de 100 e 170 mm, há uma tendência de ocorrer ruptura no concreto para qualquer espaçamento entre laços, já para os traspases acima de 300 mm, há uma tendência de ocorrer ruptura por escoamento das barras para qualquer espaçamento entre laços.

Na Figura 3.19, estão mostrados os gráficos Força aplicada na barra x Deslocamento entre interfaces, relativos às emendas com variação do espaçamento e traspasse constante. Na legenda dos gráficos, o primeiro valor refere-se ao traspasse e o segundo, ao espaçamento entre laços.

Figura 3.19 Gráficos das emendas com traspasse constante



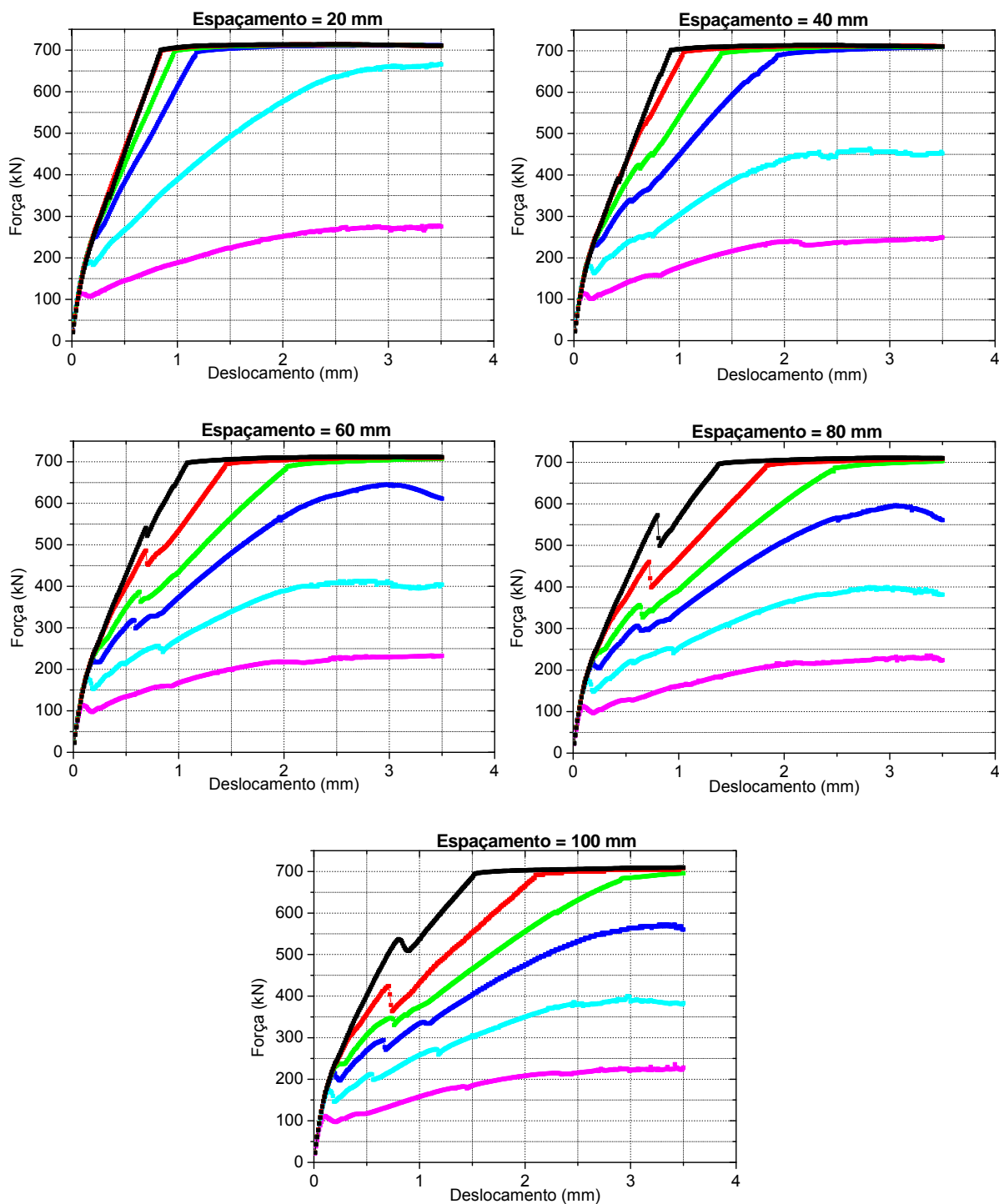
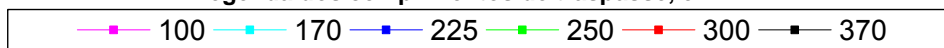
Na Figura 3.19, percebe-se que, para o traspasse de 100 mm, praticamente não há modificação no comportamento da emenda, além disso, a capacidade de carga destas emendas é muito inferior às demais. Dessa forma, esse traspasse se mostra insuficiente para a transmissão de esforços pelas bielas de compressão formadas entre os laços. Já para o traspasse de 170 mm, há um crescimento significativo na força última, principalmente para o espaçamento de

20 mm, o qual aumenta em cerca de 140 % com relação ao traspasse de 100 mm, alcançando um valor próximo ao correspondente à tensão de escoamento das barras. Já a partir do traspasse de 225 mm, começa a ocorrer ruptura por escoamento das barras. Percebe-se também que a partir do traspasse de 300 mm, a única diferença no comportamento das emendas está relacionada com a rigidez da ligação, sendo maior quanto menor o espaçamento, apresentando ruptura por escoamento das barras para qualquer espaçamento entre laços. Além disso, a partir desse traspasse, a parte curva dos laços passa a ser cada vez menos solicitada, fazendo com que as barras trabalhem apenas como barras retas embutidas no concreto. Por fim, nota-se também que não há muita diferença no comportamento das emendas com espaçamento de 80 e 100 mm, portanto, a partir desses espaçamentos, há uma maior tendência de os laços trabalharem isoladamente, ou seja, reduz a tendência de formação de bielas de compressão entre os laços.

Na Figura 3.20, estão mostrados os gráficos Força x Deslocamento das emendas com variação do traspasse e espaçamento constante. Para o espaçamento entre laços de 20 mm, ou seja, quando as barras emendadas estão em contato, com traspasse maior ou igual a 300 mm, o comportamento das emendas sob tração é bastante similar entre si, como pode ser observado nos gráficos correspondentes aos traspasses de 300 e 370 mm, cujas curvas estão sobrepostas na maior parte dos pontos. Dessa forma, à medida que o comprimento de traspasse aumenta, as emendas tendem a um mesmo comportamento, representado pela curva correspondente à emenda com espaçamento de 20 mm e traspasse de 300 mm. Isso mostra que esse traspasse já é o suficiente para emendar barras retas, pois para valores a partir deste, a ruptura tende a ocorrer por escoamento das barras. Percebe-se também que à medida que o espaçamento aumenta, a capacidade de carga e a rigidez da emenda diminuem.

Por fim, quanto menor o espaçamento entre laços e maior o traspasse entre eles, maior será a capacidade de carga da emenda estudada.

Figura 3.20 Gráficos das emendas com espaçamento constante
 Legenda dos comprimentos de traspasse, em mm



3.7.1 Comparação dos resultados com as formulações da literatura

De posse dos resultados obtidos na análise paramétrica, comparam-se com as resistências das emendas calculadas pelos modelos analíticos propostos por Hao (2004), Araújo, Curado e Rodrigues (2014) e Joergensen e Hoang (2013).

Os modelos desenvolvidos por Hao (2004), Araújo, Curado e Rodrigues (2014) referem-se a emendas em laço 2 para 1 e 1 para 1, respectivamente. Dessa forma, fez-se uma extrapolação das formulações para calcular a resistência de emendas em laço 3 para 2, utilizadas no presente trabalho. Além disso, no modelo de Araújo, Curado e Rodrigues (2014), o cálculo da resistência à compressão da biela foi realizado com base no Eurocódigo 2:2004, porém, ao validar a formulação com os resultados mostrados no mesmo trabalho, concluiu-se que os autores calcularam a resistência à compressão da biela por meio da equação 3.18.

$$f_{cn} = 0,85f_{cd} \quad (3.18)$$

As capacidades de carga das emendas calculadas pelas formulações supracitadas estão mostradas na Tabela 3.16. Além disso, são mostradas as relações entre os valores do Modelo e Hao (M/H), do Modelo e Araújo (M/A) e do Modelo e Joergensen (M/J). Além disso, na Tabela 3.17, são mostrados as médias dessas relações, seus respectivos desvios padrão e coeficientes de variação.

Vale ressaltar que para o cálculo das médias, desvios padrão e coeficientes de variação, os valores de resistência acima da força correspondente ao escoamento das barras foram substituídos pelo valor desta força, ou seja, 704,85 kN, já que esse valor corresponde ao máximo valor de ruptura da emenda, como explicado no item 3.6.

Tabela 3.16 Comparação dos resultados com modelos analíticos

Espaçamento	Traspasse	Modelo	Hao	Araújo	Joergensen	M/H	M/A	M/J
20	100	278,1	227,8	199,8	398,7	1,2	1,4	0,70
	170	666,0	230,8	202,4	590,5	2,9	3,3	1,13
	225	704,8	231,4	203,0	704,8	3,0	3,5	1,00
	250	704,8	231,6	203,1	704,8	3,0	3,5	1,00
	300	704,8	231,8	203,3	704,8	3,0	3,5	1,00
	370	704,8	232,0	203,5	704,8	3,0	3,5	1,00
40	100	249,6	215,7	292,4	312,9	1,2	0,9	0,80
	170	464,0	226,2	306,5	517,4	2,1	1,5	0,90
	225	704,8	228,8	310,0	632,8	3,1	2,3	1,11
	250	704,8	229,4	310,9	677,9	3,1	2,3	1,04
	300	704,8	230,3	312,1	704,8	3,1	2,3	1,00
	370	704,8	231,0	313,1	704,8	3,1	2,3	1,00
60	100	232,9	199,2	323,6	257,5	1,2	0,7	0,90
	170	412,0	219,1	355,9	455,4	1,9	1,2	0,90
	225	645,2	224,5	364,7	568,8	2,9	1,8	1,13
	250	704,8	225,9	367,0	613,6	3,1	1,9	1,15
	300	704,8	227,8	370,1	694,2	3,1	1,9	1,02
	370	704,8	229,3	372,5	704,8	3,1	1,9	1,00
80	100	234,6	181,4	327,2	218,4	1,3	0,7	1,07
	170	399,6	210,2	379,1	403,2	1,9	1,1	0,99
	225	596,4	218,9	394,8	513,1	2,7	1,5	1,16
	250	703,2	221,3	399,0	557,0	3,2	1,8	1,26
	300	704,8	224,5	404,8	636,6	3,1	1,7	1,11
	370	704,8	227,1	409,5	704,8	3,1	1,7	1,00
100	100	235,9	164,3	317,2	188,1	1,4	0,7	1,25
	170	400,0	200,3	386,7	359,4	2,0	1,0	1,11
	225	572,0	212,3	410,0	464,8	2,7	1,4	1,23
	250	695,6	215,7	416,5	507,4	3,2	1,7	1,37
	300	708,0	220,4	425,6	585,3	3,2	1,7	1,21
	370	704,8	224,3	433,1	681,6	3,1	1,6	1,03

Tabela 3.17 Média, desvio padrão e coeficiente de variação das relações

	M/H	M/A	M/J
Média	2,60	1,87	1,05
Desvio padrão	0,73	0,84	0,14
Coeficiente de variação	0,28	0,45	0,13

Como descrito no item 2.2.6, os modelos propostos por Hao (2004), Araújo, Curado e Rodrigues (2014) são similares entre si, os quais consideram o modelo de bielas e tirantes. A única diferença entre os modelos é a consideração da seção transversal das bielas comprimidas, em que, para cálculo da espessura da biela, o primeiro autor apresenta uma formulação dependente apenas da

resistência do concreto e os outros autores apresentam uma formulação dependente apenas do diâmetro de dobra do laço e do espaçamento entre eles. Percebe-se uma grande divergência entre os valores obtidos por meio do modelo numérico e os valores calculados por meio das formulações desses autores, cujas médias das razões entre estes é de 2,6 para o modelo de Hao (2004) e 1,87 para o modelo de Araújo, Curado e Rodrigues (2014), além de desvios padrão de 0,73 e 0,84 e coeficientes de variação de 0,28 e 0,45, respectivamente.

No modelo de Hao (2004), a variação do traspasse entre laços praticamente não altera a capacidade da emenda, apresentando uma ligeira elevação com o aumento desse parâmetro, e o aumento do espaçamento entre laços reduz a resistência da emenda, apesar de não ser uma redução significativa.

No modelo de Araújo, Curado e Rodrigues (2014), o aumento do traspasse também altera pouco a capacidade da emenda, aumentando-a. Em contrapartida, o aumento do espaçamento entre laços leva a um aumento na resistência da emenda.

Com relação ao espaçamento, os dois modelos divergem entre si, pois no modelo de Hao (2004), o espaçamento é inversamente proporcional à capacidade da emenda, já no modelo de Araújo, Curado e Rodrigues (2014), o aumento dessa variável leva a uma maior espessura da biela de compressão, elevando, portanto, a capacidade da emenda. Por outro lado, com relação à variação do traspasse entre laços, as formulações apresentam concordância entre si.

Os modelos supracitados consideram que a transferência de esforços entre laços se dá apenas pela formação de bielais de compressão entre eles, desprezando, dessa forma, a tensão de aderência ao longo da parte reta das barras. Por isso, há uma grande disparidade entre os resultados com os modelos numéricos e com as formulações propostas por Hao (2004) e Araújo, Curado e Rodrigues (2014).

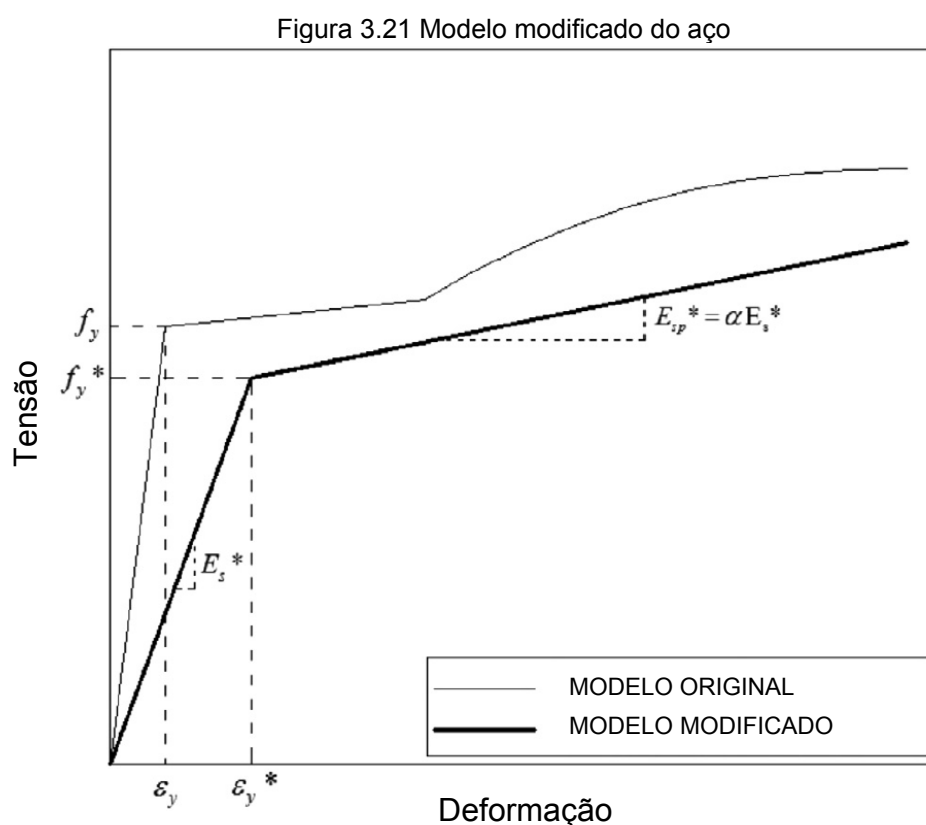
Os resultados com os modelos numéricos apresentam excelente concordância com a formulação desenvolvida por Joergensen e Hoang (2013), com o valor médio da razão entre os valores de 1,05, desvio padrão de 0,14 e coeficiente de variação de 0,13.

Portanto, os modelos propostos por Hao (2004) e Araújo, Curado e Rodrigues (2014) não se mostraram adequados para estimar a capacidade de carga das emendas estudadas no presente trabalho, sendo específicos para seus

respectivos trabalhos. Já o modelo desenvolvido por Joergensen e Hoang (2013) apresenta-se como o melhor para calcular a capacidade de carga de emendas em laço 3 para 2 submetidas à tração.

3.8 Um breve estudo sobre a consideração da aderência no modelo numérico

O escorregamento da barra, causado pela perda da aderência entre aço e concreto, confere maior ductilidade ao comportamento do elemento de concreto armado. Uma das técnicas de modelagem para considerar aderência no modelo numérico é reduzir o módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do aço da barra (DEHESTANI; MOUSAVI, 2015), como mostrado na Figura 3.21.



Fonte: adaptado de Dehestani e Mousavi (2015).

Por meio de análises experimentais, Belarbi e Hsu⁶ (1994 apud DEHESTANI; MOUSAVI, 2015, p. 2) propuseram um modelo tensão deformação modificado para o aço das barras, no qual a tensão de escoamento real f_y^* é dada pela equação 3.19.

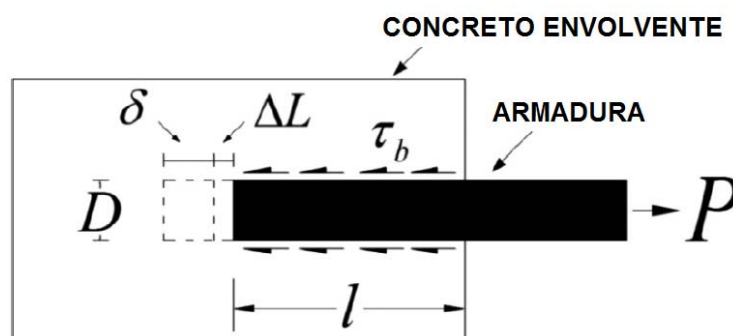
$$\frac{f_y^*}{f_y} = (0,93 - 2B) \quad (3.19)$$

Onde $B = (f_{cr}/f_y)^{1,5} / \rho$, ρ é a taxa de armadura e f_{cr} corresponde à tensão de tração na fissura quando esta apresenta deformação específica de aproximadamente 8×10^{-5} .

Para a estimativa do módulo de elasticidade reduzido do aço, Dehestani e Mousavi (2015) consideraram a Figura 3.22, a qual mostra que a deformação do aço é dada pela soma da deformação equivalente ao deslizamento δ/l com sua própria deformação mecânica ε_s . Portanto, o módulo de elasticidade modificado é calculado pela equação 3.20.

$$E_s^* = \frac{f_y^*}{\varepsilon_s + (\delta/l)} \quad (3.20)$$

Figura 3.22 Deslizamento do aço no concreto



Fonte: adaptado de Dehestani e Mousavi (2015).

Onde E_s^* é o módulo de elasticidade, ε_s é a deformação correspondente à tensão f_y^* , δ é o deslizamento máximo da barra e l é o comprimento da barra no qual há transmissão da tensão de aderência da barra para o concreto.

⁶ BELARBI, A.; HSU, T. T. C. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 4, p. 465-474, 1994.

No CEB 1990, o deslizamento na tensão de aderência máxima assume dois valores, 0,6 mm para concreto não confinado e 1,0 mm para concreto confinado. Já Wu e Zhao (2013) propuseram o cálculo deste deslizamento por meio da equação 3.21.

$$\delta = \frac{0,7315 + K}{5,176 + 0,3333K} \quad (3.21)$$

Onde K e K_{co} são calculados pelas equações 3.22 e 3.23.

$$K = K_{co} + 33K_{st} \quad (3.22)$$

$$K_{co} = \frac{C}{d_b} \quad (3.23)$$

Onde C é o cobrimento da armadura e d_b é o diâmetro da barra. O efeito de confinamento proporcionado pelos estribos, o qual melhora a aderência entre aço e concreto, está considerado na equação 3.22 por meio do coeficiente K_{st} , que pode ser calculado pela equação 3.24.

$$K_{st} = \frac{A_{st1}}{CS_{st}} \quad (3.24)$$

Onde A_{st1} é a área de um ramo do estribo e S_{st} é o espaçamento entre estribos.

Borosnyól e Balázs (2005) propuseram o cálculo do comprimento de transmissão l pela equação 3.25.

$$l = \frac{0,67}{2} S_{rm} \quad (3.25)$$

Onde S_{rm} é a distância média entre duas fissuras, a qual pode ser estimada por meio da formulação do CEB 1990, dada pela equação 3.26.

$$S_{rm} = \frac{2}{3} x \frac{d_b}{3,6\rho_{ef}} \quad (3.26)$$

Onde ρ_{ef} é a taxa efetiva de armadura, obtida pela equação 3.27.

$$\rho_{ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (3.27)$$

Onde A_s é a área de aço da seção transversal e $A_{c,ef}$ é a área efetiva de concreto sob tração, a qual pode ser calculada de acordo com o CEB 1990 pela equação 3.28.

$$A_{c,ef} = 2,5(h - d)b \quad (3.28)$$

Onde h é altura total da seção transversal, d é a altura efetiva da seção e b é a largura da seção.

Dessa forma, para os modelos estudados no presente trabalho, o módulo de elasticidade modificado foi calculado utilizando-se a formulação de Dehestani e Mousavi (2015) e foram realizadas análises variando esse módulo de elasticidade. Para a consideração da aderência nos modelos numéricos, a tensão de escoamento do aço não foi reduzida.

A Figura 3.23 mostra os resultados do modelo 12A com a redução do módulo de elasticidade do aço, apresentando o módulo modificado como uma porcentagem do módulo original. Para isso, utilizou-se o valor de 42% calculado por meio do modelo de Dehestani e Mousavi (2015) e outros três valores. Nos resultados apresentados nessa seção, o modelo nomeado como “Calibração” corresponde a uma calibração inicial dos modelos, sem a redução do módulo do aço, cujos valores dos parâmetros estão apresentados na Tabela 3.18.

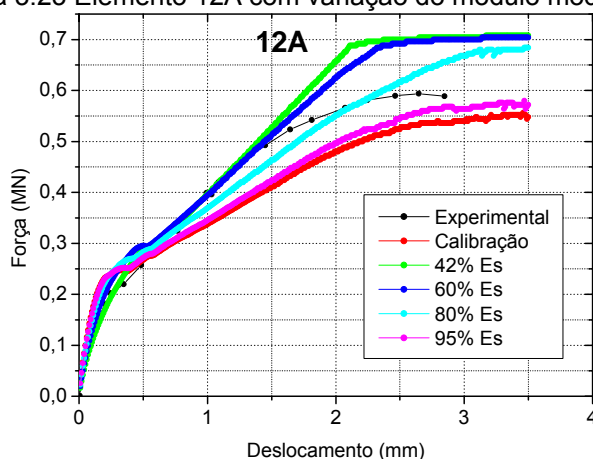
Tabela 3.18 Valores dos parâmetros utilizados no modelo “Calibração”

Parâmetro	Valores calculados	Valores calibrados	Unidade
E_{ci}	43032	40000	MPa
<i>Poisson</i>	0,2	0,2	-
f_{ct}	3,41	4,00	MPa
G_f	0,051 ⁽¹⁾	0,050	Nmm/mm ²
h	12,65 ⁽¹⁾	10,00	mm
f_c	38,4	38,4	MPa
G_c	1,38	2,00	Nmm/mm ²
$f_{c,min}$	0,71 f_c	0,70 f_c	MPa
d_{agg}	5 ⁽²⁾	4	mm

⁽¹⁾ Valor calculado por Hilsdorf e Brameshuber (1991)

⁽²⁾ Valor inicialmente estimado.

Figura 3.23 Elemento 12A com variação do módulo modificado

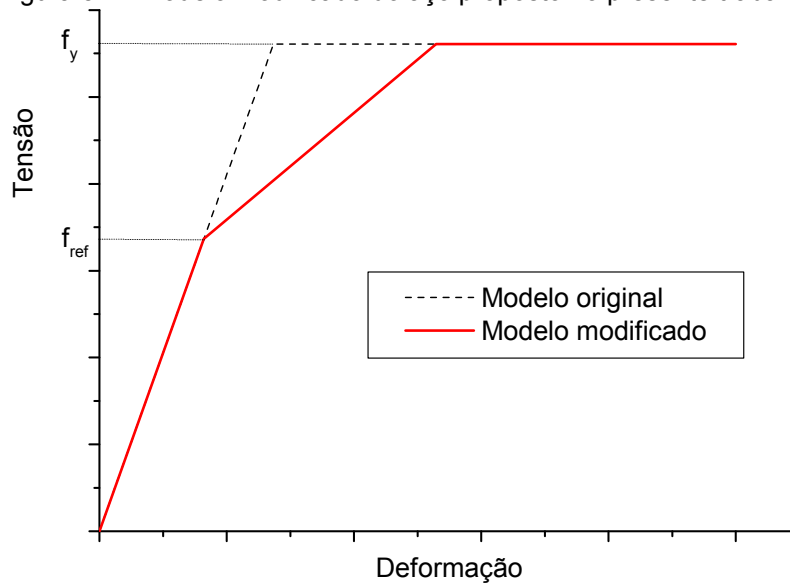


Portanto, à medida que se reduz o módulo de elasticidade do aço, a emenda tende a apresentar um comportamento mais rígido e a atingir uma maior resistência, convergindo para uma curva próxima da correspondente ao módulo 42% de E_s . Dessa forma, a consideração da aderência no modelo por meio da formulação de Dehestani e Mousavi (2015) tem grande influência no comportamento da emenda.

Na formulação desses autores, a redução do módulo do aço objetiva simular o deslizamento da barra causado pela perda de aderência entre o aço e o concreto. Sabe-se que essa perda de aderência é causada pela crescente

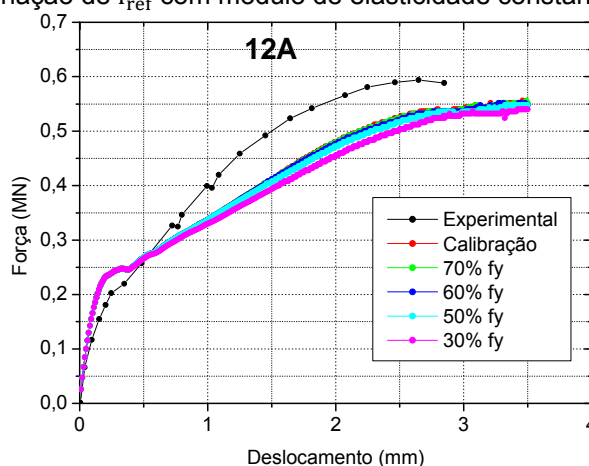
fissuração do concreto em torno da barra à medida que a tensão nesta aumenta e que até determinado nível de tensão na barra, pode-se desconsiderar fissuras no concreto e, portanto, considerar aderência perfeita entre aço e concreto. Nesse caso, sugere-se um modelo em que o módulo do aço permaneça sem redução até determinada tensão f_{ref} , a partir da qual se utiliza a redução proposta por Dehestani e Mousavi (2015), como mostrado na Figura 3.24.

Figura 3.24 Modelo modificado do aço proposto no presente trabalho



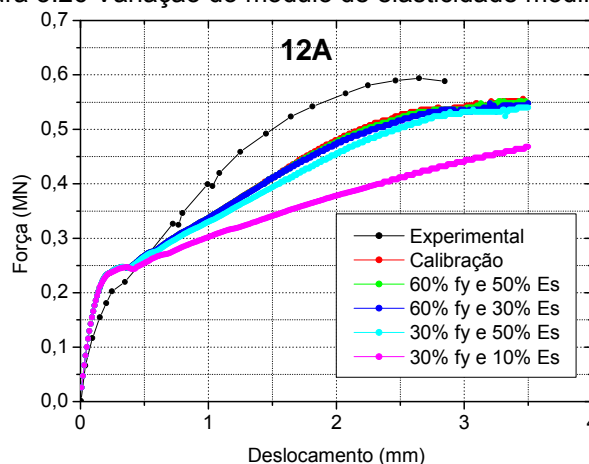
A Figura 3.25 apresenta os resultados do modelo 12A para um módulo reduzido de 50% de E_s , variando-se a tensão f_{ref} em termos percentuais de f_y . Percebe-se que praticamente não há variação do comportamento da emenda quando f_{ref} é variada, demonstrando que esse parâmetro tem muito pouca influência nos resultados.

Figura 3.25 Variação de f_{ref} com módulo de elasticidade constante de 50% de E_s



A Figura 3.26 mostra a influência da redução do módulo modificado no comportamento de duas curvas da Figura 3.25, a curva correspondente à f_{ref} de 60% f_y e 30% f_y . Logo, a variação do módulo modificado apresenta influência significativa apenas para reduções elevadas, como mostrado quando o módulo assume o valor de 10% de E_s . Para os demais casos, sua redução praticamente não altera o comportamento da emenda em laço.

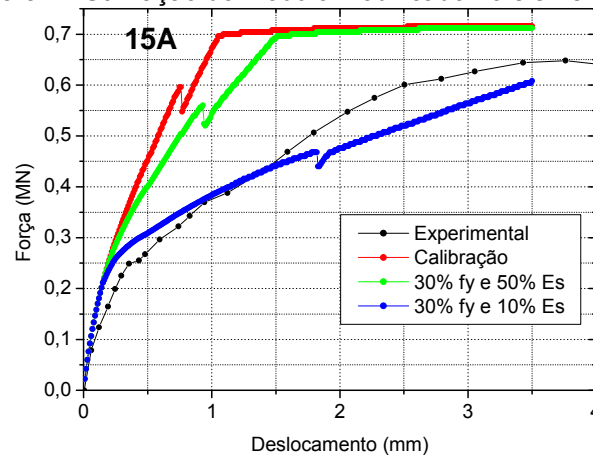
Figura 3.26 Variação do módulo de elasticidade modificado



Além de analisar o elemento 12A, analisou-se também a utilização do módulo modificado no elemento 15A, o qual apresenta o maior comprimento reto do laço entre todos os elementos estudados. Dessa forma, a Figura 3.27 apresenta a influência da variação do módulo com a tensão f_{ref} constante. Portanto, observa-se que o modelo proposto apresenta maior influência nos elementos que apresentam maiores comprimentos retos dos laços. Isso ocorre,

pois a parte reta do laço transmite as tensões apenas por meio da aderência entre aço e concreto e a parte curva apenas por compressão radial.

Figura 3.27 Utilização do módulo modificado no elemento 15A



Logo, o modelo do aço proposto no presente trabalho resultou em comportamentos dos modelos numéricos mais condizentes com os comportamentos das emendas ensaiadas experimentalmente, quando comparado com o modelo proposto por Dehestani e Mousavi (2015), mostrando-se como o melhor modelo para a consideração de aderência nos laços das emendas estudadas por meio da modificação do comportamento do aço.

4 Considerações finais

4.1 Conclusões

O presente trabalho apresentou um estudo sobre emendas em laço em juntas de concreto armado submetidas à tração. Para isso, utilizou-se o software DIANA[®], com o qual, inicialmente, foi realizada uma calibração de modelos numéricos com base no trabalho de Joergensen e Hoang (2013), variando os parâmetros cujos valores eram desconhecidos. Com os modelos calibrados, foi realizada uma análise paramétrica, variando o traspasse e o espaçamento entre laços.

Os valores de traspasse estudados variaram de 100 mm até 370 mm. Ao observar os resultados dos modelos, nota-se que a partir de um traspasse de 300 mm, todas as emendas tiveram ruptura por escoamento das barras dos laços para qualquer valor de espaçamento entre eles, além disso, o traspasse de 100 mm, valor do diâmetro de dobra do laço, se mostrou insuficiente para a formação de bielas de compressão significativas.

A maioria dos autores pesquisados recomenda como valor mínimo de traspasse o valor do diâmetro de dobra do laço, além desse valor, Dragosavić, van den Beukel e Gijssbers (1975) também recomendam respeitar o valor mínimo de 13 vezes o diâmetro das barras, que para o caso em estudo é de 260 mm. Portanto, a fim de otimizar a resistência da emenda e garantir que a ruptura ocorra por escoamento das barras do laço, recomenda-se utilizar como referência de traspasse valores entre 11 e 15 vezes o diâmetro das barras dos laços, dependendo do espaçamento entre eles, ou seja, valores em torno do valor apresentado pelos autores acima, de 13 vezes o diâmetro das barras dos laços, ao invés de utilizá-lo como valor mínimo. Além disso, deve-se respeitar o traspasse mínimo correspondente ao diâmetro de dobra do laço.

Os valores de espaçamento estudados variaram de 20 mm até 100 mm, com o primeiro valor correspondente ao contato entre as barras dos laços, já que no presente trabalho, se utilizam barras com diâmetro de 20 mm. Os resultados mostraram que as maiores resistências foram atingidas quando se utilizou espaçamento entre laços de 20 mm, pois, com este valor, a biela de compressão

fica com a menor inclinação possível, maximizando, portanto, a solicitação na mesma. Percebe-se também que os modelos com espaçamentos de 80 mm e 100 mm apresentaram comportamentos bastante similares, indicando uma tendência de que, a partir desses valores, os laços trabalhem isoladamente, o que reduz a eficiência da emenda. Dessa forma, recomenda-se emendar as barras dos laços de forma que elas fiquem em contato e quando não for possível, deve-se respeitar o limite de 3 vezes o diâmetro destas barras.

Quando utilizados os modelos analíticos propostos por Hao (2004) e Araújo, Curado e Rodrigues (2014) modificados para emendas 3 para 2, os resultados apresentaram disparidades muito grandes em relação aos resultados numéricos da análise paramétrica, apresentando comportamentos muitas vezes divergentes. Portanto, esses modelos não devem ser extrapolados para emendas com outras geometrias diferentes daquelas ensaiadas pelos respectivos autores, sendo específicas para as emendas de cada trabalho. Já em relação aos resultados obtidos com o modelo de Joergensen e Hoang (2013), houve excelente concordância com os resultados dos modelos numéricos, com o valor médio da razão entre as resistências das emendas de 1,05, desvio padrão de 0,14 e coeficiente de variação de 13%. Portanto, essa formulação pode ser utilizada para estimar a capacidade de carga de emendas em laço 3 para 2, submetidas à tração e possuindo qualquer comprimento de traspasse e espaçamento entre laços.

Por fim, os modelos numéricos não conseguiram representar muito bem os efeitos da armadura transversal na capacidade resistente das emendas estudadas, por isso, sua influência não foi analisada no presente trabalho.

Quanto à consideração da aderência no modelo, foram realizadas algumas simulações apenas para mostrar sua influência no comportamento das emendas em laço. Para isso, foi utilizado o modelo proposto por Dehestani e Mousavi (2015), o qual reduz o módulo de elasticidade do aço para simular o deslizamento da barra. Portanto, os resultados mostraram que quanto menor o módulo do aço, o comportamento da emenda torna-se mais rígido, apresentando uma resistência maior.

No presente trabalho, é proposto um modelo no qual se reduz o módulo apenas a partir de determinada tensão no aço. Os resultados mostraram que essa redução apresenta influência significativa para grandes reduções no módulo do

aço, como por exemplo, quando se utiliza 10% do valor original. Para o restante dos casos, o modelo proposto praticamente não altera o comportamento da emenda. Além disso, quanto maior a parte reta do laço, onde ocorre a transmissão de tensões por aderência entre aço e concreto, maior é essa influência.

4.2 Sugestões para trabalhos futuros

- ✓ Realizar experimentos para validar as recomendações propostas no presente trabalho quanto ao traspasse e espaçamento entre laços;
- ✓ Realizar estudos variando os outros parâmetros do concreto e do laço, tais como: diâmetro das barras dos laços, diâmetro do laço, quantidade e disposição das barras transversais, resistência do concreto, características autoadensáveis e presença e volume de fibras;
- ✓ Estudar as tensões desenvolvidas nas armaduras transversais para diversos tipos de disposições destas e de geometrias dos laços, a fim de elaborar melhores recomendações quanto ao seu dimensionamento;
- ✓ Analisar a influência da aderência na interface da junta, variando a rugosidade e modo de preparo da superfície;
- ✓ Estudar modelos numéricos com elementos de interface entre o concreto e as armaduras, a fim de considerar a aderência entre estes elementos;
- ✓ Propor novos modelos do comportamento do aço para considerar a aderência nos modelos numéricos;
- ✓ Estudar novos modelos analíticos que estimem a capacidade de carga de emendas por meio de laço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABU-TAIR, A. I.; RIGDEN, S. R.; BURLEY, E. Testing the bond between repair materials and concrete substrate. **ACI Materials Journal**, v. 93, n. 6, p. 553-558, 1996.

ACI Committee 318. **ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Estados Unidos, 2008.

ARAÚJO, D. D. L.; CURADO, M. C.; RODRIGUES, P. F. Loop connection with fibre-reinforced precast concrete components in tension. **Engineering Structures**, v. 72, p. 140-151, maio 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

BOROSNYÓL, A.; BALÁZS, G. L. Models for flexural cracking in concrete: The state of the art. **Structural Concrete**, v. 6, n. 2, p. 53-62, 2005.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8110: Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction**. BSI, Londres, 1997.

BRUGGELING, A. S. G. ; HUYGE, G. F. **Prefabrication with concrete**. Rotterdam: A.A. Balkema; 1991.

CEB-FIP MODEL CODE 1990 – final draft. Bulletin D'Information, n. 203-205. Thomas Telford, Londres, 1991.

CEB-FIP MODEL CODE 2010 – first complete draft. Bulletin 55, v. 1. Alemanha 2010.

CHARUCHAIMONTRI, T. et al. Effect of lap reinforcement in link slabs of highway bridges. **Engineering Structures**, v. 30, n. 2, p. 546-560, maio 2007.

DEHESTANI, M.; MOUSAVI, S. S. Modified steel bar model incorporating bond-slip effects for embedded element method. **Construction and Building Materials**, v. 81, p. 284-290, abril 2015.

DIANA. DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9.5. **Material Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland, 2014.

_____. DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9.5. **Element Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland, 2014.

DÍAZ DE TERÁN, J. R.; TURMO, J.; JORQUERA, J. J.; BARRAGÁN; B. E.; RAMOS, G.; APARICIO, Á. C. Optimization of in situ construction of concrete decks: Flexure tests of compact splices of reinforcement between phases. **Construction and Building Materials**, v. 41, p. 191-203, jan. 2013.

_____. Shear-off strength of compact reinforcement splicing for improved construction of in situ concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 47, n. 0, p. 199-207, jun. 2013.

DRAGOSAVIĆ, M.; VAN DEN BEUKEL, A.; GIJSBERS, F. B. J. Loop connections between precast concrete components loaded in bending. **Heron**, v. 20, n. 3, 1975.

MINISTERIO DE FOMENTO. **EHE-08**: Instrucción del hormigón estructural. Madrid, 702 p., 2008.

EUROPEAN STANDARD EN. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings**. Comité Européen de Normalisation, Brussels, 225 p., 2004.

GORDON, S. R.; MAY, I. M. Development of in situ joints for pre-cast bridge deck units. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering**, v. 159, n. 1, p. 17-30, 2006.

HAO, J. **Structural behaviour of precast component joints with loop connection**. 2004. 395 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Nacional de Singapura, Singapura, 2004.

HILSDORF, H. K.; BRAMESHUBER, W. Code-type formulation of fracture mechanics concepts for concrete. **International Journal of Fracture**, v. 51, n. 1, p. 61-72, 1991.

HSU, T. T. C.; MAU, S. T.; CHEN, B. Theory of shear transfer strength of reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, v. 84, n. 2, p. 149-160, 1987.

JOERGENSEN, H. B.; HOANG, L. C. Tests and limit analysis of loop connections between precast concrete elements loaded in tension. **Engineering Structures**, v. 52, n. 0, p. 558-569, abr. 2013.

JÚLIO, E. N. B. S.; BRANCO, F. A. B.; SILVA, V. D. Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. **Construction and Building Materials**, v. 18, n. 9, p. 675-681, jun. 2004.

LEONHARDT, F.; WALTER, R.; DIETERLE, H. Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen (Em inglês: Tests for evaluating the tensile strength of loop joints). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Bulletin n° 226, p. 1-22, 1973.

LOK, P. K. **Loop Connections for Precast Components**. 2000. Trabalho de conclusão de curso, Engenharia Civil – Universidade Nacional de Singapura, Singapura, maio de 2000.

MATTOCK, A. H.; THERYO, T. S. Strength of precast prestressed concrete membranes with dapped ends. **Journal - Prestressed Concrete Institute**, v. 31, n. 5, p. 58-75, 1986.

MATTOCK, A. H. Effectiveness of loop anchorages for reinforcement in precast concrete members. **PCI journal**, v. 39, n. 6, p. 54-68, 1994.

NIELSEN, M. P.; HOANG, L. C. **Limit analysis and concrete plasticity**. 3rd ed. CRC Press 2011. p. 816.

ROSENTHAL, I.; SHIMONI, J. Bending behavior of a double-loop connection between precast concrete slabs. **Concrete International**, v. 6, n. 11, p. 30-34, 1984.

RYU, H.-K.; KIM, Y.-J.; CHANG, S.-P. Experimental study on static and fatigue strength of loop joints. **Engineering Structures**, v. 29, n. 2, p. 145-162, 2006.

SANTANA, I. V. **Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência**. 2014. 246 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SELBY, R. G., AND VECCHIO, F. J. **Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete**. Universidade de Toronto, Departamento de Engenharia Civil, Toronto, Canada, 1993.

VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 22, p. 219-231, março-abril de 1986.

_____. Compression response of cracked reinforced concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 119, n. 12, p. 3590-3610, dezembro de 1993.

VILLALBA, S.; CASAS, J. R.; APARICIO, Á. C.; VILLALBA, V. New structural joint by rebar looping applied to segmental bridge construction: Fatigue strength tests. **Journal of Bridge Engineering**, v. 18, n. 11, p. 1174-1188, 2013.

VILLALBA, S.; RIUS J. R. C.; BENGOCHEA Á. C. A. Diseño y validación experimental de uniones mediante superposición con lazos de armaduras em viaductos de hormigón de sección transversal evolutiva. In: CONGRESO DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL, 5., 2011, Barcelona, Espanha: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2011.

WU, Y. F.; ZHAO, X. M. Unified bond stress-slip model for reinforced concrete. **Journal of Structural Engineering (United States)**, v. 139, n. 11, p. 1951-1962, 2013.

YEO, S.A. **Loop Connections for Precast Components**. 1999. Trabalho de conclusão de curso, Engenharia Civil – Universidade Nacional de Singapura, Singapura, maio de 1999.