

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

## ESTUDO EXPERIMENTAL DAS LIGAÇÕES MISTAS SEMIRRÍGIDAS EM REGIÕES DE MOMENTO NEGATIVO – COMPONENTE CONECTORES DE CISALHAMENTO\*

Monique Cordeiro Rodrigues<sup>1</sup>  
Sebastião Arthur Lopes de Andrade<sup>2</sup>  
Luciano Rodrigues Ornelas de Lima<sup>3</sup>  
Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco<sup>4</sup>

### Resumo

Um dos métodos adotados para caracterização das ligações mistas semirrígidas viga-coluna é o método das componentes descrito no Eurocode 3 e no Eurocode 4. Este método considera a contribuição mista no modelo pela incorporação das componentes da barra de armadura, aspectos relativos ao concreto e a resistência do conector. No entanto, o modelo é baseado em suposições ainda não totalmente validadas quanto à resposta da ligação da estrutura mista principalmente localizada na região de momento negativo. Todos estes aspectos motivaram a concepção e desenvolvimento de um programa experimental para investigar as ligações viga-coluna semirrígidas, por meio de ensaios de *pull out*. O presente artigo foca nos testes que apresentaram modo de falha associado à falha dos conectores de cisalhamento. Adicionalmente um estudo foi também realizado para a resistência da solda dos conectores de cisalhamento. Essa investigação foi provocada devido à observação de algumas falhas da solda dos conectores durante os ensaios. Os resultados dos ensaios permitiram um melhor entendimento sobre a resistência da solda dos conectores e seus impactos e influencia sobre a resposta estrutural global das ligações viga-coluna semirrígida.

**Palavras-chave:** Estruturas Mistas; Ligações Mistas Semirrígidas; Ensaios de *Pull out*; Análise Experimental.

## EXPERIMENTAL STUDY OF COMPOSITE SEMI-RIGID JOINTS IN HOGGING MOMENT REGIONS – SHEAR CONNECTOR COMPONENTS

### Abstract

One of the methods adopted for the composite semi-rigid beam to column joints characterization is the component method present in the Eurocodes 3 [1] and [2]. This method considers the composite action in the model by incorporating the component contributions of the reinforcing bars, concrete and shears connectors. However, the model is based on not fully validated assumptions of the composite joints structural response mainly located in hogging moment regions. All these aspect have limited the adoption of this method for composite joints design. These issues motivated the conception and development of an experimental

---

\* Contribuição tecnológica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



programme to investigate semi-rigid beam to column joints, by means of *pull out* tests. The present paper focus on tests that presented failure modes associated to the shear connector failure. Additionally a study was also made on the resistance of shear connector welds. This investigation was provoked to some observed shear connector weld failures in a few *pull out* tests. The tests results enabled a better understanding of the shear connector weld resistance and their impacts and influence over the global semi-rigid beam to column joints structural response.

**Keywords:** Composite Structures; Composite Semi Rigid Joints; *Pull out* Tests; Experimental Analysis.

<sup>1</sup> Engenheira Civil, Doutor, Professora, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

<sup>2</sup> Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

<sup>3</sup> Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

<sup>4</sup> Engenheiro Civil, Doutor, Professor, Departamento de Engenharia Estrutural, Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

## 1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das construções mistas vem sendo motivado pela observação da melhor resposta da interação do sistema estrutural laje *versus* viga. Extensos trabalhos foram realizados durante as últimas décadas sobre ligações mistas de aço e concreto e o comportamento não linear das várias componentes presentes em ligações viga-coluna [3] - [10]. Muitas destas pesquisas consideram o modelo de molas sugerido pelo EC3 [1] e EC4 [2], como ponto de partida para o desenvolvimento de melhorias ou novas fórmulas de projeto, com significativos avanços no uso de modelos mecânicos, baseado no método das componentes, que permite a predição da curva global momento versus rotação, a partir do conhecimento das propriedades mecânicas e geométricas das componentes individuais [3]. Porém, o estudo de estruturas mistas com a aplicação de momento fletor negativo tem sido explorado em poucos trabalhos. O procedimento para caracterização do comportamento de ligações submetidas a momento negativo e as tensões de tração geradas pelas fissuras do concreto na direção perpendicular as barras transversais são descritas no EC4 [2]. Neste artigo, objetiva-se apresentar uma série de ensaios de *pull out* com foco na análise da componente conector de cisalhamento e a influência da solda do conector de cisalhamento na resposta global da ligação mista viga-coluna semirrígidas.

### 1.1 Ligações Mistas Semirrígidas Viga-Coluna

A avaliação meticulosa das características geométricas e mecânicas seguem o dimensionamento do conjunto viga-coluna de aço em ligações semirrígidas. Mas no caso de ligações semirrígidas mistas viga-coluna o procedimento das normas vigentes não é claro e preciso. A recomendação mais utilizada é o Eurocode [1], [2]. Para a parcela mista, porém, existe a incorporação apenas da componente relativa à barra de armadura ao modelo de ligações em aço.

A região dos apoios onde ocorre momento negativo é influenciada por vários elementos além da barra de armadura, como sugerido pelo modelo misto do EC4 [2]. Além disto, a influência da componente da barra não é totalmente entendida em relação ao comprimento efetivo que deve ser usado para a determinação da sua rigidez inicial. As componentes de maior influência na ligação mista são: laje de concreto, barras de armadura e conectores de cisalhamento.

Um fato que deve ser considerado no estudo das componentes é relacionado ao estudo da transmissão da força. O caminho inicia-se na mesa da viga, passa para o conector de cisalhamento e desse para o concreto, onde ocorre a interação entre as duas componentes. Essa força prossegue do concreto para as barras de armadura, onde ocorre a interação entre essas componentes. Por fim, a ação da barra de armadura inicia. O melhor entendimento dessa interação, o estudo das componentes mistas e sua influência na resposta global da ligação semirrígida de viga-coluna em estruturas mistas em regiões de momento negativo motivou o desenvolvimento de dois programas experimentais [11]-[14]; [17].

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Caracterização do Programa Experimental

O método de Taguchi [15], ou o método do projeto robusto, cuja metodologia utiliza a aplicação de métodos estatísticos através de uma distribuição otimizada coerente das variáveis

---

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

foi adotada para determinar as séries de ensaios do presente programa experimental com uma redução da quantidade de amostras de variáveis. Ramires [11] usou essa metodologia para gerar os ensaios executados com base nas seguintes variáveis: comprimento, diâmetro e quantidade de armaduras principais, resistência do concreto, quantidade e espaçamento entre conectores.

Desta forma o programa experimental consistiu em dois grupos de ensaios: o primeiro, relacionado aos ensaios de *pull out*, desenvolvidos em duas séries (séries S2010, descrita pela letra r após a numeração do ensaio, e séries S2014). Com o objetivo de estudar as influências dos elementos na parcela mista, simulando a região de momentos negativos. Uma segunda configuração foi também estudada para determinar a resistência da solda dos conectores de cisalhamento. Isto foi motivado pela ocorrência desse modo de falha nas séries S2010 e S2014, modo esse não previsto. Esse artigo focou nos testes com ruptura devido a falha da solda do conector e no grupo de testes para investigar a influência da perna de solda do conector na resistência da componente.

## 2.1 Testes preliminares

Foram desenvolvidos dois testes preliminares, PO0.1 e PO0.2, com o objetivo de se avaliar a montagem do sistema e verificar o sistema de aplicação de carga.

Um sistema de vigas metálicas foi criado para fixar o ensaio na laje de reação, denominado como estrutura auxiliar. O sistema foi concebido de forma que as barras de armadura fossem tracionadas pela aplicação da carga através de um macaco hidráulico, Figura 1. O caminho em que a carga foi introduzida no teste previa que a carga seria aplicada sobre toda a extensão da alma do perfil metálico, que transmitiria essa força para os conectores, seguindo para a laje de concreto. A carga passaria da laje de concreto para a barra de armadura que estava ancorado à laje de reação do laboratório.

O PO0.1 teve o objetivo de calibrar os valores das cargas aplicadas e o modo de colapso da barra de armadura, além de verificar a estrutura de ensaio para que resistisse às solicitações com níveis requeridos de segurança, que foram novamente testados no PO0.2.

O concreto foi produzido no local e seu traço gerado a partir de um estudo de dosagem experimental. Três diferentes armaduras foram usadas, de aço CA-50. A primeira por uma barra de 5 mm de diâmetro, para medir a deformação do concreto próxima a linha dos conectores de cisalhamento. A segunda foi composta de estribos com diâmetro de 10 mm, dimensionados pela EC4 [2], posicionados nas direções longitudinais e transversais, ao longo do comprimento da laje, Figura 2. Finalmente, a armadura principal, com diâmetros variáveis conforme o ensaio a ser realizado. Os testes preliminares adotaram 16 mm de diâmetro, com as barras posicionadas a um terço da largura da laje, comprimento de 650 mm de ancoragem e 1150 mm no total.

A viga metálica dos testes preliminares foi de aço ASTM A-572 Gr. 50, perfil W410x46,1 com comprimento de 1000 mm. A estrutura de aplicação de carga do *pull out* utilizou aço ASTM A-36, perfis laminados U6x12,5 e I 3x10 de travamento longitudinal e transversal, respectivamente. A estrutura de travamento de primeiro e segundo nível foi fixada através de barras redondas a laje de reação.

Conectores de cisalhamento com diâmetro de 19 mm e comprimento de 100 mm foram soldados na mesa do perfil metálico (três conectores em PO0.1 e dois no PO0.2), através de processo de solda manual.

---

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

As lajes de concreto foram feitas com dimensões de 120x600x1000 mm (espessura x largura x comprimento) com cada parte ligada a uma das mesas da viga de aço. A resistência a compressão do concreto esperada ( $f_{ck}$ ) foi de 30 MPa, e alcançado 28 MPa.

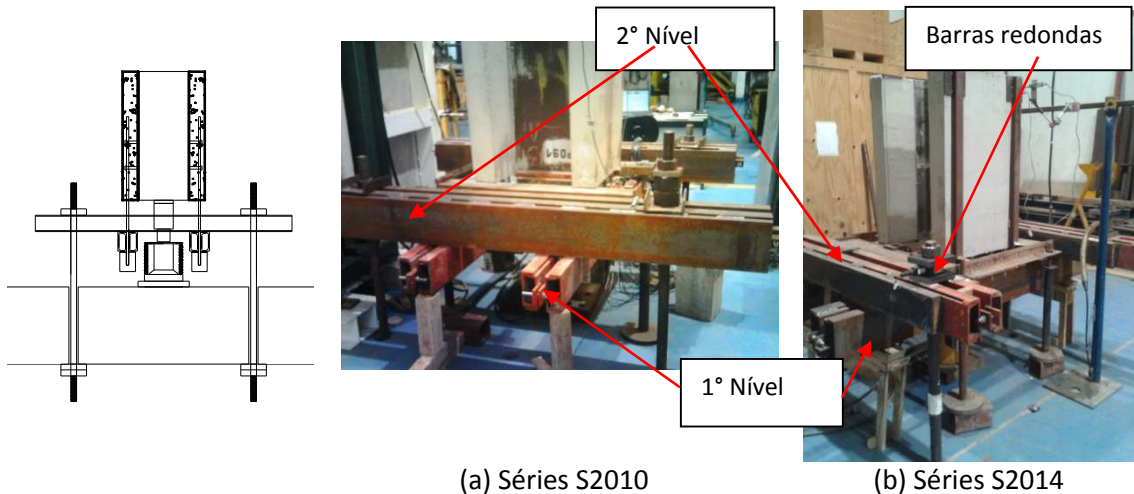


Figura 1. Detalhes do sistema de montagem e da estrutura do teste de *pull out*.

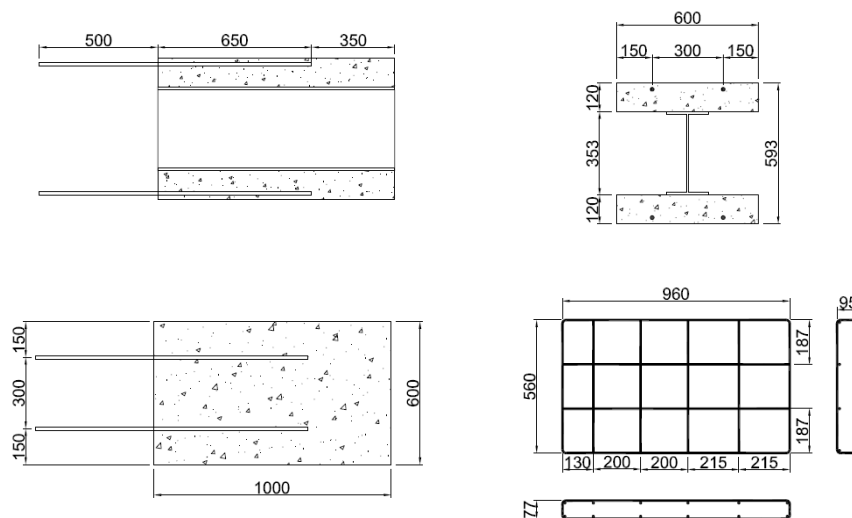


Figura 2. Armadura principal para os testes preliminares (mm).

Foram fixados extensômetros em pares nos pontos chave das barras de armadura principal. Um par foi usado externamente à laje, pressupondo-se ser o ponto externo com as máximas forças. Um outro par, próximo aos conectores, para obter o comportamento nas barras dessa região. Para o ensaio PO0.2 alguns dos extensômetros foram eliminados, para atender a configuração do ensaio.

Os transdutores de deslocamento inferiores (LVDTs 1 e 2) mediram o deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes de concreto. Os transdutores de deslocamento laterais (LVDTs 3 a 6) identificavam o deslocamento relacionado ao desequilíbrio da estrutura em qualquer

direção no plano horizontal. Os transdutores de deslocamento superiores (LVDTs 7 a 10) determinavam os valores dos deslocamentos verticais entre o aço e a laje de concreto, Figura 3.

Foram utilizados para medição de cargas: transdutor de pressão, para verificar excentricidades na célula de carga e possíveis deslizamentos na aplicação de carga; uma célula de carga principal, localizada abaixo do perfil metálico, sob uma placa metálica com a função de distribuir a força uniformemente para a alma do perfil. O carregamento seguiu o processo de teste apresentado nas recomendações do EC4 [2] para os ensaios de *push out*.

## 2.2 Ensaios Subsequentes

Conforme mencionado anteriormente, os ensaios subsequentes foram desenvolvidos em duas séries: S2010 e S2014. As séries tiveram as seguintes modificações em relação aos testes preliminares: retirada dos extensômetros nos estribos, devido a ineficiência dos resultados; mudança de perfil metálico (W410x60, aço ASTM A-572 Gr. 50), com alteração da altura do arranjo, Figura 4; e por fim, a nova placa de distribuição da força para melhorar a distribuição de esforços sobre a alma da viga.

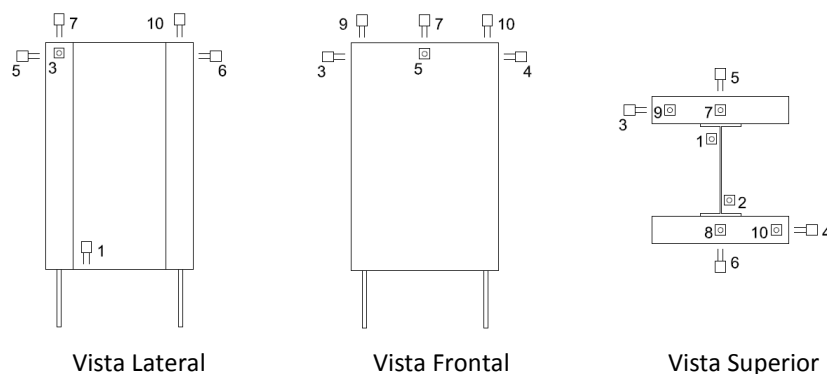


Figura 3. Arranjo típico dos LVDTs usados nos testes preliminares.

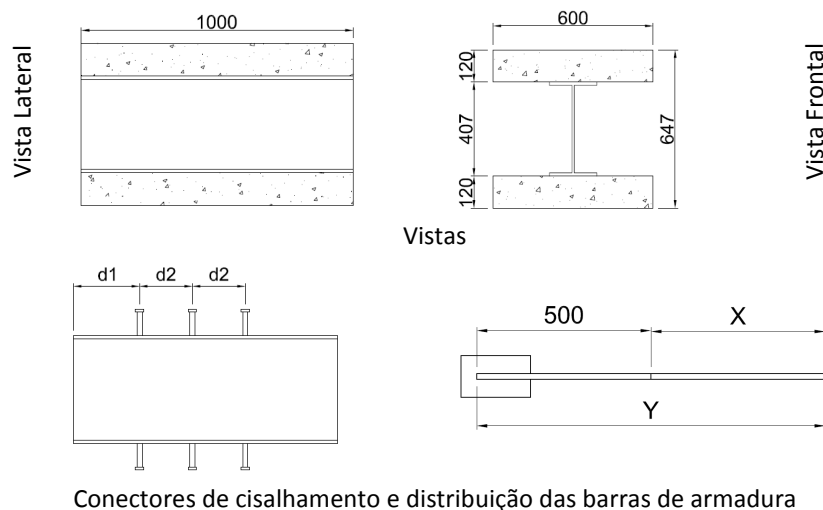


Figura 4. Configuração geral dos ensaios subsequentes (mm).

Os ensaios subsequentes das séries S2010 foram desenvolvidos em quatro etapas distintas, compostas de três ensaios idênticos cada uma (PO1X.r, PO2X.r, PO7X.r e PO8X.r). Alternativamente, S2014 teve o acréscimo de um conjunto de ensaios (PO9X). O diâmetro e os comprimentos de ancoragem das armaduras principais foram diferentes para cada grupo, Tabela 1.

Tabela 1. Características dos ensaios - séries S2010 e S2014.

Grupo	Armadura principal			$f_{ck}$ (MPa)	Conector		
	Comprimento <sup>(a)</sup> (mm)	Quant. (unid)	Diâm. (mm)		d1 (mm)	d2 (mm)	Quant. (unid)
PO0.1	1150 (650+500)	2	16	30	250	200	3
PO0.2	1150 (650+500)	2	16	30	250	200	2
PO1X / PO1X.r	1150 (650+500)	2	16	30	200	250	2
PO2X / PO2X.r	1000 (500+500)	4	20	30	100	200	3
PO7X.r	950 (450+500)	2	20	30	250	100	3
PO8X / PO8X.r	800 (300+500)	4	16	30	100	100	2
PO9X	1000 (500+500)	4	16	30	100	100	2

d1 é a distância entre a extremidade da viga de aço e o primeiro conector de cisalhamento; d2 é a distância entre conectores de cisalhamento. (a) Comprimento = Y (500+X), onde X é o comprimento envolvido de concreto e Y é o comprimento total, Figura 8).

O concreto utilizado foi usinado, com resistência a compressão característica ( $f_{ck}$ ) de 30 MPa, tendo sido atingido o valor de 29 MPa [12] e 38,5 Mpa [17], para as séries S2010 e S2014, respectivamente. As armaduras dos estribos, aço CA-50, foram as mesmas dos testes preliminares. As dimensões dos conectores de cisalhamento foram mantidas, com variação da distribuição de acordo com o grupo de ensaios, Tabela 1, e as soldas executadas manualmente por equipamento específico.

Duas configurações da estrutura auxiliar foram testadas, com poucas mudanças, um para as séries S2010 e outra para as séries S2014. Na estrutura de aplicação de carga do *pull out* foram realizados reforços no travamento e na arruela das barras redondas. Nos ensaios das séries S2010, os perfis no primeiro nível foram substituídos por dois perfis U soldados. Nos ensaios das séries S2014, as modificações ocorreram no perfil do segundo nível, com a substituição do perfil I por perfis U e a inclusão de cantoneiras sobre as chapas de extremidades das barras. A instrumentação utilizada para medição dos deslocamentos (LVDTs) é apresentada na Figura 5. Para a medição da carga foi utilizada a célula de carga principal, para o caso das séries S2010. Nas séries S2014 foram incluídas nas barras redondas células de carga e extensômetros.

O posicionamento dos extensômetros dependia do comprimento da armadura principal, e da distribuição típica para os ensaios com duas e quatro barras, Figura 6, onde a diferença entre as séries S2010 e S2014 é apenas a nomenclatura adotada dos extensômetros. Os valores de carga prevista e modo de ruptura esperados estão descritos na Tabela 2.

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

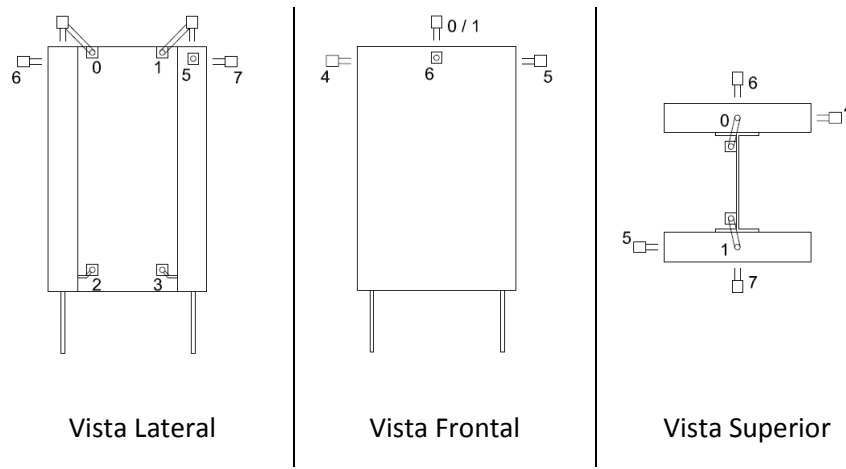
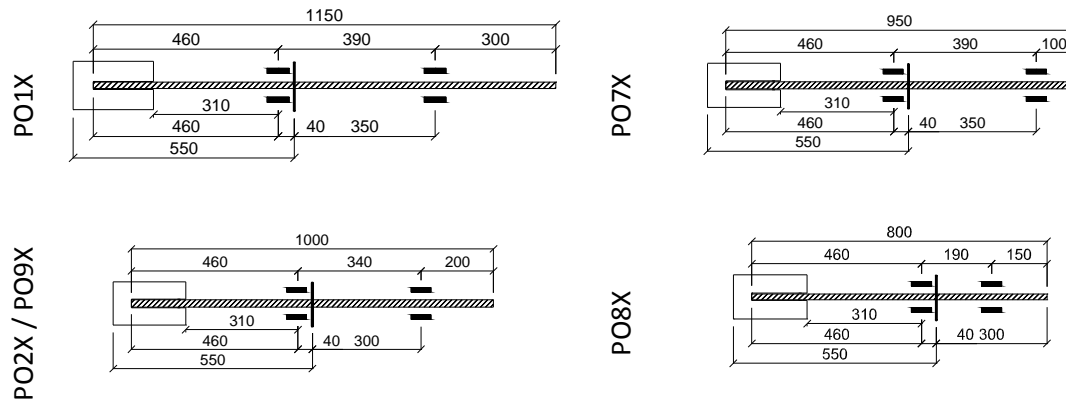
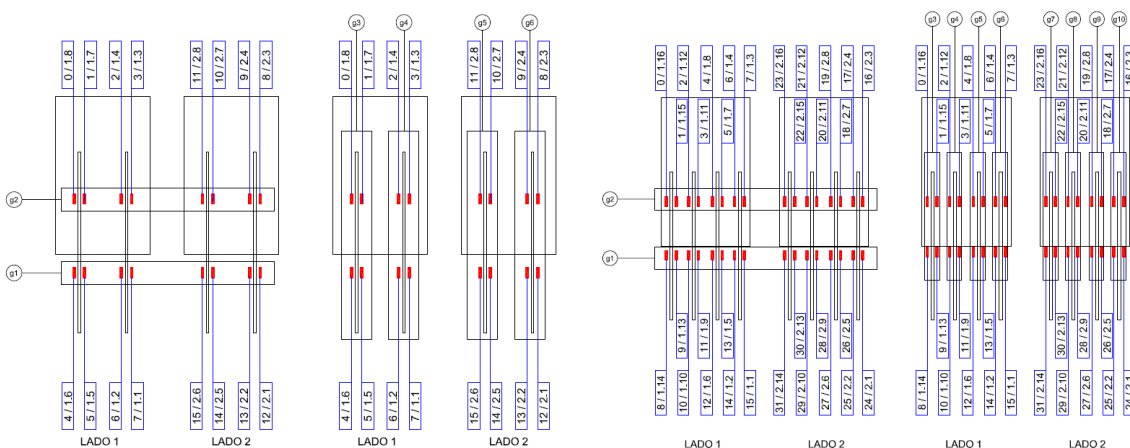


Figura 5. Distribuição típica dos LVDTs dos ensaios subsequentes (séries S2010 e S2014).



(a) Por ensaio



(b) duas barras por laje

(c) quatro barras por laje

Figura 6. Distribuição típica dos extensômetros (mm).



Tabela 2. Cargas últimas e modos de ruptura previstos.

Ensaio	Grupo	Modo de ruptura previsto	F <sub>rupt. prev</sub> (kN)
Preliminares	PO0.1 / PO0.2	Barra	402,12
PO1X	PO11.r / PO12.r	Barra	402,12
PO2X	PO21 / PO21.r / PO23.r	Conector	713,44
PO7X	PO71.r / PO73.r	Ancoragem	480,95
PO8X	PO81.r	Conector	475,63
PO9X	PO91 / PO93	Conector	475,63

Nos ensaios aqui descritos foram observados problemas com a solda dos conectores de cisalhamento que tiveram rompimento prematuro, não esperado. O problema ocorreu, provavelmente, devido à baixa amperagem no equipamento da solda, o que ocasionou uma fusão insuficiente entre os materiais e reduziu a resistência do mesmo. Essa falha inesperada motivou ao desenvolvimento de uma série de ensaios na solda dos conectores, onde a dimensão da perna de solda foi parametrizada para estudo (séries S2014).

### 2.3 Ensaios de cisalhamento direto nos conectores

Visando estudar a influência da perna da solda na capacidade de carga última uma série de ensaios específicos foram concebidos e realizados. O primeiro conjunto de ensaios teve a variação da perna de solda dos conectores de cisalhamento. A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto na solda dos conectores foi possível entender e identificar o rompimento da solda que ocorreu nos ensaios (PO.11, PO.12 e PO.22) que será apresentado posteriormente.

Para o primeiro conjunto de ensaios, foram realizadas três séries de pernas de solda distintas, com um total de quatro conectores por série, sobre dois perfis idênticos (W 410 x 46,1), ligados através de cantoneiras (3" x 1/2"), Figura 7. A solda foi realizada por profissional capacitado e suas pernas foram definidas da seguinte forma: passe (5 mm), passe reforçada (8 mm) e dois passes (10 mm).

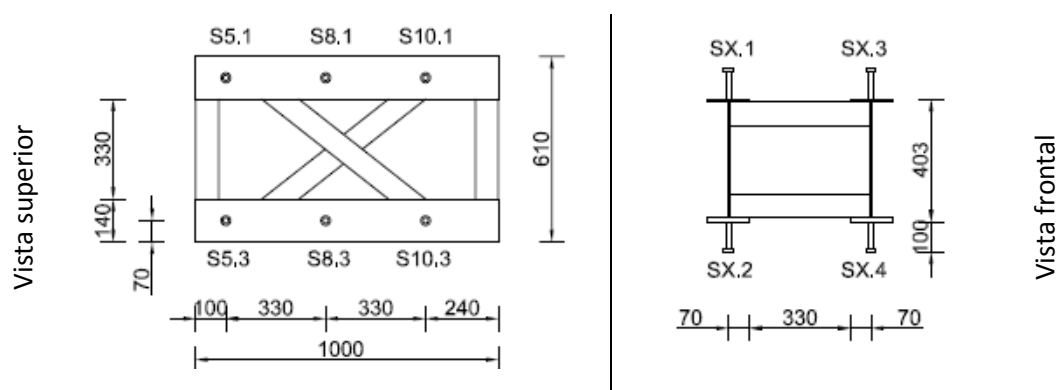


Figura 7. Arranjo dos ensaios de cisalhamento direto das soldas dos conectores.

Para aplicação de carga foi elaborada uma estrutura auxiliar composta por dois perfis I (travamento das barras redondas), barras redondas (cuja extremidade continha as placas de contato com os conectores, responsáveis por simular o efeito do confinamento do concreto),

macaco hidráulico e célula de carga. Um sistema de suporte que permitia a rotação longitudinal foi usado no topo da célula de carga, Figura 8(a). Para os conectores oriundos das séries S2014 os três perfis metálicos foram soldados entre si, Figura 8(b).



Figura 8. Detalhes dos ensaios de cisalhamento direto dos conectores.

A Tabela 3 descreve os valores previstos de resistência da solda de acordo com NBR 8800 [16] e no EC4 [2]. Os valores de projeto foram avaliados para o conector de cisalhamento com 19 mm de diâmetro (aço ASTM 108 Gr 1020, com tensão de escoamento de 345 MPa).

Tabela 3. Resistências previstas dos ensaios de cisalhamento direto nos conectores.

NBR 8800						
Perna (mm)	Conector (kN)	Solda (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Modo de Falha	$\tau$ (MPa)	$\delta$ (mm)
10	94,13	91,53	91,53	Solda	430,4	23,3
8	94,13	73,22	73,22	Solda	344,3	18,6
5	94,13	45,76	45,76	Solda	215,2	11,6
Eurocode (EC3 e EC4)						
Perna (mm)	Conector (kN)	Solda (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Modo de Falha	$\tau$ (MPa)	$\delta$ (mm)
10	75,31	124,18	75,31	Conector	354,1	19,1
8	75,31	99,34	75,31	Solda	354,1	19,1
5	75,31	62,09	62,09	Solda	292,0	15,8

$F_{m\acute{a}x}$  é a força de ruptura no teste;  $\tau$  é a tensão de cisalhamento e  $\delta$  é o deslocamento calculado.

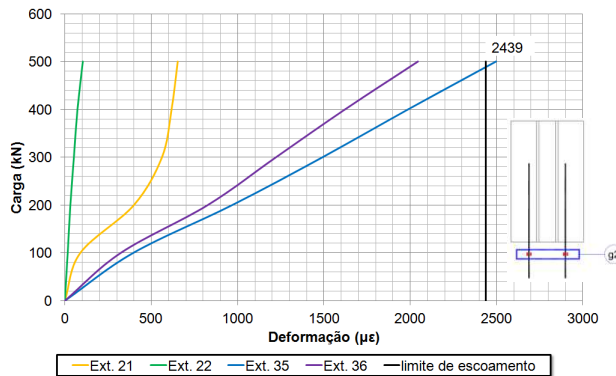
### 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

#### 3.1 Testes preliminares

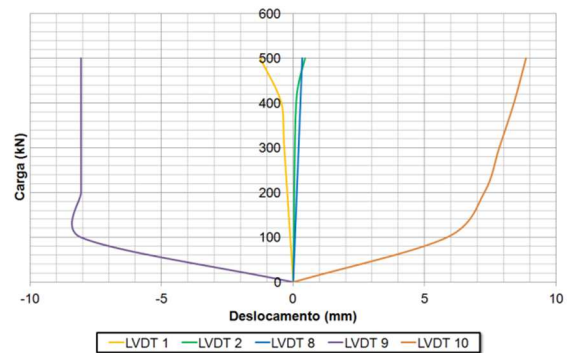
Foi prevista a ruptura do teste preliminar PO0.1 para 402,1 kN devido a tração da barra de armadura principal. Durante o ensaio duas tentativas foram feitas para alcançar o valor

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

correspondente a 30% da carga de ruptura prevista (120,6 kN), porém a cabeça rotulada do cursor do macaco hidráulico sofreu deslocamento. Essa cabeça foi removida, e com a mudança o ensaio seguiu até a ruptura prevista devido a tração da barra de armadura de número 1 (lado 1), alcançando a carga última de 513 kN, Figura 9. Nessa figura observa-se que o extensômetro 35 localizado no grupo de extensômetros g2/ lado 2, ultrapassou o limite de escoamento. A curva dos LVDTs indica que o LVDT1 apresenta um aumento de deslocamentos sem acréscimo de carga, indicando a proximidade da ruptura, Figura 9(b).



(a) Carga versus deformação - g2, lado 2  
Figura 9. Resultados PO0.1.

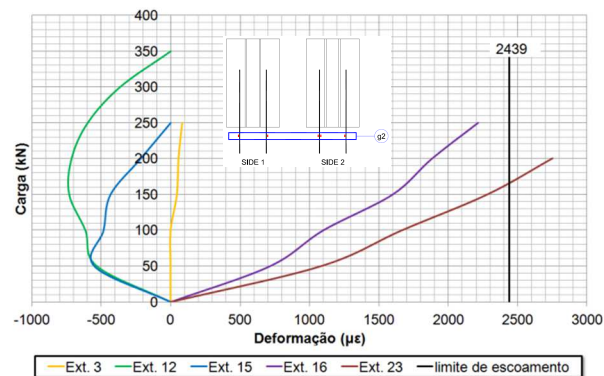


(b) Carga versus desl. - LVDT1,2,8,9 e 10

O teste preliminar PO0.2 com previsão de 402,1 kN e ruptura da barra de armadura, alcançou uma carga última de 473 kN devido à ruptura do conector de cisalhamento (lado 2), Figura 10(a). Observa-se que o extensômetro 23, localizado externamente a laje de concreto (grupo 2, lado 2), ultrapassou o valor limite de escoamento do aço e os extensômetros 3 e 16 chegaram a valores próximos a esse limite, Figura 10(b).



(a) ruptura do teste preliminar  
Figura 10. Resultados PO0.2.



(b) Carga versus deformação, g2

Utilizando os valores de deformações obtidos para a análise de carga e tensão verifica-se que: a carga última obtida pela célula de carga foi 33% e 4% superiores que o esperado para PO0.1 e PO0.2, respectivamente; o valor de carga última obtida pelas deformações na barra foram 7% e 6% superiores ao esperado para PO0.1 e PO0.2. Uma grande diferença de forças nas

barras foi notada para os dois ensaios, fato confirmado devido ao desequilíbrio entre os lados da laje de concreto.

Os resultados obtidos para força e tensão, pelo cálculo das deformações, Tabela 4, indicam que maiores deformações foram observadas no ensaio PO0.2. Nesses resultados é possível também observar que a relação entre os resultados previstos e obtidos foram próximas para os dois ensaios.

Tabela 4. Resultados testes preliminares.

Ensaio	Deformação ( $\mu\epsilon$ )		Carga última ( $E_C$ ) (kN)		F/ barra (kN)			$F_{barra}$ (kN)		
	Interna	Externa	Prev( $E_C$ )	Exp	Prev	Exp	Obt/Exp	Prev	Obt	Obt/Exp
PO0.1	950,4	2271,2	402,1	535,0	100,5	133,8	1,33	100,5	93,6	0,93
PO0.2	904,8	6360,8	402,1	385,0	118,3	96,3	0,81	110,5	102,5	0,93
Ensaio	Tensão normal (MPa)				Tensão de arrancamento (MPa)					
	Célula	Def	Prev	Def / Prev	Célula	Def	Prev	Def / Prev	Prev	Def / Prev
PO0.1	665,22	465,59	500,00	0,93	4,09	2,87	3,08	0,93		
PO0.2	478,70	509,80	500,00	1,02	2,90	3,10	3,10	1,00		

Deformação é o valor obtido pela medida dos extensômetros; interno é a medida do extensômetro envolvido com concreto; externo é o extensômetro fora do concreto; carga última é a carga prevista pela formulação do Eurocode; F/barra é a carga última dividida por cada barra; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado;  $F_{barra}$  é a força por barra obtida pela deformação; tensão normal e de arrancamento são obtidas pela força da célula de carga, no extensômetro e a prevista.

### 3.2 Ensaios subsequentes

A Tabela 5 apresenta os resultados de carga e modo de ruptura dos ensaios com falha na solda do conector.

Tabela 1. Cargas e modos de ruptura - Ensaios subsequentes.

Ensaio	Carga (kN)		Modo de ruptura		Ensaio	Carga (kN)		Modo de ruptura	
	Prev( $E_C$ )	Exp	Prev	Exp		Prev( $E_C$ )	Exp	Prev	Exp
PO11.r	402,1	319,0	Bar	SC	PO71.r	480,9	415,5	Anc	SC
PO12.r	402,1	352,2	Bar	SC	PO73.r	480,9	433,8	Anc	SC
PO21	713,4	253,7	Con	SC	PO81.r	475,6	268,8	Con	SC
PO21.r	713,4	438,6	Con	SC	PO91	475,6	379,5	Con	SC
PO23.r	713,4	414,5	Con	SC	PO93	475,6	307,5	Con	SC

Legenda:

SC - ruptura na solda do conector

Con - falha a cisalhamento no conector

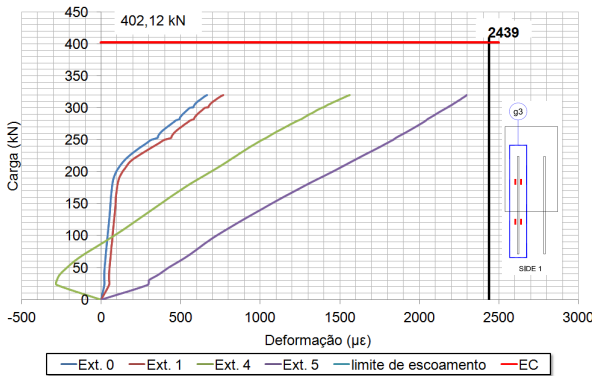
Bar - ruptura a tração na armadura principal

Anc - falha na ancoragem da barra principal

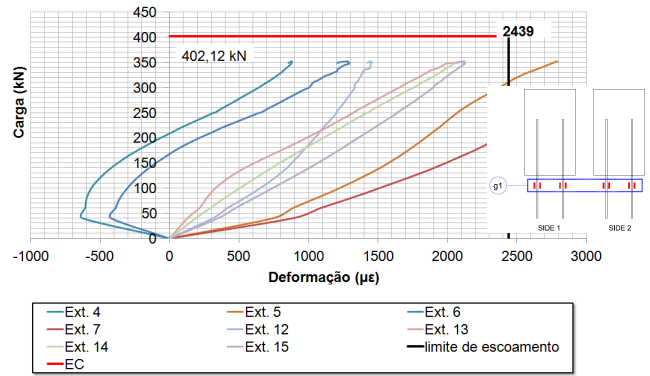
prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado.



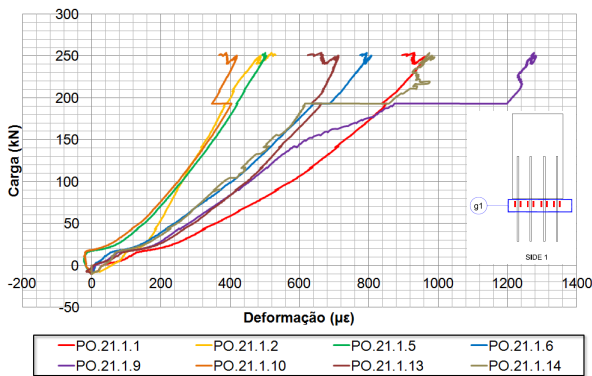
A Figura 12 e a Figura 13 apresentam os gráficos de carga *versus* deformação. Destaca-se que: o colapso do ensaio PO11.r ocorreu com valor de carga de 319 kN (lado 1) - Figura 12 (a) - sendo observado que os extensômetros 0 e 1 alcançaram o início do escoamento no intervalo de 200 e 250 kN, onde ocorre um aumento na deformação com relação ao trecho inicial, indicando que as duas barras da laje 1 receberam esforços similares entre si.



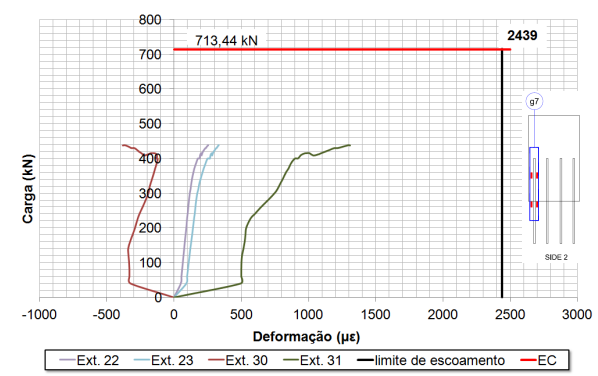
(a) PO11.r - g3



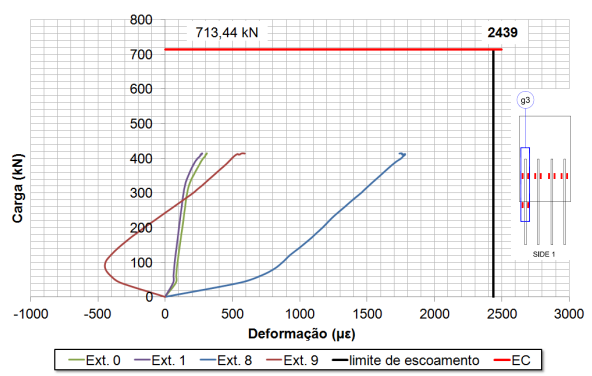
(b) PO12.r - g1



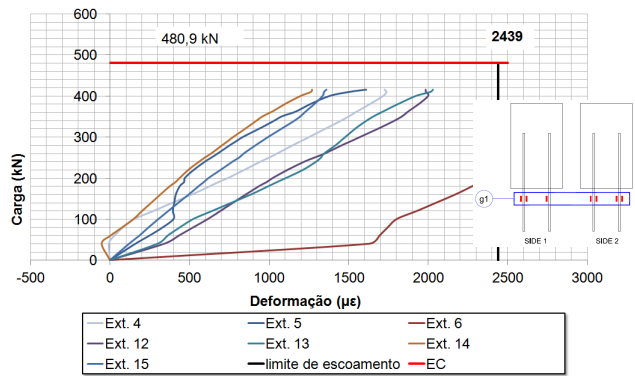
(c) PO21 - g1, lado 1



(d) PO21.r - g7



(e) PO23.r - g3



(f) PO71.r - g1

Figura 12. Gráficos carga *versus* deformação - PO11.r, PO12.r, PO21, PO21.r, PO23.r e PO71.r.

O colapso do ensaio PO12.r foi alcançado na carga de 352,2 kN (lado 2), (Figura 12 (b)). O extensômetro 7 indica o escoamento da barra de armadura em uma carga menor que a carga última alcançada, indicando uma possível perda de resistência.

O ensaio PO21 teve seu colapso com uma carga de 253,7 kN (Figura 11 (a) e Figura 12 (c)), onde a laje de concreto, conectores de cisalhamento e perfil metálico são ilustrados. Essa figura também mostra a falta de aderência entre o concreto e os elementos de aço que leva a ruptura da solda do conector, fato inicialmente não previsto.

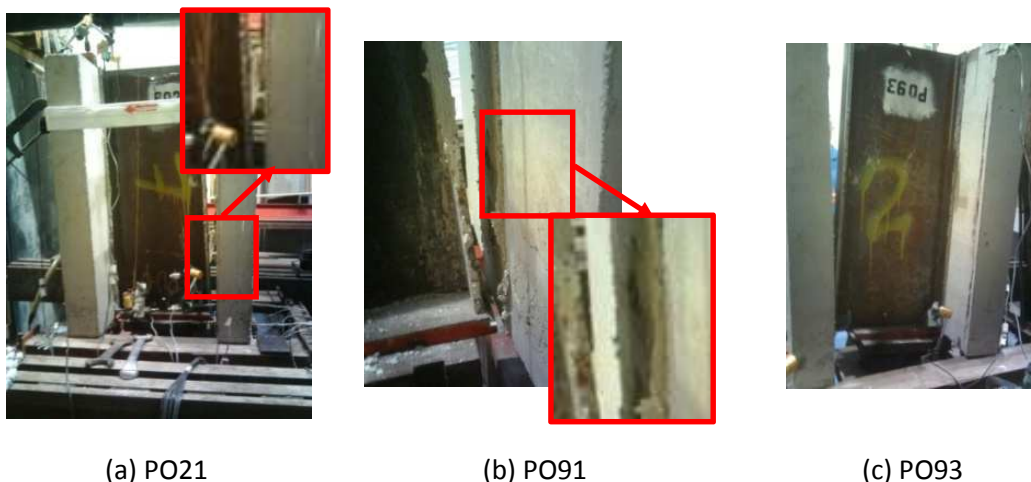


Figura 11. Evolução dos ensaios e a ruptura final da solda.

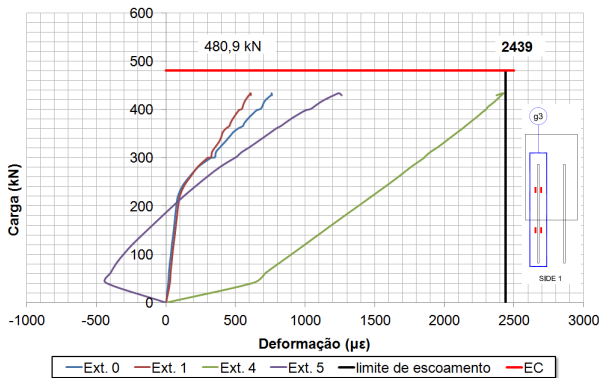
O colapso do ensaio PO21.r - Figura 12 (d) - e PO23.r - Figura 12 (e) - ocorreram com uma carga igual a 438,6 kN (lado 1) e 414,5 kN (lado 2), respectivamente.

O ensaio PO71.r teve a ruptura com carga igual a 415 kN (lado 2). O extensômetro 6 pertencente ao grupo g1 ultrapassou o limite de escoamento antes do final do teste, o que indica que os valores de carga naquela região eram superiores, devido a proximidade a barra da armadura e da solda do conector de cisalhamento - Figura 12 (f).

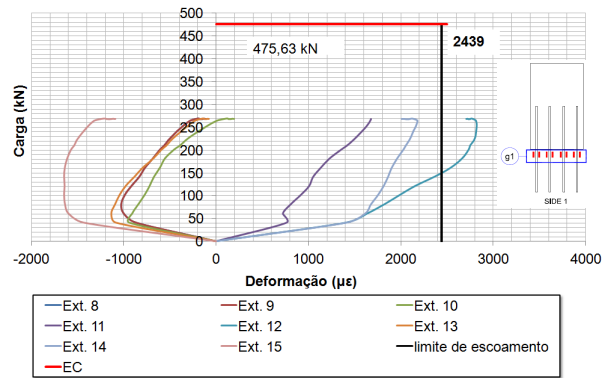
O ensaio PO73.r atingiu o colapso com carga igual a 435 kN (lado 2). Nota-se no grupo de extensômetros g3 que o extensômetro 4 praticamente atingiu o limite de escoamento antes de ocorrer a ruptura da solda dos conectores de cisalhamento, e que é possível ver a formação do patamar de escoamento nos extensômetros 0 e 1 - Figura 13 (a).

O ensaio PO81.r teve a ruptura com carga igual a 268,8 kN (lado 1). Nota-se no grupo de extensômetros g1 que antes de ocorrer a ruptura da solda dos conectores alguns extensômetros (12) já haviam ultrapassado o limite de ruptura - Figura 13 (b) - e que no lado 1 os extensômetros 8 e 9 não apresentaram deformações significativas ao longo do seu trajeto, sendo interpretado que somente a solda do conector de cisalhamento deformou-se consideravelmente.

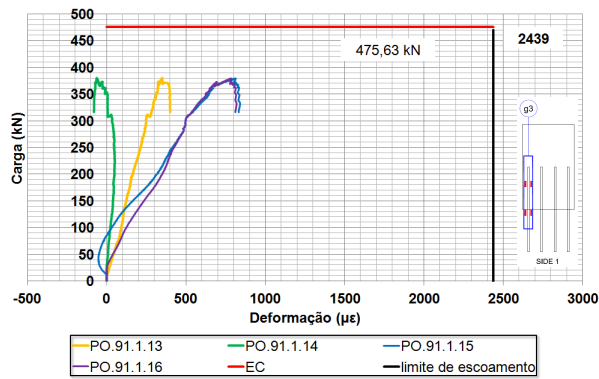
Os ensaios PO91 e PO93 chegaram ao colapso com uma carga de 379,5 kN e 307,5 kN, respectivamente. A Figura 11(b) e a Figura 11(c) mostram a falta de aderência entre o concreto e os elementos de aço para os ensaios PO91 e PO93. Observa-se também que o conector não foi capaz de manter a ligação entre o concreto e os elementos de aço, ocorrendo o rompimento da solda do conector, fato inicialmente não previsto. Observa-se no grupo de extensômetros g3 do PO91 que os valores obtidos para a deformação permaneceram baixo - Figura 13 (c) - mesmo fato observado para o grupo g1 do ensaio PO93 - Figura 13 (d).



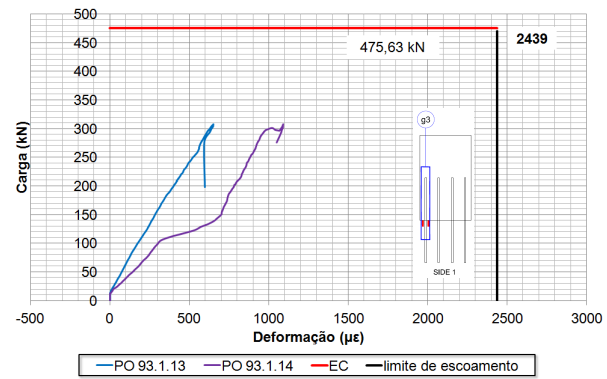
(a) PO73.r - g3



(b) PO81.r - g1, lado 1



(c) PO91 - g3



(d) PO93 - g3

Figura 13. Gráficos carga *versus* deformação - PO73.r, PO81.r, PO91 e PO93.

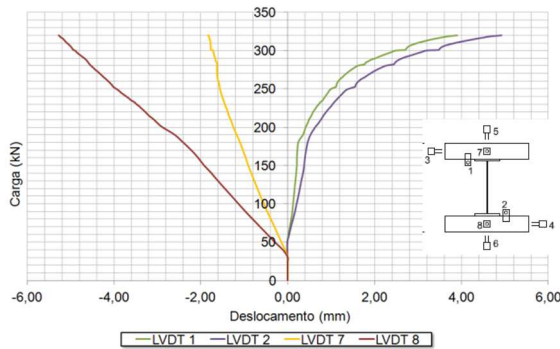
As curvas carga *versus* deslocamento dos ensaios são apresentados na Figura 14. Nos ensaios PO21.r - Figura 17 (b)- e PO11.r - Figura 17 (a) - o desalinhamento da estrutura ocorreu possivelmente devido ao recebimento de maior carga em um lado da laje de concreto, fato confirmado pela diferença de valores obtidos entre os LVDTs 7 e 8. No ensaio PO23.r o comportamento do LVDT2 evidencia a ruptura do conector devido a ruptura da solda através do menor aumento de carga - Figura 17 (c). Para o ensaio PO71.r a diferença de comportamento para os pares de transdutores 3 e 4, 5 e 6, pode ter ocorrido devido a uma carga desbalanceada observada nas lajes de concreto - Figura 17 (d).

Para os ensaios subsequentes pode-se citar como pontos relevantes:

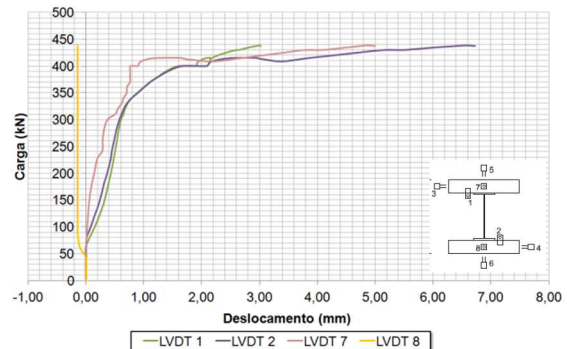
- Comparando a carga última obtida pela célula de carga principal com o valor previsto para cada ensaio observou-se as seguintes diferenças: 79%, 88%, 64%, 61% e 58% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21; PO21.r e PO23.r; 81% e 84% para os ensaios PO71.r e PO73.r, 57%, 80% e 65% para os ensaios PO81.r; PO91 e PO.93.
- Quando uma comparação similar é feita entre a carga última estimada por barra calculado pelas deformações e os valores de projeto de cada teste as seguintes diferenças podem ser observadas: 79%, 87%, 166%, 47% e 151% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21; PO21.r, PO23.r; 100% para PO71.r e PO91; 75%, 65% e 36% para os ensaios PO73.r; PO81.r e PO93.

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

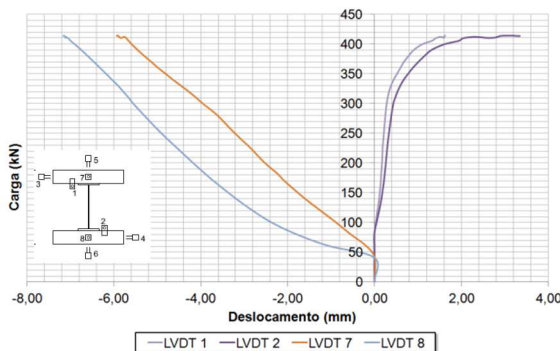
- Comparando os valores de tensão normal prevista e obtidos nas barras em cada teste foram observadas as seguintes diferenças: 79%, 87%, 34%, 47% e 151% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21, PO21.r, PO23.r; 100% para PO71.r e PO91; 75%, 65% e 36% para os ensaios PO73.r, PO81.r e PO93.
- As diferenças na comparação da tensão de arrancamento obtida a prevista foram: 79%, 73%, 60%, 83% e 90% para os ensaios PO11.r, PO12.r, PO21, PO21.r e PO23.r; 123%, 85% e 110% para os ensaios PO71.r, PO73.r e PO81.r; 171% e 60% para PO91 e PO93.
- Analisando as forças aplicadas em cada laje de concreto observa-se que: os ensaios PO12.r e PO21 apresentaram (50% e 17%) maiores deformações no lado 2; os ensaios PO71.r, PO81.r, PO91 e PO93 apresentaram (30%, 10%, 20% e 10%) maiores deformações no lado 1; os ensaios PO23.r e PO81.r apresentaram barras (1, 4 e 6 ; 3 e 6) significativamente mais carregadas que as demais.



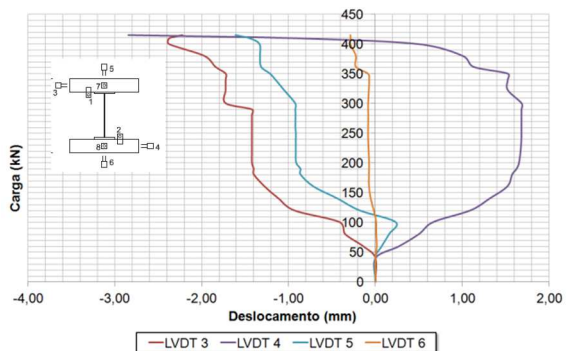
(a) PO11.r - LVDTs 1,2,7e 8



(b) PO21.r - LVDTs 1,2,7e 8



(c) PO23.r - LVDTs 1,2,7e 8



(d) PO71.r - LVDTs 3,4,5 e 6

Figura 14. Gráficos carga *versus* deslocamento - PO11.r, PO21.r, PO23.r e PO71.r.

As forças de cada ensaio foram avaliadas - Tabela 6 – confirmado-se valores inferiores ao esperados para esse conjunto de ensaios. Isto ocorreu porque os elementos não atingiram seus limites de escoamento, já que os ensaios foram interrompidos antes, devido a ruptura da solda dos conectores.



Tabela 6. Cargas últimas para os ensaios que apresentaram falha da solda dos conectores.

Ensaio	Deformação ( $\mu\epsilon$ )		Carga última (kN)		Carga (kN)					
	Int.	Ext.	Prev <sub>(EC)</sub>	Exp	F/ barra			F <sub>barra</sub>		
					Prev <sub>(EC)</sub>	Exp	Exp/prev	Prev <sub>(EC)</sub>	Exp	Exp/prev
PO11.r	764,5	1930,0	402,1	319,0	100,53	79,75	0,79	100,53	79,55	0,79
PO12.r	865,0	2112,0	402,1	352,2	100,53	88,05	0,88	100,53	87,05	0,87
PO21	220,0	833,5	713,4	253,7	89,18	31,71	0,36	157,08	53,68	0,34
PO21.r	471,0	1143,5	713,4	438,6	89,18	54,83	0,61	157,08	73,64	0,47
PO23.r	488,0	1244,5	713,4	414,5	89,18	51,81	0,58	157,08	80,15	0,51
PO71.r	809,0	4284,0	480,9	415,5	128,98	103,88	0,81	157,08	158,00	1,01
PO73.r	758,5	1834,0	480,9	433,8	128,98	108,45	0,84	157,08	118,11	0,75
PO81.r	1133,0	1586,0	475,6	268,8	59,45	33,60	0,57	100,53	65,37	0,65
PO91	328,0	3610,0	475,6	379,5	59,45	47,44	0,80	100,53	101,50	1,01
PO93	369,0	869,5	475,6	307,5	59,45	38,44	0,65	100,53	35,84	0,36

Deformação é o valor obtido pela medida dos extensômetros; int. é a medida do extensômetro envolvido com concreto; ext. é o extensômetro fora do concreto; carga última é a carga prevista pela formulação do Eurocode; F/barra é a carga última dividida por cada barra; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado; F<sub>barra</sub> é a força por barra obtida pela deformação.

Para os ensaios PO71.r e PO91 os valores foram próximos aos previstos, indicando que se não houvesse a ruptura da solda, os resultados finais não seriam tão superiores aos obtidos. Analisando os valores para tensão de arrancamento, observa-se que os valores obtidos encontram-se em um intervalo entre 1,43 e 5,59 MPa. A Tabela 7 apresenta os valores obtidos das tensões nas barras comparada valores de projeto esperados.

Tabela 7. Tensões últimas para os ensaios que apresentaram falha da solda dos conectores.

Ensaio	Tensão normal (MPa)				Tensão de arrancamento (MPa)			
	Célula	Def	Prev	Def / prev	Célula	Def	Prev	Def / prev
PO11.r	396,64	395,65	500,00	0,79	2,44	2,43	3,08	0,79
PO12.r	437,92	432,65	500,00	0,87	2,69	2,24	3,08	0,73
PO21	100,94	170,87	500,00	0,34	1,01	1,71	2,84	0,60
PO21.r	174,51	234,42	500,00	0,47	1,75	2,34	2,84	0,83
PO23.r	164,92	255,12	500,00	0,51	1,65	2,55	2,84	0,90
PO71.r	330,64	502,93	500,00	1,01	3,67	5,59	4,56	1,23
PO73.r	345,21	375,97	500,00	0,75	3,84	3,87	4,56	0,85
PO81.r	167,11	325,13	500,00	0,65	2,23	4,34	3,94	1,10
PO91	235,93	504,82	500,00	1,01	1,89	4,04	2,37	1,71
PO93	191,17	178,25	500,00	0,36	1,53	1,43	2,37	0,60

prev é o valor previsto; tensão normal e de arrancamento são obtidas pela força da célula de carga, no extensômetro e a prevista.

Comparações entre os ensaios apresentados foram feitas para analisar a influência das componentes na resposta global da estrutura do *pull out*. Os gráficos seguintes são apresentados em termos de valores médios de deformação obtidas para cada par de extensômetros, onde a letra r após a numeração do *pull out* representa as séries S2010. Um código foi usado para identificar o número individual dos extensômetros, o grupo do ensaio onde se encontra, associado ao número da barra de armadura e posição do extensômetros (dentro ou fora do concreto).

A comparação entre os grupos PO1X e PO2X, através da curva do grupo g2, Figura 15 (a), foi feita para analisar a influência da componente comprimento de armadura. Pelas curvas é possível notar que o escoamento do aço da armadura principal para o grupo PO1X inicia-se antes que do grupo PO2X, indicando que a transmissão de forças da laje de concreto para as barras é alterada de acordo com o comprimento de ancoragem (650 mm em PO1X e 500 mm em PO2X).

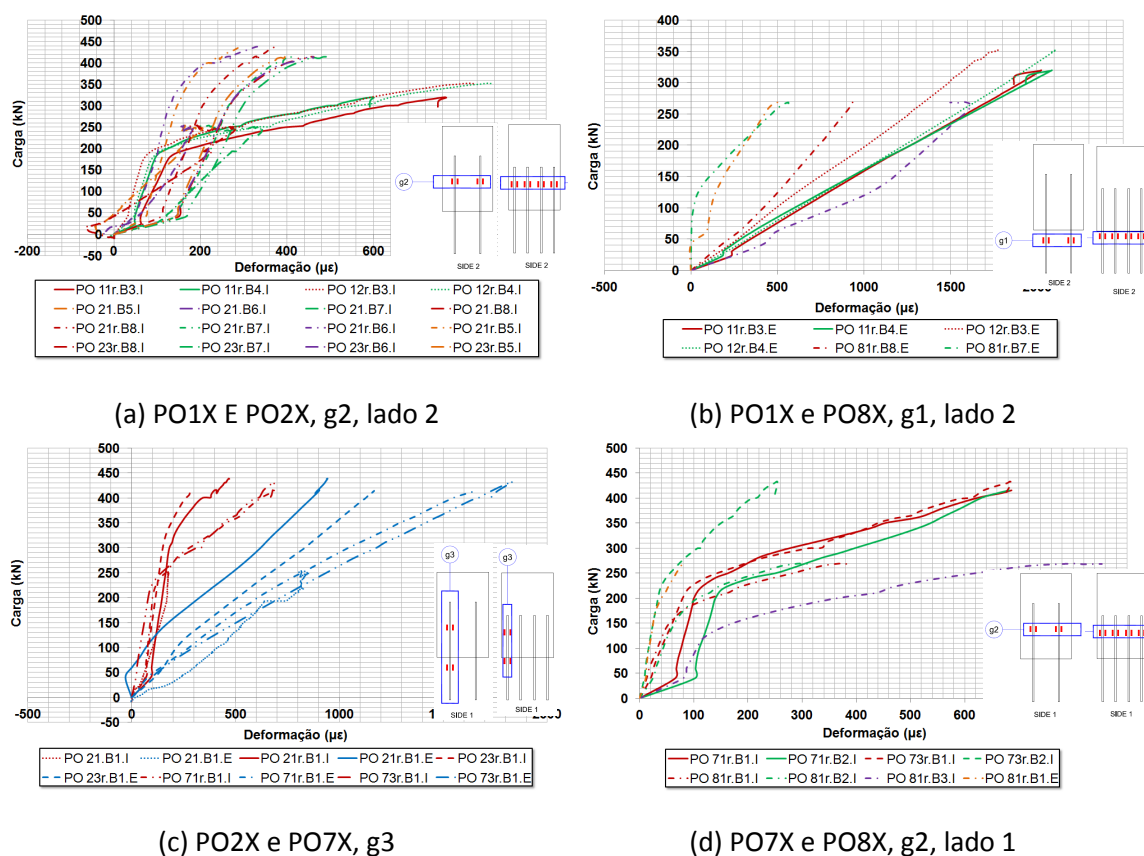


Figura 15. Comparação carga *versus* deformação (PO1X e PO2X, PO1X e PO8X, PO2X e PO7X, PO7X e PO8X).

A comparação entre os ensaios PO1X e PO8X, Figura 15 (b), através do grupo g1, também analisa a componente da barra de armadura. Dessa comparação é observado que os valores do grupo PO8X são superiores ao da PO1X, indicando que o maior número de barras no ensaio aumenta a carga última do *pull out*, fato que também pode ser influenciado pela menor distância entre os conectores de cisalhamento. Uma comparação entre os grupos PO7X e PO8X, pela curva do grupo g2, Figura 15 (d), foi também avaliada para este componente. Os

resultados indicam que a curva PO8X inicia o escoamento com valores inferiores ao do PO7X, indicando que o comprimento de ancoragem do grupo PO8X pode ter influenciado neste valor inferior.

A comparação entre os ensaios dos grupos PO2X e PO7X permite avaliar o diâmetro das barras e a quantidade de conectores. Na Figura 15 (c) verifica-se que devido ao maior diâmetro da barra da armadura principal os valores de deformações foram superiores ao do ensaio PO7X, também podendo ser influenciado pela quantidade de conectores.

### 3.3 Ensaios de cisalhamento direto nos conectores

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para diversas pernas de solda são apresentadas na Tabela 8. Observa-se que para todos os casos os valores obtidos foram superiores aos previstos, exceto para S8.2. Isto ocorreu devido ao escorregamento do sistema e posterior rompimento do conector, que estava apenas apoiado sobre uma das placas fixadas na chapa de aplicação de carga. Para cada série foram observadas cargas obtidas maiores para os ensaios realizados com o fechamento pelas duas placas, exemplificado pela comparação entre S5.1 e S5.2, sem e com confinamento, respectivamente. Na Figura 16 são apresentados exemplos dos modos de ruptura obtidas, sendo S8.1 e S10.4 devido a falha do conector e S5.1, a falha da solda.



Figura 16. Exemplos de resultados dos ensaios de cisalhamento direto para diferentes pernas de solda.

Comparando o valor experimental ao teórico, Tabela 8, observa-se que os valores alcançados para as pernas de solda de 5, 8 e 10 mm foram superiores 73%, 17% e 7%, respectivamente, mesmo considerando os valores distintos nas séries, como o caso do S8.2 e S5.1. Quanto ao tipo de ruptura, as séries S8.X e S10.X tiveram a falha devido ao conector, contrário ao modo de falha esperado, indicando a possibilidade de se considerar valores superiores de resistência. O mesmo modo de falha foi obtido para os ensaios S5.X, o S5.2 e S5.4, também diferente do previsto. Uma inspeção no S5.2 indica que a perna de solda estava levemente superior aos demais, o que pode ter ajudado na mudança do tipo de colapso.

Com os resultados obtidos nestes ensaios foi possível verificar que a execução das soldas com as pernas estudadas, suportariam as cargas máximas dos ensaios de *pull out*. Os resultados obtidos nos ensaios com perna de solda de 8 mm, próximos aos resultados teóricos, reforçam tal afirmação.

Em seguida, foram realizados ensaios dos conectores ao cisalhamento correspondentes aos ensaios das séries S2014. A Figura17 apresenta exemplos das rupturas obtidas para os ensaios. O PO22.P2 e o PO12.P2 foram associados a ruptura devido ao conector, e o ensaio PO11.P3 com rompimento na solda do conector, observada através da falta de aderência ao perfil base.

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Tabela 8. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto da solda dos conectores.

Ensaio	F <sub>exp</sub> (kN)	Falha	Falha Prevista		F <sub>med</sub> (kN)	τ <sub>exp</sub> (MPa)	δ <sub>exp</sub> (mm)	
			NBR	EC4				
S5.1	52,78	Solda	Solda	Conector	79,09	371,95	20,10	
S5.2	99,16	Conector						
S5.3	77,89	Solda						
S5.4	86,54	Conector						
S8.1	91,44	Conector	Solda	Solda	85,70	403,21	21,78	
S8.2	52,20	Conector						
S8.3	117,24	Conector						
S8.4	81,92	Conector						
S10.1	94,18	Conector	Solda	Solda	98,27	462,13	24,98	
S10.2	103,66	Conector						
S10.3	107,85	Conector						
S10.4	87,39	Conector						
Ensaio	F <sub>prev</sub> (kN)		F <sub>med</sub> / F <sub>prev</sub>		τ <sub>exp</sub> / τ <sub>prev</sub>		δ <sub>exp</sub> / δ <sub>prev</sub>	
	NBR	EC4	NBR	EC4	NBR	EC4	NBR	EC4
S5X	45,76	62,09	1,73	1,27	1,73	1,27	1,73	1,27
S8X	73,22	75,31	1,17	1,14	1,17	1,14	1,17	1,14
S10X	91,53	75,31	1,07	1,30	1,07	1,30	1,07	1,30

F<sub>exp</sub> é o valor de ruptura obtido no teste; NBR são os valores obtidos pela NBR 8800 e EC pelo Eurocode; F<sub>med</sub> é o valor médio para o grupo de testes com perna de solda similares; τ<sub>exp</sub> e δ<sub>exp</sub> é a tensão de cisalhamento e deslocamento obtidos para a força média; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental encontrado.



Ensaio PO22.P2



Ensaio PO11.P3



Ensaio PO12.P2

Figura 17. Falhas típicas dos ensaios, séries S2014.

Na Tabela 9 são apresentados os resultados obtidos e a comparação com perna de solda de 10 mm (solda com dois passes). A partir dos resultados obtidos em cada conector e a média por ensaio com a comparação entre os valores observe-se que a falha prevista foi alcançada bem como as tensões de cisalhante última e deslocamentos. Nos ensaios PO11, os valores

foram superiores em 9% aos previstos. Somente o ensaio PO11.P1 apresentou valor inferior de carga que o previsto para a solda de 10 mm. Nos ensaios PO.12, os valores obtidos foram 66% do valor esperado, não tendo atingido a carga mínima prevista para a resistência do conjunto solda / conector. Já nos ensaios PO22, os valores obtidos foram 43% superiores aos valores previstos.

Tabela 9. Resultados para os ensaios de cisalhamento direto nas soldas dos conectores - séries S2014.

Ensaio	$F_{exp}$ (kN)	Falha	Falha prevista (NBR8800)	$F_{med}$ (kN)	$F_{prev(NBR)}$ (kN)	$\frac{F_{med}}{F_{prev}}$	$\tau_{exp}$ (MPa)	$\delta_{exp}$ (mm)
PO11.P1	99,20	Conector	Solda	80,02	73,22	1,09	376,29	20,34
PO11.P2	62,66	Conector						
PO11.P3	80,70	Solda						
PO11.P4	77,51	Solda						
PO12.P1	40,15	Solda	Solda	48,40	73,22	0,66	277,61	12,30
PO12.P2	68,32	Conector						
PO12.P3	48,16	Solda						
PO12.P4	36,96	Solda						
PO22.P1	98,29	Solda	Solda	104,92	73,22	1,43	493,40	26,67
PO22.P2	111,68	Conector						
PO22.P3	116,64	Conector						
PO22.P4	93,07	Solda						

$F_{exp}$  é o valor de ruptura obtido no teste; NBR é o valor obtido pela NBR 8800;  $F_{med}$  é o valor médio para o grupo de testes com perna de solda similares;  $\tau_{exp}$  e  $\delta_{exp}$  é a tensão de cisalhamento e deslocamentos obtidos por meio da força média;  $F_{pred}$  é o valor previsto.

Através da comparação com os resultados obtidos com as pernas de solda pré-determinadas, foi realizada a previsão das pernas das soldas efetivas nestes ensaios, considerando a força máxima média, Tabela 10. Pode-se observar que as médias das soldas por perfil atingiram valores inferiores, em sua maioria, a perna de solda de 8 mm e 10 mm.

Observa-se também que os valores obtidos pela curva experimental são superiores ao obtido pela equação de projeto, exceto para o ensaio PO12. O ensaio PO11 não atingiu a perna de 8 mm em nenhuma das duas comparações e para PO12, quando comparado as pernas de solda conhecidas também não alcançou o valor previsto.

A Tabela 11 apresenta a comparação entre os valores previstos para os ensaios e os que seriam alcançados caso considerasse a parcela do conector. Pode-se confirmar que, se esses ensaios fossem realizados considerando a parcela do conector, ou seja, em sua forma de execução total, não seria possível alcançar os valores previstos de carga para cada um dos modelos estudados.

Tabela 10. Comparação dos resultados das previsões das pernas da solda.

Ensaio	Ensaio Conectores (ec)			Ensaio <i>pull out</i> (ep)			$e_p$ $e_c$
	$t_{eq}$ (mm)	$t_{curva}$ (mm)	$\frac{t_{curva}}{t_{eq}}$	$t_{eq}$ (mm)	$t_{curva}$ (mm)	$\frac{t_{curva}}{t_{eq}}$	
PO11 <sup>(1)</sup>	5,46	7,17	1,31	5,6	7,6	1,36	1,06
PO12	3,08	2,60	0,84	6,8	12,0	1,76	4,61
PO22	6,68	10,85	1,62	9,0	13,0	1,44	1,20

(1) Excluído o valor de PO11.P2, por ter sido muito diferente dos demais valores encontrados.

$t_{eq}$  é o valor da perna de solda experimental através da equação;  $t_{curva}$  é o valor da perna da solda através da comparação com os ensaios de pernas pré-determinadas pelos ensaios de cisalhamento direto dos conectores;  $e_c$  é o valor obtido para os testes dos conectores e  $e_p$  é o valor obtido nos testes dos conectores aproveitados dos *pull out*.

Tabela 11. Comparação aos valores previstos para os ensaios nas soldas.

Ensaio	$F_{prev(EC)}$ (kN)	$F_{med}$ (kN)	n° conectores	$F_{total}$ (kN)	$\frac{F_{total}}{F_{prev}}$
PO11	402,1	80,02	4	320,08	79,6%
PO12	402,1	48,40	4	193,60	48,1%
PO22	713,4	104,92	6	629,52	88,2%

$F_{total}$  é o valor médio multiplicado pelo número de conectores; EC são os valores relacionados ao Eurocode;  $F_{med}$  é o valor médio dos grupos de ensaios com pernas de solda similares;  $F_{prev}$  é o valor previsto.

A Tabela 12 apresenta a previsão da perna de solda para os ensaios com ruptura devido a falha dos conectores, avaliando as equações de projeto ou as pernas de solda pré-determinadas, indica-se que as pernas da solda foram inferiores, o que confirma a ruptura ocorrida no conector de cisalhamento.

Tabela 12. Estudo da perna da solda dos conectores de cisalhamento (mm).

Ensaio	$t_{the(EC)}^{(2)}$		$t_{exp}^{(2)}$		$t_{exp}^{(3)}$		
	prev	exp	prev	exp	prev	exp	exp / prev
PO11.r	8,1	6,4	6,4	5,0	11,0	5,6	0,51
PO12.r	8,1	7,1	6,4	6,1	11,0	9,9	0,90
PO21	9,6	3,4	7,3	2,7	12,0	- <sup>(1)</sup>	- <sup>(1)</sup>
PO21.r	9,6	5,9	7,3	4,6	12,0	3,8	0,32
PO23.r	9,6	5,6	7,3	4,4	12,0	2,6	0,22
PO71.r	6,9	5,6	5,4	4,4	7,2	2,8	0,39
PO73.r	6,9	5,8	5,4	4,6	7,2	3,8	0,53
PO81.r	9,6	5,4	7,3	4,4	12,0	2,4	0,20
PO91	9,6	7,6	7,3	6,0	12,0	9,6	0,80
PO93	9,6	6,2	7,3	5,0	12,0	5,0	0,42

EC são os valores relacionados ao Eurocode; prev é o valor previsto e exp é o valor experimental obtido; (1)  $t_{the}$  é o valor teórico da perna de solda, obtido muito inferior aos previstos nos ensaios com perna de solda conhecido, levando a valor negativo e, por isto, descartado; (2) calculado pela perna teórica através da norma; (3) calculado através da comparação com os ensaios de perna de solda pré-determinadas.

#### 4 CONCLUSÕES

A realização de testes preliminares por Ramires [11] auxiliou a melhor avaliação, calibração e entendimento dos mecanismos de transmissão associados aos testes de *pull out*, permitindo ajustes antes dos ensaios subsequentes. Uma destas melhorias foi feita nas séries S2014 com a incorporação de medidores adicionais de carga permitindo verificar possíveis desequilíbrios com a criação de medidas redundantes.

As comparações entre os ensaios permitiram analisar as cinco variáveis estudadas: quantidade e diâmetro das barras, quantidade e espaçamentos dos conectores, e comprimento de ancoragem das barras.

Observou-se que as cargas últimas experimentais foram abaixo dos valores previstos, fato que pode ser atribuído à transmissão desigual das forças sobre as lajes e a falha da solda dos conectores. Se uma das lajes é sobrecarregada pode levar ao colapso prematuro de algum elemento. Foi desenvolvido um modelo de ensaio para a análise da solda que serviu de base para verificação das pernas das soldas dos conectores presentes nos ensaios subsequentes. Percebeu-se que para alguns casos, as pernas de solda encontradas não seriam suficientes para resistir a carga prevista. Outra análise realizada considerou a tensão de arrancamento nas barras de armadura no concreto onde foram verificados valores próximos para o conjunto estudado.

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

Uma análise adicional foi feita nos ensaios subsequentes para comparação dos valores do ensaios de cisalhamento direto com perna de solda pré-determinadas, avaliando os valores esperados e os resultados obtidos nos conectores dos ensaios subsequentes. Essa comparação confirmou que a resistência da perna da solda dos conectores não seria capaz de resistir as magnitudes de força última previstas nos ensaios de *pull out* e certamente terminariam prematuramente, antes de alcançar os valores esperados de carga última.

Fazendo uma comparação entre os resultados obtidos para cada modo de ruptura e sua área de arrancamento, pode-se observar que com o aumento da área, os valores de carga também aumentam.

No teste preliminar PO0.1, obteve-se sucesso na determinação do modo de colapso da barra de armadura, e o valor de ruptura foi maior que o previsto. O teste preliminar PO0.2 não obteve o mesmo sucesso na determinação do modo de colapso, porém, tal fato já havia sido analisado no PO0.1, que já apresentava esta tendência, devido à maior resistência nas barras de armadura. Dessa observação, pode-se considerar que a resistência do conector de cisalhamento não foi alterada pela região de momentos negativos, onde laje de concreto foi substancialmente fissurada.

Para o PO.12.r, a carga última sobre cada conector foi na ordem de 96 kN, tendo sido previsto 128 kN. Já para o teste preliminar PO0.1 observa-se a carga última sobre a barra da armadura principal em torno de 132 kN, sendo esperado 100,5 kN. Pode-se concluir então que a barra do teste preliminar PO0.1 resistiu acima do esperado, diferente do conector do ensaio PO12.r, o que reforça a indicação da falha da solda do conector.

Percebe-se, pelo conjunto de ensaios desenvolvidos, a necessidade de evolução dos testes propostos, aumentando o número de ensaios a serem estudadas, uma vez que os resultados teóricos apresentaram valores diferentes do experimental. O estudo do confinamento do concreto também se faz necessário. A análise de ensaios em escala real para analisar um maior número de componentes da ligação poderá ser uma consequência desses ensaios, o que permitiria analisar a ligação completa e suas variáveis. O desenvolvimento de modelos menores, que estudem as componentes individualizadas, como realizado para os conectores, permitirá uma melhor análise do conjunto, uma vez que são conhecidos os parâmetros individuais.

Por fim, sugere-se desenvolver um modelo de elementos finitos a ser refinado pelos ensaios, de forma a permitir um maior número de variáveis a serem consideradas na análise.

### Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem a CAPES, ao CNPq e a FAPERJ pelo apoio financeiro ao programa de pesquisa. Agradecimentos também ao Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, pelo suporte aos ensaios experimentais.

### REFERÊNCIAS

- 1 European Standard (EN 1993-1-8). Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.8: Design of Joints. Brussels: European Committee for Standardization, 2000.
- 2 European Standard (EN 1994-1-1). Eurocode 4: Design composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

---

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.



- 3 Piluso, V., Rizzano, G., Tolone, I. An advanced mechanical model for composite connections under hogging/ sagging moments. *J Constr Steel Res* 2012; 72: 35-50.
- 4 Liew, J.Y.R., Teo, T.H., Shanmugam, N.E. Testing of steel–concrete composite connections and appraisal of results. *J Constr Steel Res* 2000; 56:117–50.
- 5 Liew, J.Y.R., Teo, T.H., Shanmugam, N.E. Composite joints subject to reversal of loading—Part 1: experimental study. *J. Construct. Steel Res.* 2003; 60; 221-246.
- 6 Liew, J.Y.R., Teo, T.H., Shanmugam, N.E. Composite joints subject to reversal of loading—Part 2: analytical assessment. *J Constr Steel Res* 2003; 60; 247-268.
- 7 Kattner, M., Crisinel, M. Finite element modelling of semi-rigid composite joints. *Comput Struct* 2000;78:341–53.
- 8 Braconi, A., Salvatore, W., Tremblay, R., Bursi, O.S. Behaviour and modelling of partial strength beam-to-column composite joints for seismic applications. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2007;36(1):142–61.
- 9 da Silva, L.S., Simões, R.D., Cruz, P.J.S. Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading. *Engineering structures Elsevier Science*; 2001; 23; 1383-1409.
- 10 Pisarek, Z. Mechanical Model of Steel-concrete Composite Joint under Sagging Bending Moment. *SSP - Journal of Civil Engineering Vol. 7 – 33-42, Issue 1, 2012.*
- 11 Ramires, F. B., *Contribuição das Componentes Mistas em Ligações Semi-rígidas. Tese (Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2010.*
- 12 Ramires, F. B., Andrade, S. A. L. de, Vellasco, P. C. G. da S. Avaliação da Contribuição da Armadura em Ligações Semi-rígidas Mistas In: *Cilamce 2005 Iberian Latin American Congresson Computation Methods in Engineering, 2005, Guarapari. p.1 - 8.*
- 13 Ramires, F. B., Andrade, S. A. L. de, Vellasco, P. C. G. da S. Experimental Analysis of Composite Semi-Rigid Beam to Colum Joints In: *Eurosteel 2008 - Fifth European Conference on Steel and Composite Structures, 2008, Graz. v.A. p.471 - 476*
- 14 Ramires, F. B., 2004. Avaliação Estrutural de Ligações Semirrígidas em Aço com Placa de Extremidade. *Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.*
- 15 Taguchi, G., *Introduction to quality engineering, 1986.*
- 16 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008, 237p.
- 17 Rodrigues, M. C., *Estudo Teórico-Experimental das Componentes Mistas em Ligações Semirrígidas. Tese (Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2015.*

---

\* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2016** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.