

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

**ESTUDO PARAMÉTRICO DO CONECTOR PERFOBOND E  
INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO DO CONCRETO**

**Paulo Estevão Carvalho Silvério**

Belo Horizonte  
2020



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

" ESTUDO PARAMÉTRICO DO CONECTOR PERFOBOND E  
INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO DO CONCRETO "

Paulo Estevão Carvalho Silvério

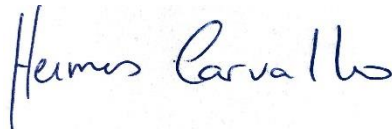
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:



---

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
DEES - UFMG (Orientador)



---

Prof. Dr. Hermes Carvalho  
DEES - UFMG



---

Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva  
CEFETMG

Belo Horizonte, 05 de maio de 2020

S587e

Silvério, Paulo Estevão Carvalho.

Estudo paramétrico do conector Perfobond e influência do confinamento do concreto [recurso eletrônico] / Paulo Estevão Carvalho Silvério. - 2020.

1 recurso online (86 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 84-86.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Conectores de cisalhamento - Teses. 3. Ensaios - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624(043)

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela saúde, força e determinação que me permitiram chegar ao fim de mais essa importante etapa.

À minha querida esposa Thaís, pelo amor, carinho e suporte durante todo este período, principalmente nessa etapa final, com a chegada de nossa querida filha Isabela. Sua dedicação e compreensão, assim como ajuda na organização das minhas tarefas, foram fundamentais para que eu conseguisse finalizar este trabalho. Obrigado também à minha pequena Isabela, que enche nossas vidas de alegria todos os dias!

À toda minha família, meus pais Carlos e Izabel que sempre me apoiaram e incentivaram. Ao meu irmão Marcos e toda família, meus sogros Lourdinha e Sálvio, e minhas cunhadas Bruna e Sílvia Natália. A todos agradeço pela companhia, amizade e suporte tão importantes para que tudo ficasse bem a cada dia, também pelos momentos de descontração, tranquilidade e descanso.

À todos da família E. Bicalho, pela amizade e apoio durante esse percurso. Aos engenheiros (as) Fabiano, Tânia, Thaís, Matheus, Lucas e Renata pelo companheirismo diário e amizade.

Ao Professor Estêvão, chefe, amigo e padrinho, agradeço imensamente por tornar tudo isso possível. Agradeço pela paciência e apoio, não somente a mim, mas à minha família. Pela compreensão durante toda essa jornada com horários flexíveis para fazer as disciplinas, para realizar os ensaios e para reunir com a equipe do mestrado. Agradeço por todas as dicas, experiências e recomendações na realização deste trabalho.

Ao Professor, orientador e amigo, Rodrigo Caldas, agradeço por acreditar que seria possível desenvolver este trabalho mesmo sem que eu pudesse ter dedicação exclusiva. Agradeço pela dedicação e todo o suporte no decorrer deste trabalho.

Ao meu colega de projeto, e amigo, Otávio que ajudou imensamente no desenvolvimento deste trabalho. Foi um prazer trabalhar durante todo o projeto, desenvolvimento dos ensaios, das modelagens, e também os momentos de descontração.

À todos os colegas do mestrado pela parceria e troca de experiências.

À todos os professor do DEES por contribuírem na minha formação, principalmente à toda a equipe do Grupo de Pesquisa em Estruturas de Aço e Misturas de Aço e Concreto (*Steel Group*).

À toda equipe do LAEES que contribuíram imensamente no desenvolvimento dos ensaios experimentais.

E por fim, à todos os amigos que sempre estão presentes alegrando o nosso dia a dia, mesmo que distantes.

Muito Obrigado!

## RESUMO

O presente trabalho refere-se a um estudo numérico experimental do conector *Perfobond*. Este trabalho está sendo empreendido, pois observou-se na literatura que as diferentes disposições geométricas em que se insere o conector do tipo Perfobond têm grande influência sobre seu comportamento mecânico, podendo-se observar variações significativas na ductilidade, capacidade resistente e modo de falha do conector em função da profundidade e nível de confinamento do concreto na região da conexão. Portanto, nesse trabalho optou-se por adotar uma nova geometria de ensaio de cisalhamento, similar a um ensaio de arrancamento, que permite simular o conector tanto em situação superficial quanto profunda. Observou-se que o furo com barra passante e confinado apresenta um estágio de resistência secundário onde, após a ruptura localizada do concreto, a barra passante é mobilizada até sua ruptura, o que dá um acréscimo de capacidade resistente e ductilidade a conexão. Esse acréscimo não é observado no conector superficial, cuja capacidade resistente é definida pela falha localizada do concreto, que, devido à ausência de confinamento, imediatamente danifica a superfície, causando fissuração e destacamento do concreto. Visando gerar mais dados para a formulação de um novo modelo de cálculo, construiu-se um modelo numérico no software ABAQUS que reproduz a configuração dos ensaios realizados. O modelo foi capaz de simular com boa precisão os ensaios experimentais realizados e, em seguida, é utilizado para extrapolar as configurações físicas e geométricas dos protótipos experimentais em um estudo paramétrico para verificar a influência dos parâmetros diâmetro do furo ( $D$ ), espessura da chapa ( $t$ ), diâmetro da barra de reforço ( $d$ ), e o confinamento dado pela profundidade do conector no interior do concreto ( $P$ ), e taxa de armadura confinante ( $A_c$ ).

**Palavras chaves:** Perfobond, Conector, Confinamento, Ensaios, Numérico.

## ***ABSTRACT***

The present work refers to an experimental and numerical study for the Perfobond connector. This work is being undertaken as it has been observed that the different geometric arrangements in which the Perfobond connector is inserted have great influence on its mechanical behavior. Significant variations in ductility, strength and failure mode of the connector observed in the literature can be attributed to the depth and level of concrete confinement in the region of the connection. Therefore, in this work it was adopted a new push test geometry, similar to a pullout test, which allows simulating the connector in both superficial and confined situations. It was observed that confined Perfobond holes with perforating rebar show a secondary resistance stage, which occurs after local failure of the concrete dowel, where the perforating rebar resists nearly the totality of the shear force until it fails. This behavior provides a strength and ductility increase to the connection and is not observed in superficial connections, whose resistant capacity is defined by the local failure of the concrete, which, due to the absence of confinement, immediately damage the surface, causing cracking and spalling of the concrete. In order to generate more data for the formulation of a new design model, a numerical model that reproduces the configuration of the performed tests was built in ABAQUS software. The model was able to accurately simulate performed push tests and then was used to extrapolate the physical and geometric configurations of the experimental prototypes in a parametric study to validate the influence of some properties such as the hole diameter ( $D$ ), plate thickness ( $t$ ), rebar diameter ( $d$ ), and the confinement given by the connector depth inside the concrete ( $P$ ), and the confinement steel reinforcement rate ( $A_c$ ).

**Keywords:** Perfobond, Connector, Confinement, Tests, Numerical.



# SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	5
RESUMO .....	7
ABSTRACT.....	8
LISTA DE ABREVIATURAS .....	11
LISTA DE SÍMBOLOS .....	11
1. Introdução .....	13
1.1 Considerações Iniciais .....	13
1.2 Pesquisa e Justificativa .....	14
1.3 Objetivo Geral .....	15
1.4 Metodologia .....	15
1.5 Estrutura do Documento.....	16
2. Revisão Bibliográfica.....	17
2.1 Comportamento do Perfobond.....	17
2.1.1 Influência da Barra Transversal.....	17
2.1.2 Influência da Espessura da Chapa .....	21
2.1.3 Influência do Diâmetro do Furo .....	22
2.1.4 Influência da Profundidade da Conexão .....	23
2.1.5 Influência da Resistência do Concreto .....	26
2.2 Ensaio de Cisalhamento em Conectores do tipo <i>Perfobond</i> .....	27
2.2.1 Ensaio de Cisalhamento Padrão ( <i>Standard Push-out Test</i> ).....	28
2.2.2 Ensaio de Cisalhamento tipo Plug-in.....	29
2.3 Propriedades do Concreto para Simulação Numérica .....	31
2.3.1 Compressão.....	31
2.3.2 Tração.....	34
2.3.3 Parâmetros no Modelo Numérico.....	35
3. Ensaio Experimentais .....	37
3.1 Considerações Iniciais .....	37
3.2 Configuração do Ensaio.....	38
3.3 Protótipos Experimentais.....	40
3.4 Caracterização dos Materiais .....	43
3.5 Resultados dos Ensaio .....	45

3.6	Análise dos Resultados dos Ensaios .....	49
4.	Modelagem Numérica .....	56
4.1	Considerações Iniciais .....	56
4.2	Modelos Numéricos .....	56
4.2.1	Configuração geral dos modelos.....	56
4.2.2	Malha de Elementos Finitos .....	57
4.2.3	Condições de Contorno, Restrições, Contatos e Carregamento .....	59
4.2.4	Método de Análise .....	63
4.2.5	Materiais .....	64
4.2.6	Aquisição dos Resultados.....	70
4.3	Resultados Numéricos.....	71
4.3.1	Variações Geométricas do Modelo .....	71
4.3.2	Curvas Força <i>versus</i> Deslizamento .....	71
4.3.3	Análise dos Resultados Numéricos .....	74
4.3.4	Comparação com Observações Experimentais .....	75
5.	Análise Paramétrica.....	77
5.1	Parâmetros Geométricos do Furo ( $D$ , $t$ e $d$ ) .....	77
5.2	Parâmetros Geométricos do Entorno ( $P$ e $A_c$ ).....	80
6.	Conclusões .....	82
7.	Referências Bibliográficas .....	84

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DEES	Departamento de Engenharia de Estruturas
DT	Transdutores de Deslocamento
EN	Norma Europeia
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
NBR	Norma Brasileira
PT	Conectores Profundos
ST	Conectores Superficiais
T1, T2	Tipologias de protótipos dos ensaios experimentais
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_C$	Taxa de Aço confinante
$A_{dr}$	Protótipo experimental com aderência entre chapa e concreto
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
C1, C2	Constantes
D	Diâmetro do furo
d	Diâmetro da barra de reforço
$d_c$	Dano à compressão
$d_t$	Dano à tração
$d_n$	Diâmetro da barra não deformada
$d_f$	Diâmetro da barra na região de estrição do ensaio de tração
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
Esp	Espessura de concreto do conector entre a chapa e a barra de reforço

$f_c$	Resistência à compressão
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ctm}$	Resistência média à tração do concreto
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_u$	Resistência à ruptura do aço
$f_{b0}$	Resistência à compressão no estado biaxial
$f_{c0}$	Resistência à compressão no estado uniaxial
$K$	Parâmetro para definição da superfície de escoamento (CDP – ABAQUS)
$L_{loc}$	Comprimento do trecho deformado da barra no ensaio de tração
$P$	Profundidade do conector
$P_E$	Resistência do conector no ponto I
$P_Y$	Resistência do conector no ponto II
$P_R$	Resistência máxima do conector (ponto III)
$P_U$	Resistência do conector no deslizamento máximo (ponto IV)
$t$	Espessura da chapa
$w$	Abertura de fissuras
$w_c$	Abertura de fissuras crítica
$\varepsilon_c$	Deformação do concreto
$\varepsilon_y$	Deformação do aço
$\alpha, \alpha_{tD}, \alpha_{tE}$	Constantes
$\beta$	Constante
$\gamma_c$	Massa específica do concreto
$\mu$	Parâmetro de viscosidade (CDP – ABAQUS)
	Coefficiente de atrito
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\psi$	Ângulo de dilatância (CDP – ABAQUS)
$\sigma_c$	Tensão de compressão
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\eta$	Constante
$\delta_E$	Deslizamento do conector no ponto I
$\delta_Y$	Deslizamento do conector no ponto II
$\delta_R$	Deslizamento do conector no ponto III
$\delta_U$	Deslizamento máximo do conector (ponto IV)

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

Em estruturas mistas de aço e concreto a conexão entre as partes é de fundamental importância para o correto funcionamento do sistema estrutural. Para tal são necessários elementos estruturais denominados de conectores de cisalhamento que transmitem os esforços entre as partes, garantindo o comportamento misto do sistema estrutural.

As conexões utilizando o sistema *Perfobond* estão cada vez mais presentes nas estruturas mistas, diversas configurações para esse tipo de conexão já foram propostas e novas configurações seguem surgindo com frequência.

Essas conexões são caracterizadas por chapas de aço com furos, imersas em um elemento de concreto. No momento da concretagem do elemento estrutural, estes furos são preenchidos pelo concreto que, após adquirir resistência, passa a estar rigidamente conectado ao componente de aço. Pode-se ainda passar barras de armadura através dos furos para reforçar a conexão.

Na Figura 1.1 são apresentados alguns exemplos de aplicações do *Perfobond*. Observe que, para vigas mistas comuns (Figura 1.1-c) o *Perfobond* foi utilizado como um elemento adicional, soldado ao perfil I, assim como é feito com outros tipos de conectores de cisalhamento, como, por exemplo, os *Studs* (pinos com cabeça) e perfis U soldados. Porém, o *Perfobond* apresenta em uma de suas vantagens a possibilidade de utilizar o próprio perfil como elemento de conexão, conforme se pode observar nas vigas CoSFB (Figura 1.1-a). Dessa forma, além de possibilitar um ganho de material, também pode apresentar uma vantagem econômica com relação à execução.

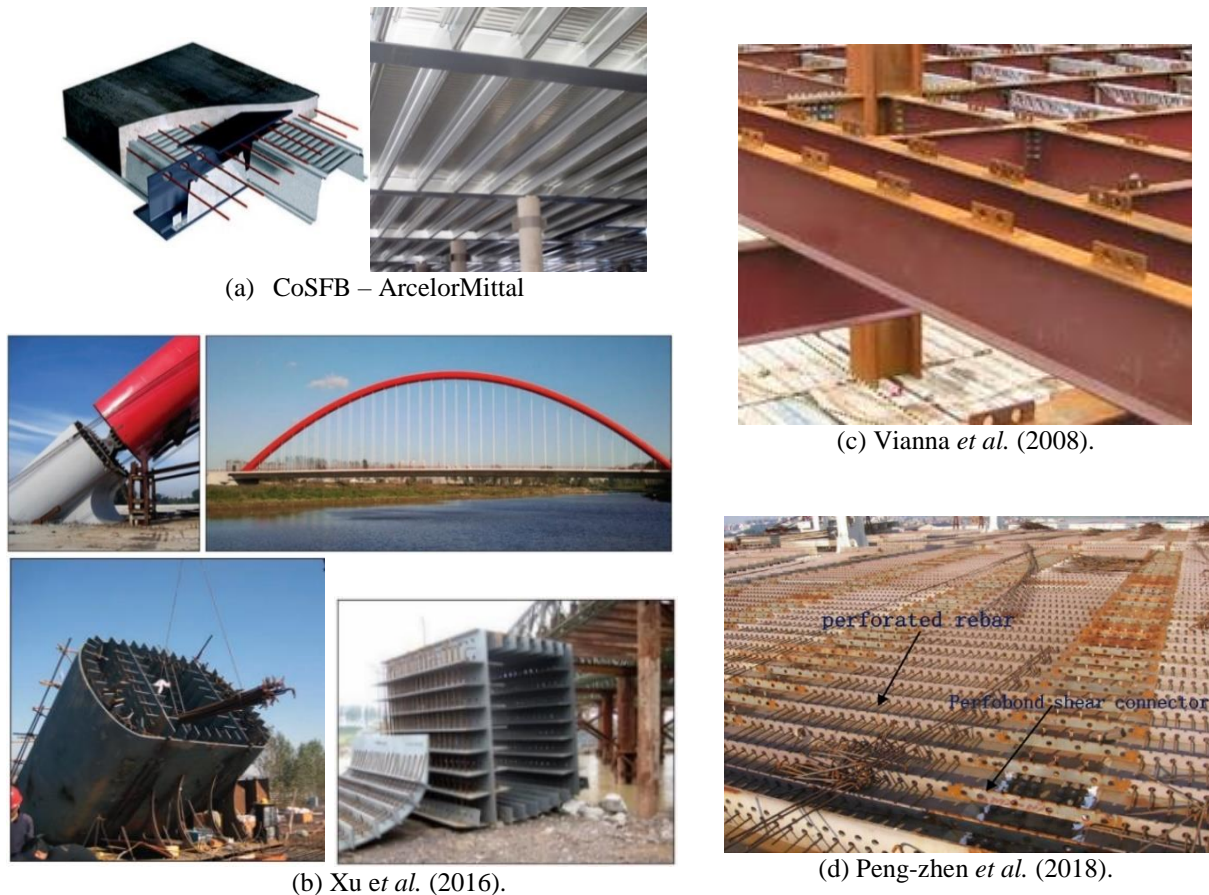


Figura 1.1: Aplicações do Perfobond em diferentes disposições geométricas: (a) vigas tipo slim-floor; (b) transições mistas de pontes; (c) viga mista convencional; (d) deck misto enrijecido de ponte.

Os conectores do tipo *Perfobond* apresentam grande potencial inovador para as estruturas mistas, podendo proporcionar estruturas com grande capacidade resistente e ductilidade, além de vantagens econômicas de fabricação.

## 1.2 Pesquisa e Justificativa

Está em andamento na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), uma pesquisa que visa desenvolver um novo modelo de cálculo para conectores tipo *Perfobond*, que consiga prever a carga máxima e ductilidade do conector para diversas aplicações de projeto, como os exemplos demonstrados na Figura 1.1, e demais aplicações feitas desde sua criação em 1985.

Esta pesquisa está sendo conduzida, pois se observou na literatura que as diferentes disposições geométricas em que se insere o conector do tipo *Perfobond* têm grande influência sobre seu comportamento mecânico, podendo observar variações significativas na ductilidade, carga máxima e modo de falha do conector em função das mesmas.

Além de variar as disposições geométricas do conector, como diâmetro do furo, espessura da chapa e diâmetro da barra passante de reforço (já estudadas por outros autores), também se busca analisar os diferentes modos de falha de forma sistemática, correlacionando o nível de confinamento do concreto com a carga máxima e ductilidade do conector.

De forma a viabilizar essa análise de maior abrangência, os ensaios experimentais desenvolvidos nesta pesquisa, se basearam nos ensaios de cisalhamento conforme propostos por Su *et al.* (2014), adotando configuração similar a um ensaio de arrancamento, denominado como *plug-in*, com apenas 1 (um) furo como conector.

### **1.3 Objetivo Geral**

O objetivo geral do trabalho é realizar um estudo do comportamento do conector *Perfobond* com relação à resistência, à ductilidade e ao modo de falha do conector, a partir de parâmetros físicos e geométricos da ligação.

### **1.4 Metodologia**

Visando o objetivo geral descrito foram realizados ensaios experimentais do tipo *Plug-in* para uma gama de valores físicos e geométricos do conector, além de diferentes configurações do entrono, como profundidade e taxa de aço confinante a fim de identificar as influências das variáveis no seu comportamento.

Foram desenvolvidos também modelos numéricos calibrados com os diversos modelos experimentais realizados. Tais modelos foram desenvolvidos em elementos finitos através do software ABAQUS® (Simulia Corp., 2013), e, a partir desses modelos calibrados e parametrizados em linguagem de programação *Python*, foram desenvolvidos diversos modelos extrapolando as configurações geométricas dos protótipos experimentais para fornecer uma base de dados numéricos os quais serão utilizados na pesquisa principal no desenvolvimento de um novo modelo de cálculo.

## 1.5 Estrutura do Documento

No capítulo 2 são apresentadas as referências bibliográficas para o desenvolvimento deste trabalho, discutindo os principais pontos relevantes para a compreensão do comportamento do conector.

No capítulo 3 são apresentados os ensaios experimentais realizados na pesquisa em desenvolvimento, e são descritos os diversos tipos de protótipos analisados durante o estudo, os materiais adotados, e são apresentados os principais resultados experimentais obtidos (curvas Força *versus* Deslizamento).

No capítulo 4 são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos no software ABAQUS® (Simulia Corp., 2013). São apresentadas as principais características do modelo numérico, como as propriedades geométricas utilizadas, contatos, restrições, assim como as propriedades dos materiais e outras particularidades dos modelos. São apresentados também os resultados numéricos obtidos em comparação aos resultados experimentais.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos para as análises paramétricas desenvolvidas, ressaltando as influências dos parâmetros avaliados.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões do trabalho, e, no capítulo 7 são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas.



# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Comportamento do Perfobond

A resistência do conector, sua ductilidade e o modo de falha estão relacionadas a diversas variáveis. Alguns pontos principais analisados por diversos autores para o entendimento do comportamento do conector, assim como as variáveis que influenciam seu comportamento, estão apresentados resumidamente neste capítulo.

#### 2.1.1 Influência da Barra Transversal

Conforme observado por Xiao *et al.* (2016), a barra transversal só é efetivamente acionada após a falha do concreto na região do furo. Antes da falha do concreto a barra sofre pouca deformação, e, após a falha do concreto, a barra sofre um aumento abrupto de deformação, passando a resistir a quase toda a carga aplicada.

A barra transversal dá ductilidade à conexão e eleva sua resistência, atuando tanto como um pino solicitado por carregamento transversal (Figura 2.1-a), quanto como armadura de costura solicitada à tração longitudinal (Figura 2.1-b).

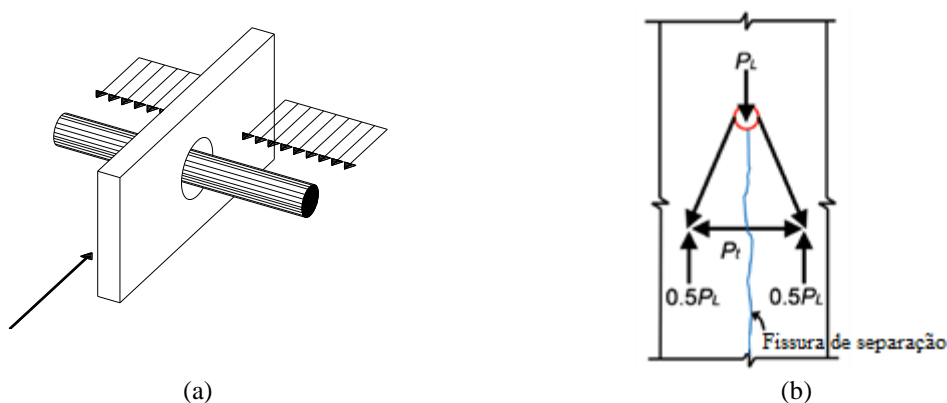


Figura 2.1: Representações esquemáticas do comportamento da barra transversal: (a) Atuação como pino; (b) Atuação com pino de costura.

Assim, a barra transversal é solicitada por uma combinação de cisalhamento, flexão e tração. A seguir são relacionadas essas solicitações e os mecanismos que as causam:

### I. Cortante e Momento na região do furo

A barra na região dos furos tem comportamento similar ao de um pino solicitado por uma força de cisalhamento em dois planos. Contudo, o concreto existente entre a barra e a borda do furo permite que a barra se deforme por flexão, conforme se observa na Figura 2.2. Assim, o que se observa é uma combinação de força cortante e momento.

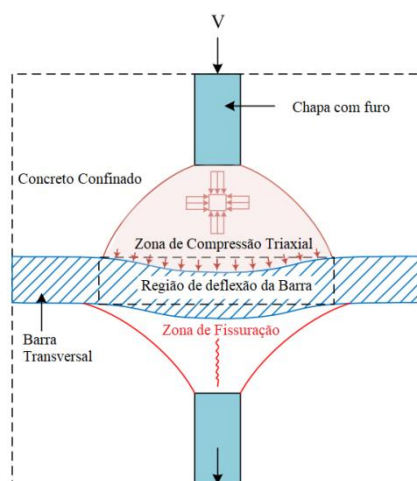


Figura 2.2: Comportamento da barra transversal (Xiao *et al.*, 2016).

### II. Tração devido à tendência de separação do concreto no plano do furo

Pode-se compreender o surgimento de tração na barra transversal a partir do modelo proposto por Kraus & Wurzer (1997), apresentado na Figura 2.3. Neste modelo, o concreto na região do furo é separado em duas zonas. A zona A, representada pela mola  $K_A$ , localiza-se junto à parede comprimida do furo e compreende a região onde se desenvolve um estado de tensão triaxial. A zona B, representada pelas molas  $K_B$ , compreende o restante da região solicitada, onde as direções das tensões de compressão divergem de ambos os lados da chapa, gerando uma resultante de tração transversal ao plano do furo. Quando as tensões transversais excedem a resistência à tração do concreto, fissuras longitudinais se formam e a armadura transversal, representada pela mola  $K_C$ , é acionada.

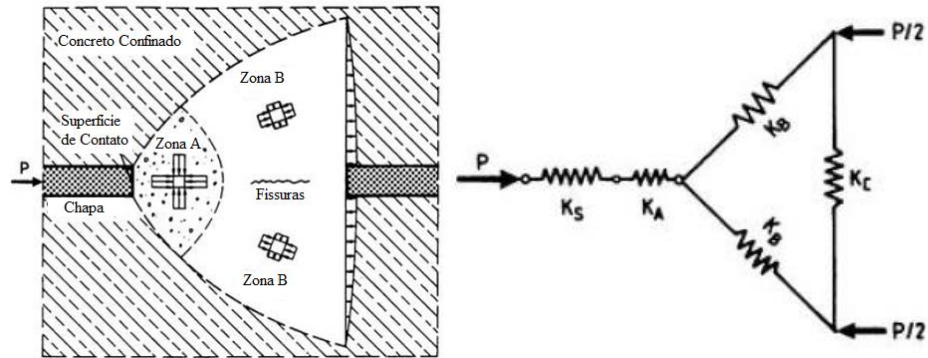


Figura 2.3: Modelo de molas representando mecanismo de tração da barra transversal (Kraus & Wurzer, 1997).

Esse mecanismo pode se dar tanto no nível local, isto é, restrito à região de um furo, conforme Figura 2.3, quanto no nível global, onde um conjunto de furos dispostos em série têm seus campos de tensão intercalados, fazendo com que as armaduras transversais dos furos à jusante sejam solicitadas à tração pelos furos a montante, conforme Figura 2.4. Nesse caso, a armadura transversal trabalha como armadura de costura.

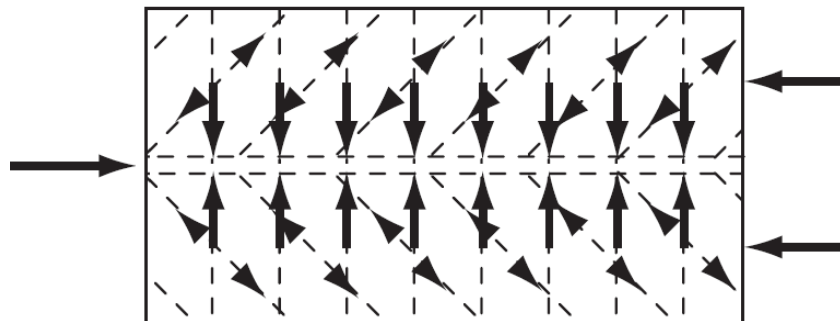


Figura 2.4: Esquema de forças em armaduras de costura.

### III. Tração decorrente da formação de rótula plástica no interior do furo

Não ocorrendo ruptura do concreto ou da barra por cisalhamento, as tensões normais decorrentes da flexão na região do furo irão se elevar até a formação de rótula plástica no ponto de momento máximo, após isso, a força de tração próxima ao furo se eleva rapidamente. Na Figura 2.5 é possível observar uma barra transversal rompida sob a predominância de tração após sofrer grande deformação.



Figura 2.5: Barra rompida após grande deformação plástica (Xiao *et al.*, 2016).

A relação entre essas três solicitações (momento, cortante e tração) varia de acordo com características físicas e geométricas da conexão.

Quanto maior for a predominância da força cortante, menor a contribuição da barra para a capacidade resistente da conexão, haja vista que a resistência do aço ao cisalhamento é uma fração da resistência às forças normais. Por outro lado, quando a tração e a flexão predominam, a barra oferece maior resistência e se comporta de forma mais dúctil.

O cisalhamento da barra transversal tende a ser predominante quando a resistência do concreto é muito alta, não permitindo que a barra se deforme sob flexão (Braun *et al.*, 2017), ou quando a barra se encontra próxima ou em contato com a região comprimida da parede do furo (He *et al.*, 2016). Essa última situação ocorre quando o diâmetro do furo é pequeno, quando a barra é mal posicionada no furo, ou quando a barra é muito rígida em relação ao concreto, o que faz com que ela mantenha-se praticamente reta enquanto o concreto se esmaga, fazendo com que a borda do furo e a barra se aproximem (Nakajima & Nguyen, 2016). Nas demais situações, as tensões normais são predominantes na barra.

Outro aspecto que se relaciona à proximidade entre a barra e a parede do furo é: quanto maior essa proximidade, menor a quantidade de concreto existente nesse espaço e, conseqüentemente, menor será a força necessária para o esmagamento total desse concreto. Por essas razões, segundo Nakajima & Nguyen (2016), a capacidade resistente de conexões com diferentes diâmetros de barra transversal e mesmo diâmetro de furo são quase iguais, pois, se por um lado a barra de maior diâmetro é mais resistente, por outro, sua maior rigidez e maior proximidade da parede do furo irão provocar esmagamento do concreto para uma menor força, o que levará a barra a ficar preponderantemente sob cisalhamento. Na Figura 2.6, apresenta-se de forma esquemática a diferença de comportamento da barra ocasionada pela aproximação entre a chapa e a barra.

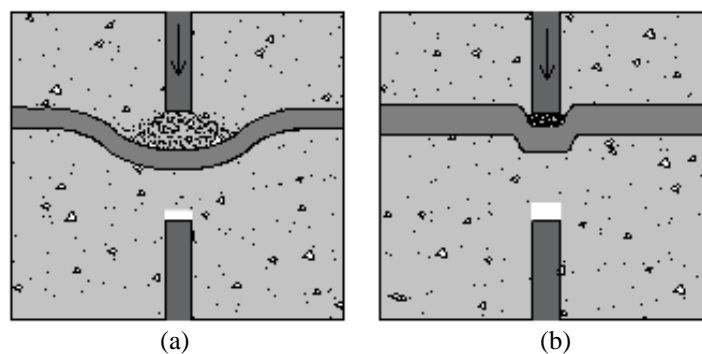


Figura 2.6: Influência do comprimento de espraio da força no comportamento e deformação da barra.

(a) Predominância de tensões normais; (b) Predominância de tensões de cisalhamento.

### 2.1.2 Influência da Espessura da Chapa

A influência da espessura da chapa está diretamente relacionada à área de concreto comprimida à frente da parede interna do furo. Quanto maior essa área, menor a tensão no concreto para uma mesma força aplicada, portanto, maior a capacidade resistente da conexão.

Analisando apenas modelos sem barras transversais, Ushijima *et al.* (2001) observaram que as chapas com espessura em torno de 8 mm ou inferior, devido à maior concentração de tensões, têm o concreto esmagado na região comprimida contra a parede interna do furo e fissurado no restante do furo devido ao surgimento de tração, conforme Figura 2.7-a. Enquanto que, para espessuras maiores, as tensões se dispersam mais no concreto, e assim a falha se dá por cisalhamento em dois planos aproximadamente correspondentes às superfícies de ambos os lados da chapa, conforme Figura 2.7-b.

Xiao *et al.* (2016) investigaram a influência da espessura da chapa em modelos com barra transversal e observaram que chapas mais espessas, juntamente com a barra transversal e o concreto circundante, proporcionam confinamento ao concreto na região entre chapa e barra. Quando a espessura é menor, a região confinada diminui ou deixa de existir. Nessa situação o concreto tenderá a se separar em vez de se esmagar na região do furo. Podendo levar a uma ruptura frágil do concreto, ou ao contato da chapa com a barra transversal, o que reduz a capacidade resistente da barra, conforme se observa na Figura 2.8.

Com relação à ductilidade, Xiao *et al.* (2016) observaram que, embora a adoção de menor espessura leve a um comportamento mais frágil do concreto na região do furo, os

conectores com chapas menos espessas apresentaram ductilidade um pouco maior, pois, a maior concentração de tensão na chapa levou a um escoamento localizado, o que gerou um deslizamento adicional, conforme Figura 2.9.

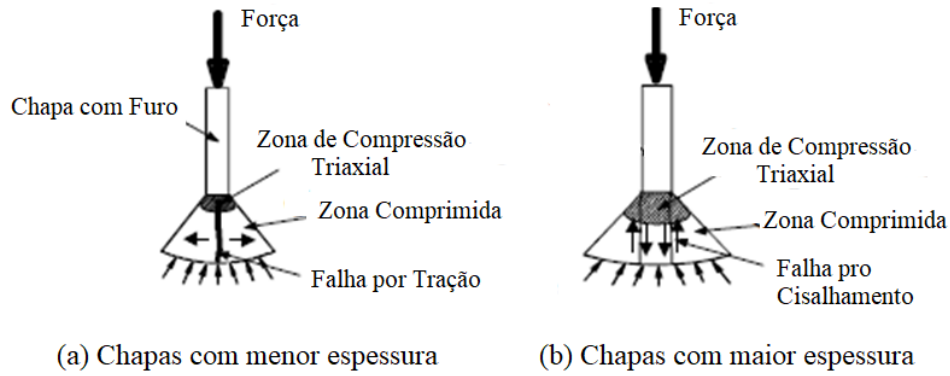


Figura 2.7: Influência da espessura da chapa no modo de falha do concreto (Ushijima *et al.*, 2001).

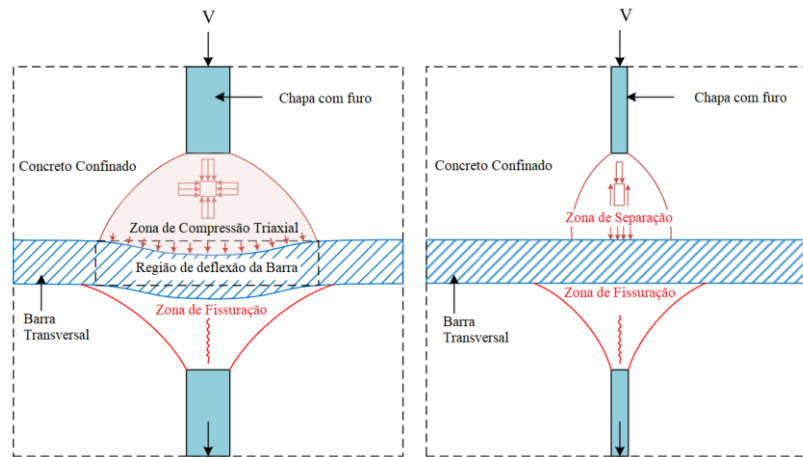


Figura 2.8: Esquema do comportamento da barra transversal e concreto na região do furo para chapas de maior ou menor espessura (Xiao *et al.*, 2016).



Figura 2.9: Escoamento da chapa na região que entrou em contato com a barra transversal (Xiao *et al.*, 2016).

### 2.1.3 Influência do Diâmetro do Furo

O diâmetro do furo, assim como a espessura da chapa, se relaciona à área de concreto solicitada, de forma que quanto menor o furo, maior será a concentração de tensão no

concreto. Assim, para furos com maior diâmetro, o concreto dará maior contribuição à capacidade resistente da conexão.

Outra influência exercida pelo furo está ligada à relação entre o diâmetro do furo e o diâmetro da barra transversal. Quanto mais próximos forem esses diâmetros, menor será a camada de concreto entre a barra e a chapa, e quanto menor essa camada, maior será a predominância do esforço cortante na barra em relação aos esforços de flexão e tração, o que, conforme já discutido no item 2.1.1, reduz a contribuição da barra à capacidade resistente e à ductilidade da conexão.

Nakajima & Nguyen (2016) realizaram ensaios de cisalhamento considerando o diâmetro dos furos iguais a 30 mm, 60 mm e 90 mm. Conforme se observa nos resultados apresentados na Figura 2.10, há uma relação direta entre a resistência da conexão e este parâmetro.

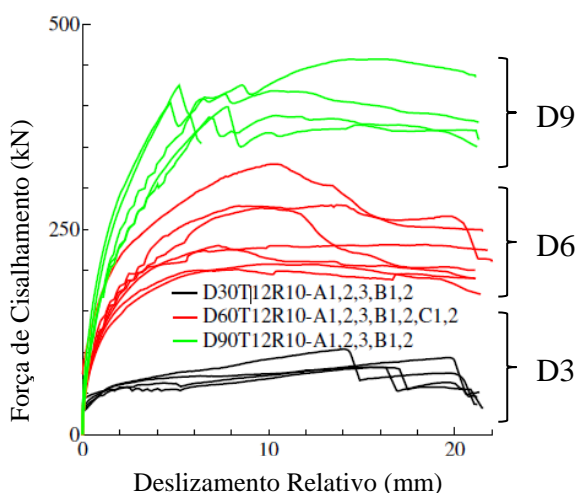


Figura 2.10: Curvas carga  $\times$  deslizamento para furos com de diâmetros 30, 60 e 90 mm (Nakajima & Nguyen, 2016).

#### 2.1.4 Influência da Profundidade da Conexão

Xiao *et al.* (2016) realizaram ensaios com conectores em chapa com furo em diferentes posições no elemento de concreto e analisaram a influência que esse fator exerce sobre o comportamento da conexão. Em uma série de ensaios, os conectores ficaram localizados próximos à superfície do elemento de concreto, na outra, os conectores ficaram localizados no centro do elemento de concreto, ou seja, em um ponto mais profundo e confinado.

Para os conectores superficiais foram realizados ensaios de cisalhamento padrão, já para os conectores profundos foram realizados ensaios de cisalhamento do tipo *plug-in*. A configuração de cada ensaio é apresentada na Figura 2.11.

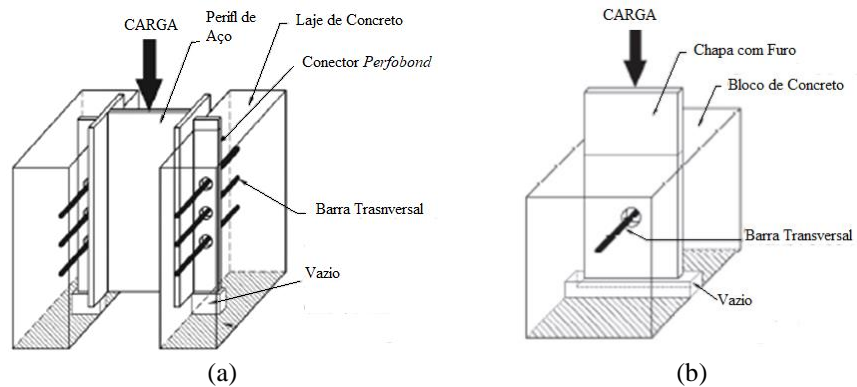


Figura 2.11: Profundidade da conexão para diferentes configurações de ensaios (Xiao *et al.*, 2016).

(a) Ensaio padrão: conector superficial; (b) Ensaio tipo *plug-in*: conector profundo.

Xiao *et al.* (2016) observaram que nos ensaios com o conector superficial a falha se dava por ruptura do concreto por *pull-out* ou *spalling*, enquanto que, nos ensaios com conector profundo, a falha ocorria por ruptura da armadura e apenas pequenas fissuras verticais eram observadas na superfície. Na Figura 2.12, pode-se comparar o estado do concreto e da armadura ao final de ambos os ensaios.



Figura 2.12: Dano na superfície do concreto e deformação da barra transversal ao final dos ensaios (Xiao *et al.*, 2016). (a) Ensaio padrão: conector superficial; (b) Ensaio tipo *plug-in*: conector profundo.



Consequentemente, os conectores superficiais (*ST*) apresentaram resistência e ductilidade inferiores aos conectores profundos (*PT*), uma vez que estes puderam contar com a totalidade da capacidade resistente da barra transversal, e aqueles falharam muito antes da barra atingir seu limite último, conforme Figura 2.13-a. Xiao *et al.* (2016) também avaliaram os valores de resistência obtidos dos diferentes ensaios experimentais com valores calculados através de algumas formulações de cálculo propostas na literatura atual, conforme Figura 2.13-b. Nota-se que as formulações disponíveis não captam a influência do confinamento do conector, e apresentam melhores resultados para os conectores superficiais ensaiados através do ensaio padrão *push-out*, ressaltando ainda mais a necessidade de melhores modelos de cálculo que tenham o nível de confinamento como um dos parâmetros da equação.

O tipo de ruptura obtido nos ensaios de Xiao *et al.* (2016) com o conector profundo se repetiram nos ensaios de Braun *et al.* (2017), que realizaram testes de conectores no âmbito das vigas tipo *slim-floor*, aplicação em que a conexão fica localizada em um ponto mais central da seção de concreto, conforme Figura 2.14.

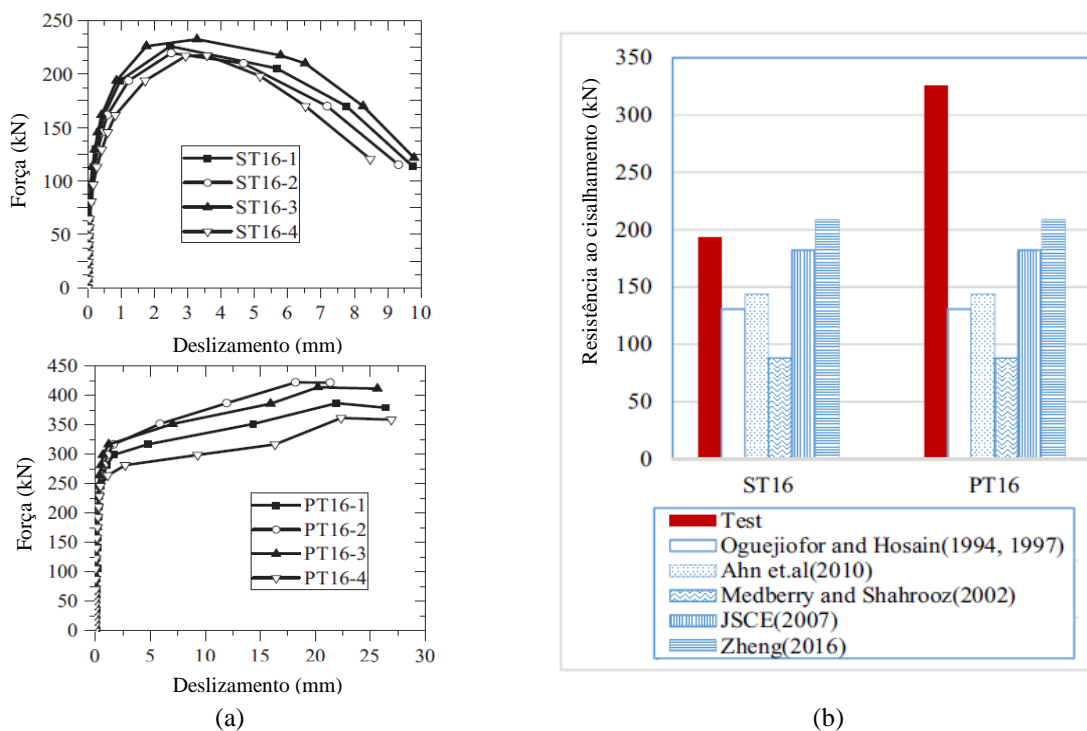


Figura 2.13: Curvas carga  $\times$  deslocamento para ensaios de cisalhamento padrão (modelos iniciados com a sigla ST) e ensaios de cisalhamento tipo plug-in (modelos iniciados com a sigla PT) (Xiao *et al.*, 2016).

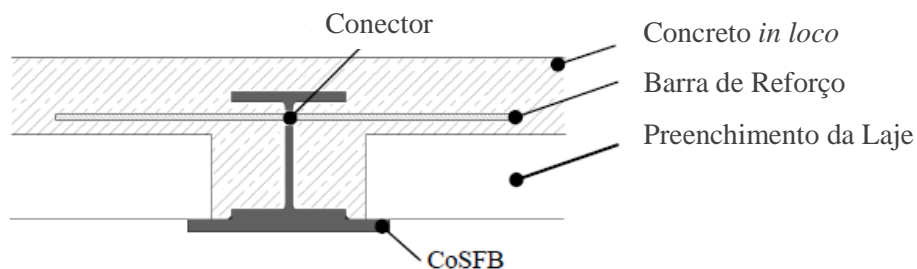


Figura 2.14: Posição confinada dos conectores em viga tipo *slim-floor* (Braun *et al.*, 2017).

Da mesma forma, o tipo de ruptura obtido nos ensaios de Xiao *et al.* (2016) com o conector superficial se repetiu no trabalho de Aguiar *et al.* (2018), que realizaram ensaios em vigas mistas convencionais, conforme Figura 2.15.



Figura 2.15: Posição superficial dos conectores em viga mistas convencionais (Aguiar *et al.*, 2018).

### 2.1.5 Influência da Resistência do Concreto

Xiao *et al.* (2016) observaram melhora tanto na capacidade resistente quanto na ductilidade do conector ao elevar a resistência do concreto. Contudo, notou que os conectores superficiais se beneficiam mais do aumento na resistência do concreto, uma vez que seu modo de falha se dá por ruptura no concreto. Ao elevar a resistência do concreto em 58% (de 33 para 52 MPa), o conector superficial de Xiao *et al.* (2016) apresentou aumento de 45% na resistência e 25% no deslizamento máximo, enquanto no conector profundo, os aumentos foram de 21% e 10 % respectivamente.

Segundo Xiao *et al.* (2016), embora o conector profundo tenha o modo de falha controlado pela barra transversal, também se observa nesse caso influência da resistência do concreto na força última dos ensaios. Isso ocorre, pois, o concreto menos resistente, ao se esmagar contra a parede do furo para uma carga menor, faz com que a barra se aproxime mais da parede do furo, submetendo-a a maiores tensões cisalhantes e reduzindo sua capacidade resistente.

Braun *et al.* (2017) realizaram ensaios com conectores profundos, entretanto, ao elevar a resistência do concreto em 106% (de 26,7 para 55,1 MPa), mantendo constantes as demais variáveis, observaram um decréscimo de aproximadamente 12% na capacidade resistente do conector, além de uma redução na ductilidade e um aumento na rigidez inicial, conforme Figura 2.16. Conforme pode ser observado, a curva em verde (1a-P1) representa o ensaio realizado com concreto de 22,7 MPa, e a curva azul (1b-P3) o ensaio com concreto de 55,1 MPa.

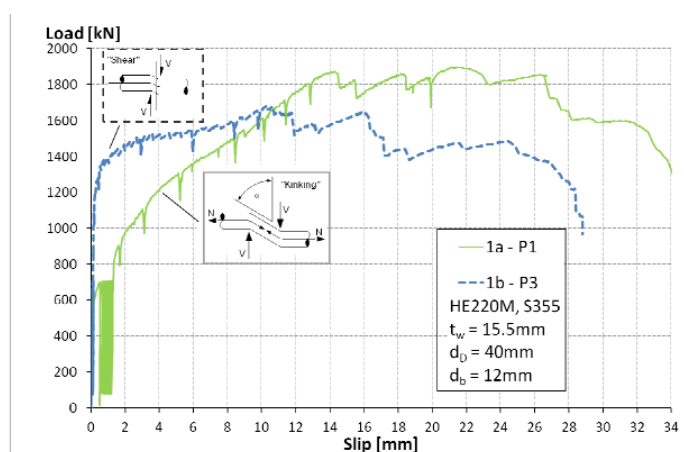


Figura 2.16: Influência da resistência do concreto no comportamento da barra transversal e da conexão como um todo (Braun *et al.*, 2017).

Braun *et al.* (2017) atribuiu esse comportamento ao fato de que a barra, quando envolta por um concreto muito resistente, tem menor capacidade de provocar danos localizados no concreto, ficando assim, sem espaço para se deformar. Consequentemente, a barra tende a permanecer reta e fica submetida a tensões cisalhantes, apresentando, assim, menor capacidade resistente, menor ductilidade e maior rigidez em relação à barra envolta por concreto menos resistente.

## 2.2 Ensaios de Cisalhamento em Conectores do tipo *Perfobond*

Para investigar o comportamento e obter as propriedades mecânicas de conectores de cisalhamento, é comumente utilizado o chamado ensaio de cisalhamento. Nesses ensaios, busca-se simular de forma simplificada as condições a que os conectores de cisalhamento estarão submetidos nas aplicações em estruturas mistas.

### 2.2.1 Ensaio de Cisalhamento Padrão (*Standard Push-out Test*)

A geometria padrão, Figura 2.17, definida na norma europeia EN 1994.1-1-2004 visa simular as condições usuais de vigas mistas convencionais. Contudo, visto que as vigas mistas podem apresentar configurações diversas, a norma europeia admite que ensaios de cisalhamento específicos sejam realizados, desde que dimensionados de forma a representar adequadamente as condições das vigas nas quais os conectores serão empregados.

Com relação aos procedimentos de ensaio definidos na norma europeia, alguns deles são:

- a concretagem dos protótipos deve ser feita do mesmo modo que o elemento estrutural, isto é, tratando-se de vigas mistas, a laje deve ser concretada na horizontal;
- a aderência entre aço do perfil e concreto deve ser eliminada com graxa ou desmoldante;
- deve-se aplicar inicialmente vinte e cinco ciclos de carga variando entre 5% e 40% da carga última esperada;
- a carga monotônica deve ser aplicada de forma que a falha não ocorra em menos de 15 minutos;
- o deslizamento longitudinal entre o concreto e o perfil de aço deve ser medido continuamente durante o carregamento;
- a medição do deslizamento deve se estender, no mínimo, até que a carga tenha se reduzido a 20% da carga máxima.

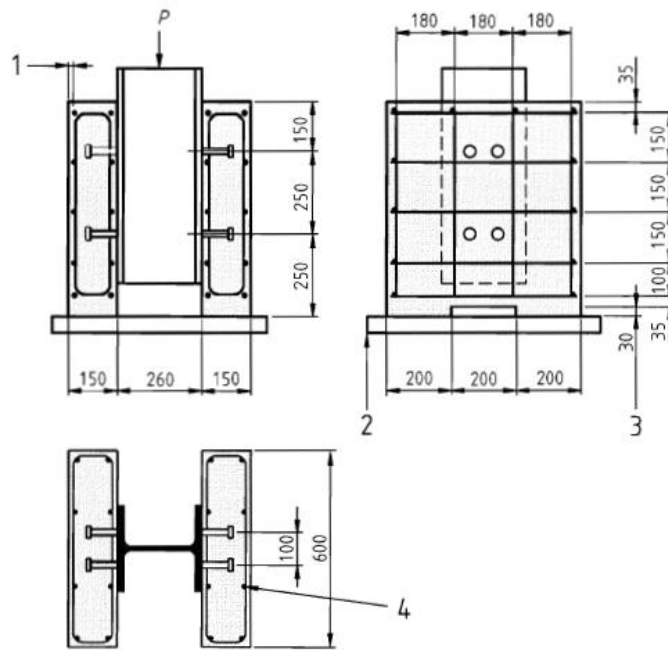


Figura 2.17: Ensaio de cisalhamento padrão (EN 1994.1.1 2004).

## 2.2.2 Ensaio de Cisalhamento tipo Plug-in

Buscando melhor representar determinadas condições de aplicação dos conectores de cisalhamento ou eliminar diferenças de comportamento entre o ensaio de cisalhamento padrão e a estrutura real, alguns autores propuseram ensaios de cisalhamento alternativos e modificações ao ensaio de cisalhamento padrão.

Su *et al.* (2014), em seu trabalho sobre conectores *Perfobond* de grande porte, propuseram um novo tipo de ensaio de cisalhamento, pois observaram que o ensaio padrão era muito sensível a variações em suas características geométricas, gerando resultados mais conservadores para conectores que demandem lajes mais espessas.

Su *et al.* (2014) observaram que aumentos na espessura da laje causavam aumentos na excentricidade da carga ( $e$ ) que, por sua vez, levavam o conector ensaiado a ser solicitado de maneira mais desfavorável, conforme Figura 2.18. Diante disso, propuseram um ensaio que comportasse as dimensões de seus conectores sem provocar o surgimento de esforços indesejados. O ensaio proposto é apresentado na Figura 2.19.

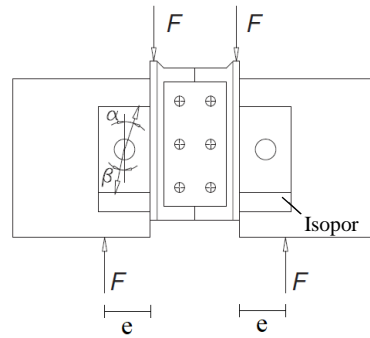


Figura 2.18: Inclinação na força resultante no furo ( $\alpha$ ) devido à excentricidade da carga ( $e$ ) (Su *et al.*, 2014).

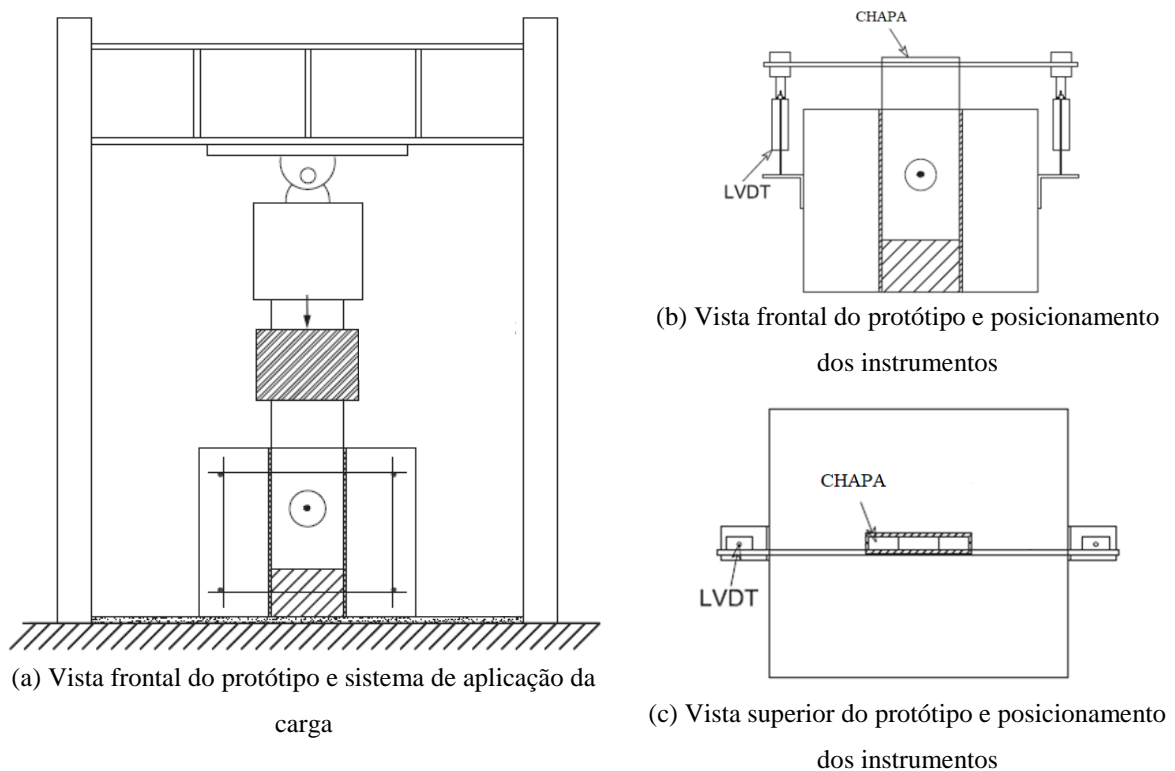


Figura 2.19: Ensaio de cisalhamento tipo plug-in (Su *et al.*, 2014).

O ensaio proposto por Su *et al.* (2014) foi adotado por diversos autores em estudos subsequentes acerca dos conectores em chapas com furos, tendo sido denominado ensaio de cisalhamento tipo *plug-in* por He *et al.* (2016).

O ensaio de cisalhamento tipo *plug-in* possibilita uma análise mais isolada do furo preenchido por concreto, pois não há excentricidade entre a carga aplicada e o eixo do furo, tampouco contato entre o concreto e elementos alheios à conexão investigada (ex. perfil de aço). Dessa forma, não surgem esforços horizontais e atritos indesejados e a força aplicada é resistida inteiramente pelo conector. Além disso, a posição central do conector no

elemento de concreto nesse ensaio permite simular seu comportamento em regiões confinadas ou mais distantes da superfície do concreto, situação encontrada, por exemplo, no interior de pilares mistos, em vigas tipo *slim floor* e em elementos de conexões mistas da ponte Nujiang, recentemente construída, apresentada na Figura 1.1-b.

Aproveitando-se dessa característica, Xiao *et al.* (2016), conforme apresentado no item 2.1.4, compararam os resultados obtidos de ensaios de cisalhamento padrão e tipo plug-in com o objetivo de avaliar a influência da profundidade do conector em seu comportamento mecânico.

## 2.3 Propriedades do Concreto para Simulação Numérica

### 2.3.1 Compressão

Conforme Aguiar *et al.* (2015), o comportamento do concreto sob compressão é representado pela curva tensão *versus* deformação apresentada na Figura 2.20.

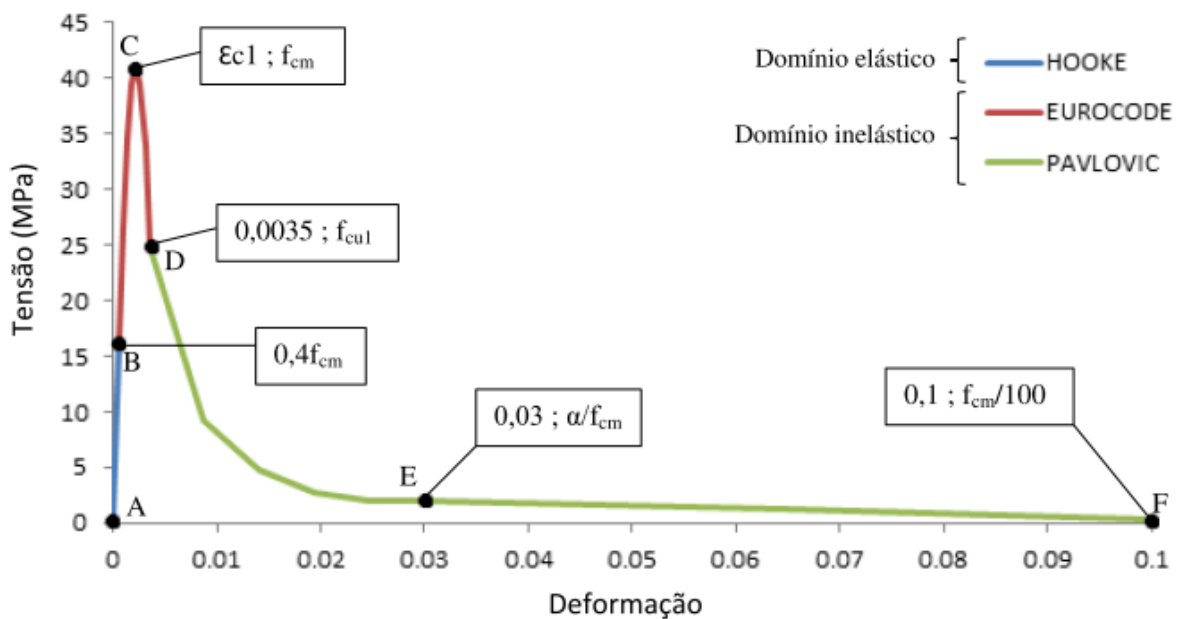


Figura 2.20: Comportamento do concreto à compressão, Aguiar *et al.* (2015).

No regime elástico o comportamento é regido pela lei de Hooke, em que a relação tensão/deformação é dada em função apenas do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material. Para o concreto, segundo norma europeia EN 1992-1-1:2004, o

módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) pode ser obtido conforme equação (2.1), e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) pode ser tomado com o valor de 0,2.

$$E_{cm} = 22. \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (2.1)$$

Dessa forma, o 1º trecho da curva (A-B), limitado pelo valor de tensão de  $0,4.f_{cm}$  em B é descrito pela equação (2.2).

$$\sigma_c = E_{cm} \varepsilon_c \quad (2.2)$$

O 2º trecho da curva (B-C-D), conforme norma europeia EN 1992-1-1:2004, é descrito pela equação (2.3). O ponto C é representado pelo par tensão e deformação,  $f_{cm}$  e  $\varepsilon_{c1}$ , respectivamente. E, o ponto D é representado pelo valor de deformação  $\varepsilon_{cu1}$ .

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \eta \leq \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_c} \quad (2.3)$$

Em que,

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31}$$

$$\varepsilon_{cu1} = 3,5 / 1000$$

E, finalmente, o amolecimento do concreto, representado pelo 3º trecho (D-E-F), conforme PAVLOVIĆ *et al.* (2013), é descrito pela equação (2.4).

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen} \left( \frac{\mu \alpha_{iD} \alpha_{tE} \pi}{2} \right)}{\beta \text{sen} \left( \frac{\alpha_{tE} \pi}{2} \right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE} (\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, & \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (2.4)$$



Em que,

$$\mu = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cuD}}{\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}}$$

$$\alpha = 20$$

$$\alpha_{iD} = 0,5$$

$$\alpha_{iE} = 1$$

$$\beta = f_{cm} / f_{cu1}$$

$\varepsilon_{cuD}$	$\varepsilon_{cuI}$	$f_{cuD}$	$f_{cuI}$
$\varepsilon_{cuE}$	0,03	$f_{cuE}$	$f_{cm}/\alpha$
$\varepsilon_{cuF}$	0,1	$f_{cuF}$	$f_{cm}/100$

Observe que a partir do ponto final do 2º trecho, estabelecido pelo ponto D, até então conforme norma europeia, são necessários outros 2 pontos para formação da curva descendente do concreto, dado pelos pontos E e F. Os valores apresentados nas deformações utilizadas nos pontos E ( $\varepsilon_{cuE}$ ) e F ( $\varepsilon_{cuF}$ ), podem ser modificados, em um processo de calibração para melhor representar o comportamento do concreto nesse estágio. Além desses parâmetros, também o valor de  $\alpha$  pode ser calibrado para ajuste da curva, modificando o nível da tensão inicial do trecho E-F, dado no ponto E. Os parâmetros  $\alpha_{iD}$  e  $\alpha_{iE}$  também podem ser modificados, e estão relacionados com a forma da curva entre os pontos D e E, podendo dizer que representa a forma com que o concreto perde resistência até atingir o ponto E.

O dano à compressão uniaxial ( $d_c$ ) é dado conforme equação (2.5), e é determinado para cada ponto da curva definida pela Figura 2.20. Assim, obtém-se a curva de evolução do dano à compressão.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (2.5)$$

### 2.3.2 Tração

Conforme Aguiar *et al.* (2015), a tração uniaxial em domínio plástico também é definida no ABAQUS através de uma curva tensão *versus* deformação. Porém, para evitar resultados sensíveis à malha, adota-se o critério de energia de fratura. Por esse critério o comportamento do concreto à tração passa a ser definido por uma curva que relaciona tensão *versus* deslocamento, sendo o deslocamento a própria abertura de fissuras ( $w_c$ ).

A curva tensão *versus* abertura de fissuras após o pico definido por  $f_{cm}$ , pode ser definida conforme proposto por Cornelissen *et al.* (1986), cuja tensão de tração ( $\sigma_t$ ) é dado pela equação (2.6).

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = f(w) - \frac{w}{w_c} f(w_c) \quad (2.6)$$

Em que,

$$f(w) = \left[ 1 + \left( \frac{c_1 w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left( - \frac{c_2 w}{w_c} \right) \quad (2.7)$$

Parâmetros	Valores
$C_1$	3.00
$C_2$	6.93
$\alpha$	1.60

O valor de  $w$  é obtido para cada ponto, em função do número de pontos ( $n$ ) que se deseja definir para curva entre zero e o valor máximo definido por  $w_c$ , conforme equação (2.8).

$$w_i = w_c \cdot \frac{n_i^\alpha}{n^\alpha} \quad (2.8)$$

Aplicando as equações descritas, chega-se a curva de tensão *versus* deslocamento conforme Figura 2.21.

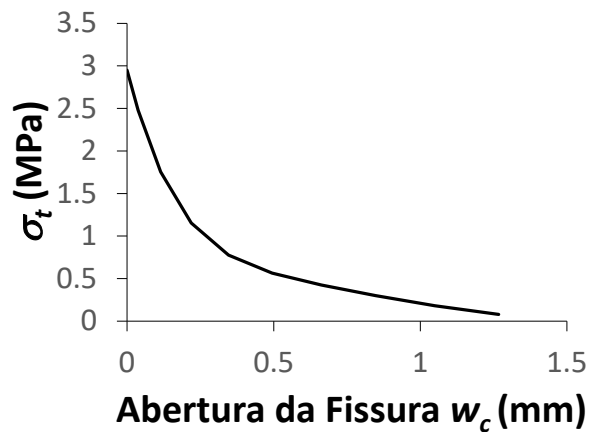


Figura 2.21: Aspecto geral da curva tensão *versus* deslocamento.

O dano à tração uniaxial ( $d_t$ ) é dado conforme equação (2.9), e é determinado para cada ponto da curva definida pela Figura 2.21. Assim, obtém-se a curva de evolução do dano à tração mostrada na Figura 2.22.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (2.9)$$

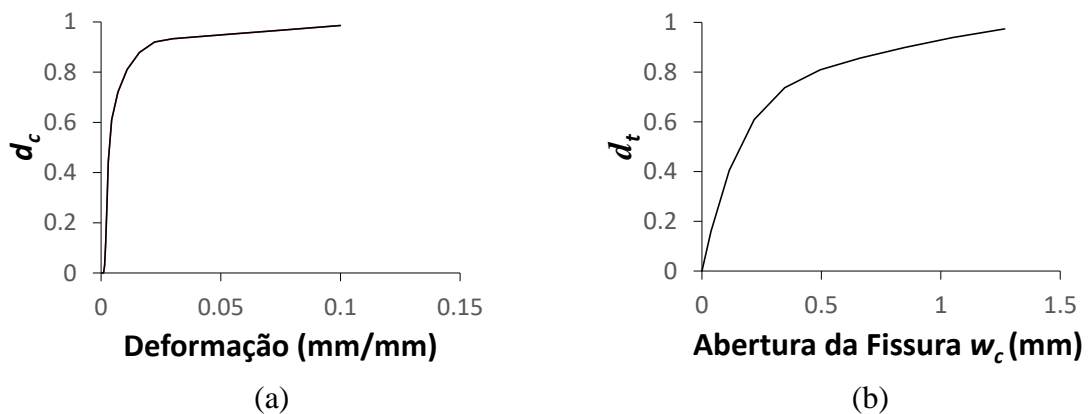


Figura 2.22: Aspecto geral das curvas de evolução do dano. (a) Compressão. (b) Tração.

### 2.3.3 Parâmetros no Modelo Numérico

Os parâmetros do concreto foram definidos utilizando o modelo de *Concrete Damaged Plasticity*, e devem ser definidos ainda cinco (5) outros parâmetros para o modelo do material concreto: *Dilation Angle* ( $\psi$ ), *Eccentricity*,  $f_b/f_{c0}$ ,  $K$ , *Viscosity Parameter*. Tais parâmetros estabelecem a expansão das equações do estado uniaxial para o comportamento em estado multiaxial do material.

Diversos valores vêm sendo adotados por diferentes autores para tais parâmetros. Conforme Tao *et al.* (2013), para o parâmetro *Dilation Angle* em situação confinada diversos autores adotam 20° ou 30°, mas a faixa de valores permitida varia de 0° a 56°. Para o parâmetro *K*, a própria documentação do ABAQUS indica que *K* deve ser adotado no valor de 2/3, porém, conforme Tao *et al.* (2013), alguns testes indicam que *K* varia entre 0,5 a 1,0. O parâmetro  $f_b/f_{c0}$  varia entre 1,05 e 1,16, sendo geralmente adotado como 1,16. Os demais parâmetros, *Eccentricity* e *Viscosity*, são geralmente adotados pelos estudos numéricos de referência conforme padrão recomendado pelo ABAQUS, sendo 0,1 e 0,0 respectivamente.

# 3

## ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 3.1 Considerações Iniciais

Todo o programa experimental, descrito neste capítulo, foi desenvolvido em conjunto com o trabalho de doutorado do engenheiro Otávio Prates Aguiar (Aguiar, 2018).

Os ensaios experimentais realizados neste estudo apresentam configuração conforme ensaio de cisalhamento proposto por Su *et al.* (2014), do tipo *Plug-in*. Tal configuração é similar a um ensaio de arrancamento, conforme pode ser observado na Figura 2.19. Contudo, diferentemente do proposto original, foi adotada uma aplicação de carregamento na forma de tração. Dessa forma, evitam-se as instabilidades que ocorreriam com as chapas de espessuras reduzidas caso fossem submetidas a um carregamento de compressão. A configuração adotada é apresentada na Figura 3.1.

Tal configuração de ensaio permite simular o conector tanto em situações confinadas quanto em superficiais, variando-se as dimensões do bloco de concreto. Os ensaios são de carga centrada, e, portanto, não estão sujeitos aos efeitos de arrancamento que decorrem da excentricidade observada nos ensaios de cisalhamento padrão.

Os protótipos experimentais apresentam apenas 1 (um) furo para isolar o comportamento do elemento fundamental da conexão, e, com isso, reduz-se o número de variáveis a influenciar na resposta do ensaio de cisalhamento.

### 3.2 Configuração do Ensaio

Como pode ser visto na Figura 3.1, os protótipos são constituídos de uma chapa inserida em um bloco de concreto e conectada a esse por um furo do tipo *Perfobond*. A outra extremidade da chapa, externa ao bloco, é parafusada ao sistema de aplicação de cargas e tracionada. O bloco é restringido verticalmente por uma chapa rígida no topo, ancorada por tirantes na laje de reação.

Foi colocada uma fina camada de areia no topo do bloco em contato com a chapa rígida para reduzir o atrito entre as partes, Figura 3.2.

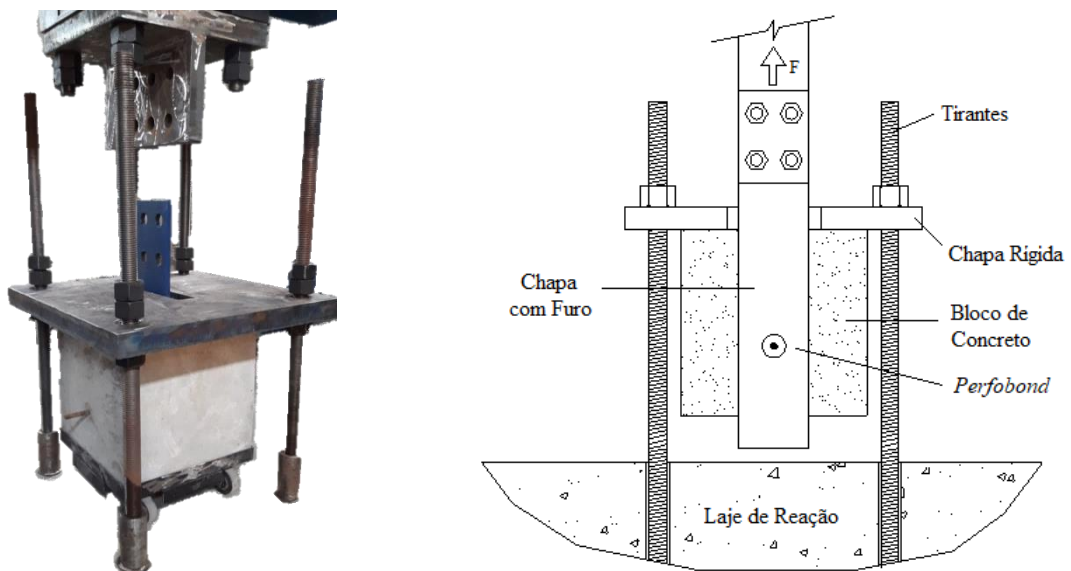


Figura 3.1: Configuração do Ensaio de Cisalhamento *Plug-in*.

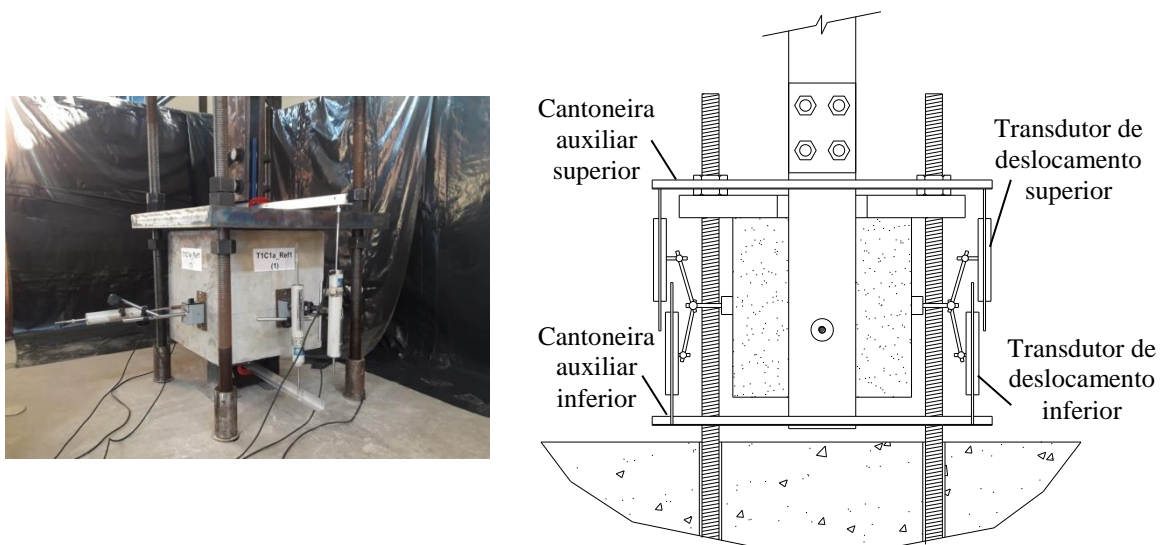


Figura 3.2: Camada de areia sobre o bloco.

O carregamento monotônico foi aplicado com controle de deslocamento, a uma taxa de 0,20 mm/min. Assim como recomenda a norma europeia EN 1994.1-1-2004 para ensaios de cisalhamento padrão, foram aplicados 25 ciclos de carregamento variando entre 5% a

40% da carga máxima esperada, respeitando-se o mínimo de 10 kN como limite inferior do sistema. Também foi monitorado o deslizamento relativo entre o bloco e a chapa de aço durante toda a aplicação do carregamento, o qual foi mantido até pelo menos atingir 20% abaixo da carga máxima observada ou a ruptura.

A medição do deslizamento relativo entre o bloco de concreto e a chapa de aço foi realizada por 4 (quatro) transdutores de deslocamento (*DTs*). Conforme Figura 3.3-a.



(a) Vista geral da Instrumentação.



(b) *DT* para monitoramento do deslizamento da barra.



(c) *DTs* laterais para medição do deslizamento relativo

Figura 3.3: Instrumentação da chapa por transdutores de deslocamento.

Foram fixadas cantoneiras auxiliares na parte superior e inferior da chapa de aço, utilizadas como alvo para os *DTs*, que estavam fixados ao bloco de concreto, exatamente alinhados com a posição da barra transversal no interior do furo. Desta forma, obteve-se o deslizamento relativo entre o bloco de concreto e a chapa de aço, ou seja, o deslizamento

relativo do conector *Perfobond*. O deslizamento da barra no interior do furo, no sentido longitudinal, também foi monitorado através de 2 (dois) DTs, apontados para a barra em ambos os lados, como mostrado na Figura 3.3-c.

### 3.3 Protótipos Experimentais

Foram adotadas duas tipologias para os protótipos experimentais. Na tipologia 1 (T1), conforme Figura 3.4, o bloco de concreto contém uma armadura confinante (“gaiola”). Já a tipologia 2 (T2), Figura 3.5, não apresenta tal armadura, apenas barras transversais, denominadas de armadura de costura, paralelas à barra do conector *Perfobond*. As armaduras da tipologia 2, foram inseridas com o objetivo apenas de impedir a separação do bloco devido à tração, conforme descrito no item 2.1.1, subitem II. Tais barras não devem se comportar como conectores de cisalhamento, dessa forma, seus furos foram preenchidos com isopor garantindo que sua resistência seja apenas à tração e não ao cisalhamento. A armadura de costura, portanto, presente na tipologia 2, não apresenta efeito de pino de conector e também não proporciona confinamento ao concreto na região do furo com o conector *Perfobond*. Para reduzir a influência do atrito e aderência entre a chapa e o concreto, as chapas foram pintadas e aplicou-se desmoldante antes da concretagem.

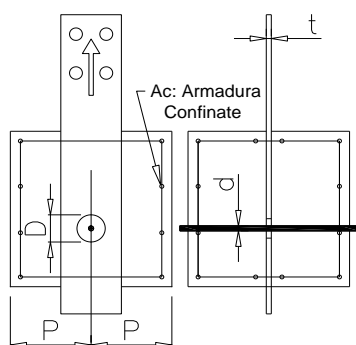


Figura 3.4: Protótipos Experimentais - Tipologia 1.

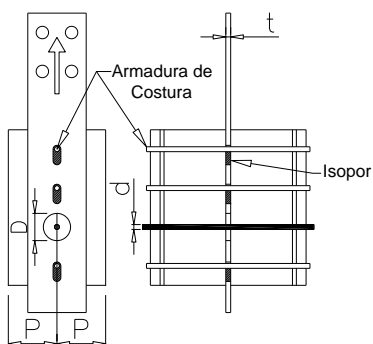


Figura 3.5: Protótipos Experimentais - Tipologia 2.



Os parâmetros geométricos avaliados experimentalmente, e que também são analisados no estudo paramétrico do capítulo 5, foram o diâmetro do furo ( $D$ ), diâmetro da barra transversal ( $d$ ), espessura da chapa ( $t$ ), profundidade do conector ( $P$ ) e taxa de aço transversal confinante ( $A_c$ ). Os protótipos e suas propriedades geométricas estão apresentados na Tabela 3.1. O estudo experimental também se propôs a analisar a aderência entre a chapa e o concreto ( $Adr$ ), e a posição da barra no interior do furo ( $Esp$ ).

A descrição de cada protótipo é feita conforme exemplos abaixo.

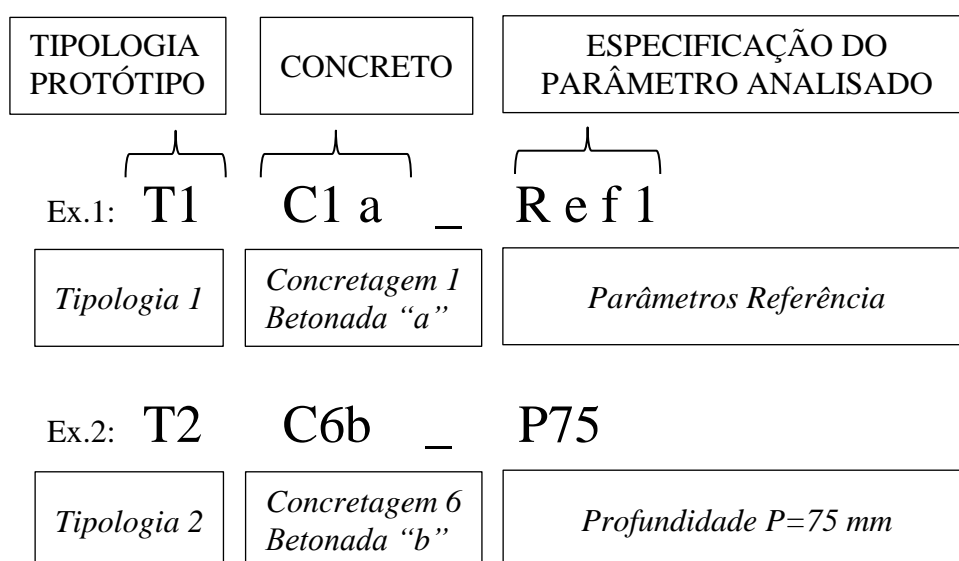


Tabela 3.1: Características dos Protótipos Experimentais.

Nº.	Descrição dos Protótipos	Tip.	Concreto	Propriedades Geométricas (mm)					Aderência $Adr$	Espessura de concreto $Esp$
				Furo			Entorno			
				$D$	$t$	$d$	$P$	$A_c$		
<b>P1-1</b>	<b>T1C1a_Ref1</b>	<b>1</b>	<b>C1a</b>	<b>50</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>200</b>	<b>0.65 (<math>\phi</math> 10 c/12)</b>	-	<b>18.75</b>
P2-1	T1C1b_Adr1	1	C1b	50	12.5	12.5	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	<b>1</b>	18.75
P2-2	T1C2a_Adr1	1	C2a	50	12.5	12.5	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	<b>1</b>	18.75
P3-1	T1C2b_d0	1	C2b	50	12.5	<b>0.0</b>	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	-	18.75
P3-2	T1C3a_D25t7d6	1	C3a	<b>25</b>	<b>7.0</b>	<b>6.3</b>	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	-	18.75
P3-3	T1C3b_D74t26d20	1	C3b	<b>74</b>	<b>26.0</b>	<b>20.0</b>	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	-	18.75
P4-1	T1C4a_Esp0	1	C4a	50	12.5	12.5	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	-	<b>0.00</b>
P4-2	T1C4b_Esp38	1	C4b	50	12.5	12.5	200	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	-	<b>37.50</b>
<b>P1-2</b>	<b>T1C5a_Ref1</b>	<b>1</b>	<b>C5a</b>	<b>50</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>200</b>	<b>0.65 (<math>\phi</math> 10 c/12)</b>	-	<b>18.75</b>
P5-1	T1C5b_Ac6	1	C5b	50	12.5	12.5	200	<b>0.26 (<math>\phi</math> 6.3 c/12)</b>	-	18.75
P6-1	T1C6a_P125	1	C6a	50	12.5	12.5	<b>125</b>	0.65 ( $\phi$ 10 c/12)	-	18.75
<b>P7-1</b>	<b>T2C6a_Ref2</b>	<b>2</b>	<b>C6a</b>	<b>50</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>125</b>	-	-	<b>18.75</b>
<b>P7-2</b>	<b>T2C6b_Ref2</b>	<b>2</b>	<b>C6b</b>	<b>50</b>	<b>12.5</b>	<b>12.5</b>	<b>125</b>	-	-	<b>18.75</b>
P8-1	T2C6b_P75	2	C6b	50	12.5	12.5	<b>75</b>	-	-	18.75

Os protótipos P1-1 e P1-2 (destacados em cinza na Tabela 3.1) apresentam configuração adotada como padrão de referência para a tipologia 1 (*Ref1*), enquanto que os protótipos P7-1 e P7-2 (destacados em cinza na Tabela 3.1) apresentam o padrão de referência adotado para a tipologia 2 (*Ref2*). Os demais protótipos apresentam cada qual uma ou mais variações nas propriedades geométricas enquanto mantem as demais propriedades geométricas iguais às dos protótipos de referência.

Os protótipos P2-1 e P2-2 são as variações para análise da aderência (*Adr*), nos quais se utilizaram chapas sem pintura, ou seja, com maior aderência entre chapa e concreto. O protótipo P3-1 é uma variação sem a barra transversal no interior do furo (*d0*). Os protótipos P3-2 e P3-3 são variações da geometria do furo, com dimensões reduzidas (*D25t7d6*) e aumentadas (*D74t26d20*), respectivamente. Os protótipos P4-1 e P4-2 são variações da posição da barra no interior do furo (*Esp*). Conforme Figura 3.6, no protótipo P4-1 a barra é posicionada próxima à face inferior da chapa, região de introdução de carga. Nessa configuração pode-se dizer também que a espessura de concreto comprimido entre a chapa e a barra é igual a zero (*Esp0*). O protótipo P4-2 apresenta a configuração oposta, com a barra posicionada próxima à face superior da chapa, diametralmente oposta da introdução de carga, apresentando neste caso a maior espessura de concreto comprimido possível (*Esp38*).

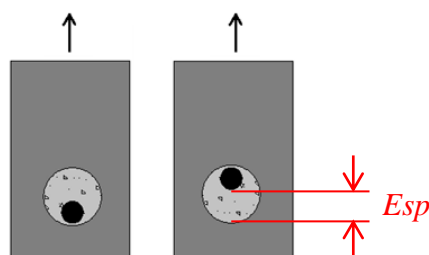


Figura 3.6: Variações da posição da barra no interior do furo.

O protótipo P5-1 é uma variação da armadura de confinamento do bloco, adotando para esta armadura barras de  $\phi$  6.3 mm (*Ac6*).

O protótipo P6-1 é uma variação da profundidade do conector *Perfobond*, sendo menos profundo devido à redução da largura do bloco de concreto que apresenta dimensões de 25x40x40 cm, diferentemente do protótipo de referência com dimensões de 40x40x40 cm. Os protótipos de referência da tipologia 2 (P7) apresentam profundidade semelhante ao

protótipo P6-1, com mesmas dimensões de bloco. Já o protótipo P8-1 apesar de apresentar mesmas dimensões para o bloco de concreto, a profundidade do conector é reduzida para 75 mm devido ao deslocamento da chapa no interior do bloco.

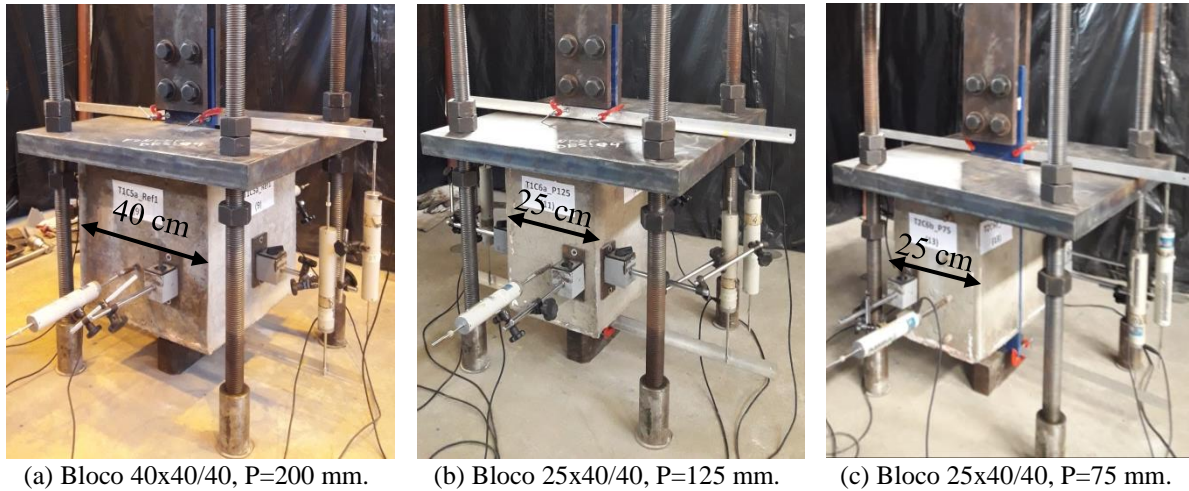


Figura 3.7: Variações dos blocos e profundidades do conector.

### 3.4 Caracterização dos Materiais

As concretagens dos protótipos experimentais foram realizadas no LAEES, em 6 (seis) diferentes ocasiões, sendo as mesmas referenciadas como concretagens C1 a C6, e para cada concretagem foram realizadas 2 (duas) betonadas separadas, referenciadas pelas letras “a” e “b”. Como pode ser observado nos exemplos referentes à descrição dos protótipos.

Para cada betonada foram realizados 8 corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, Figura 3.8. Os corpos de prova obtidos foram ensaiados em conjunto com a realização dos ensaios de seus respectivos protótipos, obtendo os valores de resistência no mesmo dia do ensaio principal. Foram realizados ensaios de compressão, conforme NBR 5739:2007, compressão diametral, conforme NBR 7222:2011, e determinação do módulo de elasticidade conforme NBR 8522:2017.

A resistência média à compressão, tração e módulo de elasticidade para cada protótipo são apresentados na Tabela 3.2.



Figura 3.8: Protótipos e corpos de prova concretados simultaneamente, preparados para os ensaios.

Os aços das barras de armaduras (barras de reforço do conector e armação do bloco) foram caracterizados por ensaio de tração, conforme norma NBR ISO 6892-1:2013 Versão Corrigida 2:2018. Sendo que nos ensaios das barras transversais de reforço, isto é, que compõem a conexão de cisalhamento, tais barras tiveram seu alongamento medido até o instante da ruptura para permitir uma simulação mais precisa de seu comportamento na conexão. Os resultados obtidos dos ensaios de tração para as barras de 6.3 mm, 12.5 mm e 20.0 mm, estão mostrados na Figura 3.9.

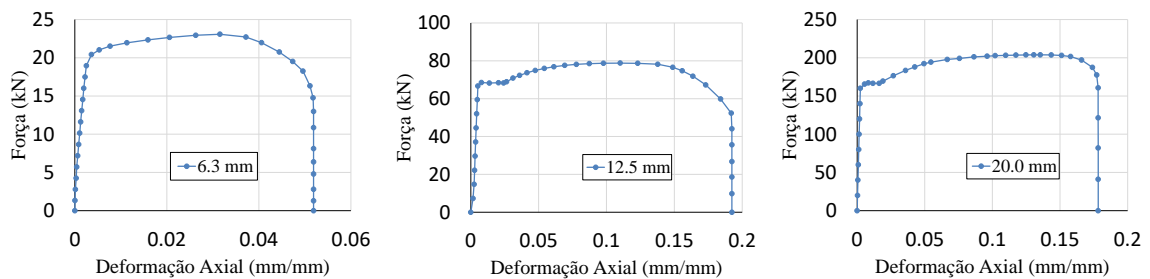


Figura 3.9: Caracterização das barras de aço.



Figura 3.10: Ensaio de tração das barras de aço com medição do alongamento por extensômetro ótico.

Quanto as propriedades mecânicas dos aços das chapas, adotou-se as propriedades nominais do aço estrutural CIVIL-350. Na Tabela 3.2, são apresentados os valores de resistência ao escoamento e à ruptura da chapa do conector, da barra de aço e das armaduras de confinamento e de costura para cada protótipo.

Tabela 3.2: Características dos Materiais.

Nº.	Descrição dos Protótipos	Propriedades dos Materiais (MPa)										
		Concreto do Bloco			Aço da Chapa		Aço da Barra		Aço da Armadura Transversal Confinante		Aço da Armadura de Costura	
		$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$E_c$	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$
<b>P1-1</b>	<b>TIC1a_Ref1</b>	<b>27.98</b>	<b>2.95</b>	<b>18954.0</b>			<b>537</b>	<b>702</b>	<b>592</b>	<b>741</b>	-	-
P2-1	TIC1b_Adr1	27.67	2.94	23217.0			537	702	592	741	-	-
P2-2	TIC2a_Adr1	30.73	3.88	23581.5			537	702	592	741	-	-
P3-1	TIC2b_d0	33.03	3.79	24127.5			537	702	592	741	-	-
P3-2	TIC3a_D25t7d6	28.84	3.63	23464.5			-	-	592	741	-	-
P3-3	TIC3b_D74t26d20	33.02	4.07	21555.0			609	763	592	741	-	-
P4-1	TIC4a_Esp0	25.12	3.14	21402.5	350	500	557	685	592	741	-	-
P4-2	TIC4b_Esp38	26.36	3.69	21238.0			537	702	592	741	-	-
<b>P1-2</b>	<b>TIC5a_Ref1</b>	<b>32.02</b>	<b>3.64</b>	<b>25131.0</b>			<b>537</b>	<b>702</b>	<b>592</b>	<b>741</b>	-	-
P5-1	TIC5b_Ac6	29.15	3.66	24431.5			537	702	619	735	-	-
P6-1	TIC6a_P125	28.76	3.42	22078.5			537	702	592	741	-	-
<b>P7-1</b>	<b>T2C6a_Ref2</b>	<b>28.76</b>	<b>3.42</b>	<b>22078.5</b>			<b>537</b>	<b>702</b>	-	-	<b>580</b>	<b>661</b>
<b>P7-2</b>	<b>T2C6b_Ref2</b>	<b>28.13</b>	<b>3.57</b>	<b>27174.5</b>			<b>537</b>	<b>702</b>	-	-	<b>580</b>	<b>661</b>
P8-1	T2C6b_P75	28.13	3.57	27174.5			537	702	-	-	580	661

### 3.5 Resultados dos Ensaios

Como resultados dos ensaios experimentais, foram obtidas as curvas de força *versus* deslizamento para cada protótipo descrito na Tabela 3.1, conforme mostrado na Figura 3.11. Podem ser destacados dos gráficos resultantes 4 (quatro) pontos principais.

A curva se inicia com um trecho linear até atingir o ponto I. Até esse ponto observam-se baixíssimos valores de deslizamento. Após o ponto I a carga segue crescendo de forma não linear, até atingir o ponto II, onde se observa acentuada perda de rigidez, o que configura o ponto de cedência da conexão. Após o ponto II observam-se elevados valores de deslizamento, podendo a curva continuar subindo com pequena inclinação, decrescer de forma momentânea e em seguida voltar a subir ou ainda decrescer de forma definitiva. Nesse último caso o ponto II é também o ponto de carga máxima, nos outros a carga máxima será observada em um ponto distinto denominado ponto III. O ponto IV por sua

vez, corresponde ao ponto de deslizamento máximo da conexão, que pode ser caracterizado por um ponto de queda brusca na carga (ruptura) ou, caso a carga decresça de forma gradual, pelo ponto em que se atinge 90% da carga máxima observada. Os pontos I a IV são destacados na figura 3.11 e seus valores de força e deslizamento estão apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Valores de força e deslizamento obtidos dos ensaios experimentais.

Nº.	Descrição dos Protótipos	Pontos Principais da curva Força (kN) versus Deslizamento (mm)								Confinamento	
		(I) Início da plastificação no concreto		(II) Falha localizada do Concreto		(III) Carga Máxima		(IV) Deslizamento Máximo			
		$P_E$ (kN)	$\delta_E$ (mm)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_R$ (kN)	$\delta_R$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)		
P1-1	<i>T1C1a_Ref1</i>	99	0.20	194	3.99	226	25.35	224	27.58	Armadura Confinante (Gaiola)	
P1-2	<i>T1C5a_Ref1</i>	102	0.11	237	3.15	264	22.41	263	22.41		
P2-1	<i>T1C1b_Adr1</i>	252	0.09	280	3.76	293	21.18	293	22.14		
P2-2	<i>T1C2a_Adr1</i>	205	0.03	277	1.48	301	15.41	299	16.63		
P3-1	<i>T1C2b_d0</i>	77	0.09	-	-	182	1.44	164	6.01		
P3-2	<i>T1C3a_D25t7d6</i>	24	0.01	49	2.83	61	14.18	60	14.94		
P3-3	<i>T1C3b_D74t26d20</i>	201	0.17	459	4.21	579	28.20	578	28.19		
P4-1	<i>T1C4a_Esp0</i>	56	0.04	191	1.99	241	11.25	241	11.63		
P4-2	<i>T1C4b_Esp38</i>	101	0.25	222	10.89	236	33.50	233	37.16		
P5-1	<i>T1C5b_Ac6</i>	111	0.17	228	3.92	264	21.31	260	23.00		
P6-1	<i>T1C6a_P125</i>	94	0.20	173	5.02	210	26.59	210	26.59		
P7-1	<i>T2C6a_Ref2</i>	80	0.07	-	-	182	4.07	164	8.14		Costura
P7-2	<i>T2C6b_Ref2</i>	90	0.11	-	-	188	3.74	170	15.24		
P8-1	<i>T2C6b_P75</i>	72	0.08	-	-	193	3.65	174	9.66		

Observando os protótipos da tipologia 1 (Figura 3.11-a à Figura 3.11-k), nota-se que apenas o protótipo P3-1 (*T1C2b\_d0*) apresentou perda definitiva de resistência após o ponto II, podendo-se concluir que o ponto II se caracteriza pela ruptura por cisalhamento do concreto, visto que este conector tem apenas o concreto como componente de resistência. Não havendo a presença da barra, esta ruptura representa a falha da conexão, e caso contrário, o conector continua apresentando resistência, até o ponto IV em que se nota, durante os ensaios, som característico da ruptura da barra. Na Figura 3.12-b pode ser observada a barra do protótipo P1-1 rompida. Apenas o protótipo P3-3 apresentou fissuração na superfície do bloco, conforme Figura 3.12-a.

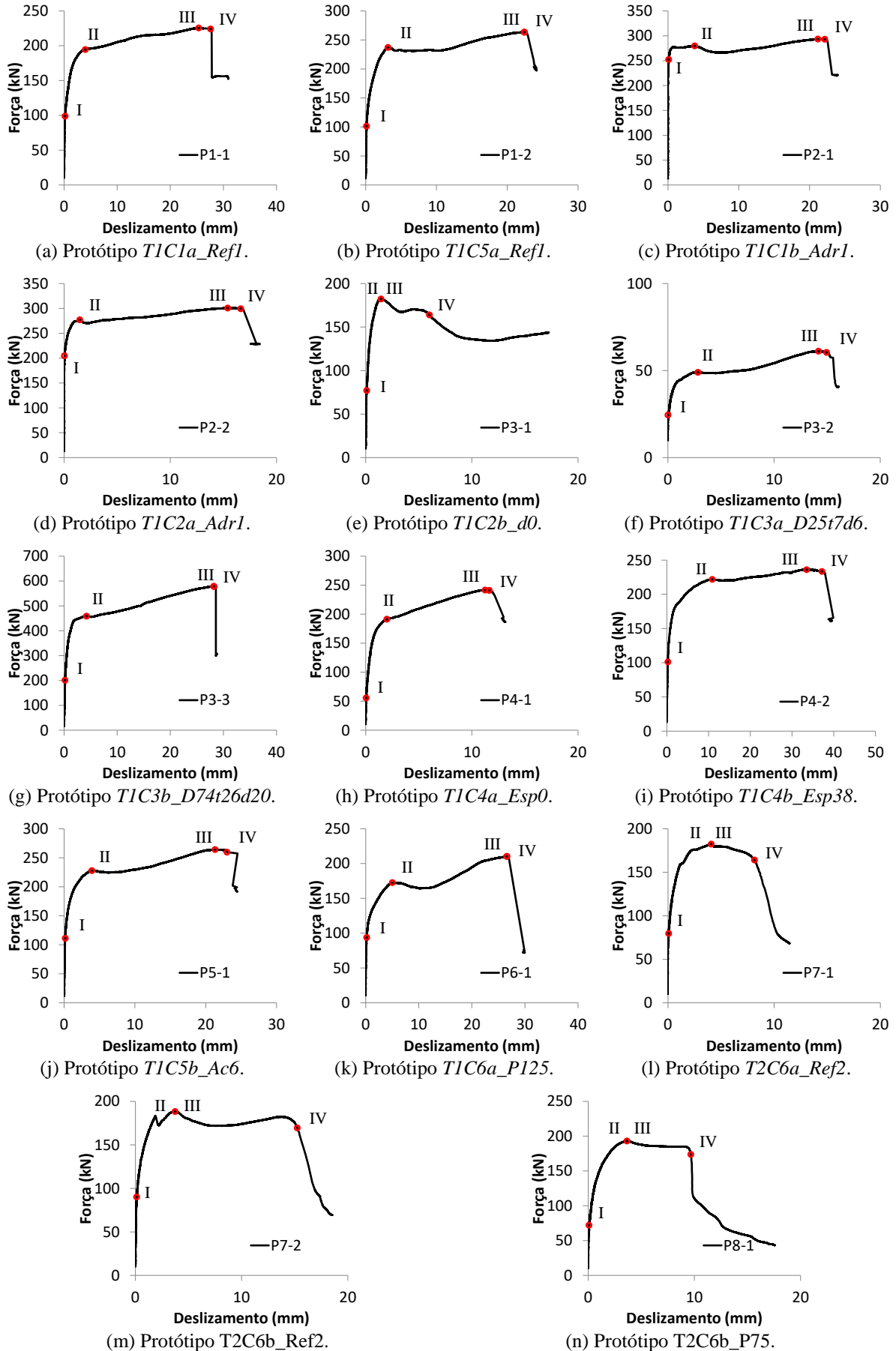
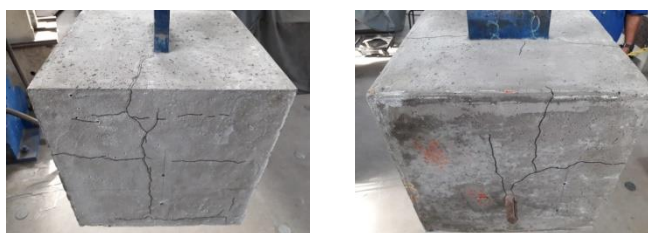


Figura 3.11: Resultados dos Protótipos Experimentais. Força (kN) versus Deslizamento (mm).

Observando os protótipos da tipologia 2, nota-se que, mesmo apresentando barra passante estes apresentam perda de resistência definitiva após o ponto II. Isso ocorre, pois, por não apresentarem suficiente grau de confinamento, a falha do concreto por cisalhamento se propaga pelo bloco, causando uma elevada fissuração, e, dessa forma, não sendo possível solicitar a barra até sua ruptura. Na Figura 3.13 apresenta-se a fissuração no bloco do protótipo P7-1 e o estado de deformação final da barra onde não se observa a sua ruptura.

Conclui-se, portanto, que para conector em situação confinada, os modos de falha são ruptura do concreto por cisalhamento, ou, ruptura da barra passante, caso haja a presença da barra no conector. Para os conectores em situação não confinada, o modo de falha observado é ruptura do concreto por cisalhamento com propagação de fissuração para a superfície.



(a) Fissuração do Bloco de concreto.



(b) Deformada da barra.

Figura 3.12: Fissuração e deformação da barra pós-ensaio para a Tipologia 1.



(a) Fissuração do Bloco.



(b) Deformada da barra.

Figura 3.13: Fissuração e deformação da barra pós-ensaio para a Tipologia 2.



### 3.6 Análise dos Resultados dos Ensaios

Os resultados de força *versus* deslizamento obtidos para cada protótipo foram sobrepostos para possibilitar uma análise comparativa entre os protótipos. Dessa forma, é possível identificar as influências das variáveis no comportamento do conector. Uma visão geral das sobreposições realizadas pode ser observada na Figura 3.14.

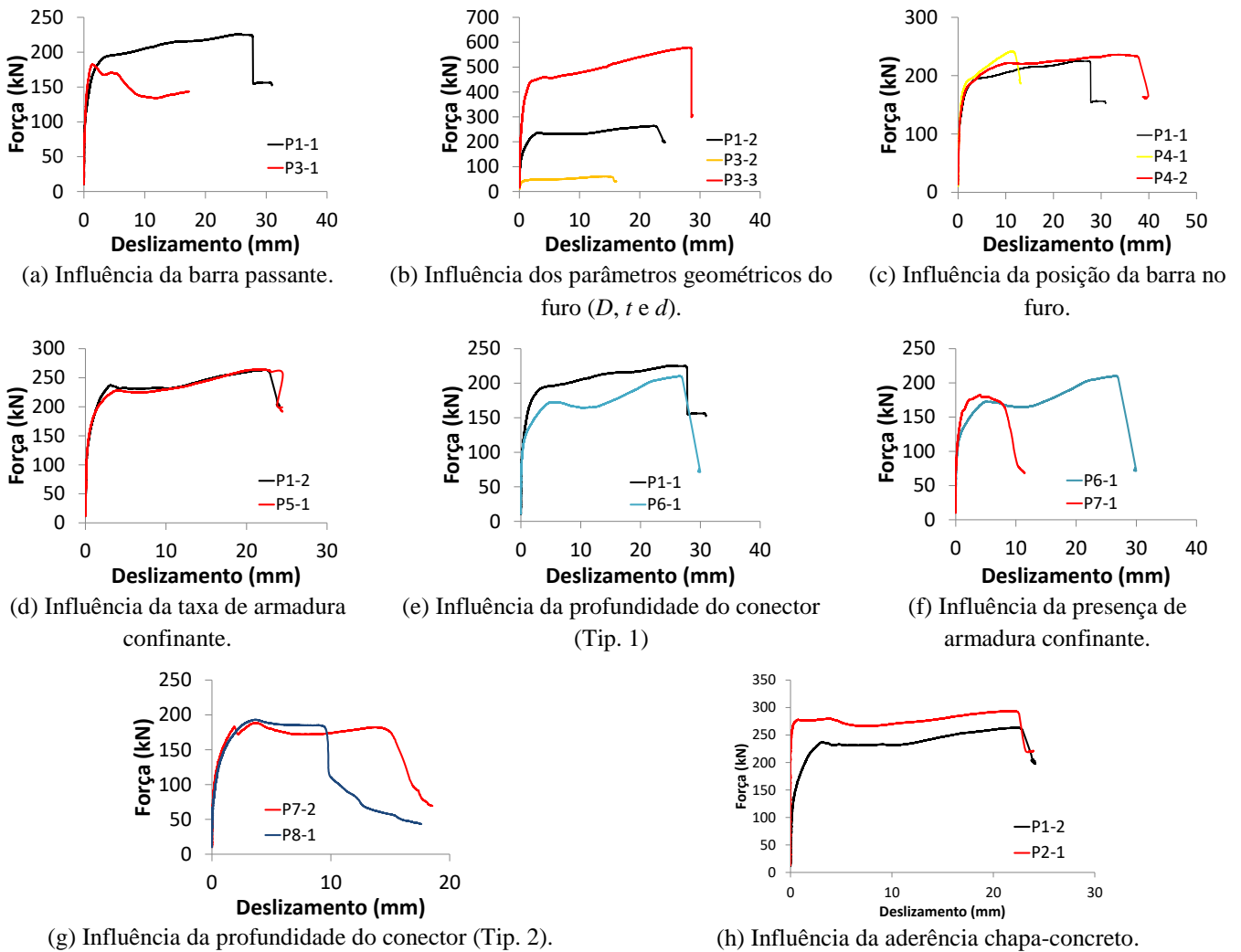


Figura 3.14: Resultados Experimentais. Gráficos Comparativos.

Na Figura 3.15 pode-se observar a curva obtida do protótipo P1-1 de referência, o qual contém barra de reforço no interior do furo, com aquela obtida do protótipo P3-1, o qual não contém barra de reforço. Através dessa comparação é possível identificar o ponto da falha do concreto ao cisalhamento, observada na máxima carga obtida pelo protótipo P3-1.

Além disso, verifica-se também a influência da barra de reforço para o conector. Nota-se que a presença da barra proporcionou ao conector do protótipo P1-1 um acréscimo de resistência de aproximadamente 24% em relação ao protótipo P3-1, após o ponto identificado como falha localizada do concreto ao cisalhamento. Com a presença da barra, a carga máxima só foi atingida com a ruptura da mesma. Observa-se, portanto, que a barra foi solicitada e apresentou considerável resistência, além disso, proporcionou também um acréscimo considerável na ductilidade do conector, aproximadamente 4.6 vezes maior que a obtida sem a sua presença.

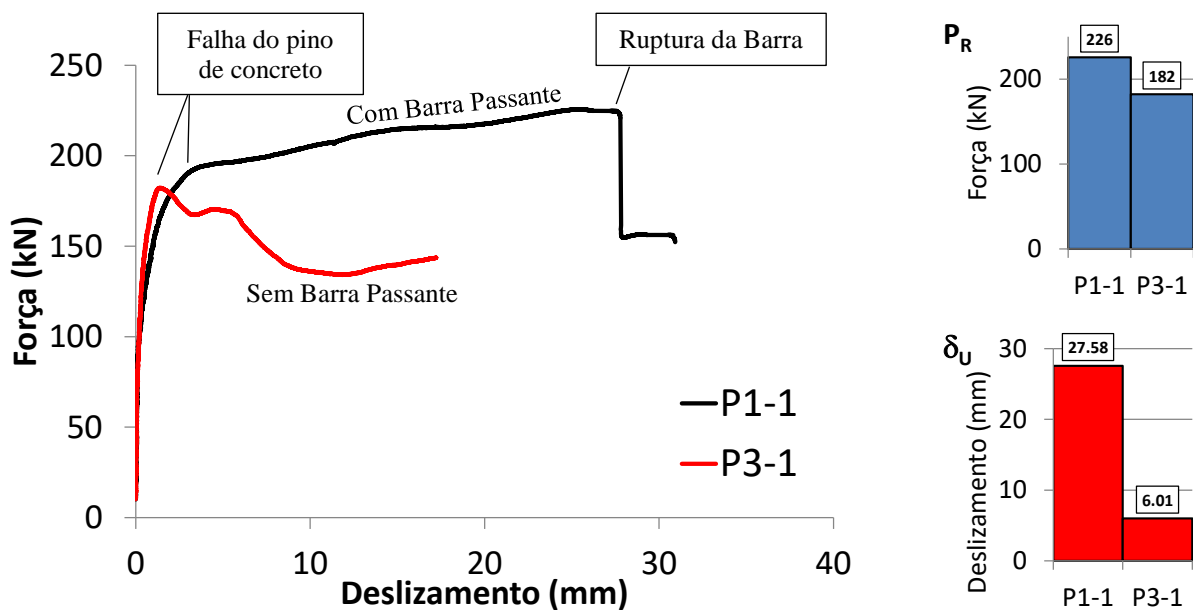


Figura 3.15: Influência da Barra passante.

Na Figura 3.16 estão sobrepostas as curvas obtidas dos protótipos P1-2 de referência, P3-2 com parâmetros geométricos do furo ( $D$ ,  $t$  e  $d$ ) reduzidos, e P3-3 com parâmetros geométricos aumentados. Cada protótipo apresenta valores diferentes de diâmetro do furo ( $D$ ), espessura da chapa ( $t$ ) e diâmetro da barra de reforço ( $d$ ). Nota-se que o valor de  $P_R$  (carga máxima) é muito influenciado pelas propriedades geométricas do furo. Enquanto que para os parâmetros reduzidos observa-se uma redução de aproximadamente 77% da resistência, para os parâmetros aumentados observa-se um acréscimo de 119%. O mesmo comportamento se observa para  $\delta_U$  (deslizamento máximo), em que se pode notar uma redução de aproximadamente 33% para o protótipo P3-2, e um acréscimo de 26% para o protótipo P3-3. Contudo, como foram variados os 3 (três) parâmetros simultaneamente, não é possível avaliar a influência de cada um separadamente, isso será feito numericamente no capítulo 5.

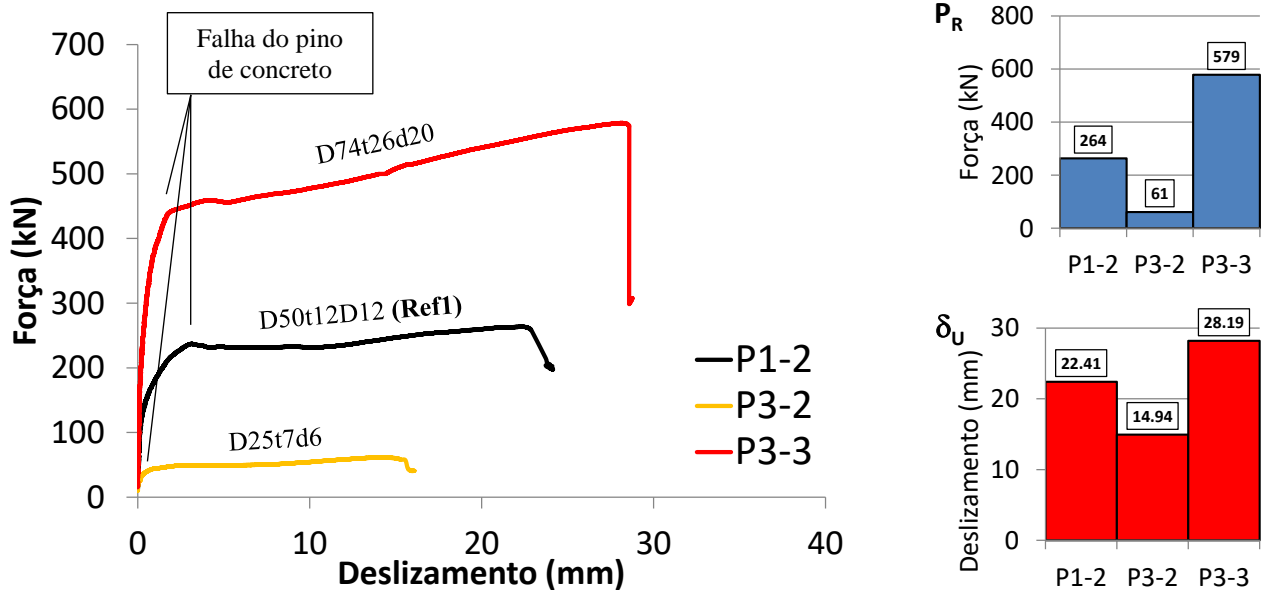


Figura 3.16: Influência dos parâmetros geométricos do furo ( $D$ ,  $t$  e  $d$ ).

Na Figura 3.17 estão apresentadas as curvas dos protótipos P4-1 e P4-2, os quais apresentam variações da posição da barra no interior do furo, em comparação com o protótipo P1-1 de referência. Nota-se que o posicionamento da barra não influenciou significativamente na resistência do conector. No protótipo P4-1, pode-se observar um ganho de resistência com uma inclinação mais íngreme logo após a falha do pino de concreto por cisalhamento, o que pode ser atribuído à proximidade da barra com a chapa. Nessa configuração a barra é acionada imediatamente após a falha do concreto. Porém tal configuração faz com que a barra esteja solicitada predominantemente por esforço cortante (ver item 2.1.1), não contribuindo significativamente para a resistência do conector e apresentando uma ruptura com menor ductilidade, uma redução de aproximadamente 58%. Já no protótipo P4-2 observa-se um acréscimo significativo de ductilidade, de aproximadamente 35%. Nessa configuração a barra não fica sujeita predominantemente à cortante, o que possibilita esse acréscimo de ductilidade, porém não contribuiu de forma considerável para a resistência do conector. Em resumo, a posição da barra no interior do furo influencia significativamente na ductilidade mas não na capacidade resistente.

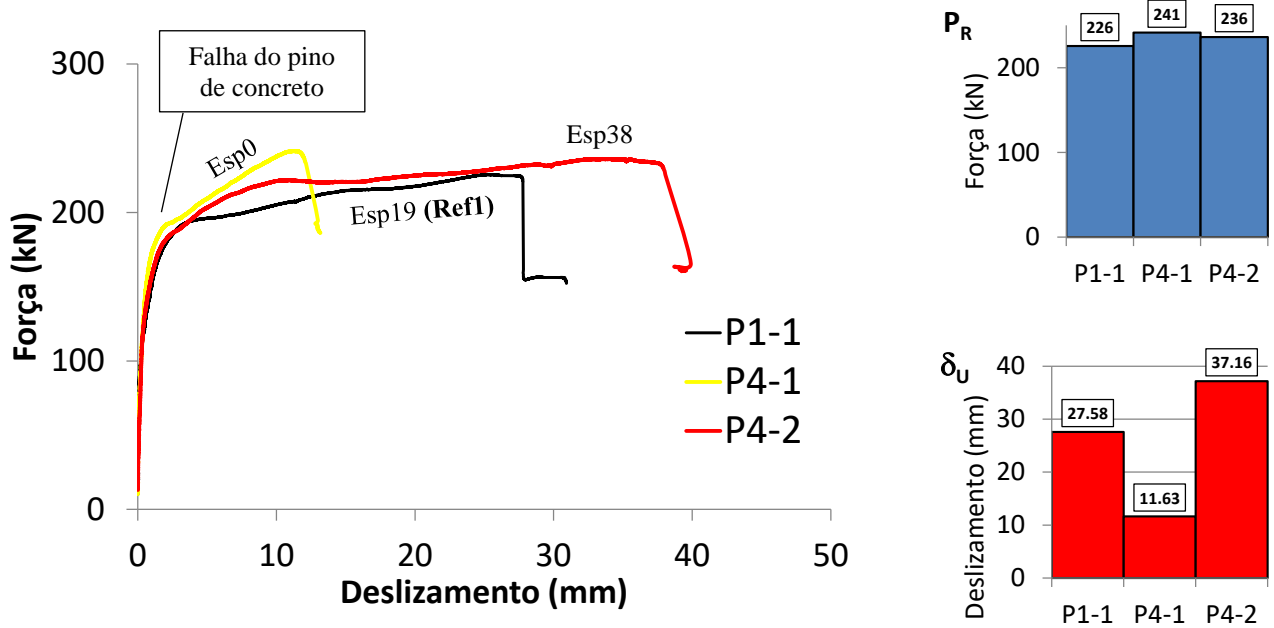


Figura 3.17: Influência da posição da barra no interior do furo (*Esp*).

Na Figura 3.18 estão sobrepostas as curvas do protótipo P1-2, cuja armação confinante do bloco apresenta barras de  $\phi 10.0$  mm, e do protótipo P5-1, cuja armação apresenta barras de  $\phi 6.3$  mm. Nota-se que os resultados de  $P_R$  (carga máxima) e  $\delta_U$  (deslizamento máximo) são praticamente iguais, o que pode significar que o mesmo confinamento é conseguido com uma armação menor. Nesse caso, a real influência da armação de confinamento poderá ser visualizada com uma redução mais drástica da mesma, o que é feito numericamente no capítulo 5.

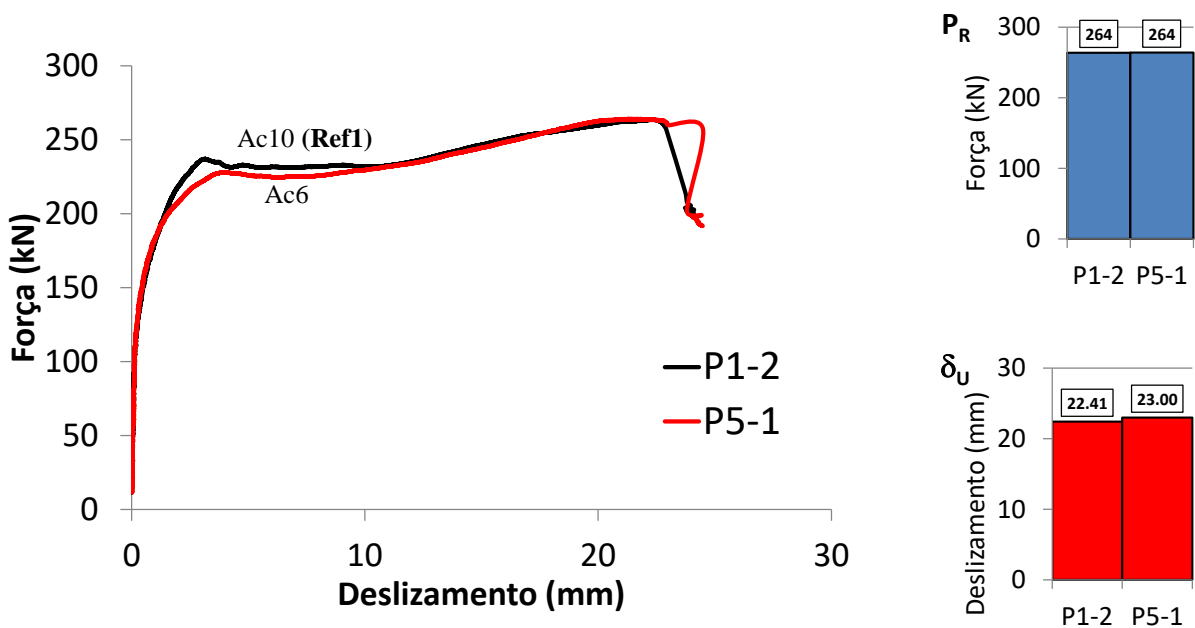


Figura 3.18: Influência da Taxa de Armadura Confinante (*Ac*).

Na Figura 3.19 estão sobrepostas as curvas dos protótipos P1-1 e P6-1, que se diferem quanto à profundidade do conector no elemento de concreto. Nota-se que no protótipo P6-1 há uma redução da resistência, de aproximadamente 7%. Observa-se também, uma perda de resistência mais acentuada logo após a falha do pino de concreto, porém, não suficiente a ponto de atingir 90% do valor de  $P_y$  (173 kN). Como o protótipo ainda apresenta certo confinamento, a barra é acionada e o conector volta a apresentar um ganho de resistência. Dessa forma, observa-se que a ductilidade não sofreu variação considerável.

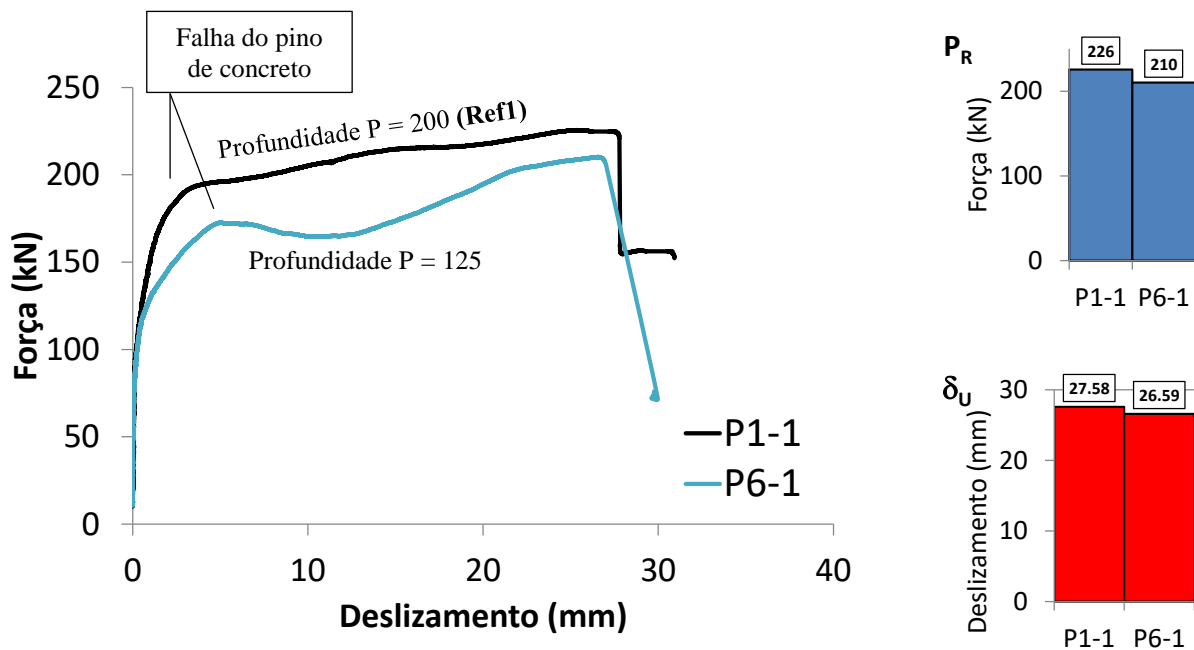


Figura 3.19: Influência da Profundidade do conector ( $P$ ) para a tipologia 1.

Na Figura 3.20 são comparadas as curvas do protótipo P7-1, de referência para a tipologia 2, com o protótipo P6-1 pertencente à tipologia 1, porém com mesmas características geométricas de P7-1, diferenciando apenas pela presença de armadura confinante. Nota-se que em ambos os protótipos o valor da carga de cedência ( $P_y$ ), caracterizada pela falha do pino de concreto, não se diferencia significativamente. Porém, o protótipo P7-1 apresenta uma redução na carga máxima ( $P_R$ ) de aproximadamente 13%. Nota-se que no protótipo P7-1, como não há confinamento, a fissuração do bloco se propaga até a superfície, causando fissuração e destacamento do concreto. Dessa forma, a carga máxima é definida pela ruptura do pino de concreto ao cisalhamento, e nesse caso, portanto, não se observa o acionamento da barra e, conseqüentemente, um novo acréscimo de resistência e ductilidade.

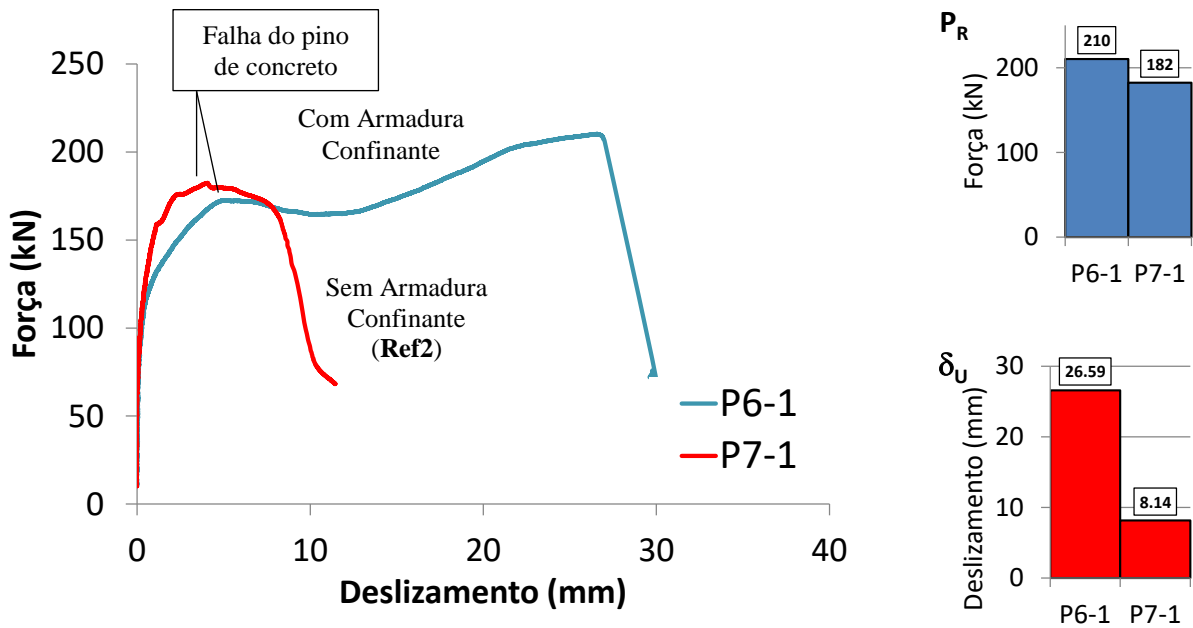


Figura 3.20: Influência da presença da Armadura Confinante.

Na Figura 3.21 são sobrepostas as curvas dos protótipos P7-2 e P8-1, que se diferenciam apenas na posição da chapa no bloco de concreto, modificando consequentemente a profundidade do conector. O mesmo modo de falha foi observado para ambos os casos, fissuração e destacamento do bloco de concreto. Observa-se apenas uma redução da ductilidade para o protótipo P8-1, de aproximadamente 37%.

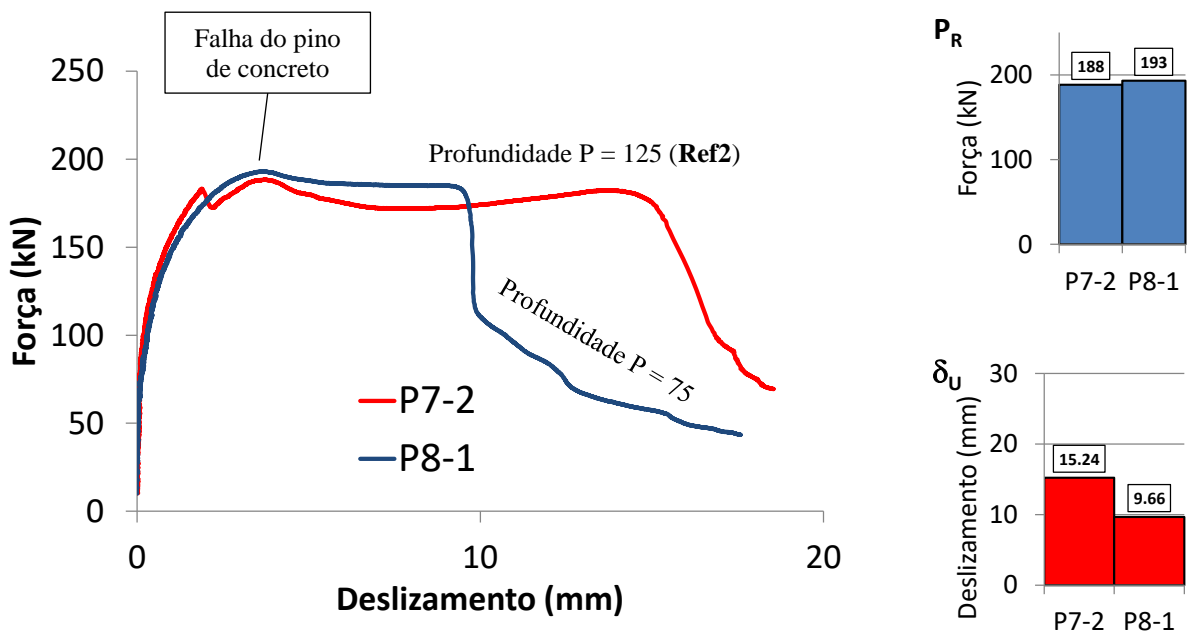


Figura 3.21: Influência da Profundidade do conector (P) para a tipologia 2.

E finalmente, na Figura 3.22 estão sobrepostas as curvas dos protótipos P1-2, cuja chapa é pintada e lubrificada com desmoldante, e do protótipo P2-1, cuja chapa não apresenta pintura. A aderência entre chapa e concreto adicionou resistência inicial ao conector, podendo ser observada pela diferença entre os valores de  $P_E$ , 102 kN para P1-2 e 252 kN para P2-1. Porém, a falha do pino de concreto se é observada imediatamente após a perda da aderência, ocorrendo com valores menores de deslizamento. Em resumo, a aderência aumentou a rigidez inicial e o atrito elevou o patamar da curva como um todo. Na Figura 3.23, pode-se observar a região do topo do bloco em contato com chapa que apresentou um destacamento localizado devido à aderência.

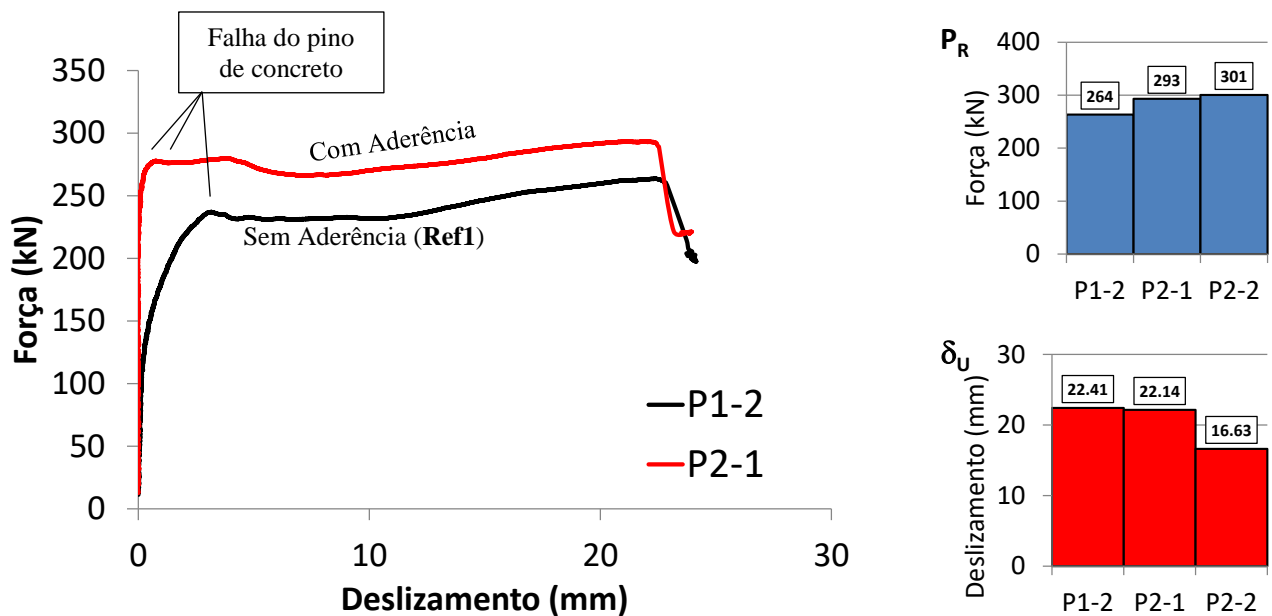


Figura 3.22: Influência da aderência chapa-concreto.



(a) Protótipo P1-1 pós-ensaio.



(b) Protótipo P2-1 pós-ensaio.

Figura 3.23: Região danificada pela aderência.

# 4

## MODELAGEM NUMÉRICA

### 4.1 Considerações Iniciais

Este capítulo tem o objetivo de descrever todas as características dos modelos numéricos desenvolvidos a fim de simular os ensaios experimentais descritos no capítulo anterior. Os modelos numéricos obtidos nesse trabalho foram desenvolvidos em conjunto com o trabalho de doutorado do engenheiro Otávio Prates Aguiar (Aguiar, 2018). Buscou-se simular de forma mais fidedigna possível a configuração dos ensaios, as interações e contatos entre os elementos, condições de contorno, propriedades dos materiais e o carregamento.

Os modelos foram desenvolvidos em elementos finitos através do software ABAQUS. Sua plataforma permite fácil comunicação com a linguagem de programação em *Python*, apresentando alguns recursos inerentes ao software que facilitam o desenvolvimento de um *script* para a parametrização da modelagem.

### 4.2 Modelos Numéricos

#### 4.2.1 Configuração geral dos modelos

Os modelos são constituídos por partes de elementos sólidos (*3D deformable solid*), e por partes de elementos de barras (*3D deformable wire*). O bloco de concreto, a chapa de aço e a barra de reforço no interior do furo são modelados como sólidos, e a armação de confinamento para a tipologia 1, assim como a armação de costura para a tipologia 2 são elementos de barras. Na Figura 4.1 estão apresentadas as respectivas partes descritas acima em suas configurações finais. Entende-se como configuração final a geometria obtida depois de desenvolvidas as junções (*merge*) e cortes (*cut*) devidamente necessários. O modelo também apresenta uma superfície rígida no topo do bloco de concreto definida como uma superfície indeformável utilizando a ferramenta *Rigid Surface*, de forma a



simular a chapa de topo utilizada no ensaio. O modelo apresenta dupla simetria, porém, optou-se por desenvolver apenas uma simetria, ao longo do eixo  $X$ , dessa forma a barra é modelada por completo no interior do furo.

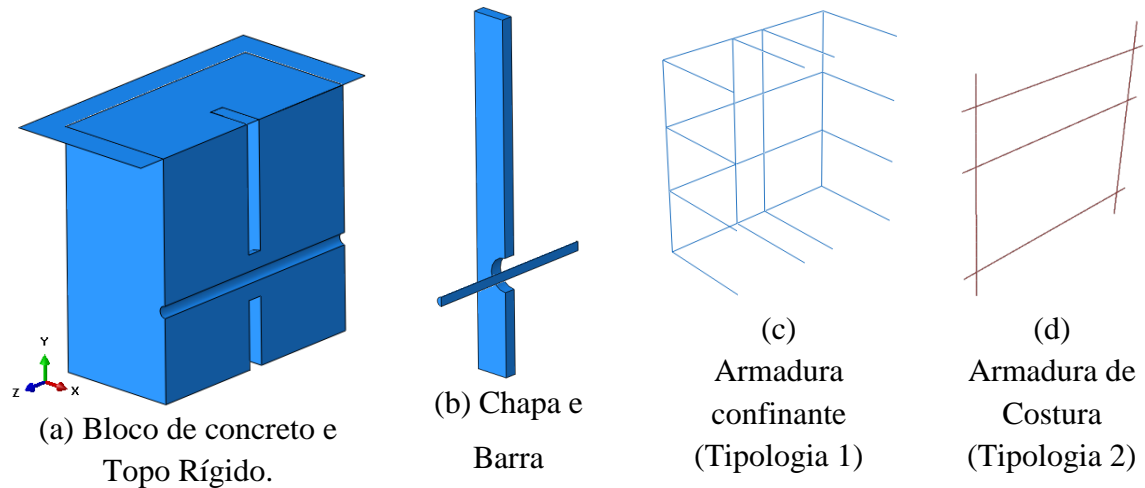


Figura 4.1: Principais elementos do modelo numérico.

#### 4.2.2 Malha de Elementos Finitos

Para os elementos sólidos foi adotado o elemento linear sólido hexaédrico de oito nós com integração reduzida C3D8R, já para os elementos de barra foi adotado o elemento linear de barra do tipo *Truss* com dois nós T3D2, conforme Figura 4.2.

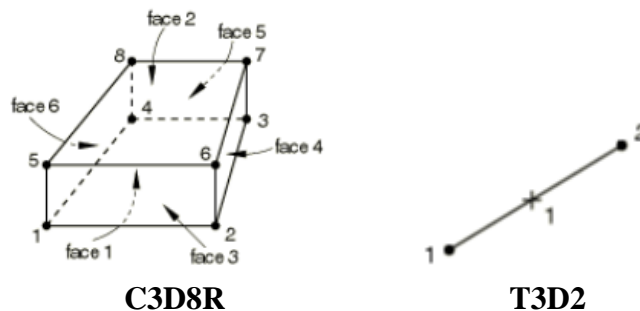


Figura 4.2: Elementos Finitos utilizados no modelo (C3D8R e T3D2).

O software ABAQUS contém um algoritmo que analisa a geometria para definir uma estratégia de discretização da malha. Com o objetivo de simplificar a geometria, foram criadas diversas partições nos elementos, conforme Figura 4.3. O bloco é particionado na largura, na espessura da chapa e no eixo da barra. Além disso, foi particionado em duas faixas tanto na horizontal quanto na vertical, de largura igual à largura da chapa, formando uma faixa de região central onde se localiza o pino do conector.

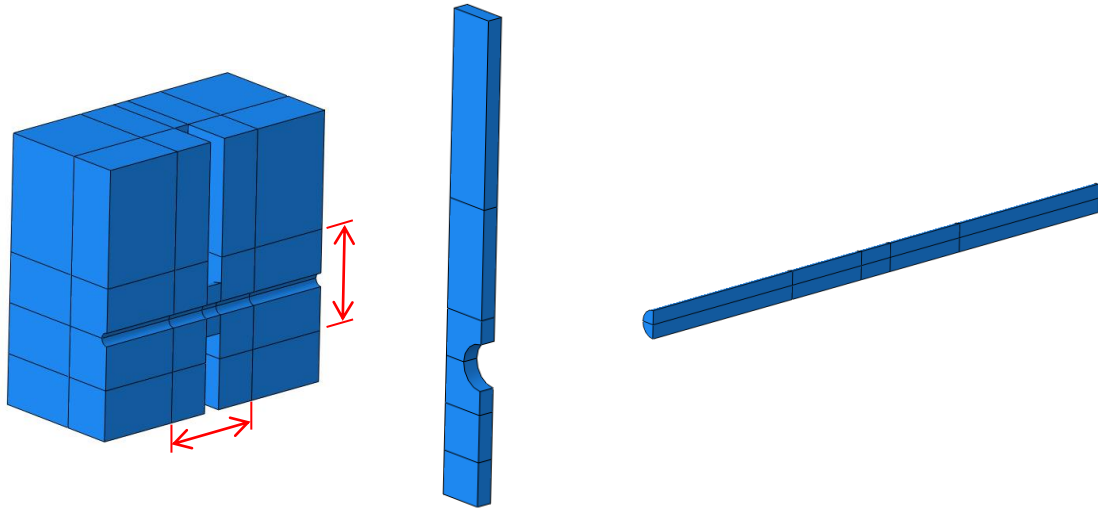


Figura 4.3: Partições dos elementos.

A estratégia de discretização de malha estruturada (*Structured*) foi adotada para a chapa, para a barra, e para parte do bloco. Além disso, para o bloco, na região central, outra estratégia de malha por varredura (*Sweep*) foi necessária, conforme Figura 4.4.

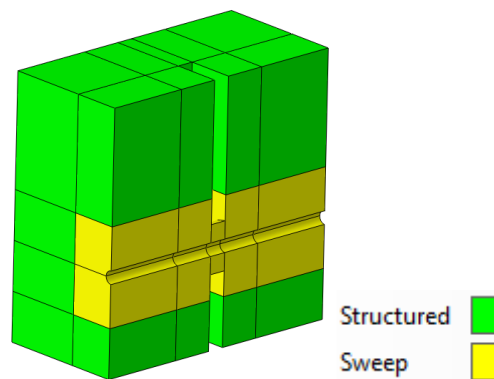


Figura 4.4: Técnicas de malha para o bloco.

Foram utilizados elementos de tamanho 15 mm em geral, para os elementos das regiões externas à faixa central do conector e armação. Para a região central os elementos foram reduzidos para 5 mm, e para o pino de concreto foi adotado elementos de 2,5 mm. Já para a barra, foram adotados elementos de 1 mm na sua seção e no seu comprimento na região central do conector. Na Figura 4.5 se observa o aspecto final da malha em cada componente.

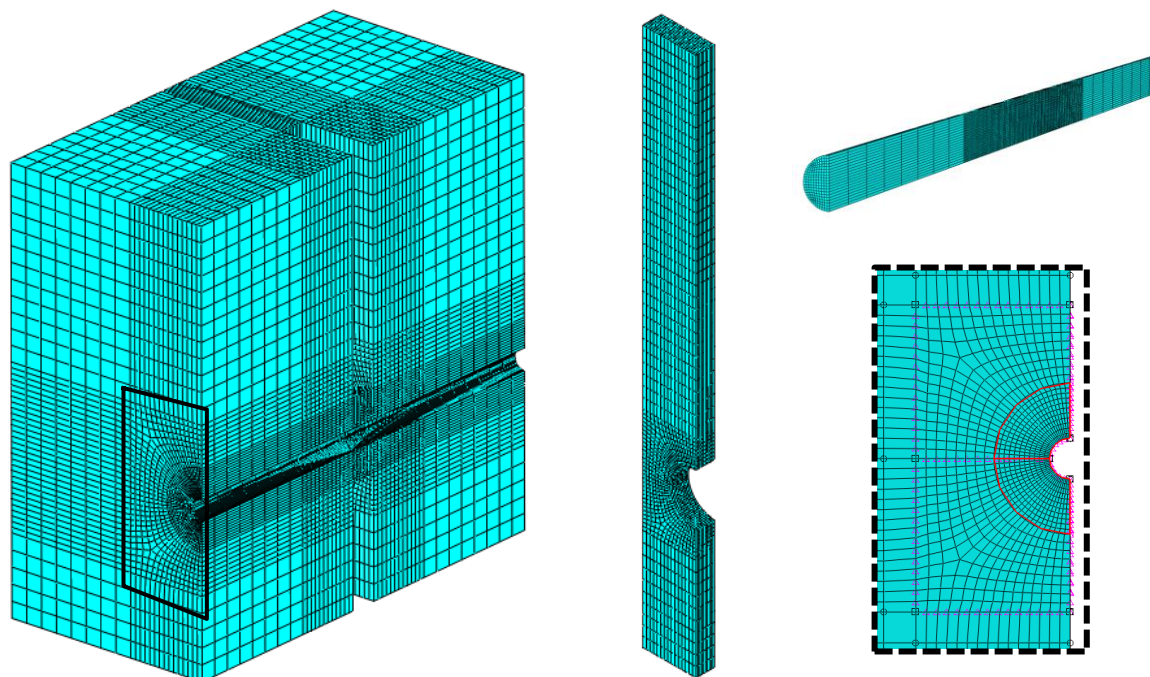


Figura 4.5: Aspecto geral da malha de elementos finitos nos componentes sólidos.

As dimensões atribuídas foram resultado de um estudo de malha. A opção adotada apresentou um adequado tempo de processamento e possibilitou tal processamento até o nível de deslizamento desejado sem apresentar distorções significativas, principalmente na região esmagada do pino de concreto. Foram observados diversos tipos de erros correlacionados à malha, em algumas discretizações alguns elementos apresentaram distorção excessiva, ou então apresentavam deslocamentos não coerentes, e nesses casos o processamento era abortado sem se ter a análise completa do modelo conforme ensaio experimental correspondente.

#### 4.2.3 Condições de Contorno, Restrições, Contatos e Carregamento

Para reproduzir o ensaio de cisalhamento do tipo *Plug-in* foram necessárias três condições de contorno, referente ao atuador hidráulico, ao topo rígido que impede o deslocamento do bloco, e à simetria adotada para o modelo.

A superfície do topo da chapa foi vinculada em todos os graus de liberdade ( $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$ ,  $UR_1$ ,  $UR_2$  e  $UR_3$ ), através de um *Constraint* do tipo *Coupling*, a um ponto de referência localizado no ponto central da superfície (*Reference Point* “RP1”). Também o topo rígido teve todos os graus de liberdade vinculados a um ponto de referência localizado na parte central da superfície (*Reference Point* “RP2”), através de um *Constraint* do tipo *Rigid Body*. A posição dos pontos de referência pode ser visualizada na Figura 4.6.

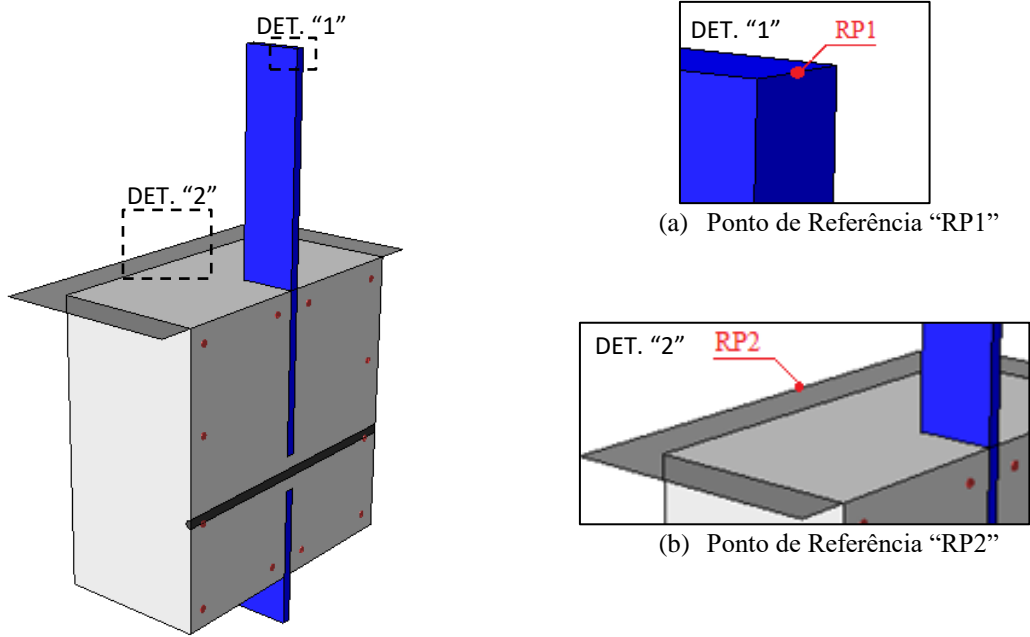


Figura 4.6: Pontos de referência, RP1 e RP2.

Aos pontos de referência, “RP1” e “RP2”, para o estado inicial, foram atribuídas condições de contorno restringindo deslocamentos e rotações em todas as direções (U1, U2, U3, UR1, UR2 e UR3). Para todos os pontos localizados na face da simetria foi adotada uma condição de contorno do tipo *Symmetry*, no caso na direção do eixo “X” (XSYMM), conforme Figura 4.7-a. O carregamento do atuador hidráulico foi inserido na forma de deslocamento. Para isso, na etapa de carga (*Step CARGA*), foi definido um deslocamento total de 30 mm na direção “Y” (U2) à condição de contorno já atribuída ao ponto de referência “RP1”.

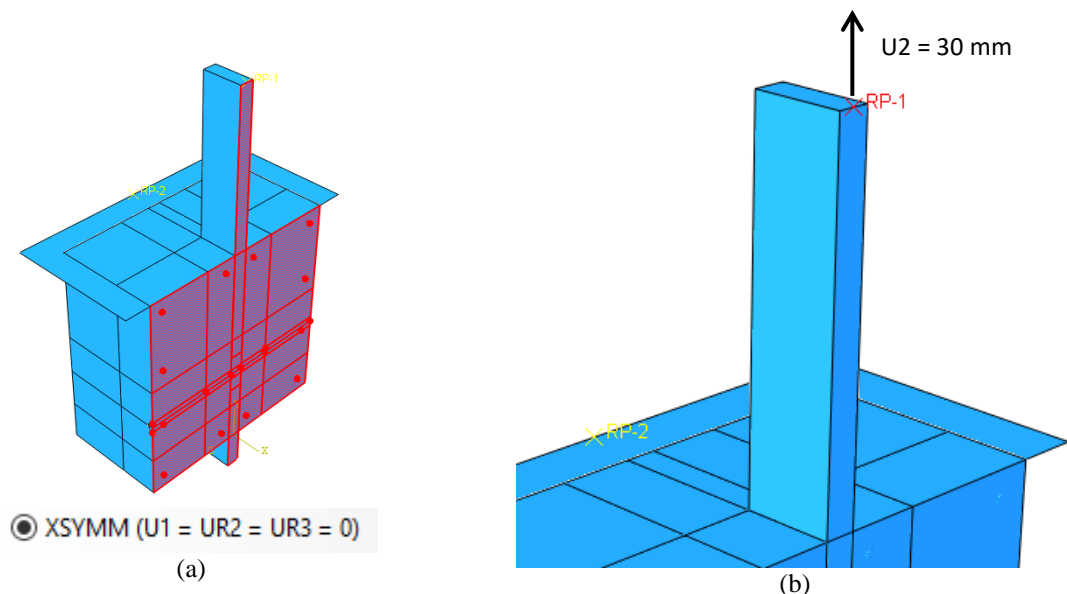


Figura 4.7: (a) Condição de contorno de simetria. (b) Deslocamento inserido na fase de carregamento.

Para a etapa de carregamento o método de análise adotado foi o *Dynamic Explicit*. Um tempo de 1500 s foi adotado para que o modelo se comportasse de forma quase-estática. Uma função de suavização do tipo *Smooth* foi definida como amplitude da carga, com ponto inicial em zero e ponto final atingindo o máximo de 1 (um) para o tempo da etapa de carregamento (1500 s). Para reduzir o tempo de processamento do modelo foi utilizado o artifício de *Mass Scaling* disponível no ABAQUS. Tal recurso foi configurado de forma semiautomática, aplicado a todo o modelo e a cada etapa de carregamento (*Throughout step*), adotando um tempo de incremento de 0,005 (*target time increment*) aplicado a elementos que apresentem tempo abaixo desse valor estipulado (*If below minimum target*), e com uma frequência a cada 1 (um) incremento. Ao final do processamento foi realizada uma avaliação da energia e ação e reação do sistema, verificando um nível desprezível de forças inerciais.

Para a armação de confinamento do bloco de concreto da tipologia 1, e também para a armação de costura da tipologia 2, foi colocada uma restrição definindo a armação como imersa no elemento de concreto. Isso foi possível através de um *Constraint* do tipo *Embedded Region*.

Entre a barra e o concreto foi feito um estudo para verificar a condição que melhor representaria a barra no interior do concreto. Foram testadas 4 condições para a barra. Primeiramente, toda a extensão da barra foi modelada com um contato (*Interaction*), adotando um coeficiente de atrito de 0,5 para o comportamento tangencial e um contato “duro”, ou “*Hard contact*”, para o comportamento normal. Em sequência toda a extensão da barra foi modelada presa ao bloco através de uma restrição (*Constraint*) do tipo *Tie*. E então, outras duas variações com parte da barra em contato e parte da barra restringida foram realizadas, como mostrado na Figura 4.8. Primeiro foi mantido o contato (*Interaction*) apenas na região da barra no pino de concreto e as demais extensões presas ao concreto (*Tie*), Figura 4.8-a. Segundo, foi mantido o contato (*Interaction*) na região do pino mais uma parte da região central, e a restrição (*Tie*) para as demais regiões mais afastadas do conector, Figura 4.8-b. No final, optou-se pela a opção mostrada na Figura 4.8-a.

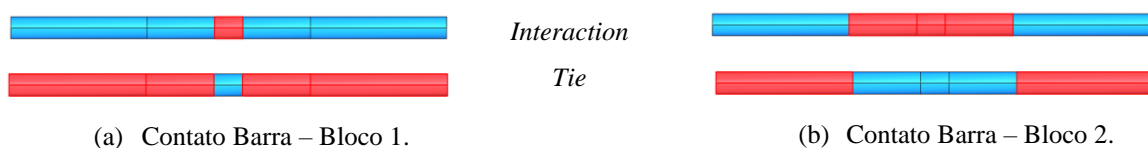


Figura 4.8: Opções avaliadas para o contato entre barra e bloco.

Os contatos utilizados entre as partes foram definidos como contatos de superfície com superfície para o método explícito, *Surface-to-Surface contact (Explicit)*. O modelo apresenta três contatos principais, conforme Figura 4.9.

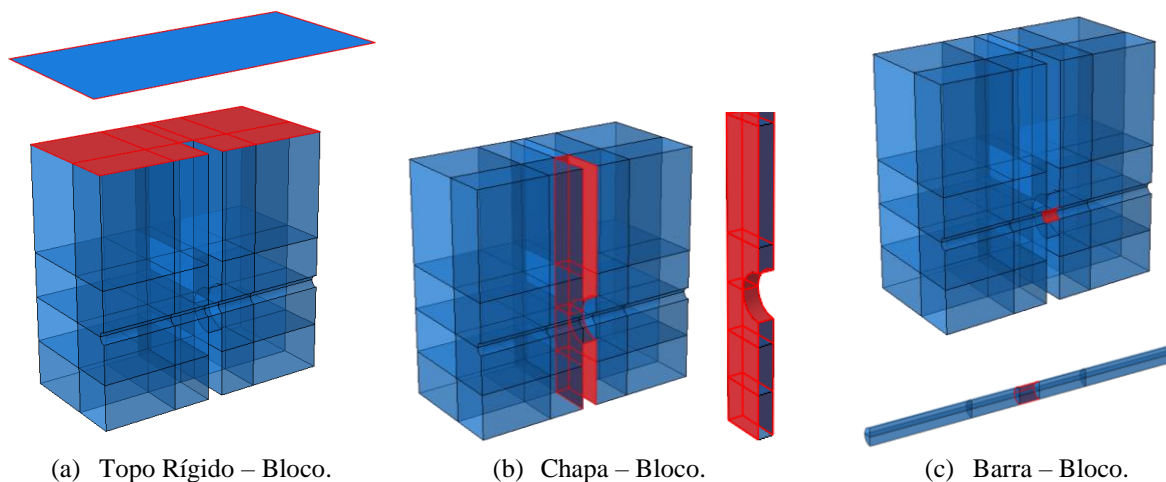


Figura 4.9: Principais contatos do modelo.

As propriedades do contato Bloco–Topo rígido, assim como o contato Bloco–Chapa (Figura 4.9-a e b) foram definidas como “*Hard contact*” para o comportamento normal, e coeficiente de atrito 0,1 para o comportamento tangencial, praticamente nulo, visto que a chapa recebeu um tratamento de pintura e desmoldante antes da concretagem e foi inserida uma camada de areia entre o bloco e o topo rígido.

Foi ainda definido um contato entre a superfície superior do pino de concreto e as faces laterais do bloco em contato com o pino, conforme Figura 4.10. Dessa forma, restringiu-se ainda mais o deslocamento dos elementos do pino de concreto nesta face superior em direção ao interior do bloco. Tal deslocamento ocorre devido ao surgimento de tração, e foram observados erros de deslocamentos incoerentes para os nós dessa região sem o contato definido. Foi utilizado um coeficiente de atrito 1,0 para o comportamento tangencial, e “*Hard contact*” para o comportamento normal.

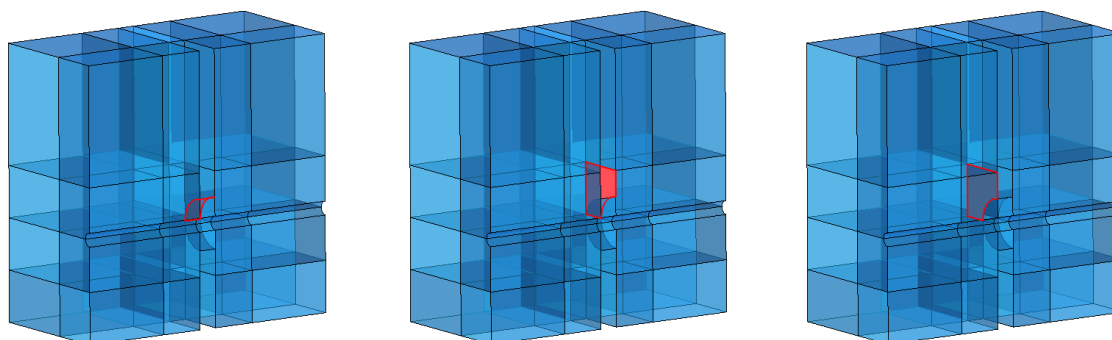


Figura 4.10: Contato entre pino superior e faces do bloco.

#### 4.2.4 Método de Análise

Foi adotado o método de análise *Dynamic, Explicit* que a princípio se destina para problemas dinâmicos, isto é, sujeitos a forças inerciais, onde a massa e a aceleração dos corpos influenciam no equilíbrio do sistema. Duas verificações foram realizadas para certificar que o modelo se comportou de forma estática, ou quase estática. Avaliou-se que a energia cinética permaneceu praticamente nula com relação a energia interna do problema, durante todo o processamento, conforme Figura 4.11. A força de reação na direção “Y” obtida no ponto de referência “RP1”, ponto de aplicação de carga, corresponde à força introduzida no sistema, isto é, a ação, enquanto que a força de reação também na direção “Y” obtida no ponto de referência “RP2”, ponto de restrição do modelo, corresponde à força de reação do sistema. No gráfico da Figura 4.12, pode-se observar que os valores de ação e reação permaneceram iguais ao longo de todo o carregamento.

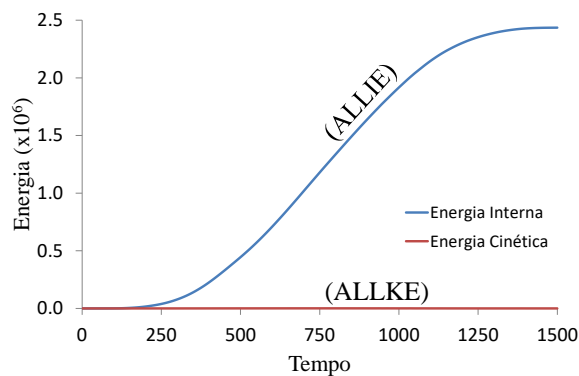


Figura 4.11: Energia Interna x Energia Cinética.

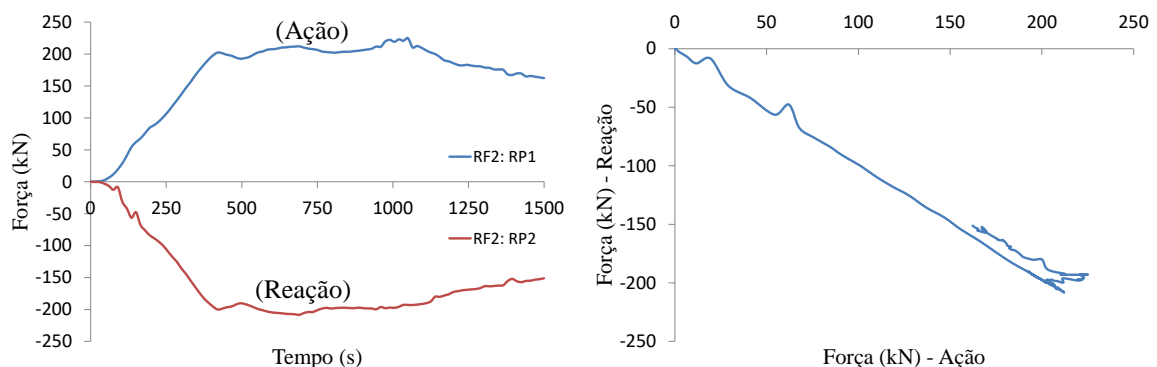


Figura 4.12: Ação x Reação (RF2).

## 4.2.5 Materiais

### Concreto

Para a densidade do material foi utilizado o valor de 2400 kg/m<sup>3</sup>, inserindo no ABAQUS o valor de 2,4x10<sup>-9</sup>, conforme unidades adotadas.

Para o regime elástico do concreto é necessário fornecer apenas o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Segundo a norma EN 1992-1-1:2004, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) pode ser tomado como 0,2. Também de acordo com a referida norma, o módulo de elasticidade pode ser obtido conforme equação (4.1).

$$E_{cm} = 22. \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (4.1)$$

Dessa forma, o valor de  $E_{cm}$  foi determinado para cada modelo conforme o respectivo protótipo experimental correspondente, a partir do valor de  $f_{cm}$  obtido da caracterização do material (Tabela 3.2). Os valores de  $E_{cm}$  adotados para os modelos numéricos conforme os protótipos experimentais são apresentados na Tabela 4.1. Os valores de  $f_{cm}$  foram arredondados para simplificação da modelagem numérica.

Tabela 4.1: Valores de  $f_{cm}$  e  $E_{cm}$  adotados para os modelos numéricos realizados (MPa).

Nº	Protótipo	$f_{cm}$ experimental	$f_{cm}$ numérico	$E_{cm}$
P1-1	<i>TIC1a_Ref1</i>	27.98		
P3-2	<i>TIC3a_D25t7d6</i>	28.84		
P5-1	<i>TIC5b_Ac6</i>	29.15	28.0	29961.95105
P6-1	<i>TIC6a_P125</i>	28.76		
P7-1	<i>T2C6a_Ref2</i>	28.76		
P3-1	<i>TIC2b_d0</i>	33.03		
P3-3	<i>TIC3b_D74t26d20</i>	33.02	33.0	31475.80621

O comportamento do concreto no regime inelástico foi simulado através do modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*. Para determinação dos parâmetros necessários para configurar o modelo foi realizado um extenso trabalho de calibração com os resultados experimentais, dessa forma, foram adotados os valores mostrados na Tabela 4.2, abaixo.

Tabela 4.2: Valores dos parâmetros de *Concrete Damage Plasticity*.

<i>Dilation Angle</i>	<i>Eccentricity</i>	$f_b/f_{c0}$	<i>K</i>	<i>Viscosity Parameter</i>
30	0,1	1,10	0,9	0,00025



Foram fornecidas curvas para o comportamento à compressão e à tração. Conforme Figura 4.13, as curvas necessárias para a configuração do material são: (a) tensão de compressão *versus* deformação plástica, (b) dano à compressão *versus* deformação plástica, (c) tensão de tração *versus* abertura de fissuras, e, (d) dano à tração *versus* abertura de fissuras. Os gráficos representados referem-se ao modelo do protótipo P1-1 (Ref-1).

Essas curvas foram obtidas, a partir dos resultados de caracterização do material (Tabela 3.2), utilizando a formulação da norma EN 1992-1-1:2004, e adotando os valores conforme Tabela 4.3 para os parâmetros de PAVLOVIĆ *et al.* (2013), referentes ao amolecimento do concreto.

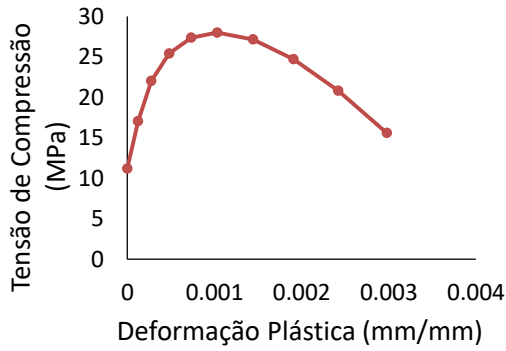
Tabela 4.3: Parâmetros adotados para o amolecimento do concreto, conforme PAVLOVIĆ *et al.* (2013).

Parâmetros	Valores
$\mathcal{E}_{cuD}$	0.0035
$f_{cuD}$	15.6024
$\mathcal{E}_{cuE}$	0.0300
$f_{cuE}$	1.8667
$\mathcal{E}_{cuF}$	0.1000
$f_{cuF}$	0.4000
$\alpha$	15.0000
$\alpha_{tD}$	0.5000
$\alpha_{tE}$	0.9000

A curva tensão de tração *versus* abertura de fissuras é obtida conforme formulação proposta por Cornelissen *et al.* (1986), adotando 1,5 mm para abertura de fissuras ( $w_c$ ), os valores de  $f_{cm}$  obtidos dos ensaios de caracterização (Tabela 3.2), e os coeficientes conforme Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Parâmetros adotados para curva tensão de tração *versus*  $w_c$ .

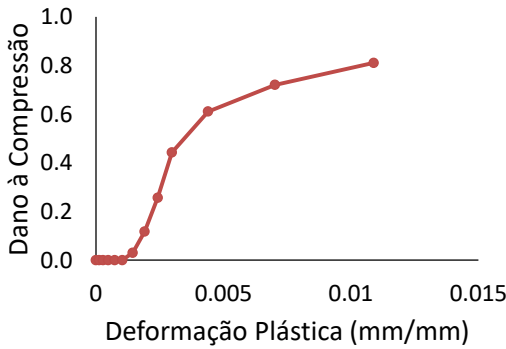
Parâmetros	Valores
$C_1$	3.00
$C_2$	6.93
$\alpha$	1.60



(a) Tensão de Compressão x Deformação Plástica

*Compressive Behavior*

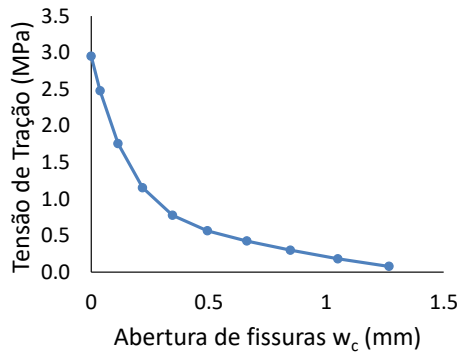
Yield Stress	Inelastic Strain
11.20000	0.00000
17.05285	0.00012
22.03098	0.00028
25.42600	0.00048
27.37509	0.00073
28.00000	0.00103
27.14919	0.00144
24.70444	0.00191
20.81243	0.00242
15.60236	0.00298



(b) Dano à Compressão x Deformação Plástica

*Concrete Compression Damage*

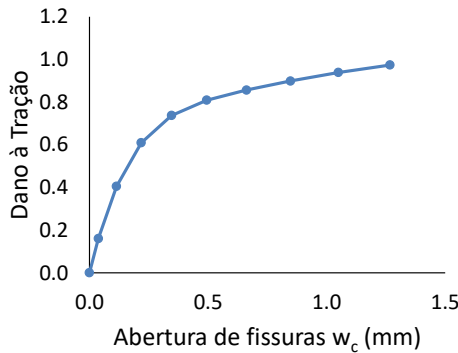
Damage Parameter	Inelastic Strain
0.00000	0.00000
0.00000	0.00012
0.00000	0.00028
0.00000	0.00048
0.00000	0.00073
0.00000	0.00103
0.03039	0.00144
0.11770	0.00191
0.25670	0.00242
0.44277	0.00298
0.61090	0.00440
0.72056	0.00702
0.81062	0.01089



(c) Tensão de tração x Abertura de Fissuras ( $w_c$ )

*Tensile Behavior*

Yield Stress	Displacement
2.95000	0.00000
2.47772	0.03768
1.75499	0.11422
1.15289	0.21852
0.77500	0.34625
0.56396	0.49482
0.42411	0.66242
0.29936	0.84771
0.18038	1.04963
0.07786	1.26730



(d) Dano à tração x Abertura de Fissuras ( $w_c$ )

*Concrete Tension Damage*

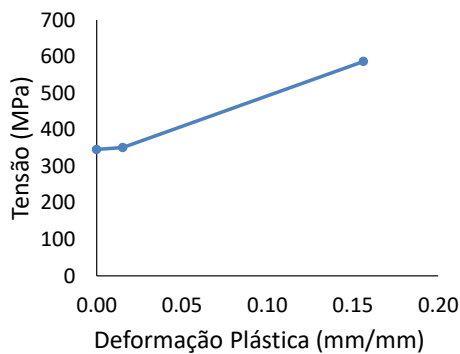
Damage Parameter	Displacement
0.00000	0.00000
0.16009	0.03768
0.40509	0.11422
0.60919	0.21852
0.73729	0.34625
0.80883	0.49482
0.85623	0.66242
0.89852	0.84771
0.93885	1.04963
0.97361	1.26730

Figura 4.13: Gráficos fornecidos ao ABAQUS para o comportamento à compressão e à tração do concreto.

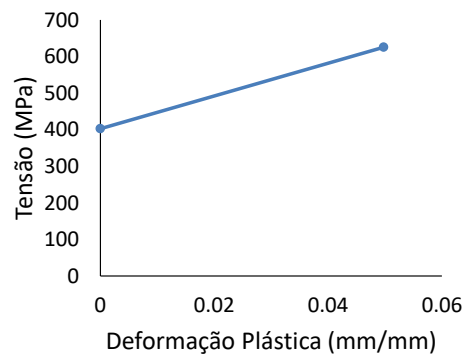
## Aço da Chapa e Armaduras

Os aços para a chapa, para a armação de confinamento (tipologia 1) e para a armação de costura (tipologia 2), são definidos no regime elástico pelo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, adotados com o valor de 200000 MPa e 0,3 respectivamente. Foi utilizado uma densidade, ou peso específico, para o aço de  $7860 \text{ kg/m}^3$ , utilizando no ABAQUS, conforme unidades adotadas,  $7,86 \times 10^{-9}$ .

Para o regime plástico é definida uma curva de tensão *versus* deformação, conforme Figura 4.14. Para o aço da chapa foi definida uma curva bilinear simplificada, onde se tem um patamar de escoamento definido e um acréscimo de resistência dado pelo encruamento do aço. Já para o aço das armaduras foi definido apenas um trecho para o regime plástico de forma linear simplificado, sem patamar de escoamento. A curva tensão *versus* deformação é obtida a partir dos valores de resistência ao escoamento ( $f_y$ ), resistência à ruptura ( $f_u$ ) e módulo de elasticidade ( $E_a$ ).



(a) Tensão x Deformação adotado para o aço da chapa.



(b) Tensão x Deformação adotado para o aço das armaduras.

Figura 4.14: Gráficos do regime plástico para os aços da chapa e das armaduras.

## Aço da Barra

As mesmas propriedades de densidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson foram adotadas para o aço da barra de reforço,  $7,86 \times 10^{-9}$ , 200000 MPa e 0,3, respectivamente.

Para o regime plástico foi utilizada a curva tensão *versus* deformação obtida pela caracterização da barra no ensaio de tração, conforme Figura 3.9, de acordo com a barra adotada pelos protótipos correspondentes (6,3mm, 12,5mm ou 20,0mm). A partir desta curva obtém-se, de acordo com PAVLOVIĆ *et al.* (2013), a curva a ser inserida no

ABAQUS como tensão *versus* deformação plástica equivalente sem dano, conforme Figura 4.15. Para o dano da barra foi utilizado as funções para dano em metais dúcteis existente no ABAQUS, *Ductile Damage* e *Shear Damage*, com as configurações conforme Figura 4.16 (exemplo para a barra 12,5mm).

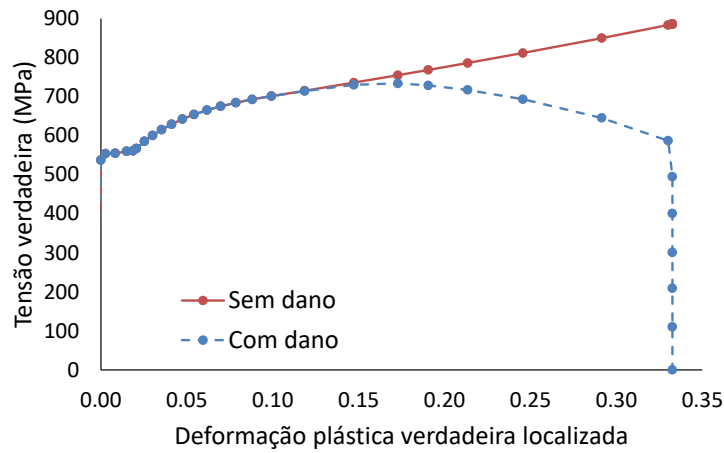
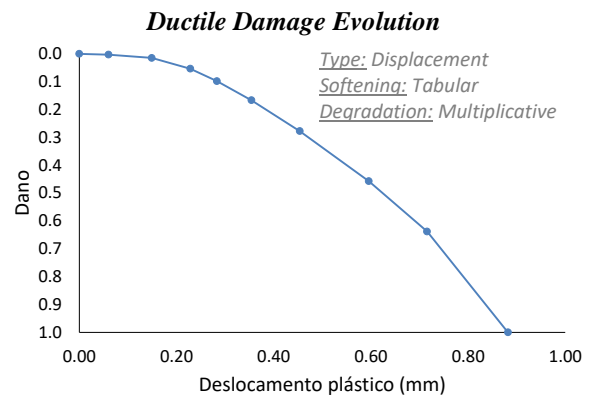
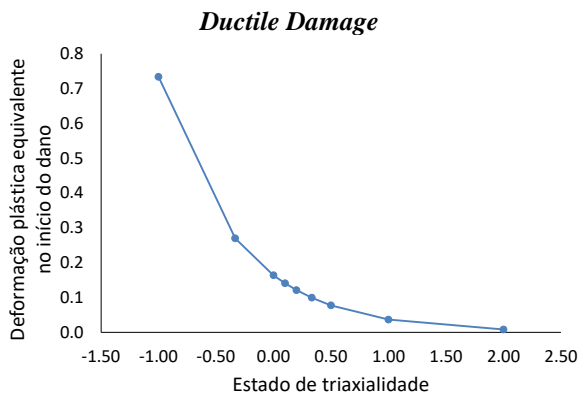


Figura 4.15: Curva Tensão *versus* Deformação plástica **sem dano** para a barra.



**Shear Damage**

$k_S$	0.2	
$\bar{\epsilon}_{pl0,S}$	$\theta$	Rate
0.099	1.732	0.001

**Shear Damage Evolution**

$uplf,S$	Exponential law parameter
0.923	0.7

Type: Displacement  
Softening: Exponential  
Degradation: Multiplicative

Figura 4.16: Parâmetros de dano para a barra de 12,5mm.

As curvas e demais propriedades utilizadas para as barras de 6,3 mm e 20,0 mm estão apresentadas na Figura 4.17.

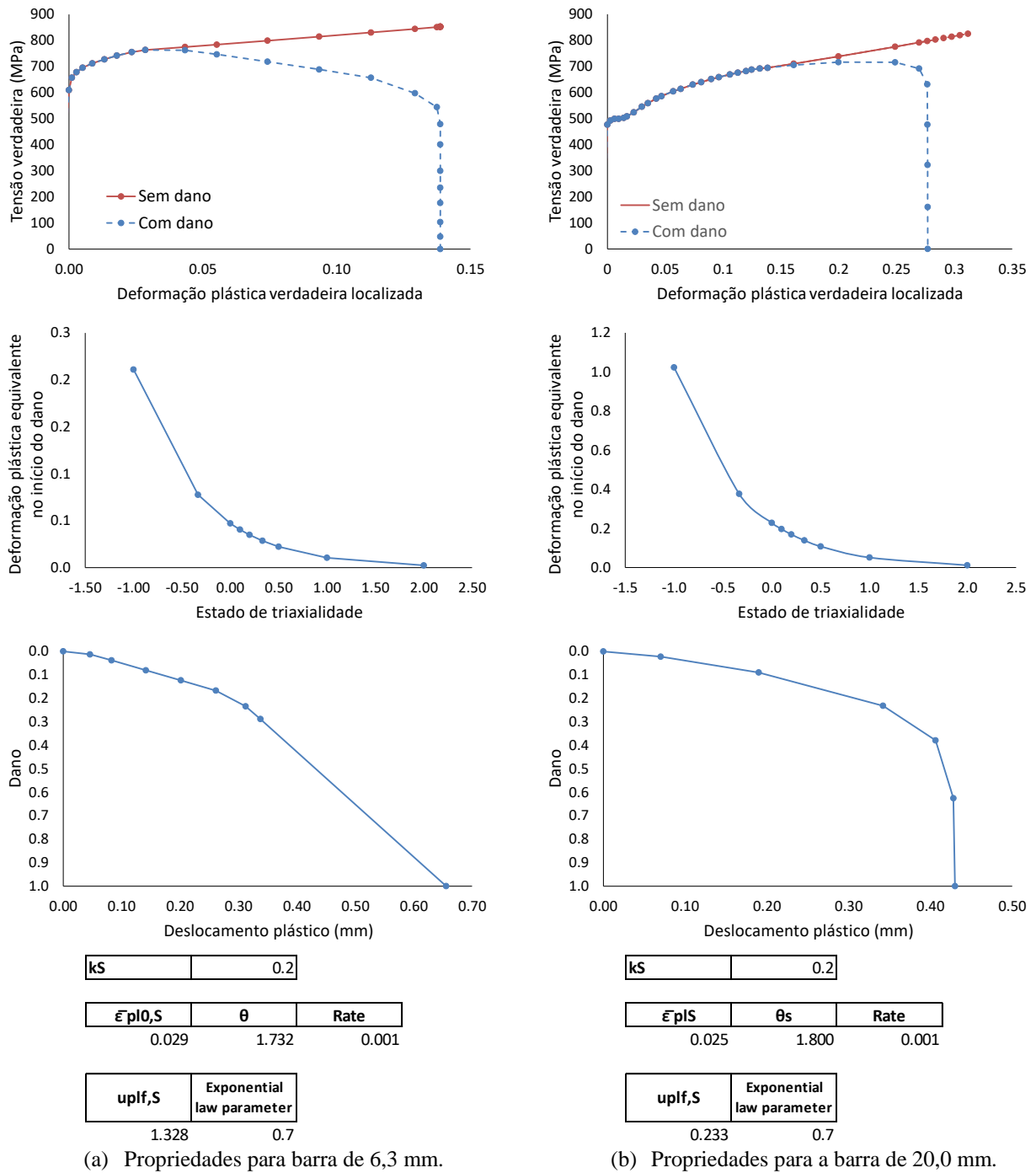


Figura 4.17: Parâmetros para as barras de 6,3 mm e 20,0 mm.

Os parâmetros para configuração do dano na barra foram estabelecidos através dos resultados experimentais de caracterização da barra com um extenso processo de calibração feito em outro modelo numérico específico realizado para simular o ensaio da barra à tração. Esse modelo não será detalhado no escopo deste trabalho, o resultado para a calibração da barra de 20,0 mm é mostrada como exemplo na Figura 4.18. Na Figura 4.19 é

apresentada uma comparação da barra rompida com a barra deformada obtida no modelo numérico.

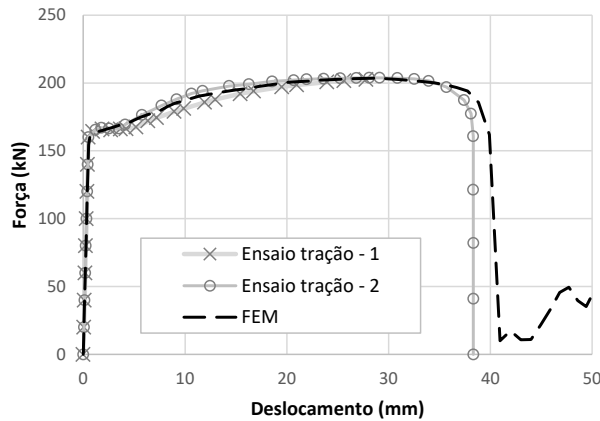


Figura 4.18: Calibração da barra (20,0 mm).

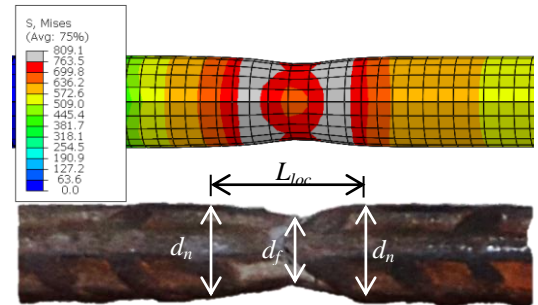


Figura 4.19: Comparação da deformada para a calibração da barra.

#### 4.2.6 Aquisição dos Resultados

Para obtenção dos gráficos de força *versus* deslizamento, foram extraídos diretamente do ponto de referência “RP1” (ponto de aplicação do deslocamento), os valores de reação na direção “Y” (RF2), e os valores de deslocamento vertical também na direção “Y” (U2). Tais gráficos são obtidos inicialmente em relação ao tempo. Dessa forma, é necessário realizar uma combinação dos dados resultantes e um ajuste dos valores de força. Por ter uma simetria, os valores de força devem ser multiplicados por 2 (dois) e divididos por 1000 para obter em [kN]. Com isso, foi utilizado uma função de suavização e combinação dos resultados no próprio ABAQUS, colocando-se os deslocamentos em “X” e a força ajustada em “Y”, conforme mostrado na Figura 4.20.

```
smooth ( combine ( "_U:U2 PI: ASSEMBLY N: 1", "_RF:RF2 PI: ASSEMBLY N: 1"*2/1000 ) )
```

Deslocamentos U2

Força RF2 (x2/1000)

Figura 4.20: Combinação dos resultados do ponto de referência RP1 para curva força *versus* deslizamento.

### 4.3 Resultados Numéricos

Neste item serão apresentadas as curvas força *versus* deslizamento obtidas para os modelos numéricos realizados, assim como avaliações gráficas das tensões e danos, e deformadas dos elementos. Esses resultados serão comparados aos registrados pelos ensaios experimentais realizados.

#### 4.3.1 Variações Geométricas do Modelo

No estudo paramétrico avaliou-se a influência do nível de confinamento, dado pela profundidade do conector ( $P$ ), taxa da armadura ( $A_c$ ). Além disso, avaliou-se a influencia dos parâmetros geométricos: diâmetro do furo ( $D$ ), diâmetro da barra ( $d$ ) e espessura da chapa ( $t$ ) no comportamento do conector. Dessa forma, para esta análise foram realizados os modelos referentes aos seguintes protótipos descritos na Tabela 4.5.

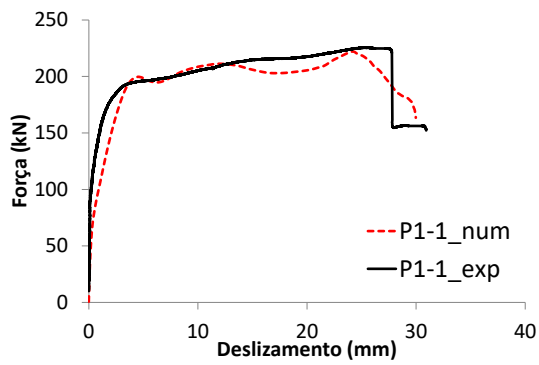
Tabela 4.5: Protótipos experimentais modelados.

Nº	Protótipo
P1-1	<i>T1C1a_Ref1</i>
P3-1	<i>T1C2b_d0</i>
P3-2	<i>T1C3a_D25t7d6</i>
P3-3	<i>T1C3b_D74t26d20</i>
P6-1	<i>T1C6a_P125</i>
P7-1	<i>T2C6a_Ref2</i>

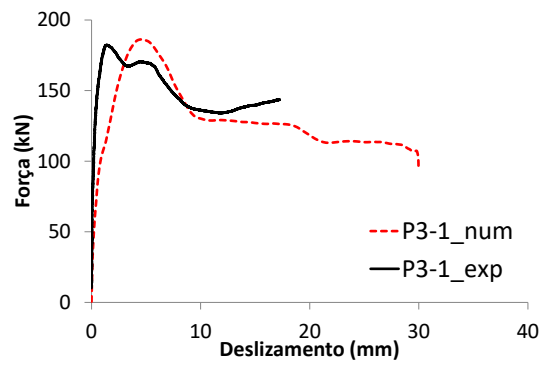
#### 4.3.2 Curvas Força *versus* Deslizamento

As curvas força *versus* deslizamento para os modelos numéricos realizados estão apresentados na Figura 4.21. Nos gráficos as curvas foram sobrepostas com os respectivos resultados experimentais para fins de comparação e validação do modelo numérico.

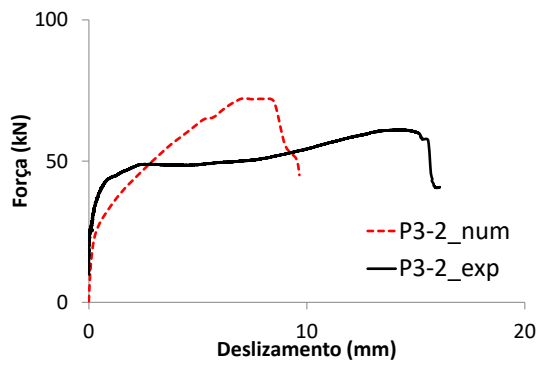
Conforme realizado para os protótipos experimentais, os valores de força e deslizamento destacados do gráfico, mostrados na Tabela 3.3, também foram obtidos para os modelos numéricos e estão apresentados na Tabela 4.6.



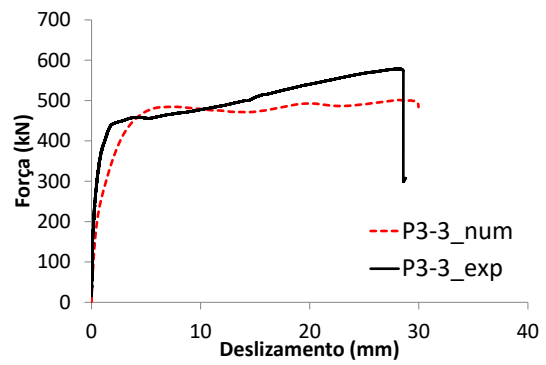
(a) P1-1: TIC1a\_Ref1



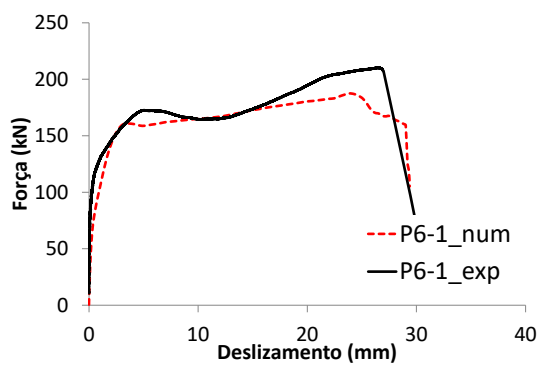
(b) P3-1: TIC2b\_d0



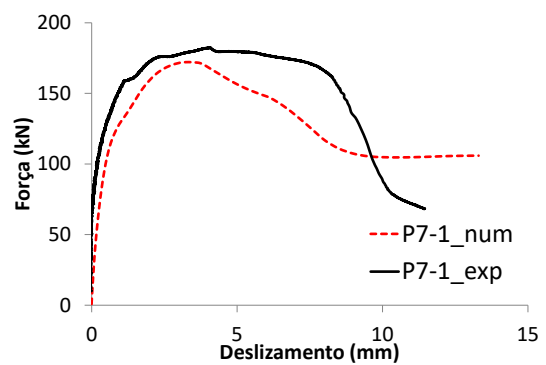
(c) P3-2: TIC3a\_D25t7d6



(d) P3-3: TIC3b\_D74t26d20



(e) P6-1: TIC6a\_P125



(f) P7-1: T2C6a\_Ref2

Figura 4.21: Resultados numéricos. Gráficos Força versus Deslizamento.



Tabela 4.6: Valores de força e deslizamento obtidos dos modelos numéricos.

Nº.	Descrição dos Protótipos	Pontos Principais da curva Força (kN) versus Deslizamento (mm)							
		(I) Início da plastificação no concreto		(II) Falha localizada do Concreto		(III) Carga Máxima		(IV) Deslizamento Máximo	
		$P_E$	$\delta_E$	$P_y$	$\delta_y$	$P_R$	$\delta_R$	$P_u$	$\delta_u$
P1-1	<i>T1C1a_Ref1</i>	31	0.09	200	4.50	222	24.26	195	27.47
P3-1	<i>T1C2b_d0</i>	31	0.09	-	-	186	4.50	168	6.82
P3-2	<i>T1C3a_D25t7d6</i>	4	0.02	27	0.43	72	7.05	71	8.50
P3-3	<i>T1C3b_D74t26d20</i>	107	0.19	487	8.00	506	28.85	504	28.00
P6-1	<i>T1C6a_P125</i>	51	0.19	161	3.43	187	23.83	187	23.83
P7-1	<i>T2C6a_Ref2</i>	23	0.06	-	-	172	3.43	155	5.16

Na Tabela 4.7 foram comparados os valores de carga máxima ( $P_R$ ) e deslizamento máximo ( $\delta_U$ ) entre os resultados experimentais e numéricos.

Tabela 4.7: Comparação dos resultados de carga máxima ( $P_R$ ) e deslizamento máximo ( $\delta_U$ ).

Nº.	Descrição dos Protótipos	$P_R$		$\frac{\Delta P_R}{P_{R,Exp}}$ (Exp - Num)	$\Delta P_R/P_{R,Exp}$ (%)	$\delta_U$		$\Delta \delta_U$ (Exp - Num)	$\Delta \delta_U/\delta_{U,Exp}$ (%)
		Exp	Num			Exp	Num		
P1-1	<i>T1C1a_Ref1</i>	226	222	4	1.6%	27.58	27.47	0	0.4%
P3-1	<i>T1C2b_d0</i>	182	186	-4	-2.2%	6.01	6.82	-1	-13.6%
P3-2	<i>T1C3a_D25t7d6</i>	61	72	-11	-18.0%	14.94	8.50	6	43.1%
P3-3	<i>T1C3b_D74t26d20</i>	579	501	77	13.4%	28.19	28.00	0	0.7%
P6-1	<i>T1C6a_P125</i>	210	187	23	10.8%	26.59	23.83	3	10.4%
P7-1	<i>T2C6a_Ref2</i>	182	172	10	5.7%	8.14	5.16	3	36.6%

Os modelos numéricos, para a maioria das configurações, apresentaram boa convergência com os resultados experimentais, reproduzindo bem o comportamento do conector observado. Para a estimativa de carga máxima ( $P_R$ ) todos os protótipos apresentaram uma boa aproximação, porém, os protótipos P3-3 e P6-1 não captaram bem o ganho de resistência registrado nos ensaios. Para a estimativa de deslizamento máximo também foi observada uma boa aproximação com os resultados experimentais, destacando uma maior divergência para o modelo do protótipo P7-1, que apresentou após carga máxima um patamar de resistência residual menor que o observado pelo ensaio, e dessa forma atingiu 90% da carga máxima com um deslizamento menor. Contudo, a forma da curva foi bem reproduzida pelo modelo numérico. Já o modelo representando o protótipo P3-2 não apresentou boa convergência com os resultados experimentais. No modelo foi observado um ganho de resistência acima do observado experimentalmente, e, a ruptura da barra

ocorreu com menor deslizamento. Contudo, o trecho inicial apresentou uma inclinação compatível com os resultados experimentais.

### 4.3.3 Análise dos Resultados Numéricos

Através dos resultados numéricos buscou-se verificar o comportamento do conector nos pontos principais (I, II, III e IV) observados e destacados dos gráficos de força *versus* deslizamento (item 3.5). Na Figura 4.22 está reapresentada a curva obtida para o modelo P1-1, com a identificação dos pontos principais, mostrados na Tabela 4.6.

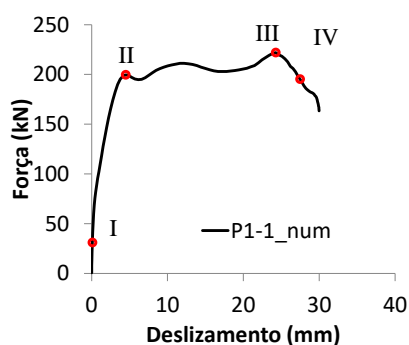
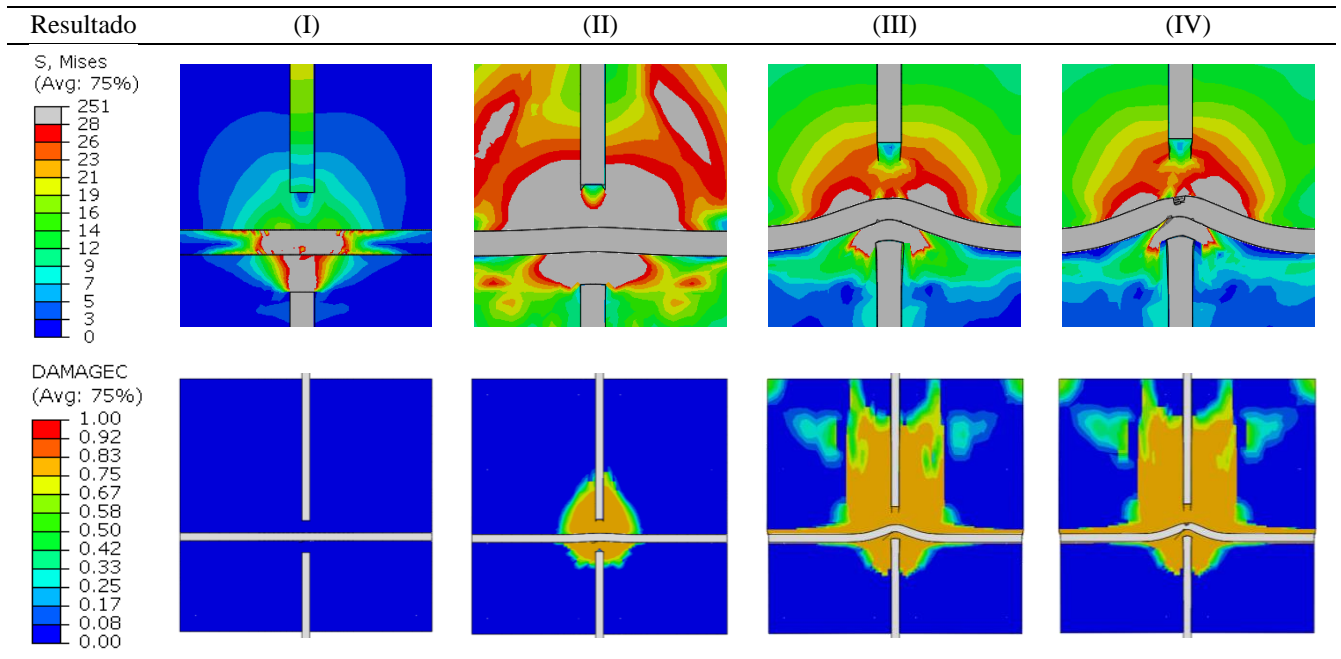
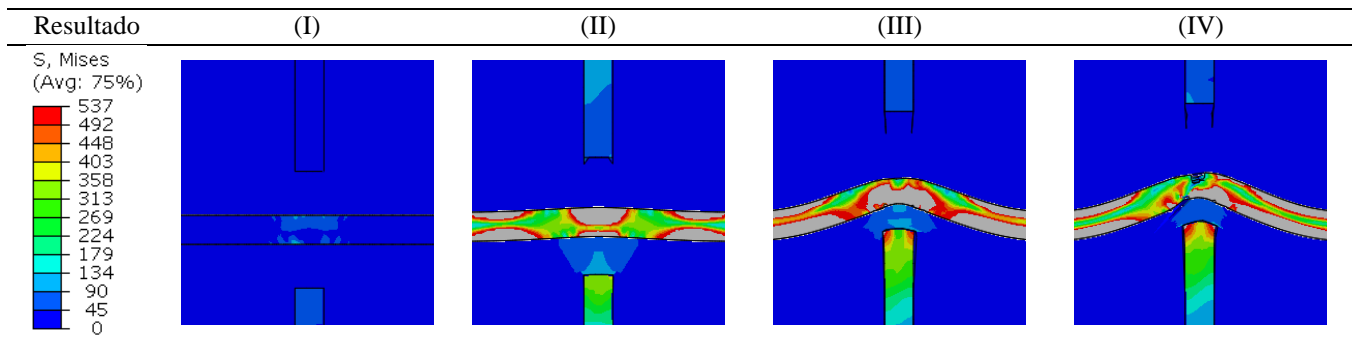


Figura 4.22: Gráfico força *versus* deslizamento para modelo P1-1, com pontos destacados.

Na Tabela 4.8 são apresentadas as tensões na região do conector, adotando para visualização um limite superior no valor de 28 MPa, correspondente à resistência máxima à compressão do concreto. Dessa forma, é possível observar as regiões do concreto em que a tensão atingiu sua capacidade resistente máxima à compressão. No ponto (I) verifica-se que toda a região comprimida do concreto entre a chapa e a barra já atinge o valor de  $f_c$ . Portanto, se inicia um processo de plastificação do concreto. No ponto (II) toda a seção de concreto, e seu entorno, atinge a resistência máxima, e, a partir desse ponto não se observa um aumento das tensões no concreto. Portanto, nesse ponto é verificada a falha localizada do concreto. Pelo gráfico, nesse ponto não há mais acréscimo de resistência significativo. Nota-se ainda que até este instante a barra ainda não sofreu uma deformação significativa. Contudo, conforme mostrado na Tabela 4.9, a barra já apresenta formação de três (3) rótulas plásticas (regiões com tensões acima do valor limite de  $f_y = 537$  MPa). A barra passa a ser deformada, aumentando significativamente o deslizamento do conector, e, há um pequeno acréscimo de resistência atingindo o valor máximo no ponto (III). A partir daí se inicia o dano na barra até sua ruptura.

Tabela 4.8: Resultados do modelo P1-1. Tensões limitadas em  $f_c = 28$  MPa. Dano no concreto.Tabela 4.9: Resultados do modelo P1-1. Tensões limitadas em  $f_y = 537$  MPa.

#### 4.3.4 Comparação com Observações Experimentais

Na Figura 4.23 é apresentada a comparação entre a configuração final deformada do concreto no interior do furo para modelo numérico e a configuração observada no protótipo experimental P1-1.

Na Figura 4.24 é observada a comparação entre o nível de fissuração do bloco para o protótipo P7-1 com relação ao dano à tração obtida pelo modelo numérico (*DAMAGEC*).

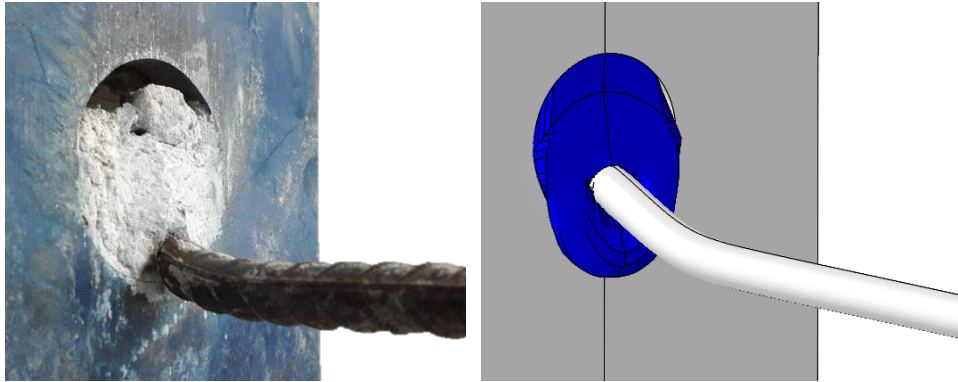


Figura 4.23: Comparação da configuração final deformada do modelo P1-1.

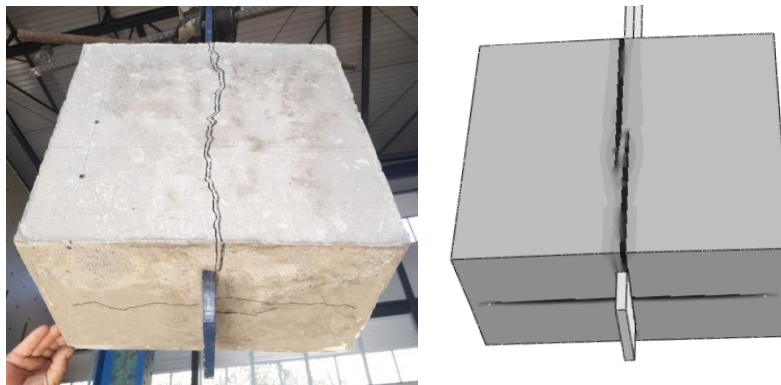


Figura 4.24: Comparação da fissuração do bloco para o modelo P7-1.

# 5

## ANÁLISE PARAMÉTRICA

Tendo-se como base os modelos numéricos desenvolvidos validados com os resultados experimentais, foi realizada uma análise paramétrica variando-se os parâmetros geométricos do furo, e parâmetros do entorno de acordo com os intervalos especificados na Tabela 5.1. Os modelos foram gerados através de um script desenvolvido em *Python*.

Tabela 5.1: Intervalo de valores para variações.

Parâmetros	Limites		
	Inferior	Superior	
Furo	$D$ (mm)	20	75
	$t$ (mm)	6	25
	$d$ (mm)	6	20
Entorno	$P$ (mm)	75	400
	$A_c$ (mm <sup>2</sup> /mm)	0,00	1,00

### 5.1 Parâmetros Geométricos do Furo ( $D$ , $t$ e $d$ )

Uma primeira variação foi realizada nos parâmetros diâmetro do furo ( $D$ ), espessura da chapa ( $t$ ) e diâmetro da barra ( $d$ ), conforme Tabela 5.2. Foram criados modelos extrapolando as possibilidades de combinações entre as três (3) propriedades, com base nos modelos numéricos referentes aos protótipos P1-1 e P3-3, isto é, cada um desses parâmetros foi variado um a um dentro dos intervalos especificados na Tabela 5.1, enquanto demais parâmetros foram mantidos constantes com valores iguais aos adotados nos ensaios experimentais. Nesta análise não foi incluído variações do modelo P3-2, pois este não apresentou boa aproximação com os resultados experimentais.

Na Tabela 5.2 estão apresentados todos os modelos gerados a partir do modelo P1-1, e na Tabela 5.3 os modelos gerados a partir do modelo P3-3, bem como os resultados de  $P_R$  e  $\delta_U$ .

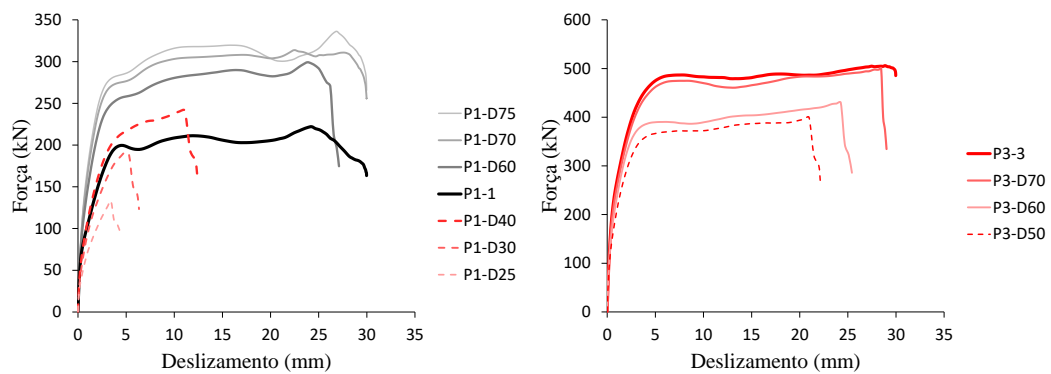
Tabela 5.2: Análise paramétrica do modelo P1-1. Variação de  $D$ ,  $t$  e  $d$ .

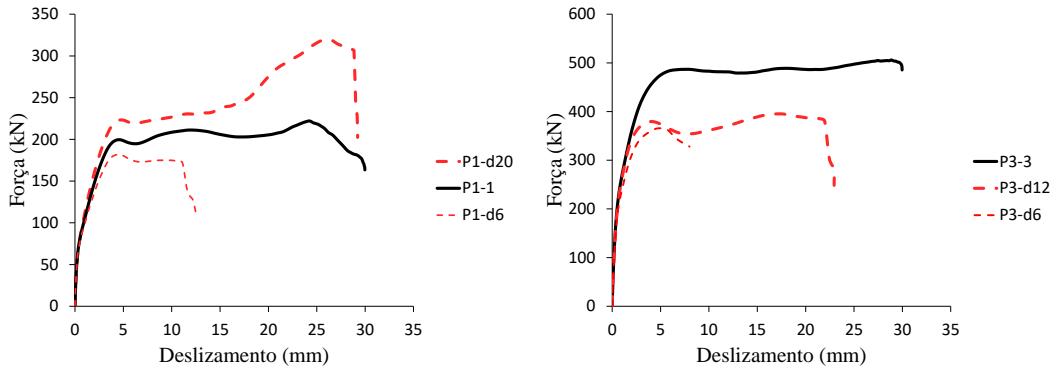
Modelo	Diâmetro do furo $D$ (mm)	Espessura da chapa $t$ (mm)	Diâmetro da barra $d$ (mm)	Carga máxima $P_R$ (kN)	Deslizamento $\delta_u$ (mm)
<b>1 P1-1</b>	<b>50</b>	<b>12,5</b>	<b>12,5</b>	<b>222</b>	<b>27</b>
2 P1-D25	25	12,5	12,5	132.7	4
3 P1-D30	30	12,5	12,5	191.4	6
4 P1-D40	40	12,5	12,5	241.0	12
5 P1-D60	60	12,5	12,5	299.2	27
6 P1-D70	70	12,5	12,5	313.8	28
7 P1-D75	75	12,5	12,5	336.2	29
8 P1-t6	50	6	12,5	245.9	25
9 P1-t8	50	8	12,5	282.6	26
10 P1-t10	50	10	12,5	277.2	21
11 P1-t16	50	16	12,5	274.4	22
12 P1-t25	50	25	12,5	270.5	20
13 P1-d6	50	12,5	6,3	181.9	12
14 P1-d20	50	12,5	20	319.0	29

Tabela 5.3: Análise paramétrica do modelo P3-3. Variação de  $D$ ,  $t$  e  $d$ .

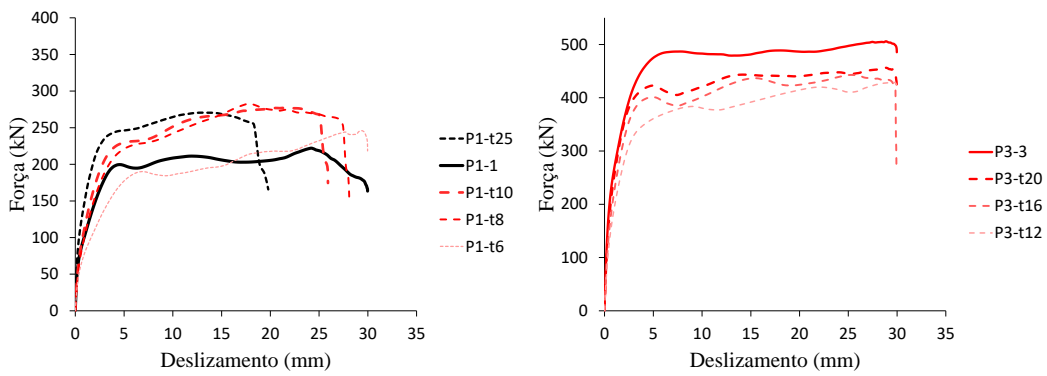
Modelo	Diâmetro do furo $D$ (mm)	Espessura da chapa $t$ (mm)	Diâmetro da barra $d$ (mm)	Carga máxima $P_R$ (kN)	Deslizamento $\delta_u$ (mm)
<b>1 P3-3</b>	<b>74</b>	<b>26,0</b>	<b>20,0</b>	<b>506</b>	<b>28</b>
2 P3-D50	50	26,0	20,0	399.3	21
3 P3-D60	60	26,0	20,0	429.8	24
4 P3-D70	70	26,0	20,0	500.5	28
5 P3-t12	74	12,5	20,0	428.9	28
6 P3-t16	74	16	20,0	442.8	29
7 P3-t20	74	20	20,0	457.0	29
8 P3-d12	74	26,0	12,5	395.3	22
9 P3-d6	74	26,0	6,3	365.7	8

As curvas força *versus* deslizamento para cada variação são apresentadas na Figura 5.1.

(a) Variação de  $D$  para os modelos P1-1 e P3-3.



(b) Variação de  $d$  para os modelos P1-1 e P3-3.



(c) Variação de  $t$  para os modelos P1-1 e P3-3.

Figura 5.1: Curvas força *versus* deslocamento para as variações de  $D$ ,  $t$  e  $d$ .

Na Figura 5.2 e Figura 5.3 relacionam-se os valores de  $P_R$  e  $\delta_U$ , respectivamente, com o valor dos parâmetros  $D$ ,  $t$  e  $d$ .

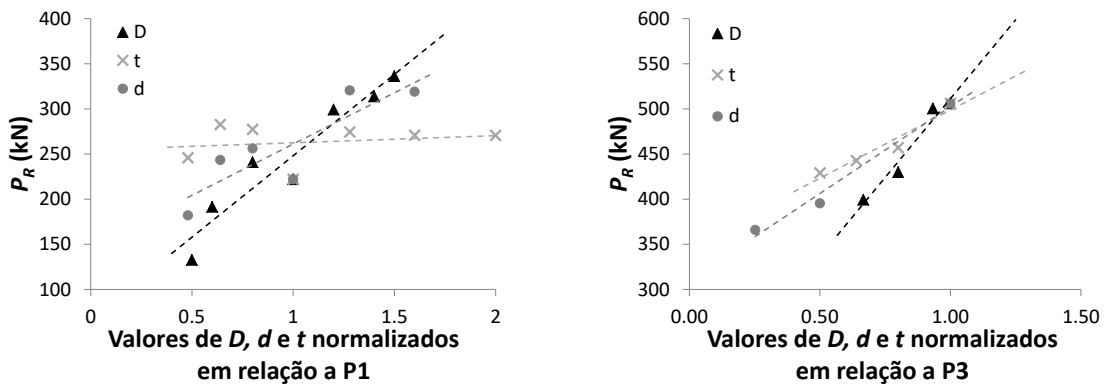


Figura 5.2: Influência de  $D$ ,  $t$  e  $d$  na carga máxima  $P_R$ .

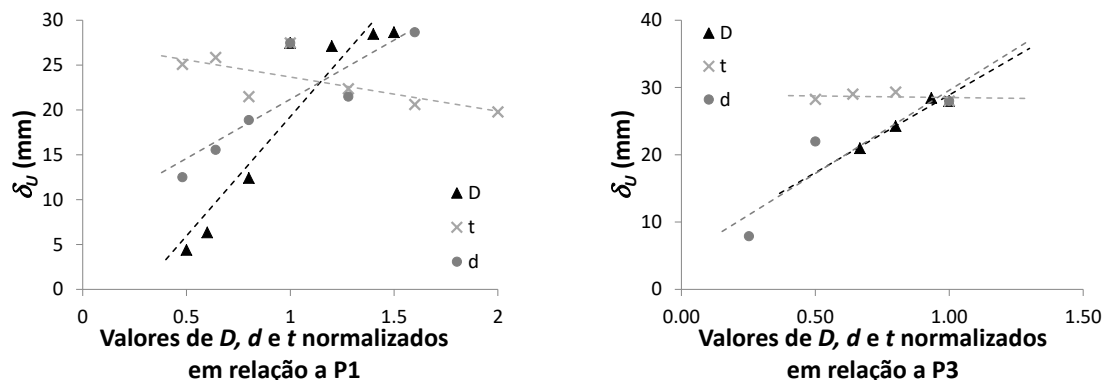


Figura 5.3: Influência de  $D$ ,  $t$  e  $d$  na ductilidade  $\delta_u$ .

Como observado, o diâmetro do furo ( $D$ ) e o diâmetro da barra ( $d$ ) apresentaram uma influência considerável nos resultados de carga máxima e ductilidade do conector para a situação confinada. Já a espessura da chapa ( $t$ ) não apresentou uma influencia significativa para o conector do modelo P1-1, porém, para o conector P3-3 pode-se observar uma influência maior nos resultados de carga máxima.

## 5.2 Parâmetros Geométricos do Entorno ( $P$ e $A_c$ )

Uma segunda variação foi realizada nos parâmetros de profundidade do conector ( $P$ ) e taxa de armadura confinante ( $A_c$ ), também seguindo o mesmo critério, variando cada parâmetro um a um dentro do intervalo especificado na Tabela 5.1, enquanto os demais se mantem constantes iguais aos adotados nos ensaios experimentais. Essa análise foi realizada a partir do modelo P6-1. Na Tabela 5.4 estão apresentados os modelos desenvolvidos para esta análise.

Tabela 5.4: Análise paramétrica do modelo P6-1. Variação de  $P$  e  $A_c$ .

Modelo	Profundidade da conexão $P$ (mm)	Taxa de aço confinante $A_c$ (mm/mm)	Carga máxima $P_R$ (kN)	Ductilidade $\delta_u$ (mm)
<b>1 P6-1</b>	<b>125</b>	<b>0,65</b>	<b>187.4</b>	<b>27</b>
2 P6_P75	75	0,65	142.4	29
3 P6_P100	100	0,65	161.0	29
4 P6_P150	150	0,65	208.2	27
5 P6_P200 ( <b>P1-1</b> )	200	0,65	222.0	29
6 P6_P400	400	0,65	246.3	26
7 P6_Ac100	125	<b>1,00</b>	190.5	27
8 P6_Ac13	125	<b>0,13</b>	172.2	3
9 P6_Ac0	125	<b>0,00</b>	150.2	2

As curvas força *versus* deslizamento para cada variação são apresentadas na Figura 5.4.



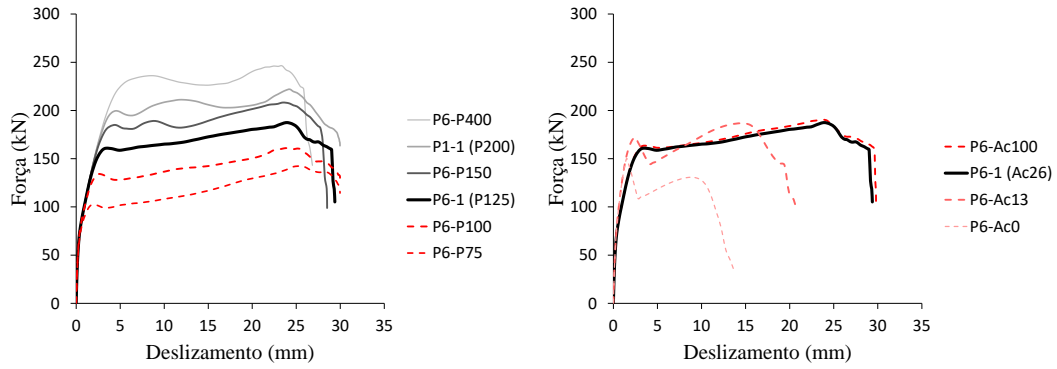


Figura 5.4: Curvas força *versus* deslocamento para as variações de  $P$  e  $A_c$ .

Na Figura 5.5 relacionam-se os valores de  $P_R$  e  $\delta_U$  com o valor dos parâmetros  $A_c$  e  $P$ .

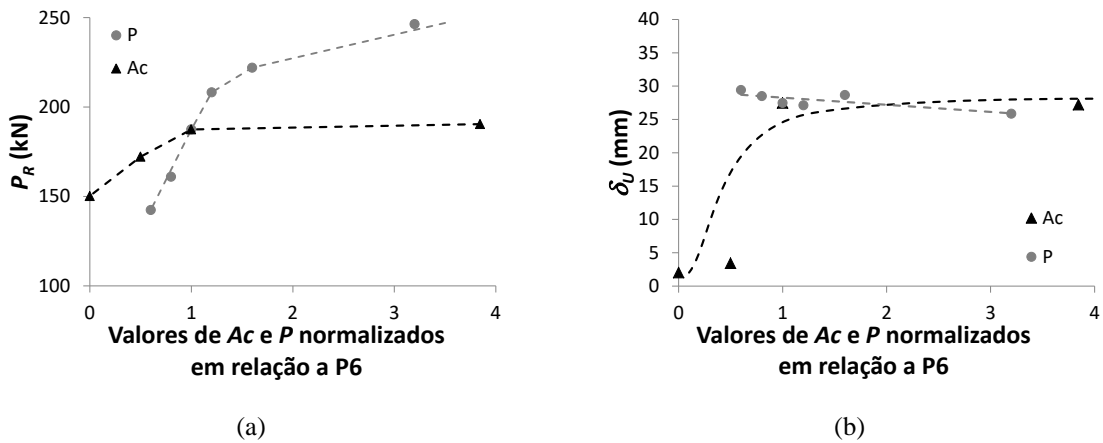


Figura 5.5: Influência de  $A_c$  e  $P$ . (a) Carga máxima  $P_R$ . (b) Ductilidade  $\delta_U$ .

Conforme se observa, quando a área de aço confinante se aproxima de zero, o conector apresenta redução na carga máxima e ductilidade, quando se eleva a área além de determinado valor, ela deixa de exercer influência significativa. Quanto à profundidade, nota-se que a carga máxima se eleva com o aumento de  $P$  e tende para um patamar a partir de um determinado valor. Não se observou influência da profundidade na ductilidade para o intervalo analisado.

# 6

## CONCLUSÕES

Conclui-se a partir dos resultados obtidos que o comportamento mecânico do conector, definido por sua resistência máxima, ductilidade e modo de falha, tem uma correlação direta com os parâmetros avaliados.

A partir dos resultados experimentais, assim como os modelos numéricos, conclui-se para o *Perfobond* em situação confinada com barra de reforço um modo de falha determinado pela ruptura da barra passante. Após ruptura do concreto, o conector apresenta uma resistência secundária devido ao acionamento da barra. Neste caso, por se tratar de uma condição confinada, o bloco de concreto não fissura, o que favorece a utilização da barra até sua ruptura.

Ainda em situação confinada, porém sem barra de reforço, conclui-se que após a falha do concreto o conector não apresenta ganho de resistência, o que acarreta em uma ductilidade significativamente menor.

O conector em situação não confinada teve como modo de falha a fissuração e destacamento do bloco de concreto, o que impede que a barra no interior do furo seja solicitada em sua máxima capacidade resistente. Portanto, nestas condições foi também observada menor ductilidade para o conector, com a resistência máxima sendo também determinada pela falha do concreto.

Através do estudo paramétrico realizado, foi possível concluir que quando a taxa de armadura confinante se aproxima de zero, o modo de falha deixa de ser a ruptura da barra passante e passa a ser a ruptura por cisalhamento do concreto seguida da fissuração do bloco, o que reduz consideravelmente a ductilidade e a carga máxima suportada.

O mesmo comportamento pode ser destacado para a variação da profundidade do conector. Quanto mais superficial for o conector, menor será a sua carga máxima e sua ductilidade, e, o modo de falha será determinado pelo destacamento do bloco de concreto. Por outro lado, quanto mais confinado for o conector, a partir de uma determinada profundidade, não se nota melhorias na capacidade de carga e ductilidade, e, nesse caso o modo de falha será determinado pela ruptura da barra passante.

O estudo realizado permite um entendimento mais aprofundado sobre o comportamento do *Perfobond*, permitindo concluir que o mesmo pode apresentar comportamentos bastante distintos em função não somente das características geométricas do furo ( $D$ ,  $t$  e  $d$ ), como também das disposições geométricas do meio em que ele se insere (Profundidade e Taxa de armadura confiante).

# 7

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, O. P. Estudo do Comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. Dissertação de Mestrado, 2015.

AGUIAR, O. P. Transferência de Esforços em Furos em Chapas de Aço Preenchidos por Concreto. Projeto de Tese, 2018.

AGUIAR, O. P.; CALDAS, R. B.; RODRIGUES, F. C.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Conectores Crestbond para transferência de carga em pilares mistos preenchidos com concreto. Revista IBRACON. Volume 11, Number 5, p. 960-965,1983-4195, 2018.

ARCELORMITTAL EUROPE. Slim Floor – An innovative concept for floors, Design Guide. Retrieved April 24, 2017, from <http://constructalia.arcelormittal.com>.

BRAUN, M.; OBIALA, R.; ODENBREIT, C. Numerical simulation of the load bearing behaviour of concrete dowels in slim-floor construction, Proceedings of Eurosteel, v. 1, p. 1831-1840, 2017.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

HE, S.; FANG, Y.; LIU, L.; MOSALLAM, A.S. Experimental study on perfobond strip connector in steel–concrete joints of hybrid bridges, Journal of Constructional Steel Research, v. 118, p. 169-179, 2016.

KRAUS, D; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels, IABSE Reports, p. 133-138, 1997.

NAKAJIMA, A.; NGUYEN, M.H. Strain behaviour of penetrating rebar in perfobond strip and its evaluation of shear resistance, Journal of Japan Society of Civil Engineers, v. 71, n.1, p. 99-112, 2015.

NBR 5739:2007. Concreto – Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos.

NBR 7222:2011. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.

NBR 8522:2017. Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.

NBR ISO 6892-1:2013 Versão Corrigida 2:2018. Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. (2013). Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research* 88 (2013) 134–149.

PENG-ZHEN, L.; LIN-FENG, C.; YANG, L.; ZHENG-LUN, L.; HUA, S. Study on Mechanical Behavior of Negative Bending Region Based Design of Composite Bridge Deck. *International Journal Civil Engineering*, v. 16, n. 5, 2018; p.489-497.

REINHARDT, H. W., CORNELISSEN, H. A. W., & HORDIJK, D. A. (1986). Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 112(11), 2462–2477.

SU, Q. T.; WANG, W.; LUAN, H. W.; YANG, G. T. Experimental research on bearing mechanism of perfobond rib shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 95, 2014; p.22-31.

SIMULIA CORP. Software ABAQUS 6.13, Dassault Systèmes, 2013.

USHIJIMA, Y.; TETSUYA, H.; MITSUKI, M. An experimental study on shear characteristics of perfobond strip and its rational strength equations, *International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, p. 1066-1075, 2001.

VIANNA, J.; COSTA-NEVES, L.; VELLASCO, P.; ANDRADE, S. Structural behaviour of T-Perfobond shear connectors in composite girders: An experimental approach. *Engineering Structures*, v. 30, n. 9, 2008; p.2381-2391.

XIAO, L.; LI, X.; MA, Z.J. Behavior of Perforated Shear Connectors in Steel–Concrete Composite Joints of Hybrid Bridges, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, v. 22, n.4, 2016.

XU, F.; ZHANG, Z.; WANG, D.; HULIL, W. Application of a Perfobond Rib Shear Connector Group in a Beam–Arch Hybrid Bridge. *Structural Engineering International*, v. 25, n. 4, 2015; p.414-418.

ZHONG TAO; ZHI-BIN WANG; QING YU. Finite element modeling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. 2013.