

# **UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**CONSOLOS INSTALADOS EM ETAPA POSTERIOR À  
CONCRETAGEM DE PILAR COM AUXÍLIO DE ADESIVO QUÍMICO**

**João Henrique Lannes Damasceno**

**São Carlos**

**2016**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL

**CONSOLOS INSTALADOS EM ETAPA POSTERIOR À  
CONCRETAGEM DE PILAR COM AUXÍLIO DE ADESIVO QUÍMICO**

**João Henrique Lannes Damasceno**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos

**Orientador:** Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

**São Carlos**

**2016**

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar  
Processamento Técnico  
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

D155c Damasceno, João Henrique Lannes  
Consolos instalados em etapa posterior à  
concretagem de pilar com auxílio de adesivo químico /  
João Henrique Lannes Damasceno. -- São Carlos :  
UFSCar, 2016.  
127 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de  
São Carlos, 2016.

1. Ancoragens químicas. 2. Adesivos químicos. 3.  
Ligações. 4. Consolos. I. Título.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

---

Folha de Aprovação

---

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato João Henrique Lannes Damasceno, realizada em 29/02/2016:

---

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira  
UFSCar

---

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho  
UFSCar

---

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro  
USP

## EPÍGRAFE

---

“Mestre não é quem sempre ensina, mas quem de repente aprende.”

Guimarães Rosa

---

## AGRADECIMENTOS

---

Aos meus pais Daniel e Marília e meu irmão Daniel que sempre, em todas as caminhadas, me acompanharam, e nesta não foi diferente.

À Jéssica, minha namorada, revisora, parceira, companheira de todos os momentos, por todo o tempo que não pudemos estar juntos em função deste trabalho.

Ao meu orientador Professor Marcelo A. Ferreira, que contribuiu muito com sua experiência e dedicação.

Aos colegas da EGT Engenharia, em especial aos engenheiros Matheus Marquesi e Daniel Miranda, que muito me ajudaram com sua experiência e paciência.

À USICON Pré-fabricados pelo fornecimento das peças.

Ao NETPRE pela infraestrutura disponibilizada, em especial à Bruna Catoia e ao Sr. Roberto Carlos Catoia, que colaboraram imensamente na realização do programa experimental.

---

## RESUMO

---

DAMASCENO, J. H. L. **Consolos instalados em etapa posterior à concretagem de pilar com auxílio de adesivo químico**. 129f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

Um dos princípios mais importantes no projeto de ligações é a busca contínua por soluções simples. A máxima economia em uma construção pré-moldada é atingida quando os elementos de ligação são razoavelmente simples, com um desempenho adequado e com uma montagem rápida. Uma das alternativas a ser considerada durante o projeto, visando melhorar a simplicidade na produção de pilares, é evitar furos e saliências nas fôrmas. Projeções que requerem furações e recortes nas fôrmas são trabalhosas e reduzem sua vida útil. Assim, com o intuito de facilitar o processo produtivo de pilares com consolos, o presente trabalho visa estudar a alternativa de utilizar adesivos químicos para a instalação das barras que compõe a armadura e concretagem do consolo em etapa posterior à execução do pilar. O trabalho apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos principais conceitos que são importantes para esta solução: comportamento de ligações, ancoragens químicas, consolos e modelos de bielas e tirantes. A pesquisa também traz um programa experimental no qual foram ensaiados três modelos em escala real com consolo curto de mesmas dimensões, dois consolos com armadura do tirante ancorada com ancoragem química e um consolo monolítico com armadura ancorada com gancho dobrado a 90°. O consolo monolítico (modelo A) foi projetado atendendo os requisitos das normas NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006. Um modelo (modelo B) com ancoragem química foi projetado com o mesmo comprimento de ancoragem do modelo monolítico e outro modelo (modelo C) com ancoragem química foi projetado conforme as recomendações do fabricante do adesivo químico. Desta forma, foi possível avaliar, através da comparação entre os modelos, a influência no comportamento do comprimento de ancoragem e a segurança desta solução em comparação com um consolo monolítico. O comprimento de ancoragem não apresentou influência no comportamento dos consolos pós-instalados. O modelo A apresentou carga última de 400 kN, o modelo B de 340 kN e o modelo C de 377 kN. Todos os modelos apresentaram ruptura por tração na flexão de forma dúctil e cargas últimas maiores que o previsto por normas e modelos de cálculo. Os modelos com ancoragem química (B e C) tiveram comportamento similar, apresentaram maior abertura de fissuras e menor rigidez em comparação com o modelo monolítico. Os modelos B e C também apresentaram uma fissura inclinada no pilar na região da ancoragem, que atenta para uma distribuição de tensões diferente na região da ancoragem. A alternativa de consolos com ancoragens químicas mostrou comportamento satisfatório, no entanto, a solução ainda necessita de maiores estudos, principalmente no sentido de se reduzir a abertura de fissuras no consolo e combater o aparecimento de fissuras no pilar.

**Palavras chave:** Ancoragens químicas, Adesivos químicos, Ligações, Consolos.

---

DAMASCENO, J. H. L. **Post-installed corbels with adhesive anchor.** 129p. Dissertation (Master) Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

One of the most important principles in the connections design is the continuous search for simple solutions. Maximum economy in the precast construction is achieved with simple connection elements, with adequate performance and quick installation. One of the alternatives to be considered during the project to improve the simplicity in the column production is to avoid holes and cuts in the formwork. Projections and holes in the forms are laborious and reduce its lifecycle. Then, in order to make the column production process easier, this work aims study the alternative of using chemical adhesive for fastening the corbel reinforcement after casting the column. The work presents a literature review about the main concepts that are important to this solution: Connections design, chemical anchors, corbels and strut and tie models. The research also contains an experimental program with 3 tests full scale specimens with equal dimensions short corbels. Were tested 2 post-installed corbels with the main tie reinforcement fastened with adhesive anchor and 1 cast in corbel with the main tie reinforcement anchored with hooked 90 ° bars. The cast in corbel (specimen A) was designed according to the recommendations of the standards NBR6118:2014 e NBR9062:2006, 1 post-installed corbel (specimen B) was designed with the same anchorage length of the cast in corbel and the other post-installed corbel was designed according to the recommendations of the chemical adhesive producer. This way, was possible evaluate the influence of the anchorage length in the corbel behavior and the safety of the solution comparing with a cast in corbel. The anchorage length did not influence the corbel behavior during the test. The specimen A presented the ultimate load of 400 kN, specimen B 340 kN and specimen C 377 kN. All of the specimens presented failure by flexure-tension in a ductile manner and ultimate loads higher than foreseen by standards and calculation models. The post-installed specimens (B and C) had a similar behavior, presented higher crack width and were less stiffer than the specimen A. Specimens B and C also presented an inclined crack in the anchorage region of the column that alert to a different stress distribution in the anchorage region. Thus the solution of post-installed corbels with adhesive anchors presented a satisfactory performance, further research is needed in order to reduce the crack widths in the corbel region and avoid the cracks in the column.

**Key words:** Adhesive anchors, Chemical adhesive, Connections, Corbels.

---



---

**SUMÁRIO**

---

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>13</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	13
1.2 OBJETIVOS	18
1.3 METODOLOGIA DE PESQUISA	18
1.4 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	18
1.5 COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES	19
<b>2. ANCORAGENS QUÍMICAS</b>	<b>22</b>
2.1 INTRODUÇÃO	22
2.2 TIPOS DE ANCORAGENS QUÍMICAS	22
2.2.1 <i>Instalação</i>	22
2.2.2 <i>Adesivos químicos</i>	24
2.3 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS	25
2.4 COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS QUÍMICAS	26
2.4.1 <i>Ruptura por fendilhamento</i>	29
2.4.2 <i>Ruptura por arrancamento e cone de concreto</i>	30
2.5 DIRETRIZES DE PROJETO E PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DE ANCORAGENS QUÍMICAS	32
2.5.1 <i>ACI 355.4-11</i>	37
2.5.2 <i>ACI 318-14</i>	39
2.5.3 <i>ETAG 001 - Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in Concrete</i>	46
2.6 EUROCODE 2	48
2.7 EXEMPLO DE CÁLCULO	50
<b>3. CONSOLOS</b>	<b>54</b>
3.1 INTRODUÇÃO	54
3.2 PESQUISAS ANTERIORES	54
3.3 MODOS DE RUPTURA DE CONSOLOS	73
3.4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA CONSOLOS CURTOS	75
3.4.1 <i>NBR 6118:2014</i>	75
3.4.2 <i>NBR 9062:2006</i>	76
3.4.3 <i>ACI 318-14</i>	77
3.4.4 <i>Eurocode 2</i>	79
<b>4. MODELOS DE BIELAS E TIRANTES</b>	<b>83</b>
4.1 BIELAS	84

---

4.1.1	CRITÉRIOS NORMATIVOS DE RESISTÊNCIA DE BIELAS	85
4.2	Nós	86
4.2.1	CRITÉRIOS NORMATIVOS DE RESISTÊNCIA DE NÓS	87
4.3	APLICAÇÃO EM CONSOLOS	88
4.3.1	<i>Proposta de modelo para consolos com ancoragem reta do tirante</i>	90
<b>5.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>92</b>
5.1	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	92
5.2	PROJETO DOS MODELOS	93
5.3	FABRICAÇÃO DOS MODELOS	97
5.4	MATERIAIS UTILIZADOS	101
5.5	INSTRUMENTAÇÃO	102
5.6	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	104
5.7	RESULTADOS	107
5.7.1	<i>Modelo A</i>	107
5.7.2	<i>Modelo B</i>	109
5.7.3	<i>Modelo C</i>	111
5.7.4	<i>Análise e discussão dos resultados</i>	114
<b>6.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>119</b>
6.1	CONCLUSÕES	119
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	120
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>122</b>
	<b>APÊNDICE A – PLANILHAS PARA A RESOLUÇÃO DO EXEMPLO NUMÉRICO</b>	<b>126</b>

---

 LISTA DE FIGURAS
 

---

FIGURA 1.1 - ESTRUTURA RETICULADA .....	13
FIGURA 1.2 - LIGAÇÃO ENTRE VIGA E PILAR COM CONSOLO .....	14
FIGURA 1.3 – CONCRETAGEM DE PILAR COM CONSOLO .....	14
FIGURA 1.4 - APLICAÇÕES DE ANCORAGENS QUÍMICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL .....	15
FIGURA 1.5 – BARRA INSERIDA NO CONCRETO COM AUXÍLIO DE ADESIVO QUÍMICO.....	16
FIGURA 1.6 - ETAPAS DE EXECUÇÃO DA PROPOSTA ESTUDADA.....	17
FIGURA 1.7 – CURVAS A, B E C DE FORÇA <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO.....	20
FIGURA 2.1 – PROCESSO TÍPICO DE INSTALAÇÃO DE ADESIVO QUÍMICO EM CÁPSULA .....	23
FIGURA 2.2 - PROCESSO TÍPICO DE INSTALAÇÃO DE ADESIVO QUÍMICO COM SISTEMA DE INJEÇÃO.....	23
FIGURA 2.3 – MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇA.....	25
FIGURA 2.4 - TENSÕES ATUANTES NA BARRA DE AÇO.....	26
FIGURA 2.5 - DISTRIBUIÇÃO HIPERBÓLICA DE TENSÕES PROPOSTA POR COOK ET AL. (1993).....	27
FIGURA 2.6 - MODELO UNIFORME DE TENSÕES DE ADERÊNCIA .....	28
FIGURA 2.7 - RUPTURA POR FENDILHAMENTO .....	29
FIGURA 2.8 - MODOS DE RUPTURA DE ANCORAGEM QUÍMICA.....	30
FIGURA 2.9 - EXEMPLO DE RUPTURA DE UM GRUPO DE ANCORAGEM VARIANDO O EMBUTIMENTO ( $H_{EF}$ ) PARA UM MESMO ESPAÇAMENTO (s).....	31
FIGURA 2.10 - CURVAS FORÇAS <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTOS DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE BARRAS COM ADESIVO QUÍMICO ..	32
FIGURA 2.11 - CONEXÃO ENTRE OS ELEMENTOS REGULATÓRIOS DE ANCORAGENS.....	34
FIGURA 2.12 - CONCEITO DE APLICAÇÕES COMO “ANCORAGEM” E COMO COMPLEMENTO DE ARMADURA .....	35
FIGURA 2.13 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO DE ANCORAGEM QUÍMICA COMO “ANCORAGEM” .....	36
FIGURA 2.14 – EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE ANCORAGEM QUÍMICA COMO COMPLEMENTO DE ARMADURA .....	36
FIGURA 2.15 - CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO DAS ANCORAGENS.....	37
FIGURA 2.16 - CONE DE CONCRETO DE ACORDO COM O CCD .....	40
FIGURA 2.17 - $ANc$ E $ANc0$ CONFORME ACI-318-14.....	42
FIGURA 2.18 - ÁREAS DE INFLUÊNCIA PARA CÁLCULO DE RUPTURA POR ARRANCAMENTO .....	43
FIGURA 2.19 - DEFINIÇÃO DE $cd$ DE ACORDO COM O EUROCODE 2 .....	49
FIGURA 2.20 - VALORES DE K.....	49
FIGURA 2.21 - EXEMPLO DE CÁLCULO .....	51
FIGURA 2.22 - RESOLUÇÃO GRÁFICA DO EXEMPLO.....	52
FIGURA 3.1 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM UM CONSOLO .....	54
FIGURA 3.2 – MODELO PROPOSTO POR HAGBERG (1983) .....	59
FIGURA 3.3 - MODELO ENSAIADO POR FATTUHI (1990) .....	62
FIGURA 3.4 – MODELO PROPOSTO POR HWANG ET AL.....	65
FIGURA 3.5 - MODELO ENSAIADO POR COSTA (2009).....	70

---

<b>FIGURA 3.6 - FORÇA X ABERTURA DE FISSURAS NA INTERFACE ENTRE O CONSOLO E O PILAR NOS ENSAIOS DE COSTA (2009)</b> .....	71
FIGURA 3.7 - MODELO PROPOSTO POR BELLUCIO E EL DEBS (2013) .....	72
<b>FIGURA 3.8 - CURVA FORÇA X ABERTURA DE FISSURAS DO ESTUDO DE BELLUCIO E EL DEBS (2013)</b> .....	73
<b>FIGURA 3.9 - MODOS DE RUPTURA DE CONSOLOS</b> .....	74
<b>FIGURA 3.10 - MODOS DE RUPTURA SECUNDÁRIOS DE CONSOLOS</b> .....	75
<b>FIGURA 3.11 - MODELO DE BIELA E TIRANTE PARA CONSOLO CURTO</b> .....	76
FIGURA 3.12 - ESQUEMA DE COMPORTAMENTO DE CONSOLO DE ACORDO COM O ACI 318-14.....	78
<b>FIGURA 3.13 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA CONSOLO CURTO</b> .....	79
<b>FIGURA 3.14 - MODELO PRINCIPAL PARA DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DO TIRANTE DE ACORDO COM SANTOS E STUCCHI (2013)</b> .....	80
<b>FIGURA 3.15 - MODELOS SECUNDÁRIOS PARA DETERMINAÇÃO DE ARMADURAS SECUNDÁRIAS</b> .....	81
<b>FIGURA 4.1 - EXEMPLOS DE REGIÕES D</b> .....	83
<b>FIGURA 4.2 - TIPOS DE BIELA</b> .....	85
FIGURA 4.3 - TIPOS DE NÓS.....	87
FIGURA 4.4 - EXEMPLO DE MODELO REFINADO .....	89
FIGURA 4.5 - MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA UM CONSOLO CURTO .....	90
FIGURA 4.6 - MODELO DE BIELAS E TIRANTES PARA CONSOLOS COM ANCORAGEM RETA DO TIRANTE .....	91
FIGURA 5.1 - ESQUEMA DE ENSAIO .....	92
FIGURA 5.2 - FORMA DOS ELEMENTOS ENSAIADOS .....	94
FIGURA 5.3 - ARMAÇÃO DOS MODELOS.....	94
FIGURA 5.4 - ARMAÇÃO DO CONSOLO DO MODELO A .....	95
<b>FIGURA 5.5 - ARMAÇÃO DO CONSOLO DO MODELO B</b> .....	96
<b>FIGURA 5.6 - ARMAÇÃO DO CONSOLO DO MODELO C</b> .....	97
FIGURA 5.7 - SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO DAS PEÇAS.....	98
FIGURA 5.8 - FORMA E ARMAÇÃO DO MODELO A .....	98
FIGURA 5.9 - FORMA E ARMAÇÃO DO MODELOS B.....	99
FIGURA 5.10 - RECORTE NA FORMA E ARMAÇÃO DO CONSOLO.....	99
FIGURA 5.11 - EXECUÇÃO DOS FUROS .....	100
FIGURA 5.12 - ARMADURA DO CONSOLO MONTADA E O CONCRETO APICOADO .....	100
FIGURA 5.13 - CONCRETAGEM DO CONSOLO .....	101
FIGURA 5.14 - INSTRUMENTAÇÃO EMPREGADA NOS ENSAIOS .....	103
FIGURA 5.15 - MODELO INSTRUMENTADO.....	104
FIGURA 5.16 - APARELHO DE APOIO E CHAPA METÁLICA UTILIZADOS NOS ENSAIOS.....	105
FIGURA 5.17 - TAPETE DE NEOPRENE FRETADO .....	105
FIGURA 5.18 - CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO .....	106
FIGURA 5.19 - RUPTURA DO MODELO A.....	107
FIGURA 5.20 - MEDIDAS DOS CLINÔMETROS - MODELO A .....	108

---

---

FIGURA 5.21 - MEDIDAS DOS TRANSDUTORES - MODELO A .....	108
FIGURA 5.22 - MEDIDA DOS EXTENSÔMETROS NA LINHA DO TIRANTE - MODELO A.....	109
FIGURA 5.23 - MODELO B APÓS O ENSAIO.....	109
FIGURA 5.24 - MEDIDAS DOS CLINÔMETROS - MODELO B .....	110
FIGURA 5.25 - MEDIDA DOS TRANSDUTORES - MODELO B.....	110
FIGURA 5.26 - MEDIDAS DOS EXTENSÔMETROS NA LINHA DO TIRANTE – MODELO B.....	111
FIGURA 5.27 - RUPTURA DO MODELO C .....	112
FIGURA 5.28 - MEDIDAS DOS CLINÔMETROS - MODELO C .....	112
FIGURA 5.29 - MEDIDAS DOS TRANSDUTORES - MODELO C .....	113
FIGURA 5.30 - MEDIDA DOS EXTENSÔMETROS NA LINHA DO TIRANTE - MODELO C.....	113
FIGURA 5.31 - COMPARAÇÃO ENTRE AS MEDIDAS DOS CLINÔMETROS .....	115
FIGURA 5.32 - COMPARAÇÃO ENTRE AS MEDIDAS DOS TRANSDUTORES .....	115
FIGURA 5.33 - COMPARAÇÃO ENTRE AS MEDIDAS DOS EXTENSÔMETROS .....	116

---

---

**LISTA DE TABELAS**

---

TABELA 4-1 - RESUMO DOS MODELOS ENSAIADOS POR COSTA (2009) .....	69
TABELA 6-1 - MODELOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	93
TABELA 6-2 – COMPOSIÇÃO DO CONCRETO UTILIZADO .....	101
TABELA 6-3 - DISTÂNCIA ENTRE A FACE DO PILAR E O CENTRO DE APLICAÇÃO DA CARGA .....	106
TABELA 6-4 - CARGA ÚLTIMA PREVISTA PARA OS ENSAIOS (KN) (SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA) .....	114
TABELA 6-5 - RELAÇÃO ENTRE FORÇA EXPERIMENTAL E FORÇA PREVISTA .....	114
TABELA 6-6 - ABERTURA DE FISSURA (MM) .....	117
TABELA 6-7 - LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS EM SERVIÇO (MM) .....	117

---

---

# 1. Introdução

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De acordo com Elliot (2002), concreto pré-moldado, em uma caracterização muito simplista, trata-se de elementos confeccionados fora de seu local final de utilização. Elementos pré-moldados utilizados com função estrutural devem ser unidos para formar um conjunto único que irá resistir às ações verticais e horizontais. Estes conjuntos podem ter diferentes configurações e ser formados por diversos tipos de elementos, sempre com necessidade de ligação entre as partes que compõe o conjunto, o que torna o projeto de estruturas de concreto pré-moldado atípico.

Dentre os conjuntos de elementos estruturais pré-moldados destaca-se a composição com elementos reticulados, também chamados de “estrutura em esqueleto”. As estruturas em esqueleto usualmente são compostas de elementos lineares, denominados vigas e pilares, como mostra a Figura 1.1.

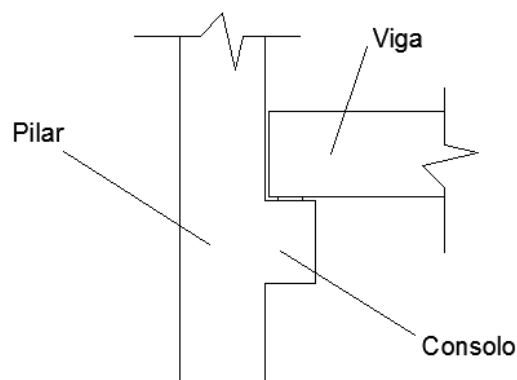
**Figura 1.1 - Estrutura reticulada**



(Fonte: Ferreira, 2011)

Um dos tipos mais utilizados para ligação entre viga e pilar pré-moldado é o consolo, saliência nos pilares para que a viga se apoie e transmita a carga para o pilar. A Figura 1.2 ilustra o emprego de um consolo.

**Figura 1.2 - Ligação entre viga e pilar com consolo**



(Fonte: próprio autor)

Os consolos são elementos muito utilizados que exigem cuidado no dimensionamento e arranjo das barras que compõem a armadura. Quando produzidos na mesma etapa de concretagem do pilar, exigem que a forma deste apresente saliências para abrigá-los. A Figura 1.3 mostra o recorte na forma e o congestionamento de barras de armadura na região do consolo.

**Figura 1.3 – Concretagem de pilar com consolo**



(Fonte: CEB-FIP Structural connections for precast concrete buildings, 2008).



A repetição e o reaproveitamento de formas na produção de elementos pré-moldados é um item de suma importância. Muitas vezes o recorte na forma para o consolo impossibilita este reaproveitamento, o que faz com que a indústria de pré-fabricados busque alternativas na confecção de pilares visando uma maior produtividade.

Nos últimos anos a utilização de ancoragens químicas teve muito crescimento na construção civil em razão do aumento de aplicações possíveis. Hoje elas são utilizadas no reparo e reforma de estruturas existentes, ampliação de lajes, inserção de barras de espera, conexão de lajes com parede diafragma, além de construção de novas estruturas. A Figura 1.4 ilustra algumas destas aplicações.

**Figura 1.4 - Aplicações de ancoragens químicas na construção civil**

**A - Ampliação de uma laje**



**B - Inserção de barras de espera**



**C - Conexão de laje com parede diafragma**

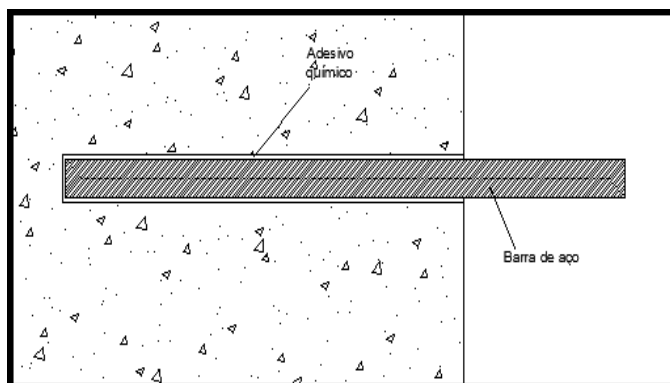


(Fonte: adaptado de Hilti - Post installed rebar connections, 2010)

Com o intuito de facilitar o processo produtivo de pilares com consolos, o trabalho visa estudar a alternativa de utilizar adesivos químicos para a instalação

das barras que compõem a armadura e concretagem do consolo em etapa posterior à execução do pilar. A Figura 1.5 ilustra o emprego de adesivo químico em estruturas de concreto.

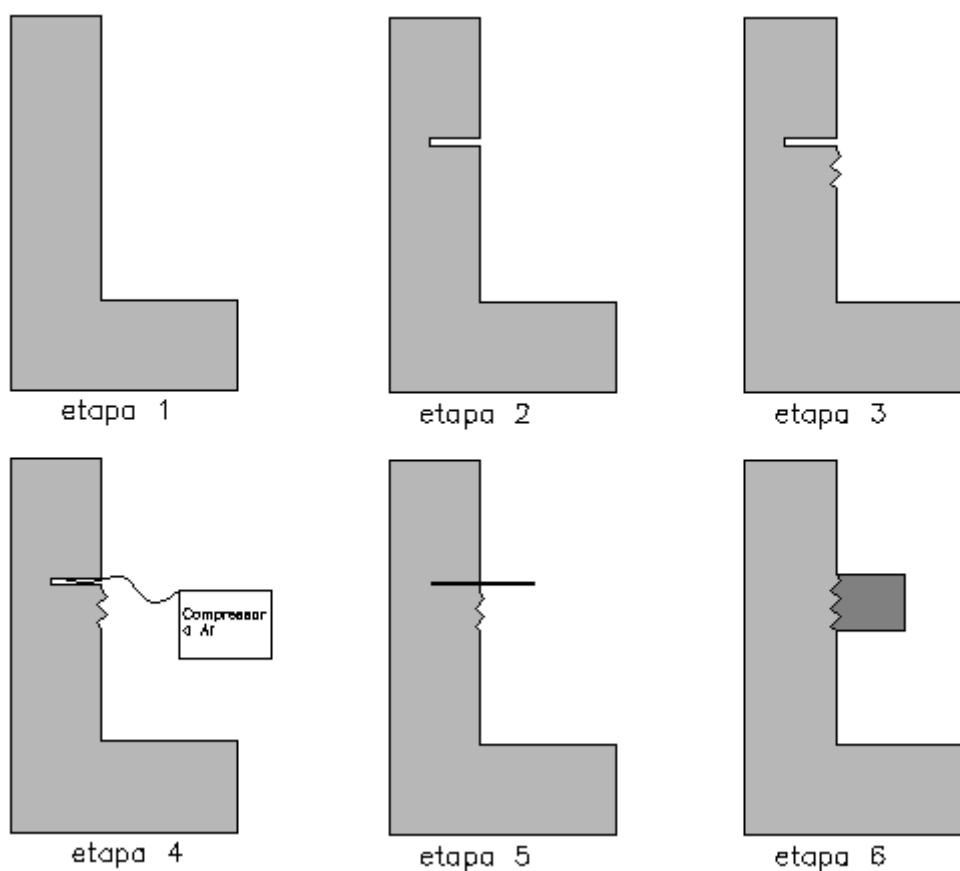
**Figura 1.5 – Barra inserida no concreto com auxílio de adesivo químico**



(Fonte: próprio autor)

O processo para elaboração da solução a ser estudada consiste na execução do pilar, escarificação do concreto na região na qual o consolo será instalado, instalação das barras de armadura do consolo com auxílio de adesivo químico e concretagem do consolo. A Figura 1.6 ilustra o objeto de pesquisa e as etapas de execução, que são divididas em seis passos:

- 1- Concretagem da peça;
- 2- Execução dos furos;
- 3- Escarificação do concreto;
- 4- Limpeza do furo com auxílio de compressor a ar;
- 5- Injeção do adesivo químico e colocação das barras;
- 6- Concretagem do consolo.

**Figura 1.6 - Etapas de execução da proposta estudada**

(Fonte: próprio autor)

Esta solução já é frequentemente utilizada em fábricas de pré-moldados e também em reparos de obras já existentes. No entanto, não existem estudos a respeito da segurança desta alternativa. Devido ao recorrente uso desta solução, é de suma importância que seja verificado se esta apresenta segurança e desempenho de acordo com as normas vigentes.

A proposta de execução do consolo com auxílio de adesivo químico em etapa posterior ao pilar é vantajosa, pois evita recortes nas formas, possibilitando um maior reaproveitamento e também uma maior flexibilidade ao projeto, uma vez que o consolo pode ser instalado em qualquer altura do pilar. Deste modo, justifica-se esta pesquisa em vista do avanço no processo produtivo e flexibilidade que esta proposta pode trazer.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo principal da pesquisa é avaliar o comportamento e a segurança de consolos curtos instalados em etapa posterior à execução de pilar com auxílio de adesivo químico. As análises foram feitas através da comparação de um consolo monolítico calculado com duas normas vigentes no cenário nacional: NBR 6118:2014 e NBR 9062:2006.

Como objetivos específicos pode-se citar a identificação e avaliação das variáveis que regem o comportamento mecânico de tal arranjo estrutural, além dos modos de ruptura desta solução.

## **1.3 METODOLOGIA DE PESQUISA**

A pesquisa consiste em um programa experimental que envolve o ensaio de consolos instalados com auxílio de ancoragem química, além da revisão bibliográfica acerca dos fundamentos a respeito do comportamento de ancoragens químicas, consolos de concreto e interação destes.

A investigação experimental foi feita no Núcleo de Estudos e Tecnologia de Pré-Fabricados de Concreto (NETPRE) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), sendo composta por ensaios de três modelos com as mesmas dimensões e diâmetros de armaduras, variando apenas o tipo e o comprimento da ancoragem.

## **1.4 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação está organizada em sete capítulos.

O capítulo um traz a introdução da dissertação, com metodologia e objetivos da pesquisa.

O capítulo dois aborda brevemente o comportamento de ligações, contendo os conceitos de deformabilidade, ductilidade e rigidez.

O capítulo três apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos tipos, comportamento e projeto de ancoragens químicas. Traz também dos procedimentos normativos e um exemplo de cálculo.

O quarto capítulo contém uma revisão bibliográfica a respeito de consolos, trazendo modelos de cálculo, pesquisas realizadas anteriormente, modos de ruptura e prescrições normativas.

O capítulo cinco traz os conceitos do projeto de estruturas com auxílio dos modelos de bielas e tirantes e a aplicação destes em consolos. Neste capítulo apresenta-se também uma proposta de modelo de biela e tirante para a utilização em consolos com ancoragens químicas.

O capítulo seis apresenta detalhadamente o programa experimental desenvolvido no NETPRE.

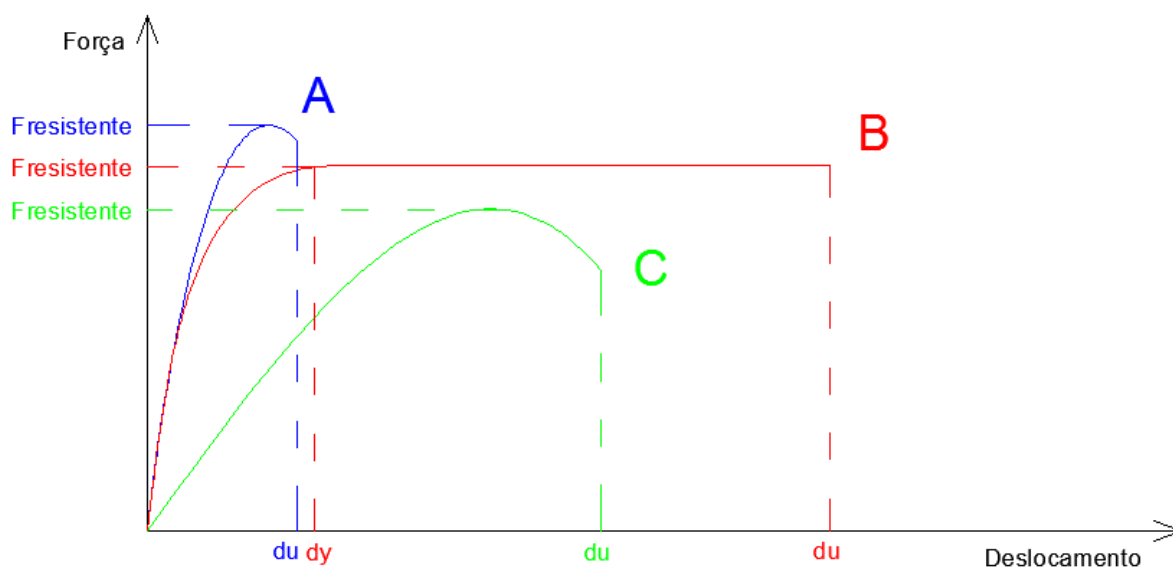
Por fim, o capítulo sete contém as conclusões e recomendações para trabalhos futuros, decorrentes deste trabalho.

## **1.5 COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES**

Uma ligação deve transferir esforços entre os elementos com segurança, atendendo às necessidades de resistência, deformabilidade e ductilidade ao atingir o estado limite último e em serviço. Por se tratar de um elemento de ligação, o consolo deve ser estudado de modo a se entender qual o comportamento das ligações entre ele e o elemento pré-moldado.

O comportamento mecânico de uma ligação pode ser descrito através de um gráfico força *versus* deslocamento. A Figura 1.7 mostra curvas que exemplificam alguns comportamentos típicos de ligações.

Figura 1.7 – Curvas A, B e C de força versus deslocamento



(Fonte: adaptado de CEB-FIP Structural connections for precast concrete buildings, 2008)

As três curvas foram escolhidas por terem a capacidade de ilustrar os conceitos de ductilidade, fragilidade e deformabilidade. De acordo com o boletim CEB-FIP Structural connections for precast concrete buildings (2008), ductilidade está relacionada ao comportamento plástico, ou seja, quanto uma ligação pode deformar plasticamente sem uma perda significativa de resistência. Na Figura 1.7 a curva B representa o comportamento de uma ligação dúctil. Fragilidade é um conceito relacionado à falta de capacidade de suportar deformações plásticas, o que está representado pelas curvas A e C. Deformabilidade diz respeito a quanto uma ligação se deforma sem sofrer danos significativos. É importante ressaltar que deformabilidade não está relacionada à ductilidade: a ligação representada pela curva C é mais deformável do que a representada pela curva A, mas ambas não apresentam ductilidade.

O boletim CEB-FIP Structural connections for precast concrete buildings (2008) ressalta que é desejável que as ligações apresentem comportamento dúctil. O comportamento dúctil é interessante, pois possibilita a ocorrência de deformações plásticas sem perda significativa de resistência quando se atinge a força máxima resistida pela ligação, podendo até mesmo possibilitar redistribuições de esforços, enquanto que elementos de comportamento frágil apresentam uma ruptura abrupta logo após a ocorrência da força máxima resistida.

Desse modo, para que seja uma alternativa viável, é necessário que a alternativa de consolo com auxílio de adesivo químico apresente ductilidade, deformabilidade e resistência adequadas.

---

## 2. Ancoragens químicas

### 2.1 INTRODUÇÃO

Denominam-se ancoragens químicas os casos em que as barras de aço são inseridas em furos realizados em concreto endurecido (já curado) embebidas por um fluido responsável pela adesão entre o aço e o concreto, denominado adesivo químico. Em geral, os adesivos químicos são disponíveis em cápsulas, cartuchos ou sistemas de injeção contendo compostos orgânicos, inorgânicos ou uma mistura destes (Eligehausen et al., 2006).

Nesta pesquisa foi abordado o estudo de ancoragens químicas em que o furo não excede 1,5 vezes o diâmetro da barra. Nos casos em que o furo excede estas dimensões, a camada de resina entre o concreto e a barra de aço torna-se excessivamente espessa, o que afeta o comportamento da ancoragem como um todo.

### 2.2 TIPOS DE ANCORAGENS QUÍMICAS

Existem diversos tipos de ancoragens químicas, classificadas quanto ao método de instalação da ancoragem química e também quanto ao tipo de adesivo químico utilizado. A seguir, nos itens 2.2.1 e 2.2.2, serão apresentadas a classificação e definições de acordo com Cook et al. (1998).

#### 2.2.1 Instalação

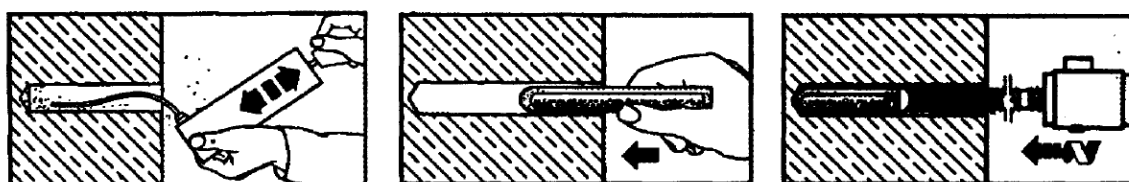
##### 2.2.1.1 Ancoragens químicas em cápsula

Inicialmente o furo no qual a barra será instalada é feito e limpo. Em seguida insere-se uma ou mais cápsulas contendo um polímero, um agregado mineral e um acelerador químico. A instalação é feita com a barra de aço perfurando a cápsula



com ação percussiva e rotativa. A ação rotativa e percussiva mistura o material da cápsula, geralmente vidro, com os componentes químicos. O vidro confere rigidez à matriz de polímero, reduz a retração durante o processo de cura e durante o processo de instalação limpa as paredes do furo, melhorando a adesão. O processo típico de instalação de um adesivo químico em cápsula é mostrado na Figura 2.1:

**Figura 2.1 – Processo típico de instalação de adesivo químico em cápsula**

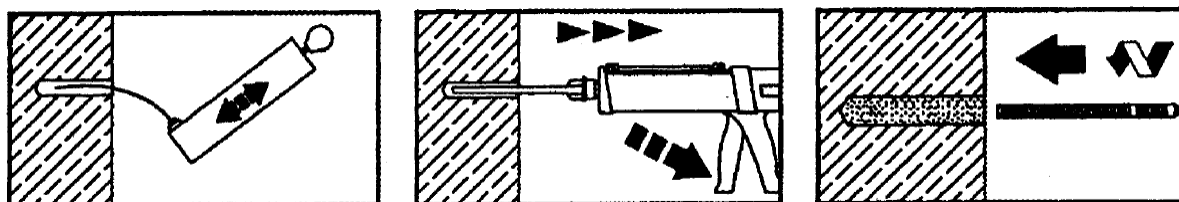


(Fonte: Cook et al., 1998)

### 2.2.1.2 Ancoragens químicas de injeção

Os sistemas de injeção contêm cartuchos com polímero e endurecedor. Geralmente as substâncias são misturadas com um bico misturador conforme a aplicação ou misturadas dentro do próprio cartucho, imediatamente antes da aplicação. A mistura é injetada no furo e em seguida a barra de aço é inserida no furo e utilizada para movimentar a mistura de forma a envolver completamente a barra no adesivo químico. Durante o processo de instalação (mostrado na Figura 2.2) deve-se garantir a limpeza do furo antes da inserção da mistura e também evitar a formação de bolhas de ar.

**Figura 2.2 - Processo típico de instalação de adesivo químico com sistema de injeção**



(Fonte: Cook et al., 1998)

## **2.2.2 Adesivos químicos**

### **2.2.2.1 Adesivo Epóxi**

O adesivo epóxi é uma resina epóxi interligado a um agente de cura. O adesivo epóxi é um produto termoendurecível, sendo o calor necessário para o endurecimento gerado através da reação exotérmica entre o epóxi e o agente de cura.

Adesivos epóxi têm boa durabilidade e baixa retração durante a cura, estes são fatores que justificam a sua vasta utilização na construção civil.

### **2.2.2.2 Adesivo Poliéster**

O adesivo poliéster é composto de uma resina poliéster e um catalisador. Devido à sua natureza química, a resina poliéster e o catalisador geralmente têm reações exotérmicas mais rápidas que o epóxi, resultando em um tempo de cura menor.

Este tipo de adesivo apresenta problemas em relação à sua vida útil, pois apresenta tendência à degradação quando exposto a raios ultravioleta e autopolimerização quando exposto a temperaturas altas em locais de clima quente.

### **2.2.2.3 Adesivo Viniléster**

O adesivo viniléster é semelhante ao poliéster e é composto por uma resina viniléster e um catalisador. A reação química entre o viniléster e o catalisador é mais rápida que o epóxi e mais lenta que o poliéster, também resultando em um tempo de cura intermediário entre o epóxi e o poliéster.

Em respeito à vida útil deste adesivo, este também apresenta características intermediárias ao epóxi e ao poliéster, não sendo tão afetado pelos raios ultravioleta e com uma tendência menor à autopolimerização.

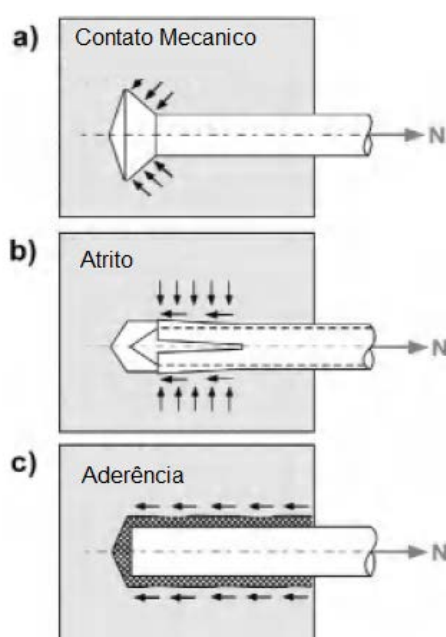
#### 2.2.2.4 Adesivos Híbridos

São adesivos que possuem componentes orgânicos e inorgânicos. A reação de polimerização do componente orgânico garante adesão, uma boa velocidade de cura e trabalhabilidade. O componente inorgânico melhora a adesão e rigidez do conjunto, principalmente quando submetido a altas temperaturas. Estes adesivos possuem baixíssima retração.

### 2.3 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE FORÇAS

Forças de tração podem ser transferidas de um elemento a outro por três mecanismos básicos, como ilustra a Figura 2.3, descritos a seguir.

Figura 2.3 – Mecanismos de transferência de força



(Fonte: adaptado de Eligehausen et al., 2006)

- Contato mecânico: a força de tração se transfere por meio do contato entre o elemento de fixação e o material-base;
- Atrito: o elemento de fixação durante o processo de instalação exerce uma força de expansão contra o material-base, gerando uma força de atrito;

- Adesão: a força de tração é transferida através de uma porção de adesão química e micro-engrramento entre as superfícies. No caso de barras concretadas em estruturas monolíticas, trata-se da adesão entre o aço e o concreto. Tratando-se de barras concretadas com auxílio de adesivos químicos, a adesão se dá na interface da barra com o adesivo, e também entre o adesivo e o concreto.

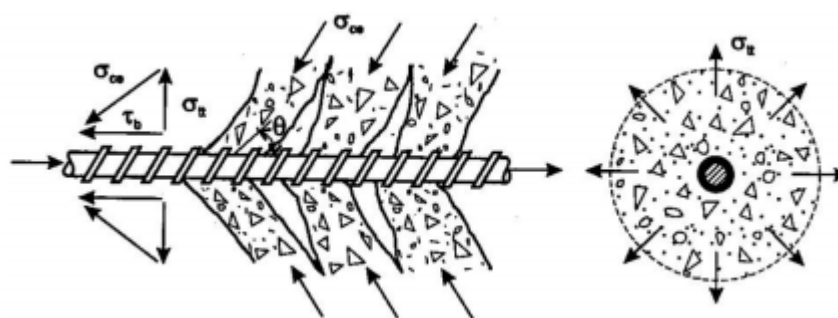
Todos os tipos de ancoragem utilizam um mecanismo ou uma combinação destes mecanismos de transferência de forças.

## 2.4 COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS QUÍMICAS

A ancoragem química (conjunto da barra de aço e adesivo químico) apresenta comportamento de transferência de forças similar ao de barras concretadas monoliticamente. A capacidade de transferência de forças em ancoragens químicas é determinada pela resistência do adesivo químico às forças concentradas impostas pelas nervuras da barra de aço e pela eficácia na transferência de forças na interface do adesivo com concreto (Hamad et al.,2006).

De acordo com Fusco (2000), barras nervuradas em peças monolíticas de concreto transferem a força da barra para o concreto principalmente pelo contato mecânico entre as nervuras e o concreto, originando bielas de compressão inclinadas a  $45^\circ$  da superfície da nervura. As bielas de compressão inclinadas podem ser decompostas em uma componente radial e uma tangencial em relação ao eixo da barra.

Figura 2.4 - Tensões atuantes na barra de aço

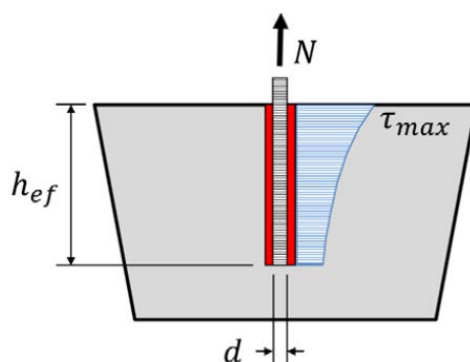


(Fonte: FUSCO, 2000)

É comum em um ensaio de arrancamento uma ancoragem com mesma barra de aço apresentar maior resistência em uma mesma peça quando instalada com adesivo químico em relação a esta mesma barra concretada monoliticamente. Isto se deve à capacidade de aderência do adesivo químico utilizado.

Cook et al. (1993) apresentam um programa experimental e sugerem uma distribuição hiperbólica baseada na teoria da elasticidade para as tensões tangenciais na interface do adesivo químico com o concreto (Figura 2.5). Nota-se que a espessura do adesivo químico, determinada pela diferença entre o diâmetro da barra e diâmetro do furo, influi significativamente na rigidez da ancoragem para casos de furos maiores que 1,5 vezes o diâmetro da barra. Portanto, toda a teoria e estudos aqui apresentados se destinam aos casos em que o diâmetro do furo é no máximo igual a 1,5 vezes o diâmetro da barra. É importante ressaltar que estes casos cobrem a grande maioria das aplicações de ancoragens químicas.

**Figura 2.5 - Distribuição hiperbólica de tensões proposta por Cook et al. (1993)**

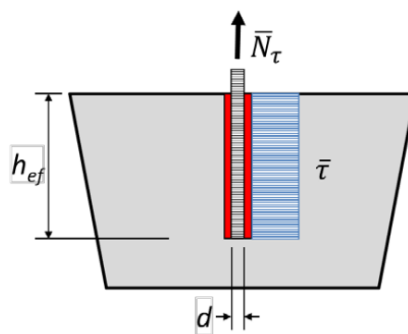


(Fonte: Davis, 2012)

Em um amplo estudo de uma base de dados contendo cerca de 880 ensaios feitos nos Estados Unidos e Europa, Cook et al. (1998) verificaram que o modelo hiperbólico proposto por Cook et al. (1993) se adapta apenas à situação de carregamentos de baixa intensidade, muito provavelmente pela ancoragem ainda permanecer no regime elástico nestas condições. Deste estudo verificou-se que uma distribuição uniforme de tensões de aderência é a que melhor se adapta a esta base de dados para situações de ruptura. A Figura 3.6 mostra o modelo uniforme de tensões de aderência e a Eq. (2-1) descreve o valor da tensão de aderência uniforme ( $\tau$ ).

$$\tau = \frac{N}{\pi d h_{ef}} \quad \text{Eq. (2-1)}$$

Figura 2.6 - Modelo uniforme de tensões de aderência



(Fonte: Davis, 2012)

Cook et al. (1998) estudaram a resistência de ancoragens químicas em barras submetidas à tração em concreto não fissurado e enumeram a influência de alguns fatores na determinação da resistência da ancoragem química:

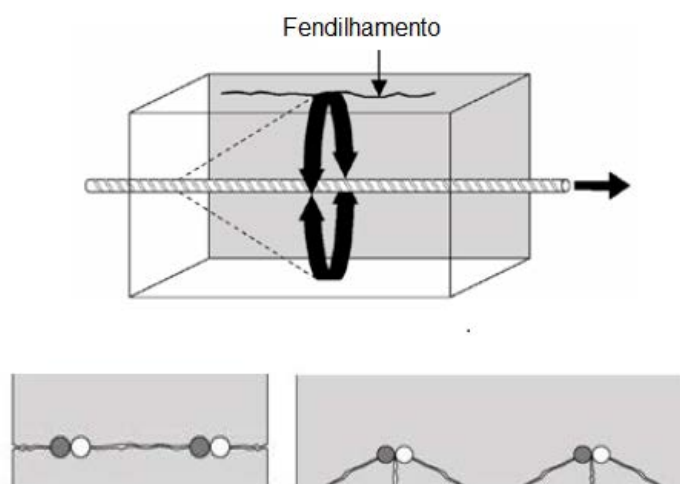
- Adesão do adesivo químico: a força de adesão depende do produto utilizado e não pode ser generalizada, ou seja, varia de um produto para o outro;
- Resistência do concreto: a resistência à adesão cresce pouco em concreto com resistências de 20 a 40 MPa e decresce em concretos a partir de 60 MPa, dependendo do produto, no entanto, as mudanças não são muito significativas;
- Limpeza do furo: também é uma característica do produto, mas ensaios mostraram que no caso de um furo não estar limpo adequadamente alguns produtos apresentam reduções de até 80% na adesão resistente em comparação com a instalação do furo limpo;
- Temperatura e retração: alguns tipos de adesivo químico apresentam desempenho muito inferior quando submetidos a elevadas temperaturas e também em situação em que a retração é muito acentuada.

A fissuração do concreto reduz significativamente a resistência da ancoragem em relação ao concreto não fissurado, esta redução varia de acordo com o tipo de adesivo químico.

#### 2.4.1 Ruptura por fendilhamento

Se a componente radial da força de aderência atinge a face externa da peça de concreto acontece a ruptura por fendilhamento. A parcela radial da biela de compressão é acompanhada por tensões de tração perpendiculares a ela. Quando essas tensões são suficientes para romper o concreto na superfície, a tensão de aderência cai bruscamente. No caso de barras próximas, as tensões radiais se superpõem e pode também ocorrer a ruptura por fendilhamento. A Figura 2.7 mostra a ruptura por fendilhamento.

Figura 2.7 - Ruptura por fendilhamento



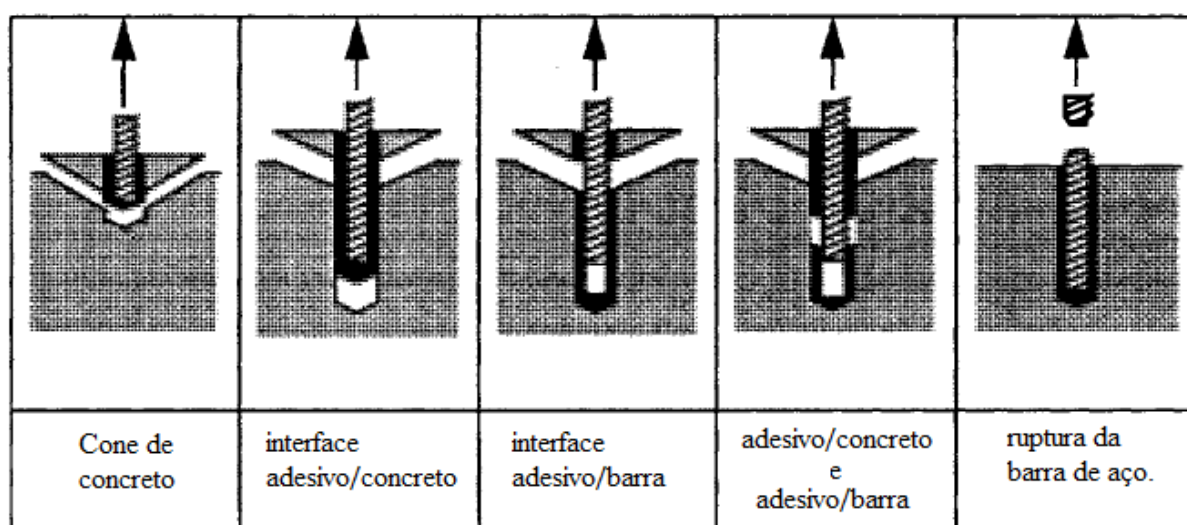
(Fonte: Hilti - Post installed rebar connections, 2010)

É importante ressaltar que a presença de armaduras confinando a barra de aço aumenta significativamente a resistência ao fendilhamento.

## 2.4.2 Ruptura por arrancamento e cone de concreto

Rupturas por arrancamento e cone de concreto foram estudadas por Cook et al. (1998), que descrevem os cinco principais modos de falha: no cone de concreto, interface adesivo/concreto, interface barra/adesivo, falha simultânea nas interfaces adesivo/concreto e adesivo/concreto e ruptura da barra de aço. A Figura 2.8 ilustra os tipos de falha.

Figura 2.8 - Modos de ruptura de ancoragem química

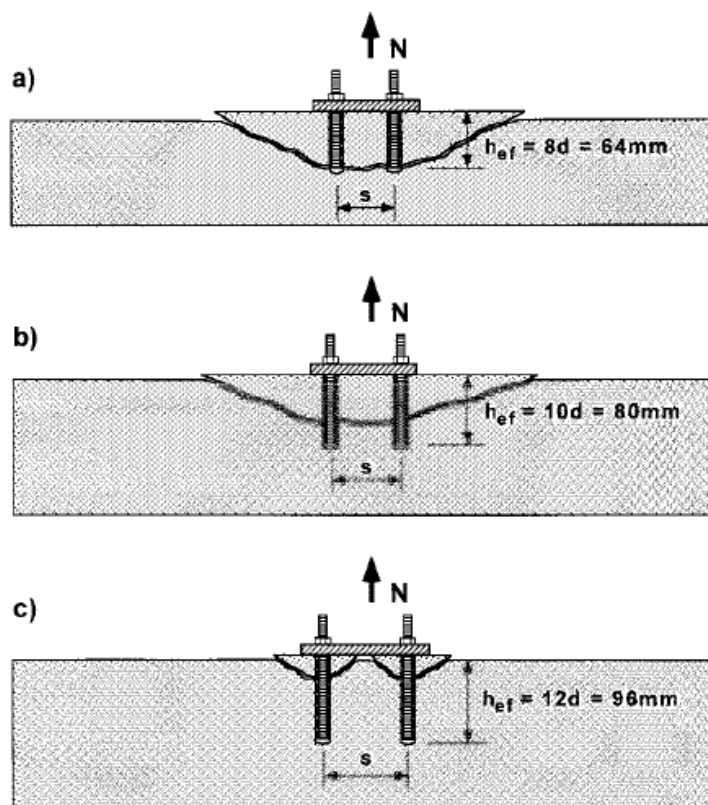


(Fonte: adaptado de Cook et al., 1998)

Barras inseridas a uma profundidade de 3 a 5 vezes o diâmetro da mesma têm ruptura caracterizada pela formação de um cone de concreto com inclinação de  $35^\circ$  em relação à superfície de concreto. Para maiores profundidades a ruptura acontece de forma mista entre arrancamento e cone de concreto. O cone de concreto se forma na superfície a uma distância de 3 a 5 diâmetros. No caso de um grupo de barras, o espaçamento entre elas é determinante no modo de ruptura. Com um espaçamento pequeno as barras formam um único cone de ruptura, do contrário, com espaçamento suficiente, têm cones de ruptura separados (Eligehausen et al., 2006). A Figura 2.9 ilustra rupturas de um grupo de ancoragens químicas.



Figura 2.9 - Exemplo de ruptura de um grupo de ancoragem variando o embutimento ( $h_{ef}$ ) para um mesmo espaçamento ( $s$ )



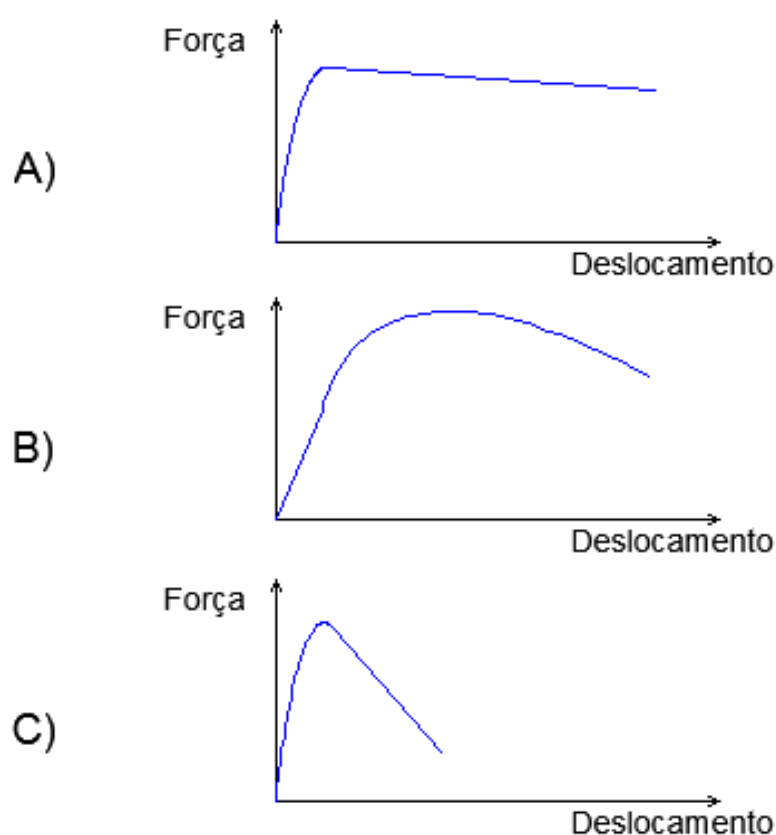
(Fonte: adaptado de Eligehausen et al., 2006)

A curva de força *versus* deslocamento de barras instaladas com auxílio de adesivo químico, em situação de ruptura por arrancamento, depende da rigidez e adesão do adesivo químico e também da superfície de ruptura. Ao se utilizar um adesivo rígido com uma adesão adequada tem-se comportamento praticamente linear até próximo da carga máxima. O comportamento após atingir a carga máxima no ensaio depende de qual superfície atingiu a ruptura.

Em caso de ruptura entre o adesivo e o concreto, a barra encontra-se em um meio rugoso e o atrito é mobilizado. Se a capacidade resistente do atrito é menor que a adesão proporcionada pelo adesivo químico, a resistência cai. Geralmente, mesmo menor que a adesão, este atrito é suficiente para proporcionar ruptura com certa ductilidade, ou seja, não há uma queda brusca na resistência com o aumento do deslocamento (Figura 2.10, gráfico A). Caso o atrito mobilizado seja maior que a adesão, a força resistente cresce até que o atrito atinja seu limite (Figura 2.10, gráfico B).

Quando a ruptura se dá na interface do adesivo com a barra de aço, o sistema atinge sua força máxima e logo cai, uma vez que a superfície formada pelo adesivo que envolve a barra é lisa e não tem a capacidade de gerar atrito suficiente para evitar a queda acentuada da força resistente (Figura 2.10, gráfico C). Uma ruptura dúctil é mais interessante, pois possibilita a redistribuição das forças em um grupo de ancoragens (Eligehausen et al., 2006).

**Figura 2.10 - Curvas forças *versus* deslocamentos de ensaios de arrancamento de barras com adesivo químico**



(Fonte: adaptado de Eligehausen et al., 2006)

## **2.5 DIRETRIZES DE PROJETO E PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DE ANCORAGENS QUÍMICAS**

A normatização das ancoragens químicas é muito difícil, pois há uma grande variedade existente no mercado, que possuem diferentes características e múltiplos propósitos. É notável que o modo de instalação e o meio em que a ancoragem será

---

instalada podem modificar sensivelmente o comportamento da ancoragem. No Brasil, mesmo com vasta utilização, não há normatização ou regulação destes produtos. Assim, é conveniente ilustrar a regulação destes na Europa e nos Estados Unidos.

De acordo com Mahrenholtz (2012), na Europa e nos Estados Unidos as construções, ou componentes de uma construção, devem ter sua durabilidade e segurança asseguradas de acordo com as leis vigentes de construção civil, o que é garantido por um dos meios a seguir:

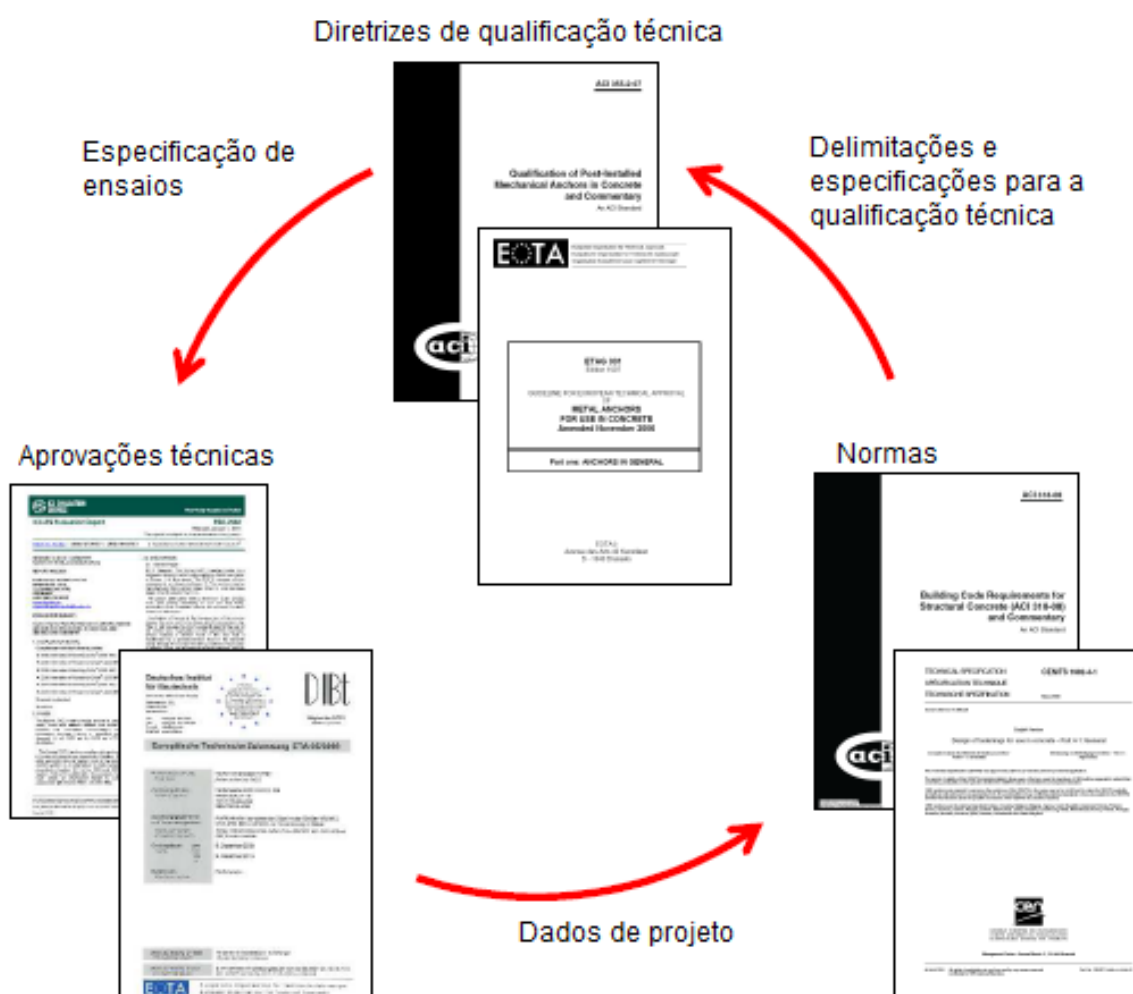
- Projeto e construção de acordo com uma norma vigente;
- Projeto e construção com aprovação técnica individual de uma autoridade da construção civil, ou seja, são elaborados critérios e ensaios específicos para um único projeto e construção;
- Projeto e construção com aprovação técnica generalizada de uma autoridade da construção civil, neste caso existem critérios e ensaios pré-determinados pela autoridade que asseguram segurança e durabilidade para uma certa gama de utilizações.

A aprovação técnica só é válida no caso de inexistência de normas e a elaboração de aprovações técnicas individuais é cara e trabalhosa, pois exige uma avaliação caso a caso. Então, para produtos muito utilizados, como ancoragens, são utilizadas aprovações técnicas generalizadas, ou seja, é definido um documento com diretrizes de qualificação técnica que especifica os ensaios e pré-requisitos para a obtenção da aprovação técnica.

Mahrenholtz (2012) cita que os ensaios de qualificação técnica são feitos em laboratórios independentes, de acordo com as diretrizes de qualificação técnica. A autoridade de construção civil avalia os procedimentos e resultados dos ensaios de acordo com as diretrizes de qualificação técnica e emite a aprovação técnica. A aprovação técnica de ancoragens contém informações como espaçamento mínimo entre ancoragens, espaçamento mínimo entre ancoragem e borda e resistências características. A aprovação técnica de ancoragens refere-se apenas a um componente de uma estrutura, devendo estar “conectada” a uma norma que englobe os demais aspectos da estrutura. A norma delimita quais aspectos são importantes

para as diretrizes de qualificação técnica e cita direta ou indiretamente a aprovação técnica. A Figura 2.11 ilustra a conexão entre norma, diretriz de qualificação técnica e aprovação técnica.

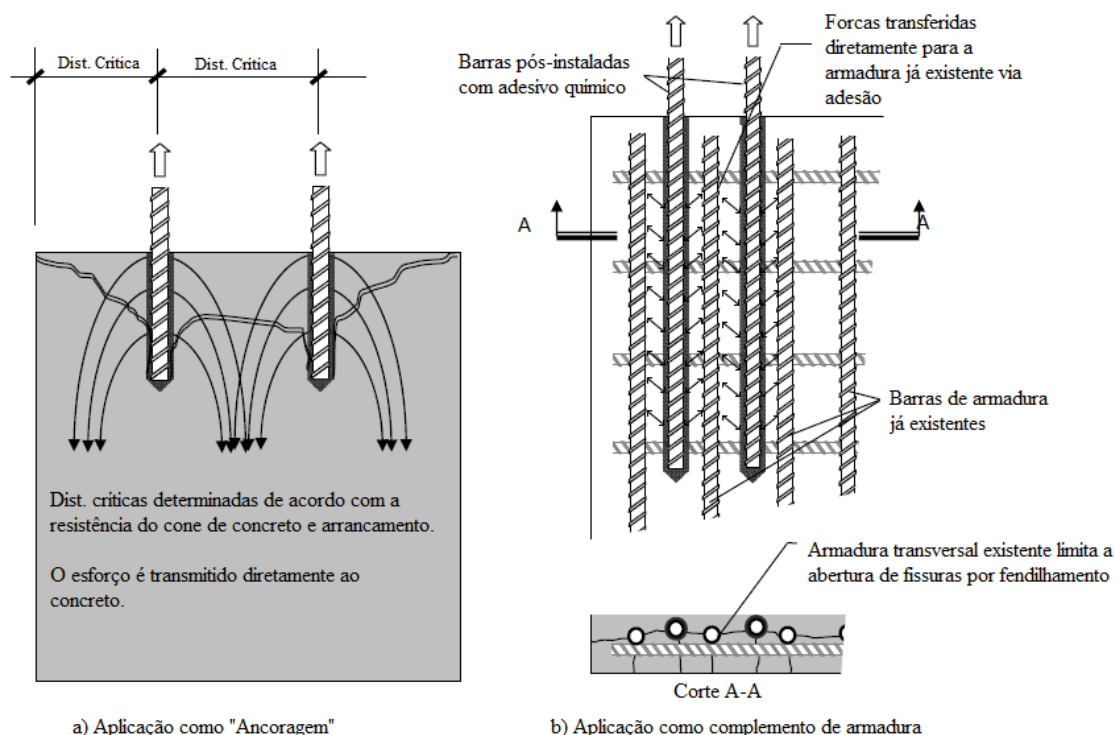
Figura 2.11 - Conexão entre os elementos regulatórios de ancoragens



(Fonte: adaptado de Mahrenholtz, 2012)

As normas e a prática corrente fazem uma distinção no projeto de ancoragens químicas de acordo com sua aplicação. As aplicações são divididas basicamente em aplicação como “Ancoragem” e aplicação como complemento de armadura, ou seja, “emendar” uma nova barra de armadura a uma armadura existente. A Figura 2.12 ilustra o conceito dos dois tipos de aplicação.

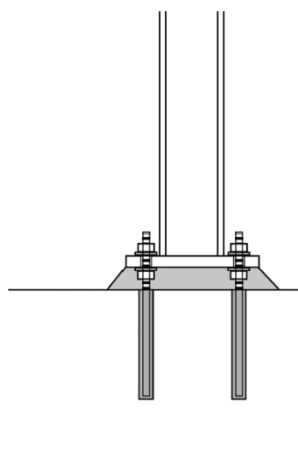
**Figura 2.12 - Conceito de aplicações como “Ancoragem” e como complemento de armadura**



(Fonte: adaptado de AC308 - ACCEPTANCE CRITERIA FOR POST-INSTALLED ADHESIVE ANCHORS IN CONCRETE ELEMENTS, 2012)

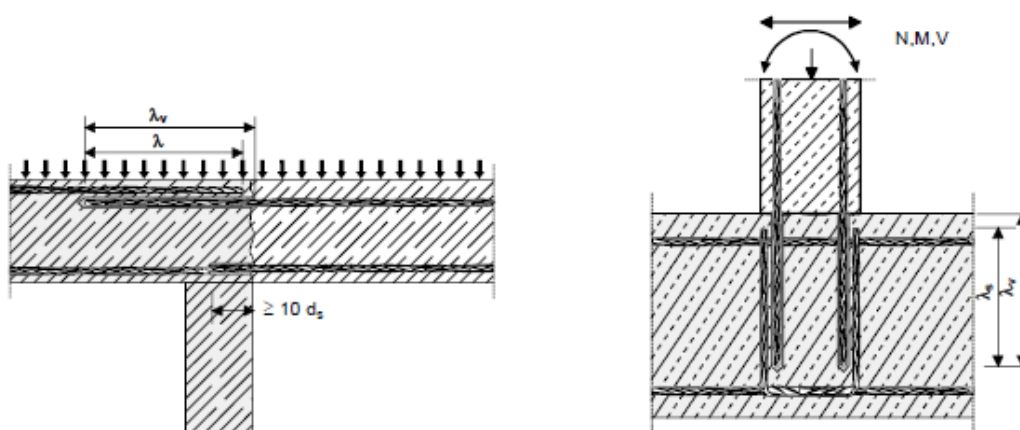
Aplicações como “Ancoragem” se caracterizam pela transferência dos esforços diretamente ao concreto. Para este tipo de aplicação recorre-se ao que se chama “Anchor Theory” ou, em tradução literal, “Teoria de ancoragens”. A “Teoria de ancoragens” baseia-se no Concrete Capacity Design Method (CCD) desenvolvido por Fuchs et al. (1995) que será apresentado no item 2.5.2.1. Já no caso de aplicações como complemento de armadura as normas recomendam que sejam utilizados os critérios para o cálculo de comprimento de ancoragens de barras concretadas monoliticamente. A Figura 2.13 traz um exemplo de aplicação de ancoragem química do tipo “Ancoragem” e a Figura 2.14 ilustra dois exemplos de aplicação de ancoragens químicas como complemento de armadura.

**Figura 2.13 - Exemplo de aplicação de ancoragem química como "Ancoragem"**



(Fonte: Charney et al., 2006)

**Figura 2.14 – Exemplos de aplicação de ancoragem química como complemento de armadura**



**Ligação de uma nova viga em uma laje**

**Ligação de um pilar ou parede na fundação**

(Fonte: adaptado de EOTA – TR-023)

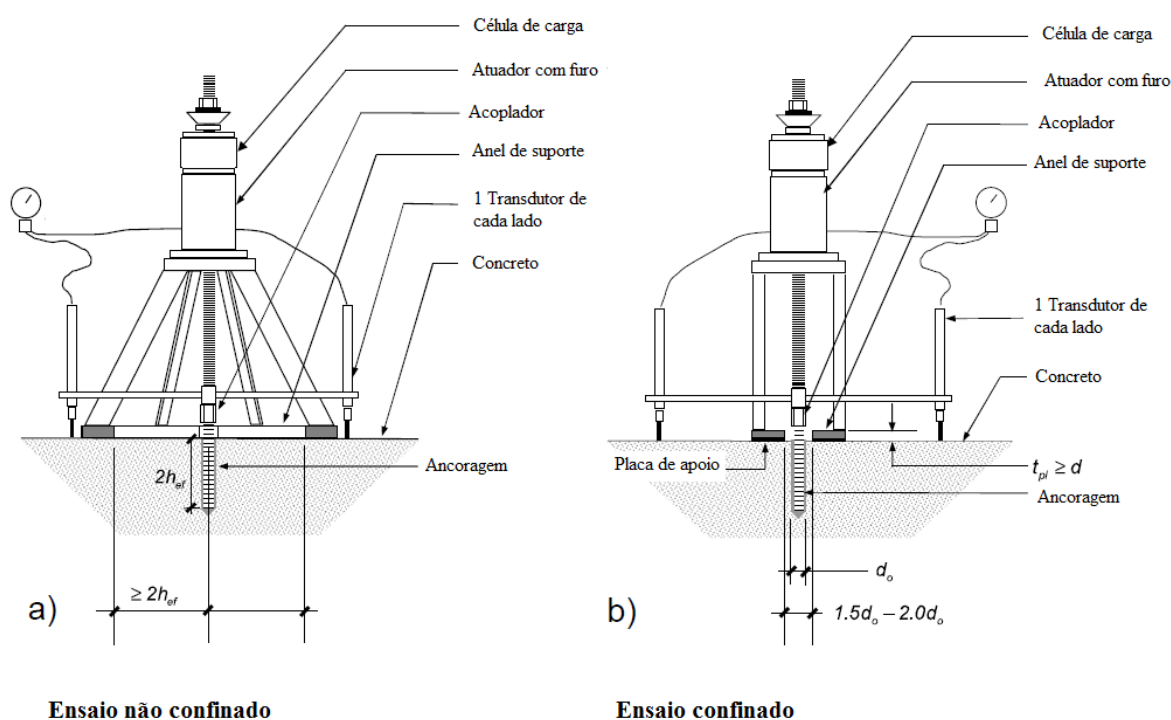
Apesar da clara distinção entre os modelos de cálculo existentes, as normas não prescrevem claramente os casos em que se deve considerar a aplicação como “Ancoragem” ou como complemento de armadura. Em alguns casos esta distinção pode ser feita facilmente, mas muitas vezes há situações em que é necessário que o engenheiro projetista utilize seu senso crítico para adequar uma das duas aplicações ao seu caso de estudo.

### 2.5.1 ACI 355.4-11

O ACI 355.4-11 é uma diretriz de qualificação técnica, portanto apresenta ensaios para a qualificação de ancoragens químicas. Ele aborda apenas situações em que a teoria de ancoragens é aplicável, ou seja, apenas aquelas aplicações definidas como “Ancoragens”. Neste item serão apresentados sucintamente os conceitos que regem a prescrição de ensaios desta qualificação técnica.

Basicamente, o ACI 355.4-11 prescreve uma série de testes para a determinação da tensão de aderência característica para um uso pretendido. Os ensaios de tração nas ancoragens podem ser confinados ou não. A Figura 2.15 mostra a configuração do ensaio confinado e do ensaio não confinado.

**Figura 2.15 - Configuração dos ensaios de tração das ancoragens**



(Fonte: adaptado de ICC-ES 2005)

Os ensaios são divididos em cinco séries:

- Ensaios de identificação: são testes para a verificação de conformidade e padronização do adesivo químico. Como exemplo de testes de

---

identificação pode-se citar determinação de peso específico e viscosidade.

- Ensaio de referência: são os testes que servem de parâmetro para a comparação com os ensaios de confiabilidade e condição de serviço, ou seja, são testes executados supostamente em condições ideais. Geralmente são feitos ensaios confinados para que ocorra única e simplesmente a ruptura por arrancamento. Os ensaios de referência devem ser feitos com o mesmo lote de concreto utilizado nos ensaios de confiabilidade e condições de serviço, de modo a se evitar discrepâncias nos resultados devidas à variabilidade das propriedades do concreto.
- Ensaio de confiabilidade: os ensaios de confiabilidade podem ser divididos em dois grupos, ensaios para a avaliação da sensibilidade a pequenos erros na instalação do produto e ensaios para determinar eventuais reduções na tensão de aderência resistente de acordo com a aplicação. Dentre os ensaios de confiabilidade pode-se citar ensaio com aplicação em superfície saturada, ensaio de sensibilidade à limpeza do furo e sensibilidade à abertura de fissuras (caso o produto seja especificado para uso em concreto fissurado). Os resultados dos ensaios de confiabilidade são comparados com os ensaios de referência.
- Ensaio em condições de serviço: os ensaios de condições de serviço são, em geral, ensaios não confinados e têm como objetivo representar diversas condições de serviço que a o produto estará exposto. Dentre os ensaios de condições de serviço tem-se testes para determinação do tempo de cura, testes para determinação de espaçamento crítico entre ancoragens, teste para determinar distância mínima entre ancoragem e borda entre outros.
- Ensaio de verificação: são feitos ensaios em outro laboratório, preferencialmente de outra região, com outro lote de concreto, para a avaliação da influência do tipo de agregado do concreto no produto.



---

A partir desta série de ensaios é determinada a tensão de aderência característica resistente para a utilização nos cálculos de acordo com o capítulo 17 do ACI-318-14.

## **2.5.2 ACI 318-14**

### **2.5.2.1 Capítulo 17**

O ACI-318-14 em seu capítulo 17, “Anchoring to concrete”, apresenta prescrições para o dimensionamento de ancoragens em situações em que se aplica a “Teoria de ancoragens” e que envolvam a fixação de um elemento estrutural a outro elemento estrutural ou não estrutural, como, por exemplo, tubulações pesadas e sprinklers. É necessário que a ancoragem seja qualificada de acordo com o ACI-355 para que seja utilizado de acordo com as prescrições do referido capítulo.

No item 17.1.2 o ACI-318-14 afirma que ancoragens químicas devem ser instaladas em concreto com idade de pelo menos vinte e um dias. Esta recomendação existe uma vez que não é possível atrelar o desempenho adequado da ancoragem química à resistência do concreto ainda “jovem”, portanto, foi adotado o período de vinte e um dias como mínimo para a instalação de ancoragens químicas.

O item 17.3.2 prescreve os requisitos que o modelo de cálculo de ancoragens deve atender, a saber:

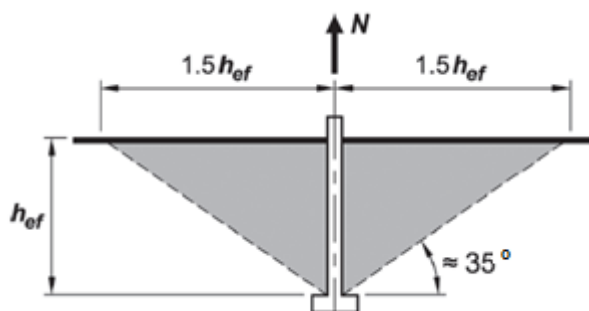
- Os materiais utilizados nos testes de validação do modelo de cálculo devem ser semelhantes ao da estrutura em questão;
- A resistência nominal deve ser calculada com base no quantil 5% da resistência individual da ancoragem;
- O modelo de cálculo deve levar em conta a resistência da ancoragem, resistência do concreto, efeito de escala, número de ancoragens, efeitos de proximidade entre ancoragens e borda, profundidade de embutimento no concreto, efeito do carregamento no grupo de ancoragens e efeito da presença ou não de fissuras;

- Os limites do modelo de cálculo de espaçamento entre ancoragens e distância da borda devem ser coerentes com os ensaios que verificam o modelo de cálculo.

O “Concrete Capacity Design (CCD)” é um modelo proposto por Fuchs et al. (1995) e que atende aos requisitos acima. De acordo com Eligehausen et al. (2006), o CCD é baseado no cálculo da resistência de uma ancoragem isolada e esta resistência é multiplicada por uma série de fatores para considerar a influência de elementos como o número de ancoragens e distância entre elas, distância à borda e fissuração.

O CCD supõe um cone de ruptura do concreto formando um ângulo de aproximadamente  $35^\circ$  com a superfície de concreto, conforme Figura 2.16.

Figura 2.16 - Cone de concreto de acordo com o CCD



(Fonte: adaptado de ACI-318-14)

É importante ressaltar que o capítulo 17 não abrange casos em que as ancoragens estão confinadas por armaduras. Neste caso, as ancoragens devem ser dimensionadas de acordo com as prescrições do capítulo 25 que será apresentado no item 2.5.2.2.

A seguir será apresentada a formulação do CCD presente no capítulo 17 do ACI-318-14 para um grupo de ancoragens químicas submetidas à tração.

### Resistência do cone de concreto

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad \text{Eq. (2-2)}$$

Sendo  $A_{Nc0}$  a área de influência de uma única ancoragem isolada e  $A_{Nc}$  a de um grupo de ancoragens, conforme Figura 2.17.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{Eq. (2-3)}$$

Sendo  $\lambda_a$  um fator redutor para o concreto leve (para concreto convencional este parâmetro tem valor igual a um).

O valor de  $k_c$  deve ser considerado igual a 7 para ancoragens pós-instaladas. Valores diferentes de  $k_c$  podem ser utilizados com base nos ensaios de qualificação do ACI-355.4-11.

$\Psi_{ec,N}$  leva em conta a influência da excentricidade da resultante das forças no conjunto de ancoragens ( $e'_N$ ) em relação ao centróide das ancoragens.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad \text{Eq. (2-4)}$$

O fator  $\Psi_{ed,N}$  considera a distância mínima entre as ancoragens do grupo e uma borda ( $c_{a,min}$ ).

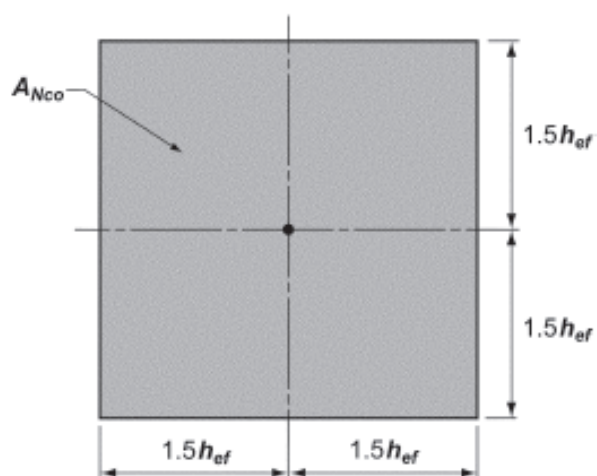
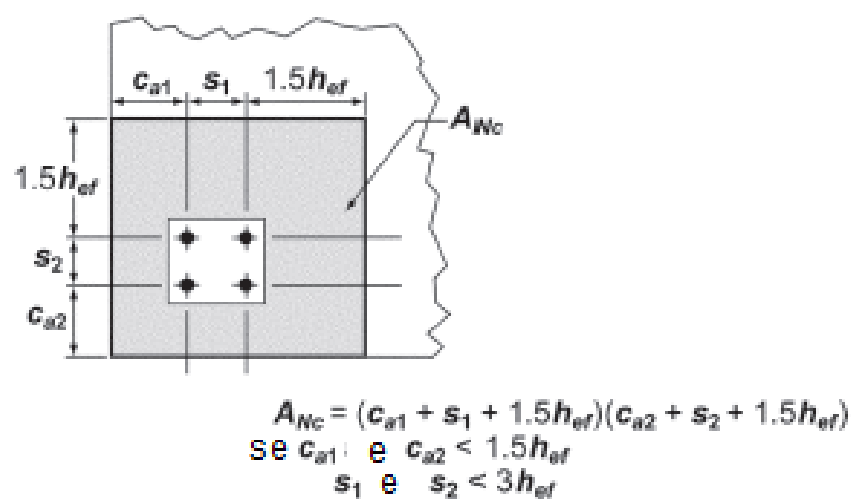
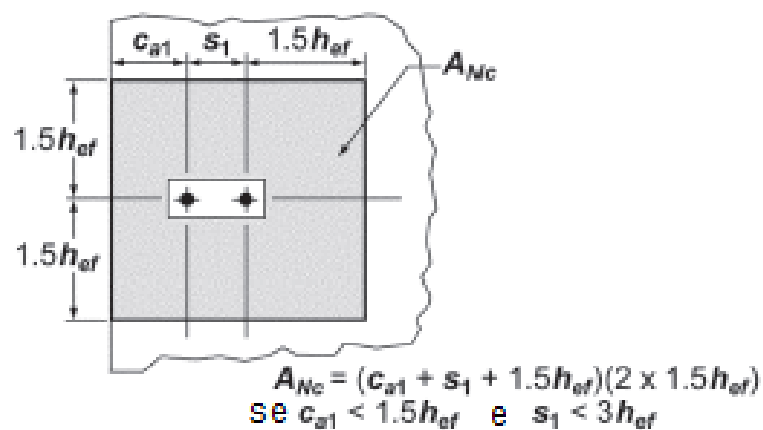
$$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \leq 1 \quad \text{Eq. (2-5)}$$

$\Psi_{c,N}$  considera a fissuração em serviço do concreto no elemento ao qual a ancoragem está fixada. Estes valores de  $\Psi_{c,N}$  são válidos para o valor de  $k_c$  indicado no ACI-318-14; caso seja utilizado outro valor de  $k_c$ , a influência da fissuração deve ser avaliada à parte. Para o caso de ancoragens pós-instaladas tem-se  $\Psi_{c,N} = 1$  para região fissurada em serviço e  $\Psi_{c,N} = 1.4$  para região não fissurada. É importante ressaltar que a utilização de ancoragens em regiões fissuradas prescinde que estas sejam qualificadas para tal uso.

O ACI-318-14 ainda considera um fator  $\Psi_{cp,N}$  resultante da possibilidade de uma ruptura por fendilhamento antes da formação do cone de concreto.

$$\Psi_{cp,N} = \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \leq \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \leq 1 \quad \text{Eq. (2-6)}$$

Sendo  $c_{ac} = 2 h_{ef}$  para o caso de ancoragens com adesivo químico.

Figura 2.17 -  $A_{Nc}$  e  $A_{Nco}$  conforme ACI-318-14

$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

(Fonte: adaptado de ACI-318-14)

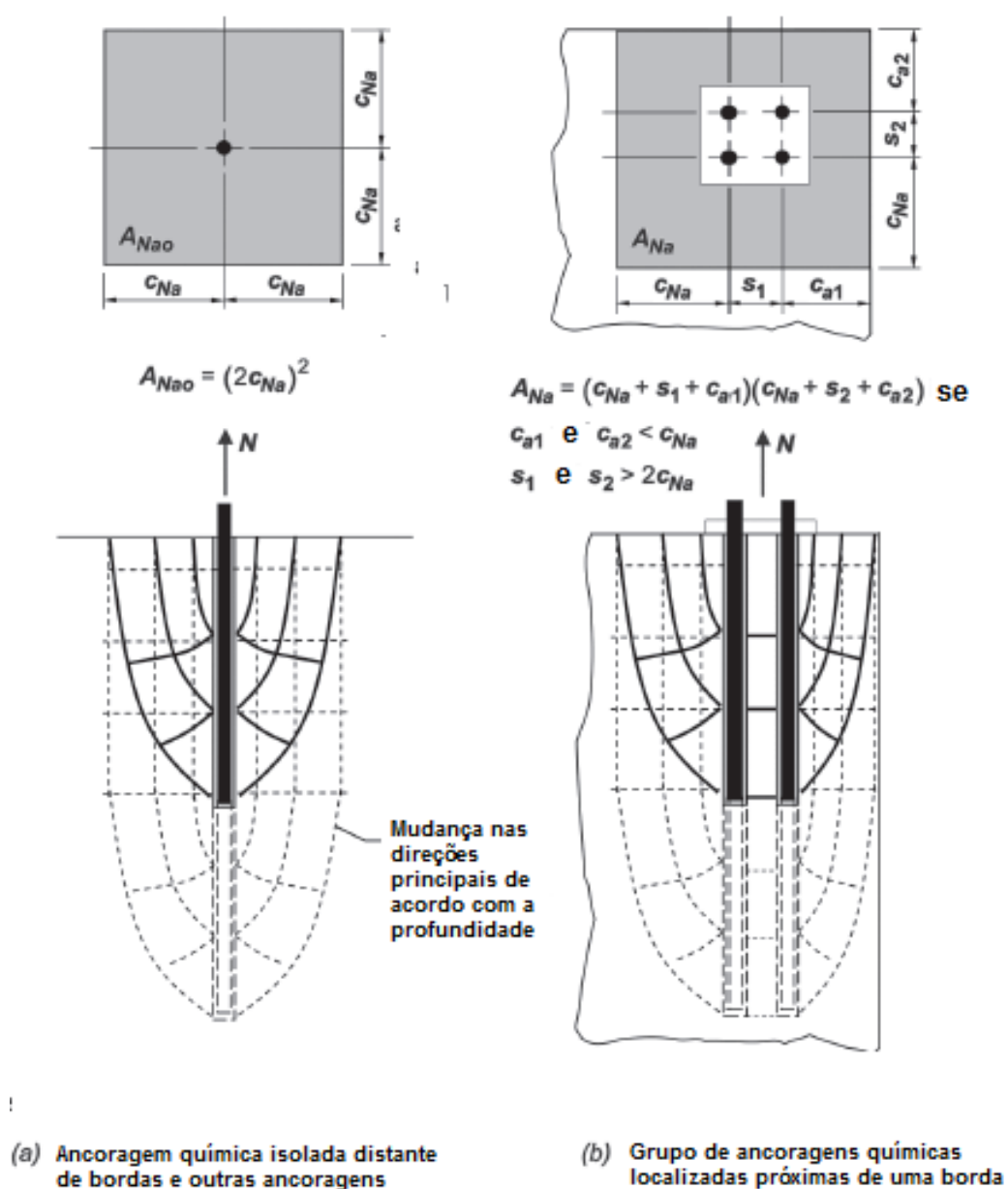
## Resistência ao arrancamento

A resistência ao arrancamento para ancoragens químicas ( $N_{ag}$ ) é dada por:

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad \text{Eq. (2-7)}$$

As áreas de influência  $A_{Na0}$  e  $A_{Na}$  são determinadas conforme a indicação da Figura 2.18.

Figura 2.18 - Áreas de influência para cálculo de ruptura por arrancamento



(Fonte: adaptado de ACI-318-14)

A distância crítica para a determinação da área de influência ( $c_{Na}$ ) é calculada de acordo com a Eq. (2-8):

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \quad \text{Eq. (2-8)}$$

Sendo  $d_a$  o diâmetro da barra ancorada e  $\tau_{uncr}$  a tensão de aderência resistente em concreto não fissurado, determinada com base no quantil de 5%, de acordo com o ACI-355.4-11.

A resistência ao arrancamento para uma barra isolada é dada por:

$$N_b = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad \text{Eq. (2-9)}$$

A Eq. (2-9) utiliza a tensão de aderência resistente em concreto fissurado ( $\tau_{cr}$ ) que deve ser determinada de acordo com o ACI-355.4-11. Caso o local de aplicação da ancoragem não esteja sujeito à fissuração para os carregamentos em serviço  $\tau_{cr}$ , pode ser substituída pela resistência em concreto não fissurado  $\tau_{uncr}$  também determinada pelo ACI-355.4.

$$\Psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \quad \text{Eq. (2-10)}$$

$$\Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \leq 1 \quad \text{Eq. (2-11)}$$

$$\Psi_{cp,Na} = \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \leq \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \leq 1 \quad \text{Eq. (2-12)}$$

### 2.5.2.2 Capítulo 25

O capítulo 25 do ACI-318-14 apresenta os critérios para o detalhamento das armaduras e as recomendações para o cálculo do comprimento de desenvolvimento das armaduras em concreto armado. O comprimento de desenvolvimento é o comprimento necessário para que a barra alcance sua máxima capacidade sem que ocorra escorregamento entre a barra e o concreto. Este capítulo apresenta as diretrizes para aplicações de complemento de armadura com barras instaladas com auxílio de adesivos químicos.

Apesar de não haver qualificação técnica no ACI para o uso de ancoragens químicas em aplicação como complemento de armadura, a prática corrente é utilizar produtos qualificados de acordo com o ACI 355.4-11 e seguir as prescrições do capítulo 25. Tal capítulo considera apenas ruptura por fendilhamento e arrancamento como modos de falha na ancoragem. Comprimentos, cobrimentos e armaduras mínimas são especificados de maneira a evitar a ocorrência de uma ruptura pelo cone de concreto.

O comprimento de desenvolvimento básico ( $l_d$ ) para barras de diâmetro ( $d_b$ ) menor que 19mm é dado por:

$$l_d = \frac{1}{1.1} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} d_b \quad \text{Eq. (2-13)}$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad \text{Eq. (2-14)}$$

Sendo  $\Psi_t = 1$ ,  $\Psi_e = 1$ ,  $\Psi_s = 0.8$ ,  $\lambda = 1$ ,  $c_b$  a distância do eixo da barra até a borda mais próxima e  $K_{tr}$  um fator que considera a presença de armadura transversal ao redor da armadura ancorada.

A Eq. (2-14) é um termo que considera o efeito do confinamento e distância da borda no comprimento de ancoragem. De acordo com os comentários do ACI-318-14, caso este termo seja menor que 2,5 o modo de falha predominante é o fendilhamento do concreto, do contrário é o arrancamento. A limitação deste fator a 2,5 evita comprimentos de ancoragem muito pequenos que poderiam ocasionar ruptura do cone de concreto.

Charney et al. (2012) calculam a tensão de aderência equivalente ( $\tau_{eq}$ ) para barras com diâmetro menor que 19mm a partir da formulação do ACI-318-14, que resulta:

---

$$\tau_{eq} = 40.1\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right) \quad \text{Eq. (2-15)}$$

### **2.5.3 ETAG 001 - Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in Concrete**

O ETAG 001 é uma diretriz de qualificação técnica que foi desenvolvida especificamente para ser compatível com o Eurocode, abrangendo diversos tipos de ancoragens. Aqui interessa as partes 1 e 5 de seu conteúdo, que tratam, respectivamente, das recomendações e prescrições gerais e dos requisitos específicos para ancoragens químicas.

Os critérios de cálculo de ancoragem de acordo com o CCD (já apresentado no item 2.5.2.1) foram incorporados ao anexo C do ETAG 001 para dimensionamento em situações em que a “Teoria de ancoragens” é aplicável.

O ETAG 001 é muito similar ao ACI 355.4-11: a configuração dos ensaios prescritos é idêntica à mostrada na Figura 2.15 e o procedimento de qualificação técnica também é muito similar, contendo ensaios de referência, ensaios de confiabilidade e ensaios que simulam as condições de serviço.

Adicionalmente ao ETAG, a EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL APPROVALS (EOTA) publicou relatórios técnicos (Technical Reports) com o objetivo de complementar o ETAG 001. Dentre os relatórios publicados, convém destacar o TR-023 – Assessment of post-installed rebar connections (Avaliação de armaduras pós-instaladas) que será analisado em detalhes no item 2.5.3.1 a seguir.

#### **2.5.3.1 Technical Report 023 – Assessment of post-installed rebar connections**

O TR-023 foi publicado com o intuito de qualificar adesivos químicos para situações de complemento de armadura, desde que as armaduras sejam projetadas atendendo aos requisitos do Eurocode 2. Os ensaios devem seguir as configurações do ETAG-001, conforme Figura 2.15, visto que são idênticos aos do ACI 355.4-11. A



---

Figura 2.14 mostra casos de ancoragem química utilizadas como complemento de armadura.

O TR-023 considera que as armaduras que serão instaladas com auxílio de adesivo químico devem seguir os critérios do Eurocode 2 para o projeto de estruturas, como, por exemplo, cobertura, espaçamento mínimo entre barras, comprimento de ancoragem mínimo, comprimento de traspasse e armaduras mínimas. O TR-023, nas suas notas introdutórias, descreve as seguintes premissas:

- As barras utilizadas devem ser retas, nervuradas e cumprir os requisitos do Eurocode 2, anexo C;
- O programa experimental apenas garante que as ancoragens químicas apresentem comportamento semelhante ao de barras concretadas monoliticamente em diferentes condições, ou seja, garante-se uma transferência de esforços e uma rigidez semelhante à de barras concretadas monoliticamente;
- As ancoragens químicas não resistem à força cortante;
- O relatório abrange apenas ruptura por fendilhamento ou arrancamento, pois a ruptura do cone de concreto não ocorre devido à resistência do concreto ou ao grande comprimento de ancoragem;
- Não são necessários ensaios em concreto fissurado, no entanto, a influência da fissuração é levada em conta nas prescrições para projeto;
- Os ensaios que são utilizados para fornecer dados para o anexo C do ETAG 001 são dispensados, pois todo o dimensionamento deve seguir o Eurocode 2.

Com estas premissas, o TR-023 reduz significativamente a quantidade necessária de ensaios de qualificação técnica para a utilização de ancoragens químicas em aplicações de complemento de armadura.

O TR-023 também dispensa a realização de ensaios em concreto fissurado, todavia considera a fissuração do concreto com algumas prescrições adicionais. Para o caso de utilização em concreto fissurado, os comprimentos de traspasse e comprimentos mínimos de ancoragem do Eurocode 2 devem ser multiplicados por

---

1,5. Estas prescrições podem ser dispensadas caso seja comprovado, por meio de ensaios, que a tensão de aderência resistente não varia com a fissuração do concreto.

## 2.6 EUROCODE 2

Em se tratando de ancoragens qualificadas pelo TR-023, aplicam-se os critérios do Eurocode 2 para dimensionamento do comprimento de ancoragem da ancoragem química, para situações denominadas aqui como complemento de uma armadura.

A tensão de aderência ( $f_{bd}$ ) é dada por:

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{cta} \quad \text{Eq. (2-16)}$$

Sendo  $\eta_1 = 1$  para condições de boa aderência e  $\eta_1 = 0.7$  para má aderência,  $\eta_2 = 1$  para barras de diâmetro menor que 32mm e  $f_{cta}$  a resistência de cálculo à tração do concreto.

O comprimento de ancoragem básico ( $l_{b,rqd}$ ) necessário para ancorar uma barra de diâmetro ( $\phi$ ) com a tensão  $\sigma_{sd}$  é:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad \text{Eq. (2-17)}$$

O comprimento de cálculo ( $l_{bd}$ ) é obtido por:

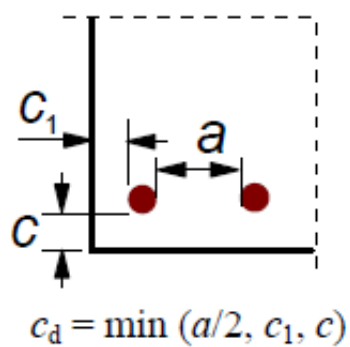
$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad \text{Eq. (2-18)}$$

Para barras retas, tem-se:

$$\alpha_1 = \alpha_4 = 1 \quad \text{Eq. (2-19)}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0.15(c_d - \phi)/\phi \quad \text{Eq. (2-20)}$$

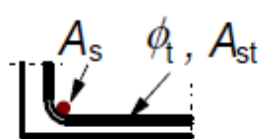
Figura 2.19 - Definição de  $c_d$  de acordo com o Eurocode 2



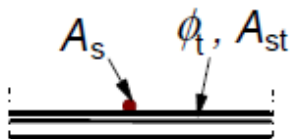
(Fonte: adaptado de Eurocode 2)

$$0.7 \leq \alpha_3 = 1 - K\lambda \leq 1.0 \quad \text{Eq. (2-21)}$$

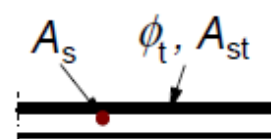
Figura 2.20 - Valores de K



$$K = 0,1$$



$$K = 0,05$$



$$K = 0$$

(Fonte: adaptado de Eurocode 2)

---

$$\lambda = (\sum A_{st} - A_{st,min}) / A_s \quad \text{Eq. (2-22)}$$

Sendo  $\sum A_{st}$  a área total de armadura transversal que envolve o comprimento ancorado,  $A_{st,min}$  armadura transversal mínima no comprimento ancorado e  $A_s$  a área da barra ancorada.

$$0.7 \leq \alpha_5 = 1 - 0.04p \leq 1.0 \quad \text{Eq. (2-23)}$$

Sendo  $p$  pressão transversal ao eixo da barra ancorada em MPa.

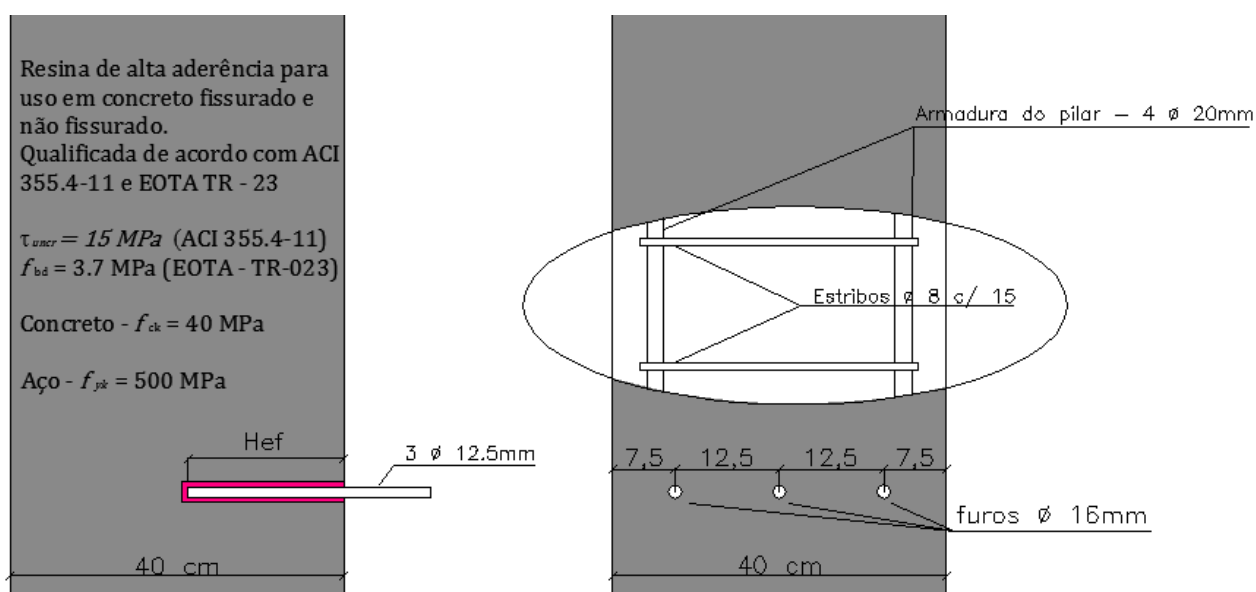
$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0.7 \quad \text{Eq. (2-24)}$$

## 2.7 EXEMPLO DE CÁLCULO

Neste item apresentar-se-á um exemplo de cálculo do embutimento ( $H_{ef}$ ) necessário para ancorar três barras de 12.5mm de diâmetro,  $f_{yk} = 500$  MPa, em um pilar de dimensões 40x40cm com um adesivo químico qualificado de acordo com o ACI-355.4-11 e TR-023. As demais informações relevantes ao exemplo de cálculo estão a seguir, como mostra a Figura 2.21.

Neste exemplo é difícil classificar as barras ancoradas para dimensionamento como “Ancoragem” ou como complemento de armadura. Não há explicitamente uma armadura no pilar a ser “complementada”, ou seja, uma armadura que vá receber os esforços da ancoragem, este fato induz que o caso seja tratado como “Ancoragem”. No entanto, pode-se imaginar que a ancoragem vá transferir os esforços para os estribos e que estes evitam uma ruptura do cone de concreto, caracterizando assim, uma situação semelhante à que denominamos de complemento de armadura. Diante desta dúvida, o exemplo será resolvido por ambos os casos, ou seja, considerando a Teoria de Ancoragens (ACI capítulo 17) e como complemento de armadura (ACI capítulo 25, EOTA TR-023 + Eurocode 2).

Figura 2.21 - Exemplo de cálculo



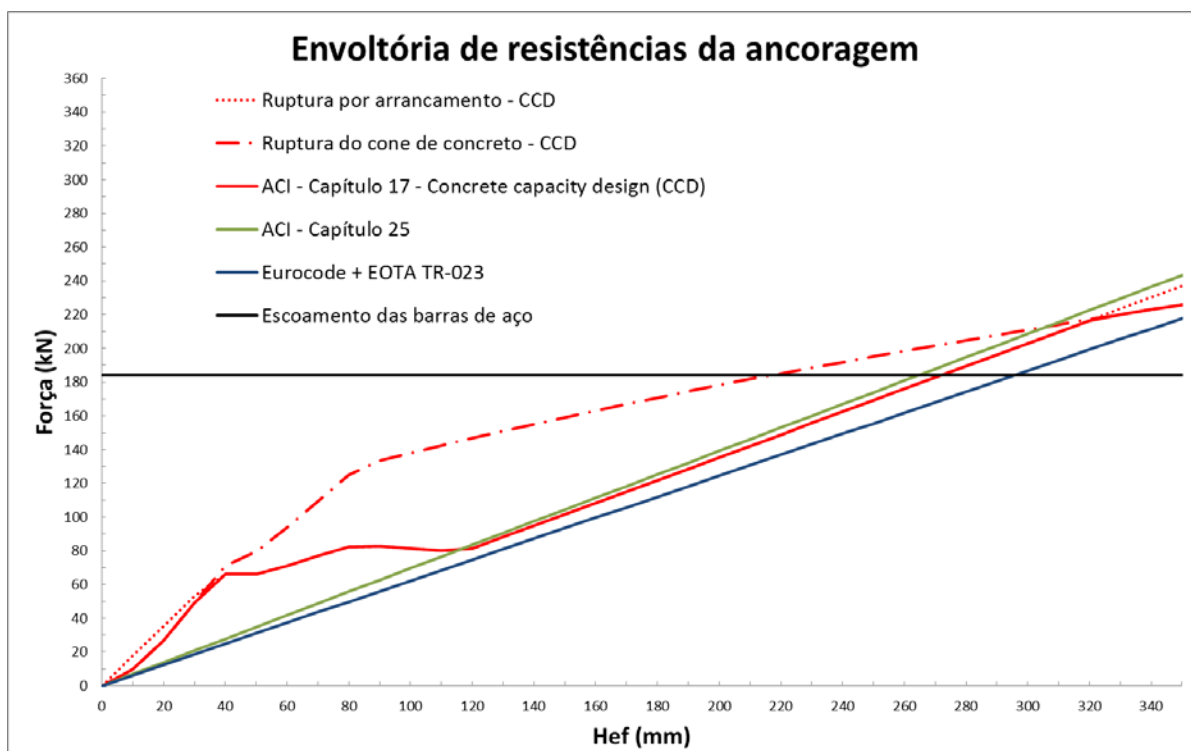
(Fonte: próprio autor)

Hipóteses de cálculo:

- Foram considerados valores característicos (EC 2 -  $\gamma_c=1$ ,  $\gamma_s=1$ , ACI.318-14 -  $\phi = 1$ );
- A força a ser ancorada é igual à força característica de escoamento das barras ancoradas;
- As ancoragens químicas não resistem à força cortante;
- Para os cálculos do ACI considerou-se  $f'_c$  aproximadamente igual  $f_{ck,cube} = 50 \text{ MPa}$ .

Na Figura 2.22 apresentam-se as curvas resistentes de acordo com os diferentes modos de cálculo. Em conjunto aparece a força a ser ancorada (linha preta) para a resolução gráfica do exemplo. Os cálculos estão apresentados no APÊNDICE A.

Figura 2.22 - Resolução gráfica do exemplo



(Fonte: próprio autor)

O embutimento da ancoragem pode ser considerado satisfatório a partir do ponto de cruzamento com a linha preta. Na Figura 2.22 a linha vermelha representa a resistência da ancoragem, de acordo com o capítulo 17 do ACI-318-14. Esta linha é o mínimo entre as duas outras linhas vermelhas, tracejada e pontilhada, que representam a resistência do cone de concreto e a resistência ao arrancamento, respectivamente. Pelo gráfico percebe-se que a resistência do cone de concreto é determinante para embutimentos até aproximadamente 40mm. Isto vai de acordo com as observações de Eligehausen et al. (2006), que afirmam que a ruptura do cone de concreto acontece para embutimentos de 3 a 5 diâmetros da barra; para embutimentos maiores o arrancamento é determinante. O dimensionamento de acordo com estas prescrições resultou em um embutimento da ordem de 270mm.

O dimensionamento da ancoragem de acordo com o capítulo 25 do ACI-31814 é representado pela linha verde. Tal linha está muito próxima da linha que representa a ruptura por arrancamento do capítulo 17 do ACI-318-14. Isto está coerente com o fato de o capítulo 25 abranger a ruptura por arrancamento de barras de concreto, portanto os valores devem ser próximos, da ordem de 270mm.

A linha azul apresenta o dimensionamento de acordo com o Eurocode 2 + EOTA TR-023 e resultou em um comprimento de aproximadamente 300mm. Os valores com todos os métodos neste caso resultaram próximos, no entanto, é recomendável que em situações como esta, em que não está claro ou explícito qual o método de dimensionamento adequado, seja feita uma análise de sensibilidade e que o comprimento seja determinado pelo maior embutimento.

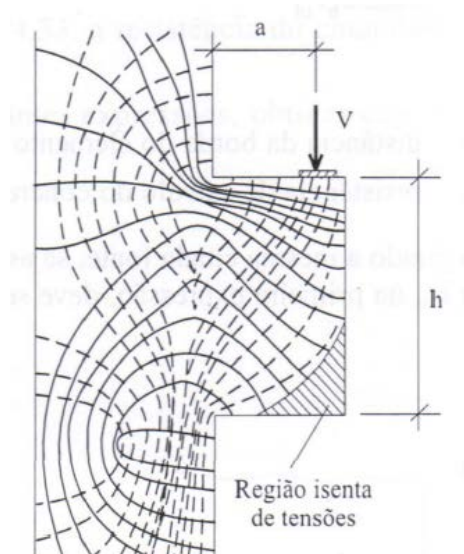
## 3. Consolos

### 3.1 INTRODUÇÃO

Consolos são elementos com a relação  $a/d$  menor que 1, sendo “a” a distância entre a face do pilar e a posição de aplicação da carga e “d” a distância do eixo da armadura principal (tirante) à face inferior do consolo.

Consolos com  $a/d$  maior que 0,5 são classificados como consolos curtos e consolos com esta relação menor que 0,5 são classificados como consolos muito curtos.

Figura 3.1 - Distribuição de tensões em um consolo



(Fonte: El Debs, 2000)

### 3.2 PESQUISAS ANTERIORES

De acordo com Kriz e Raths (1965), na Europa os consolos eram, inicialmente, analisados de acordo com as premissas de Rausch (1931), que sugeria a analogia com a teoria de flexão até então utilizada para vigas. Niedenhoff (1961) propôs o modelo de treliça simples, que consistia em uma treliça com a armadura horizontal resistindo aos esforços de tração e o concreto inclinado resistindo aos



---

esforços de compressão. Desde então, vem sendo feitos programas experimentais para o estudo do comportamento dos consolos de concreto. A seguir apresentam-se algumas das principais pesquisas realizadas no âmbito nacional e internacional.

### **3.2.1 Franz e Niedenhoff (1963)**

Franz e Niedenhoff (1963) determinaram as trajetórias de tensões em consolos, mostradas na Figura 3.1, através de fotoelasticidade, embasaram ainda mais o modelo proposto por Niedenhoff (1961) e estimaram a altura total da treliça proposta igual a 80% da altura do consolo. El Debs (2000, p. 137) cita outras conclusões que foram obtidas através do programa experimental:

- a) a parte inferior do consolo retangular não é praticamente solicitada, de forma que o chanfro nesta parte do consolo não influi na resistência;
- b) as isostáticas de tração na parte superior são aproximadamente horizontais com tensão constante desde o ponto de aplicação da força até a seção na face do pilar, sugerindo assim emprego de armadura junto à face superior, que seria a armadura principal do consolo, chamada de armadura do tirante;
- c) as tensões de compressão partem do ponto de aplicação da força e vão até a base da do consolo sugerindo a formação de biela entre o ponto de aplicação da força e a base do consolo
- d) os estribos verticais, como normalmente utilizados nas vigas, não funcionam e as resultantes das demais tensões de tração podem ser absorvidas por estribos horizontais.

---

### **3.2.2 Kriz e Raths (1965)**

Foram feitos 195 ensaios, sendo 124 apenas com carregamento vertical e 71 com carregamento vertical e horizontal. As variáveis abrangidas no programa experimental foram: tamanho e forma dos consolos, relação  $a/d$ , quantidade e detalhamento da armadura principal, resistência do concreto, quantidade de estribos e relação entre carregamento vertical e horizontal. Neste programa experimental concluiu-se que o detalhamento de consolos é muito importante para que o consolo desenvolva toda a sua capacidade resistente. Observou-se a importância da ancoragem do tirante na extremidade externa do consolo e a ineficiência da ancoragem com laços verticais. Notou-se a necessidade de uma armadura mínima para evitar a abertura rápida e excessiva da fissura na região entre o pilar e o consolo, além da necessidade dos estribos verticais e horizontais para evitar a ruptura por fendilhamento da biela de concreto, principalmente em consolos sujeitos apenas a carregamentos verticais. Em decorrência deste programa experimental Kriz e Raths (1965) propuseram um critério empírico para o dimensionamento de consolos.

### **3.2.3 Mast (1968)**

Baseou-se nos ensaios de Kriz e Raths (1965) e desenvolveu um modelo semi-empírico para o cálculo de consolos, baseado em conceitos físicos e em um ajuste empírico dos dados experimentais, chamado de modelo de atrito-cisalhamento. Este modelo pressupõe a ruptura por cisalhamento na interface do pilar com o consolo, o que é muito comum em consolos muito curtos e raro em consolos curtos.

### **3.2.4 Hermansen e Cowan (1974)**

Ensaíram 40 consolos com diversas relações  $a/d$ , com carregamento apenas vertical e com carregamento simultâneo, vertical e horizontal, com e sem estribos. Classificaram os modos de ruptura de consolos em flexão, cisalhamento e modos secundários (decorrentes de detalhamento inadequado) e propuseram a utilização

---

de uma formulação para o cálculo da resistência em consolos que rompem por flexão e outra para a resistência dos que rompem por cisalhamento. Para os consolos que rompem por flexão, propõem um braço de alavanca igual a “d” e para os consolos que rompem por cisalhamento sugerem uma modificação na teoria de atrito-cisalhamento proposta por Mast (1968), incluindo uma parcela de coesão na formulação.

### **3.2.5 Sommerville (1974)**

Propôs uma verificação de cisalhamento na interface do consolo com o pilar para a determinação da altura do consolo. Em seguida, sugeriu dimensionar a armadura principal com a teoria de flexão tradicional, além de ter proposto a limitação de tensão para a biela de concreto a  $0,8.f_c$ . Para consolos muito curtos, sugere a utilização da teoria de atrito-cisalhamento modificada, ou seja, com a parcela de coesão.

### **3.2.6 Mattock et al. (1976)**

Fizeram uma série de 28 ensaios contendo amostras com e sem estribos, variando quantidade de estribos, armadura principal, agregado e relação entre carregamento horizontal e vertical. Propuseram que a força resistente de consolos seja calculada pelo menor valor entre o obtido pela teoria de atrito-cisalhamento (ou atrito-cisalhamento modificado) e a teoria de flexão, considerando o momento adicional gerado pela força horizontal atuando no consolo. Apresentaram critérios para a determinação de armadura de costura e também modificações na formulação de atrito-cisalhamento para concretos leves.

### **3.2.7 Jensen (1979)**

Apresentou soluções exatas para consolos com campos de tensões baseados na teoria da plasticidade e nos teoremas do limite inferior e superior.

---

### 3.2.8 Hagberg (1983)

Propôs um modelo teórico para o cálculo da resistência de consolos à flexão ou cisalhamento, baseado na analogia de treliça. Hagberg (1983) criou este modelo, pois discordava do modelo empírico de Kriz e Raths (1965), que não incluía a resistência da armadura do tirante em sua formulação, da teoria de atrito-cisalhamento, que não estava totalmente embasada em conceitos físicos, além das propostas de Sommerville (1974), acerca da hipótese de Bernoulli e da teoria de flexão. Desta forma, Hagberg (1983) criou um modelo teórico que preenchesse estas lacunas do estado da arte no cálculo de consolos até a época da publicação do seu trabalho.

O modelo proposto baseou-se nas seguintes hipóteses:

- As condições de equilíbrio necessitam ser satisfeitas, ou seja, a somatória de forças internas deve ser igual à somatória de forças externas;
- Deformações elásticas são desprezíveis em comparação com as deformações plásticas na ruptura. Assume-se o escoamento da armadura e o esmagamento do concreto na ruptura;
- Determinação da resistência dos materiais em ensaios uniaxiais;
- Despreza-se a resistência do concreto à tração;
- O escoamento da armadura é considerado um critério de ruptura;
- A geometria do modelo deve ser compatível com a geometria do elemento e modos de falha secundários, devido ao detalhamento inadequado, devem ser evitados.



$$\tan \beta = \frac{a' - \frac{x}{2} \cos \beta}{d - \frac{x}{2} \sin \beta} \quad \text{Eq. (3-5)}$$

$$x = \frac{2(d \tan \beta - a')}{\cos \beta + \sin \beta \tan \beta} \quad \text{Eq. (3-6)}$$

Substituindo Eq. (3-1) e Eq. (3-3) em Eq. (3-6) tem-se:

$$R = \frac{2f_c b (d \tan \beta - a')}{\cos \alpha (1 + \tan^2 \beta)} \quad \text{Eq. (3-7)}$$

Substituindo Eq. (3-6) e Eq. (3-7) em Eq. (3-4) resulta:

$$\tan^2 \beta \left(1 - \frac{2f_c b d}{F_{s1}}\right) + \frac{2f_c b d}{F_{s1}} (a' - d \tan \alpha) \tan \beta + \left(1 + \frac{2f_c b a'}{F_{s1}} \tan \alpha\right) \quad \text{Eq. (3-8)}$$

Com Eq. (3-8) define-se o ângulo  $\beta$  e então é possível determinar as forças verticais e horizontais externas máximas (V e H).

É possível determinar o ângulo  $\beta$  para a ruptura por compressão através de:

$$\tan \beta_{max} = \frac{a + \frac{w}{2} + (h - d) \tan \alpha}{d} \quad \text{Eq. (3-9)}$$

$$\max x = 2 (w/2 - t \tan \alpha) \cos \beta_{max} \quad \text{Eq. (3-10)}$$

Hagberg (1983) verificou a aplicação de seu modelo de treliça com vários ensaios, obtendo boa concordância entre seu modelo e diversas séries de ensaios já realizadas, principalmente para casos de falha por escoamento da armadura principal. É interessante mencionar que este modelo também abrange casos com armaduras de tirante distribuídas na altura do consolo e armaduras inclinadas.

---

### **3.2.9 Yong et al. (1985)**

Executaram um programa experimental com oito modelos abrangendo consolos com concreto de alta resistência (de 41,7 a 82,7 MPa). Verificaram a adequação do modelo de treliça de Hagberg (1983) e obtiveram resultados conservadores, porém menos conservadores que o ACI vigente na época.

### **3.2.10 Fattuhi (1987)**

Ensaíram consolos sem armadura secundária, com e sem fibras, submetidos a carregamento vertical. Considerou o resultado satisfatório, visto que os consolos com fibras apresentaram maior resistência em relação aos consolos sem fibras. A adição das fibras se mostrou vantajosa principalmente nos consolos com a relação a/h baixa.

### **3.2.11 Naegeli (1988)**

Foram ensaiados sete consolos não simétricos, com e sem carregamento axial no pilar. Nestes ensaios concluiu que os resultados diferiram em relação aos consolos simétricos ensaiados por outros autores e também do carregamento no pilar. Os resultados apresentaram boa concordância com modelos de treliça.

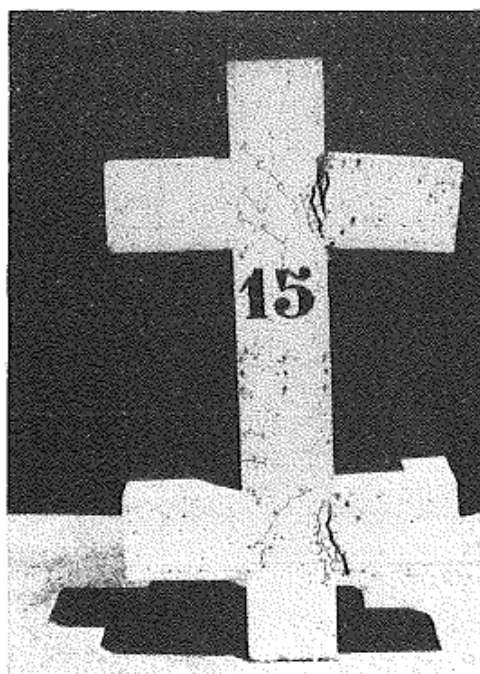
### **3.2.12 Fattuhi e Hughes (1989)**

14 consolos foram ensaiados, incluindo modelos com e sem fibras adicionadas ao concreto e também modelos com estribos como armadura secundária. Os consolos sem armadura e sem fibras romperam de maneira frágil por fendilhamento da biela de concreto. Os consolos com fibras e estribos apresentaram ductilidade e resistência esperada.

### 3.2.13 Fattuhi (1990)

Ensaio 18 modelos com barras de aço na armadura principal e fibras em substituição à armadura secundária. Os modelos consistiam em um pilar com vários consolos. Foi verificada a influência de carregamento desigual nos consolos e também do carregamento no pilar. Concluiu que o carregamento desigual e o carregamento no pilar não influenciava no comportamento das amostras ensaiadas. Observou também o aumento da ductilidade e resistência devido à presença das fibras no concreto.

Figura 3.3 - Modelo ensaiado por Fattuhi (1990)



(Fonte: Fattuhi, 1990)

### 3.2.14 Yong e Balaguru (1994)

Foram ensaiados 16 consolos com concreto de alta resistência, com variação da força horizontal, taxa de armadura principal e relação  $a/d$ . Todos os modelos romperam de forma estável. Sugeriram a incorporação de recomendações para o projeto de consolos de alta resistência nos procedimentos normativos. Os resultados mostraram boa concordância com o modelo de treliça de Hagberg (1983).



---

### **3.2.15 Foster et al. (1996)**

O programa experimental conteve 30 amostras de concreto de alta resistência (45 a 105 MPa), com diversas relações  $a/d$ , com e sem armadura secundária. Deste estudo concluiu-se que os consolos de concreto de alta resistência se comportam de maneira similar aos de concreto convencional. A armadura secundária evita a ruptura por fendilhamento da biela de concreto e proporciona ductilidade ao consolo, portanto uma quantidade mínima, similar aos consolos de concreto convencional, deve ser utilizada em consolos de concreto de alta resistência. Foster et al. também propuseram uma nova formulação para o cálculo da resistência de consolos.

### **3.2.16 Sad (1997)**

Realizou ensaio de oito consolos de concreto de alta resistência na Unicamp. Os consolos apresentaram fissuração semelhante aos de concreto convencional observados na literatura. Observou que as peças com maior taxa de armadura secundária apresentaram menor abertura de fissuras.

### **3.2.17 Naegeli (1997)**

Foram ensaiadas 14 peças no total, sendo 10 em concreto convencional e quatro em concreto de alta resistência, com e sem chanfro. A autora concluiu que a armadura de costura nas peças de concreto de alta resistência obteve menos efetividade em relação às peças de concreto convencional. As peças de concreto de alta resistência apresentaram deslocamentos menores. Propôs um modelo de cálculo único para consolos curtos e muito curtos, baseados na teoria da plasticidade. Também sugeriu a utilização de um coeficiente de efetividade na resistência do concreto à compressão.

---

### **3.2.18 Torres (1998)**

No Laboratório de Estruturas da EESC-USP foram ensaiados oito consolos simétricos de concreto de alta resistência (resistência entre 50 e 80 MPa). Dentre as conclusões deste estudo pode-se citar:

- Estribos verticais não são solicitados nos níveis de carregamento de serviço, no entanto proporcionam ductilidade ao elemento na ruptura;
- Notou-se necessidade do coeficiente de efetividade proposto por Naegeli (1997) para a adequação das normas vigentes à época ao uso de consolos de concreto de alta resistência;
- No caso da utilização de consolos de concreto de alta resistência, deve-se adequar as taxas de armadura principal e de costura.

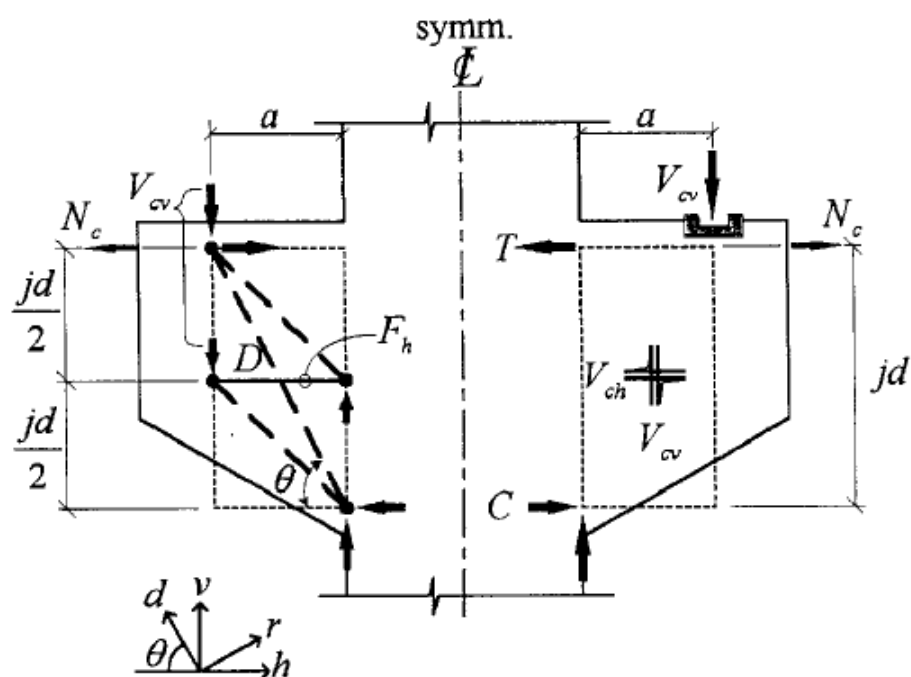
### **3.2.19 Machado (1998)**

O autor propôs um modelo de cálculo baseado nas treliças de Hagberg (1983) e de Franz e Niedenhoff (1963) e comparou seu modelo com os resultados de diversos ensaios. Sugeriu um modelo para o cálculo de armadura de costura, baseado no modelo de bloco parcialmente carregado, e formulações para o cálculo de taxas de armadura mecânicas que resultam no escoamento da armadura do tirante.

### **3.2.20 Hwang et al. (2000)**

Os autores propuseram um modelo, baseado em bielas e tirantes, que satisfaz as condições de compatibilidade de equilíbrio e deformações para o concreto fissurado para consolos com estribos horizontais e armadura do tirante. A Figura 3.4 apresenta as características geométricas do modelo.

Figura 3.4 – Modelo proposto por Hwang et al.



(Fonte:Hwang et al., 2000)

A seguir será descrita a formulação do modelo proposto por Hwang et al.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{jd}{a} \quad \text{Eq. (3-1)}$$

$$jd = d - \frac{kd}{3} \quad \text{Eq. (3-2)}$$

$$k = \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \quad \text{Eq. (3-3)}$$

Sendo  $n$  a relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço e  $\rho_f$  a taxa de armadura de flexão do tirante.

A área da biela pode ser descrita por:

$$A_{str} = a_s b_s \quad \text{Eq. (3-4)}$$

$$a_s = kd \quad \text{Eq. (3-5)}$$

A partir das equações de equilíbrio do esquema mostrando na Figura 3.4 temos que a resistência do consolo ao cisalhamento vertical pode ser descrita por :

---


$$V_{cv} = -D \sin \theta + F_h \tan \theta \quad \text{Eq. (3-6)}$$

As parcelas  $-D \sin \theta$  e  $F_h \tan \theta$  representam dois mecanismos de resistência. A primeira corresponde ao mecanismo de transferência da biela de concreto, já a segunda corresponde à parcela transferida pelos estribos horizontais. Desta forma, os autores definem  $R_d$  e  $R_h$ , que representam estas parcelas, resultando a relação:

$$-D \sin \theta : F_h \tan \theta = R_d : R_h \quad \text{Eq. (3-7)}$$

Os valores de  $R_d$  e  $R_h$  são:

$$R_d = 1 - \gamma_h \quad \text{Eq. (3-8)}$$

$$R_h = \gamma_h \quad \text{Eq. (3-9)}$$

De acordo com Hwang et al. (2000) apud Schäfer (1996),  $\gamma_h$  é definido da seguinte forma:

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{para } 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad \text{Eq. (3-10)}$$

A máxima resistência do consolo é atingida se houver no nó a maior tensão possível,  $\sigma_{d,max}$ , que pode ser definida pela soma da parcela da biela principal e das bielas secundárias na região do nós na direção d, conforme Figura 3.4:

$$\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}} \left\{ D - \frac{\cos \left( \theta - \tan^{-1} \left( \frac{jd}{2a} \right) \right)}{\cos \left( \tan^{-1} \left( \frac{jd}{2a} \right) \right)} F_h \right\} \quad \text{Eq. (3-11)}$$

Usualmente, é utilizado um modelo constitutivo para descrever o comportamento do concreto sob estado de tensão uniaxial. A principal característica do modelo proposto por Hwang et al. é a utilização de uma curva tensão-deformação, proposta por Zhang e Hsu (1998), para descrever o comportamento do concreto fissurado sob o estado biaxial de tensões:

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[ 2 \left( \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left( \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right] \text{ para } \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \leq 1 \quad \text{Eq. (3-12)}$$

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[ 1 - \left( \frac{-\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0}{2/\zeta - 1} \right)^2 \right] \text{ para } \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} > 1 \quad \text{Eq. (3-13)}$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad \text{Eq. (3-14)}$$

Sendo  $\sigma_d$  a tensão média na direção d,  $\varepsilon_d$  e  $\varepsilon_r$  as deformações médias nas direções d e r (vide Figura 3.4),  $f'_c$  a resistência ao ensaio de compressão uniaxial do cilindro de concreto em MPa e  $\varepsilon_0$  a deformação correspondente a  $f'_c$ , que pode ser estimada por:

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left( \frac{f'_c - 20}{80} \right) \text{ para } 20 \leq f'_c \leq 100 \quad \text{Eq. (3-15)}$$

Assumindo o comportamento do aço elastoplástico do aço, tem-se

$$F_h = A_{th} E_s \varepsilon_s \leq F_{yh} \quad \text{Eq. (3-16)}$$

Sendo  $F_{yh}$  a força de escoamento da armadura e  $A_{th}$  uma área de armadura horizontal equivalente. Hwang et al. (2000) propõem que sejam consideradas efetivas as armaduras nos 2/3 superiores de  $j_d$  e que as armaduras situadas na metade inferior do consolo sejam consideradas com 50% de efetividade, o que resulta em  $A_{th}$  igual a 83% da armadura horizontal efetiva. A compatibilidade de deformações é dada pela equação:

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad \text{Eq. (3-17)}$$

Sendo  $\varepsilon_h$  e  $\varepsilon_v$  as deformações médias nas direções h e v, conforme Figura 3.4. Esta equação de compatibilidade de deformações é baseada no princípio de que a soma de deformações em direções perpendiculares é constante. Os autores sugerem a utilização de  $\varepsilon_v = 0,002$  para consolos com a relação  $a/j_d > 0,5$ .

Hwang et al. (2000) verificaram a adequação deste modelo e houve boa aderência com ensaios de consolos. O cálculo com este modelo é trabalhoso, pois envolve a solução de equações por meio de tentativas; no entanto, considera a resistência do concreto com base em um modelo constitutivo para o concreto fissurado sob estado biaxial de tensões e mecanismos resistentes, como a contribuição da armadura de costura, que é desprezada em vários modelos de cálculo.

### **3.2.21 Lu et al. (2009)**

Foram ensaiados 15 modelos com relação  $a/d > 1$ . Nos ensaios concluíram que consolos com uma maior taxa de armadura principal apresentam maior resistência, amostras com maior taxa de armadura secundária vertical também. A resistência aumenta na medida em que a relação  $a/d$  diminui. Lu et al. propuseram um modelo de cálculo para consolos com  $a/d > 1$  e compararam com os ensaios.

### **3.2.22 Costa (2009)**

Neste estudo foram ensaiados consolos com barras de aço na armadura do tirante, uma nova proposta de armadura de costura e fibras adicionadas ao concreto. Também foram ensaiados modelos sem armadura de costura e um modelo de referência monolítico com detalhamento convencional de consolos. Os consolos foram concretados e posteriormente unidos ao pilar na fase de concretagem deste.

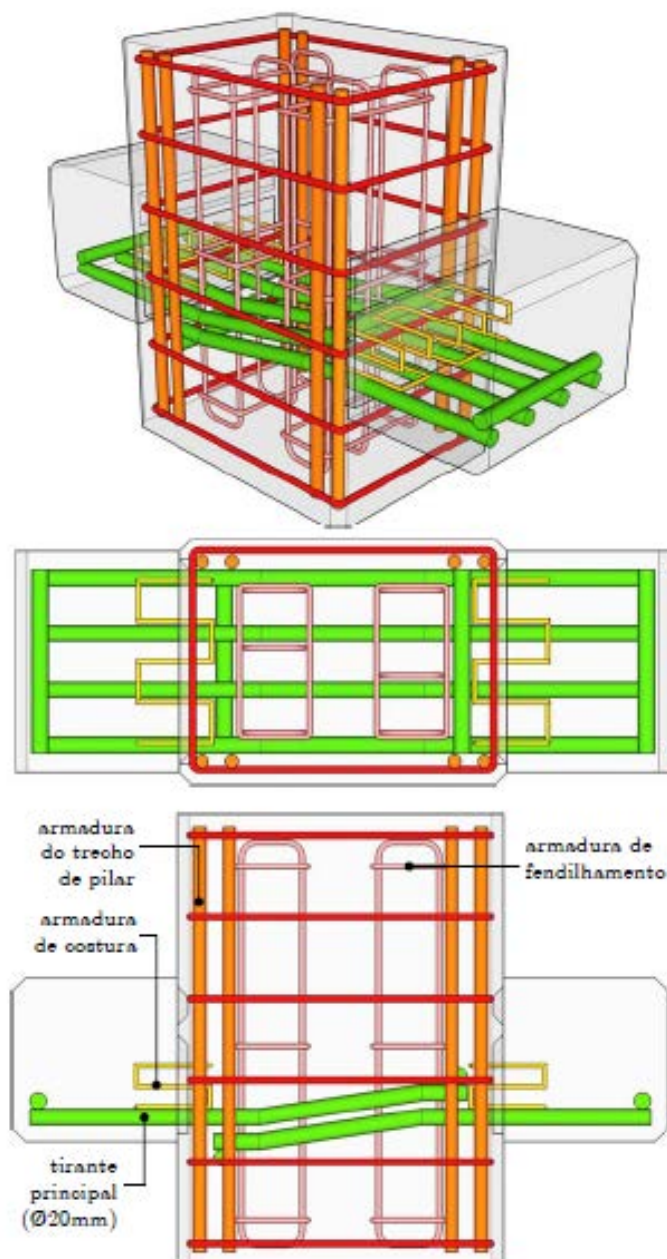
A pesquisa de Costa (2009) é muito relevante no contexto deste estudo, pois apresenta o conceito de moldagem do consolo em etapa distinta do pilar. A Figura 3.5 mostra o modelo com armadura de costura proposto por Costa (2009). A Tabela 3-1 mostra as características modelos ensaiados por Costa (2009).

**Tabela 3-1 - Resumo dos modelos ensaiados por Costa (2009)**

Modelo	Armadura principal (tirante)	Classificação quantidade de armadura	Armadura de costura	a/d	Resistência pretendida concreto (MPa)	Porcentagem fibras de aço consolo (%)
MBS1	2Ø12,5mm	baixa	não	0,75	65,00	2,00
MBC2	2Ø12,5mm	baixa	sim	0,75	65,00	2,00
MMS3	3Ø16,0mm	média	não	0,75	65,00	2,00
MMC4	3Ø16,0mm	média	sim	0,75	65,00	2,00
MMC5 <sup>1</sup>	3Ø16,0mm	média	sim	0,75	65,00	2,00
MAC6	4Ø20,0mm	alta	sim	0,75	65,00	2,00
MRC7	3Ø16,0mm	média	sim	0,75	40,00	-

(Fonte: Costa (2009))

Figura 3.5 - Modelo ensaiado por Costa (2009)

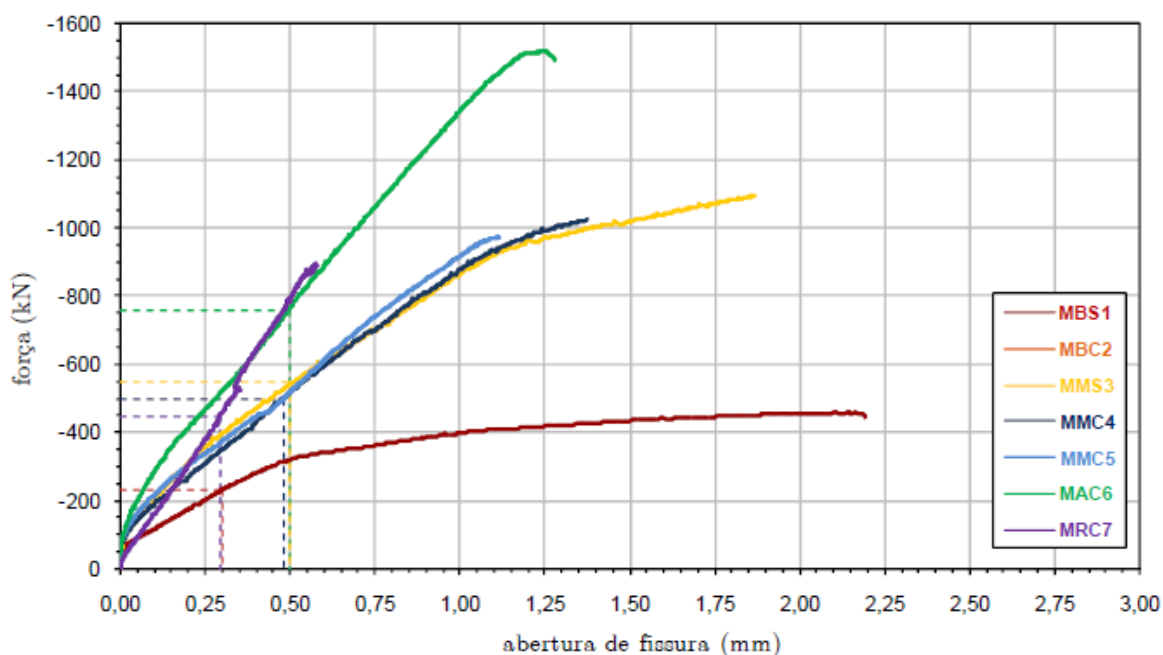


(Fonte:Costa, 2009)

Dentre os resultados apresentados por Costa (2009), destaca-se o gráfico apresentado na Figura 3.6.



**Figura 3.6 - Força x abertura de fissuras na interface entre o consolo e o pilar nos ensaios de Costa (2009)**

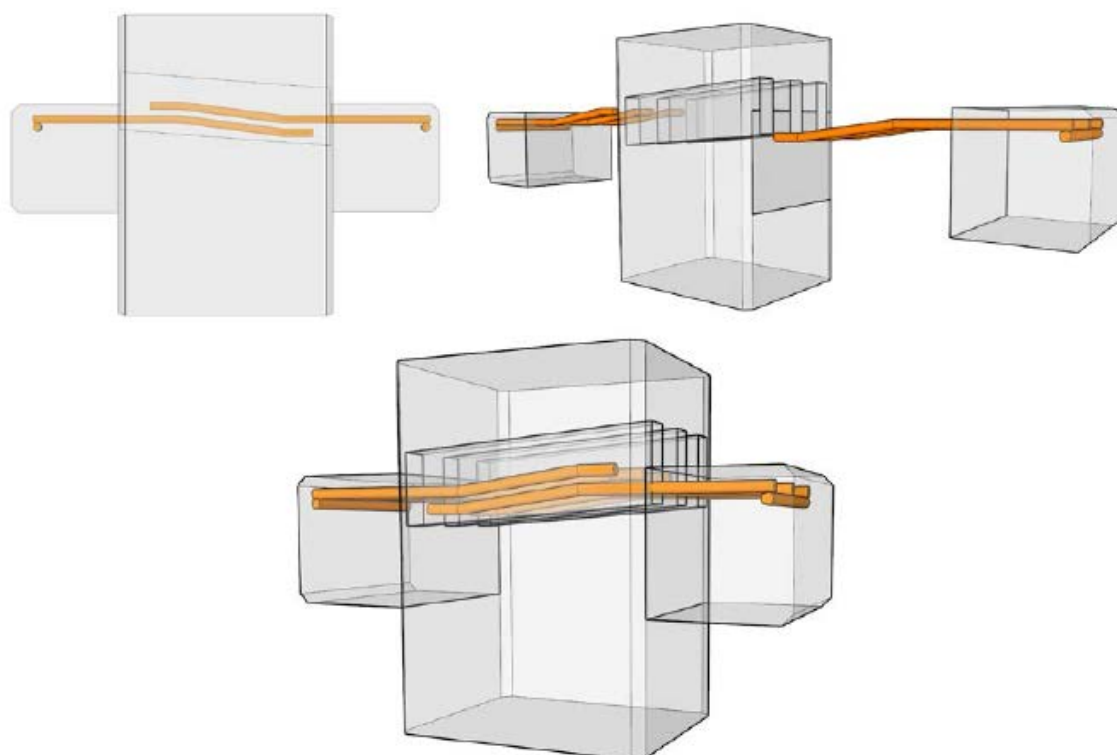


(Fonte: Costa, 2009)

Os consolos MMS3, MMC4, MMC5 com armadura do tirante igual ao modelo de referência apresentaram abertura de fissuras maiores que o modelo de referência (monolítico) MRC7, para os níveis de carregamento último e de serviço. Como conclusão deste trabalho pode-se citar que o modelo proposto apresentou comportamento dúctil e com resistência adequada, no entanto, a fissuração na interface entre consolo e pilar deve ser diminuída.

### 3.2.23 Bellucio e El Debs (2013)

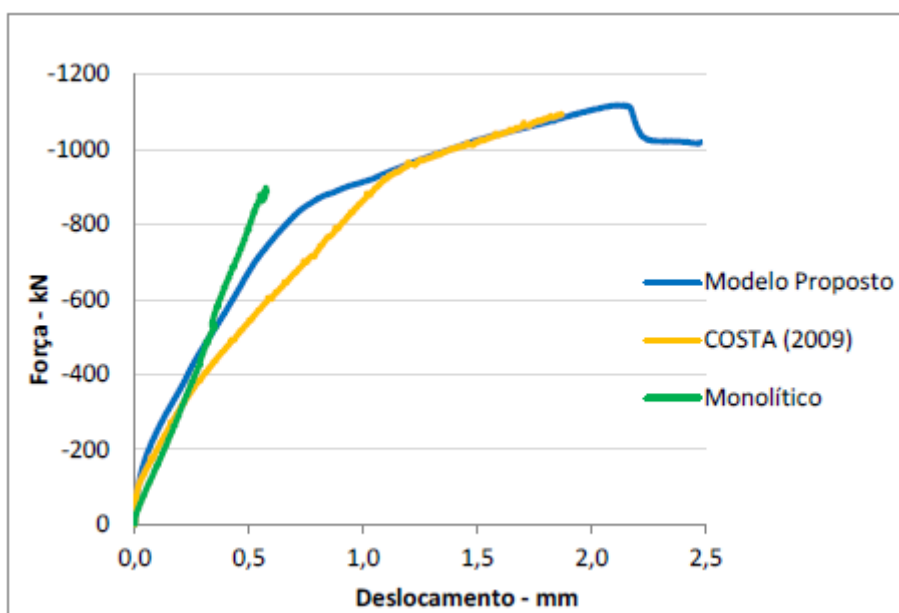
Baseado no estudo de Costa (2009), os autores propuseram uma nova solução de moldagem de consolo e pilar em etapas distintas. A proposta consiste na moldagem somente do consolo com fibras adicionadas ao concreto, deixando a armadura do tirante com esperas para conexão posterior ao pilar. O pilar é concretado separadamente com furos que são grauteados posteriormente para a ligação com as esperas do consolo. É utilizada uma pasta epóxi na interface consolo-pilar para a conexão dos elementos. A Figura 3.7 mostra a proposta de Bellucio e El Debs (2013).

**Figura 3.7 - Modelo proposto por Bellucio e El Debs (2013)**

(Fonte: Bellucio e El Debs, 2013)

O modelo ensaiado foi comparado ao modelo de Costa (2009) e ao consolo monolítico, também do estudo de Costa (2009). Desta comparação foi obtida a Figura 3.8, que mostra a curva força x abertura de fissura na interface consolo – pilar. Neste estudo concluiu-se que o modelo proposto apresentou comportamento satisfatório, com carga última resistente próxima e abertura de fissuras um pouco maior que a obtida no consolo monolítico. Os autores concluíram também que ainda são necessários mais estudos experimentais para a viabilidade do modelo proposto.

Figura 3.8 - Curva força x abertura de fissuras do estudo de Bellucio e El Debs (2013)



(Fonte: Bellucio e El Debs, 2013)

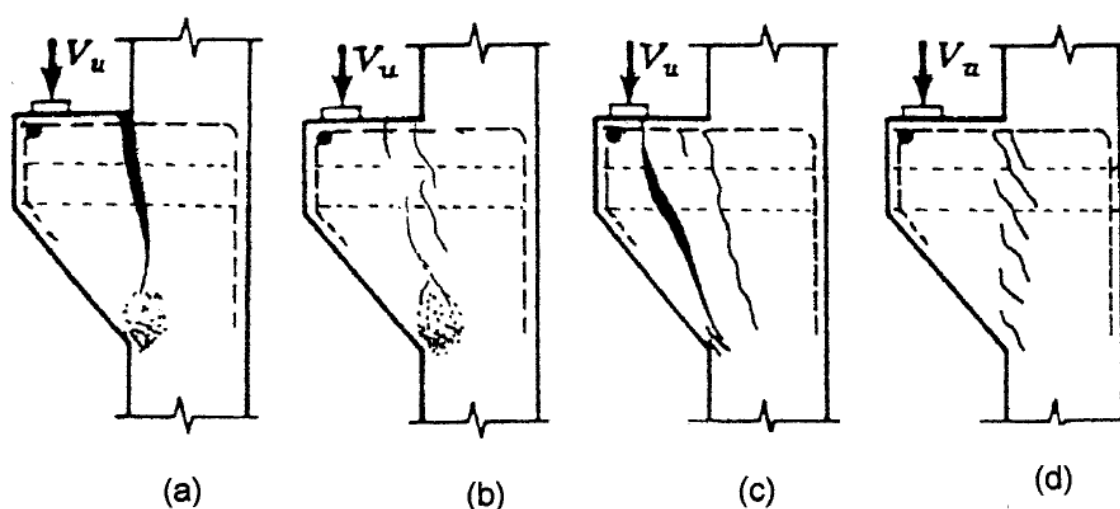
### 3.3 MODOS DE RUPTURA DE CONSOLOS

Machado e Pimenta (2000) descrevem os principais modos de ruptura de consolos da seguinte forma:

- Ruptura na flexão: é caracterizada pela ruptura por compressão no canto inferior do consolo junto ao pilar. Ocorre com ou sem escoamento da armadura principal, dependendo da taxa de armação do consolo. Pode ser dividida em dois tipos:
  - Ruptura na flexão por tração: este modo de ruptura é caracterizado pela grande abertura de uma fissura na parte superior do consolo junto ao pilar com o escoamento da armadura principal e rotações significativas antes da ruptura por compressão do concreto (Figura 3.9, modelo a);
  - Ruptura na flexão por compressão: a ruptura ocorre com rotações baixíssimas, sem escoamento da armadura, sem grande abertura das fissuras e com esmagamento do concreto (Figura 3.9, modelo b);

- Ruptura por fendilhamento diagonal (fendilhamento da biela): inicialmente ocorre a fissuração típica flexão seguido do fendilhamento inclinado da biela de compressão (Figura 3.9, modelo c);
- Ruptura por cisalhamento: apresenta um quadro de fissuras concentradas na região de ligação com o pilar e a ruptura ocorre neste plano. Este modo de ruptura é mais comum em consolos muito curtos e dificilmente ocorre em consolos curtos (Figura 3.9, modelo d).

Figura 3.9 - Modos de ruptura de consolos

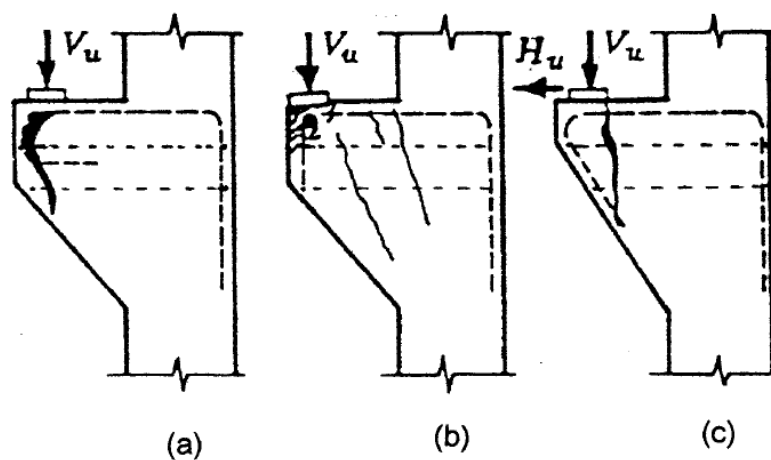


(Fonte: Machado e Pimenta, 2000)

Machado e Pimenta (2000) ainda descrevem modos de ruptura secundários, em geral decorrentes de detalhamento inadequado, ilustrados na Figura 3.10:

- Ruptura por fendilhamento na ancoragem (Figura 3.10 – modelo A);
- Ruptura por esmagamento localizado do concreto (Figura 3.10 – modelo B);
- Ruptura por falta de altura em consolo com força horizontal (Figura 3.10 – modelo C).

Figura 3.10 - Modos de ruptura secundários de consolos



(Fonte: Machado e Pimenta, 2000)

### 3.4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA CONSOLOS CURTOS

Neste item serão abordadas as principais prescrições normativas nacionais e internacionais que se referem a consolos curtos de concreto armado.

#### 3.4.1 NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 considera consolos curtos aqueles cuja relação está no intervalo  $0,5 < a/d \leq 1$  e permite o dimensionamento de acordo com modelos de atrito-cisalhamento ou bielas e tirantes. A Figura 3.11 mostra o exemplo de modelo de biela e tirante para consolo curto presente na NBR 6118:2014.



---

A armadura mínima do tirante ( $A_{s_{tir}}$ ) mínima é dada por:

$$A_{s_{tir}} \geq 0,04(f_{yk}/f_{ck}) \cdot b \cdot d \quad \text{Eq. (3-11)}$$

A armadura de costura ( $A_{s_{cost}}$ ) mínima para consolos curtos, a ser distribuída em  $2/3 d$ , é determinada em função de  $A_{s_v}$ , quantidade de armadura do tirante para resistir exclusivamente à cargas verticais.

$$A_{s_{cost}} \geq 0,4A_{s_v} \quad \text{Eq. (3-12)}$$

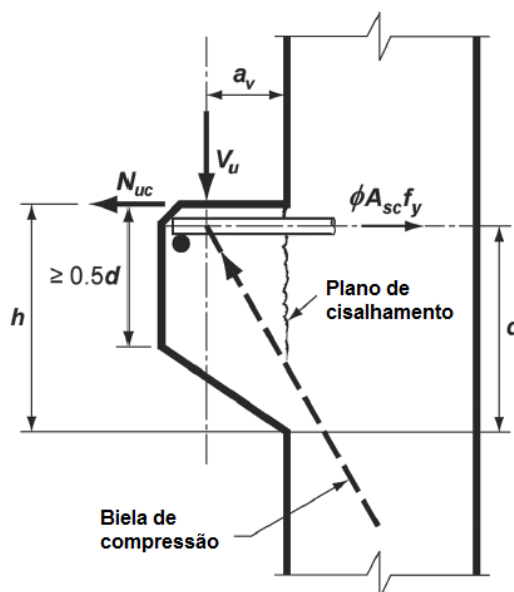
No caso de carregamento direto do consolo, a armadura transversal (estribos), se construtivamente necessária, deve ser adotada igual aos limites mínimos de armadura transversal da NBR 6118:2014. Para o caso de carregamento indireto, deve existir armadura de suspensão para toda a carga.

A NBR 9062:2006 prescreve ainda limites para a verificação de resistência da biela igual a  $f_{cd}$  para consolos com carregamento direto e  $0,85f_{cd}$  para carregamento indireto.

### 3.4.3 ACI 318-14

O ACI 318-14, no capítulo 16, possui recomendações para consolos de concreto. Este capítulo aborda o dimensionamento de consolos com relação  $a_v/d < 1$  e força horizontal  $H_{uc} < V_u$ . A Figura 3.12 mostra a idealização do comportamento de consolo de acordo com o ACI 318-14.

Figura 3.12 - Esquema de comportamento de consolo de acordo com o ACI 318-14



(Fonte: adaptado de ACI 318-14)

A armadura principal do tirante ( $A_{sc}$ ) é determinada pelo maior entre:

- $A_f + A_n$  - sendo  $A_f$  a área de armadura, calculada pela teoria de flexão aplicada ao concreto armado, e  $A_n$  a área de armadura necessária para resistir ao esfoço horizontal;
- $2/3 A_{vf} + A_n$  - sendo  $A_{vf}$  a armadura determinada pela teoria de atrito-cisalhamento. O restante da armadura, calculada pela teoria de atrito-cisalhamento, deve ser posicionado paralelo à armadura do tirante principal ao longo de  $2/3 d$ ;
- $0,04 \cdot (f'_c / f_y) \cdot b_w \cdot d$

A armadura horizontal secundária ( $A_h$ ) deve ser posicionada ao longo de  $2/3 d$  e a quantidade mínima é dada por:

$$A_h = 0,5 \cdot (A_{sc} - A_n) \quad \text{Eq. (3-13)}$$

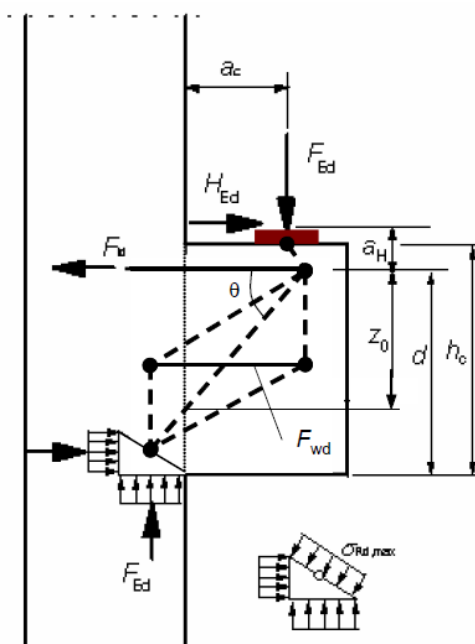
Não são feitas recomendações quanto ao uso de estribos verticais em consolos. Modelos de bielas e tirantes também são permitidos para o dimensionamento de consolos com qualquer relação  $a_v/d$ .



### 3.4.4 Eurocode 2

O Eurocode 2 prescreve para o dimensionamento de consolos com relação  $a_v/z_0 < 1$  o modelo de bielas e tirantes apresentado na Figura 3.13. A inclinação da biela é limitada por  $1 \leq \tan\theta \leq 2,5$ .

Figura 3.13 – Modelo de bielas e tirantes para consolo curto



(Fonte: Eurocode 2, EN 1992-1-1:2004)

Para consolos com  $a_v/h_c > 0,5$  e  $F_{Ed} > V_{Rd,c}$  devem ser utilizados estribos verticais fechados ( $A_{s,tnk}$ ), de acordo com a formulação a Eq. (3-14), sendo  $V_{Rd,c}$  a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento para elementos não armados.

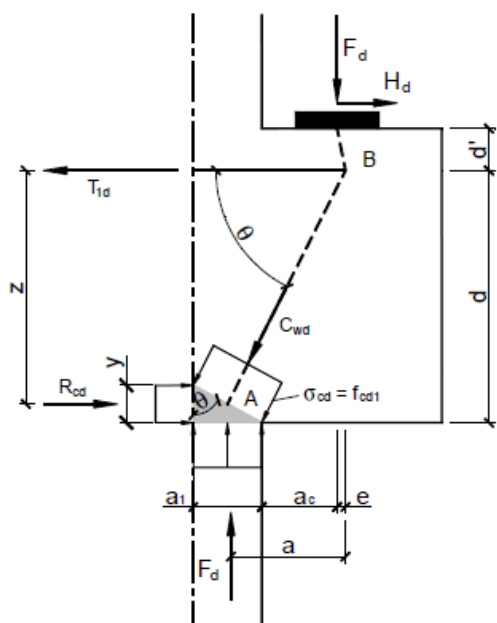
$$A_{s,tnk} \geq 0,5 \cdot (F_{Ed}/f_{yd}) \quad \text{Eq. (3-14)}$$

O Eurocode 2 não se alonga acerca de como resolver o modelo de bielas e tirantes mostrado na Figura 3.13, que, como pode-se perceber, é um modelo hiperestático e busca representar as tensões de tração que surgem transversais à biela de concreto principal.

Santos e Stucchi (2013) pormenorizam a resolução do modelo proposto pelo Eurocode 2 com auxílio de algumas expressões do CEB-FIP Model Code - 1990.

Sugerem que o modelo seja resolvido separando o modelo em vários: um modelo principal para determinação da armadura do tirante e tensão na biela e modelos secundários para a determinação dos estribos e armadura de costura.

**Figura 3.14 - Modelo principal para determinação da armadura do tirante de acordo com Santos e Stucchi (2013)**



(Fonte: Santos e Stucchi, 2013)

A partir das equações de equilíbrio e da geometria da Figura 3.14, tem-se:

$$R_{cd} = T_{1d} - H_d \quad \text{Eq. (3-15)}$$

$$F_d a = (T_{1d} - H_d)(d - y/2) \quad \text{Eq. (3-16)}$$

$$T_{1d} = F_d \cot \theta + H_d \quad \text{Eq. (3-17)}$$

$$a = a_1/2 + a_c + e \quad \text{Eq. (3-18)}$$

Santos e Stucchi (2013) sugerem a consideração do nó A em estado hidrostático, ou seja, com a mesma tensão, igual à máxima tensão resistente ( $\sigma_{rd}$ ), que resulta em:

$$a_1 = \frac{F_d}{b \sigma_{rd}} \quad \text{Eq. (3-19)}$$

Com esta consideração tem-se:

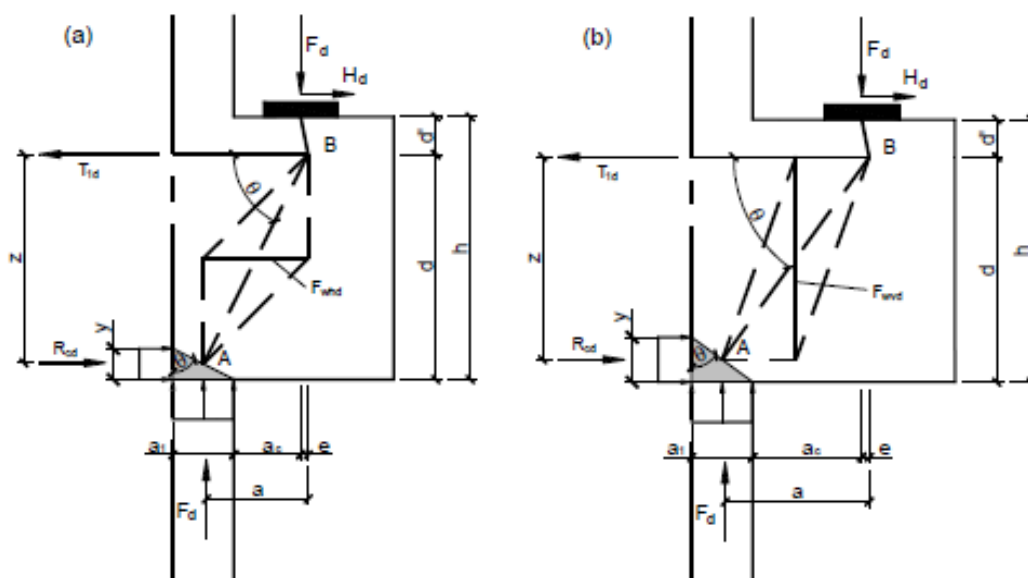
$$y = d - \sqrt{d^2 - 2a_1a} \quad \text{Eq. (3-20)}$$

Com este equacionamento é possível determinar  $T_{1d}$  e, por consequência, a armadura do tirante ( $A_{stir}$ ) é dada por:

$$A_{stir} = \frac{T_{1d}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. (3-21)}$$

Resolvido o modelo principal, deve-se recorrer aos modelos secundários (Figura 3.15) para a determinação das armaduras secundárias vertical (estribos) e horizontal (armadura de costura).

**Figura 3.15 - Modelos secundários para determinação de armaduras secundárias**



(Fonte: Santos e Stucchi, 2013)

---

Dentre outros modelos secundários, Santos e Stucchi (2013) recomendam a utilização das expressões do CEB-FIP Model Code -1990 para a determinação das forças  $F_{whd}$  e  $F_{wvd}$ .

$$F_{whd} = \frac{2z/a - 1}{3 + F_d/R_{cd}} R_{cd} \quad \text{Eq. (3-22)}$$

$$F_{wvd} = \frac{F_d(2a/z - 1)}{3} \quad \text{Eq. (3-23)}$$

As armaduras secundárias horizontal ( $A_{s_h}$ ) e vertical ( $A_{s_v}$ ) são determinadas por:

$$A_{s_h} = \frac{F_{whd}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. (3-24)}$$

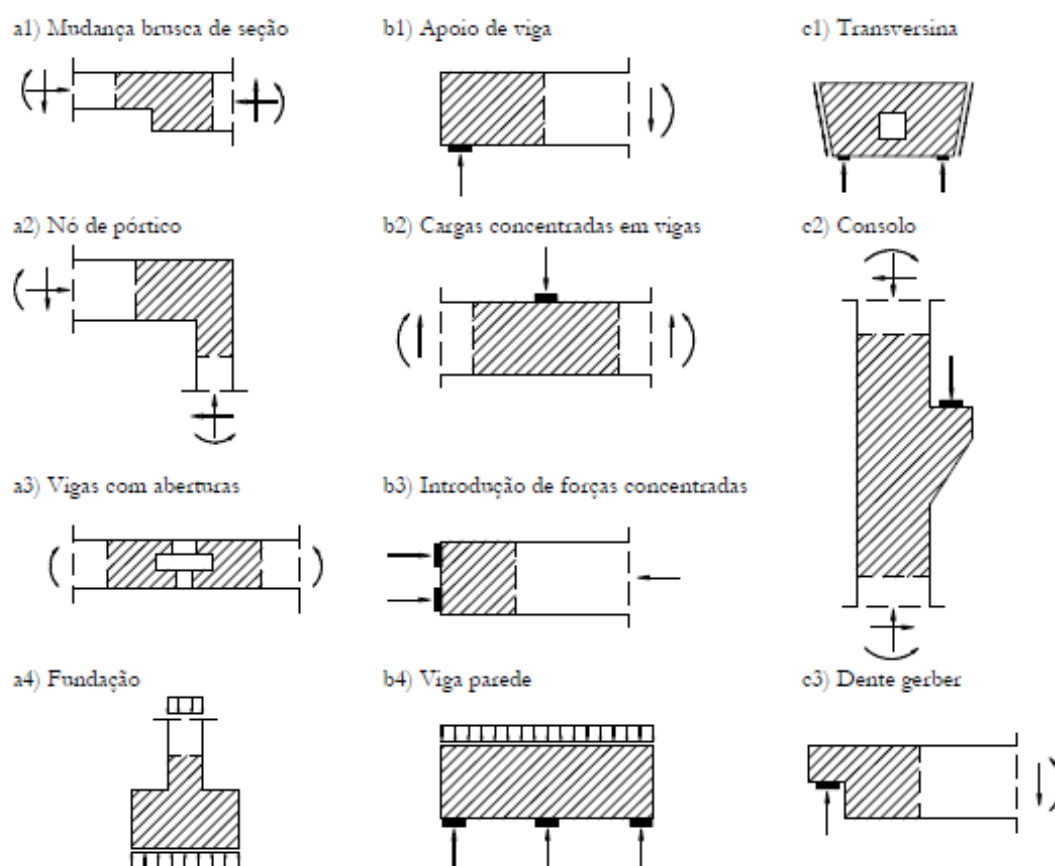
$$A_{s_v} = \frac{F_{wvd}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. (3-25)}$$

## 4. Modelos de bielas e tirantes

O método de bielas e tirantes para o dimensionamento de elementos de concreto foi idealizado por Schlaich e Schafer (1987) e foi baseado na analogia de treliça clássica desenvolvida por Ritter e Morsch.

A principal aplicação do método é para a análise e dimensionamento de regiões em que não é válida a hipótese de Bernoulli de deformações lineares, chamadas de regiões descontínuas ou regiões D. Dentre as regiões D podemos citar consolos, dentes Gerber, variações de seção na viga, abertura em vigas, vigas-parede, blocos sobre estacas, dentre outros. A Figura 4.1 ilustra alguns exemplos de regiões D.

Figura 4.1 - Exemplos de regiões D



(Fonte: Santos e Stucchi, 2013)

---

Santos e Stucchi (2013) descrevem a fundamentação do método de bielas e tirantes como baseado no Teorema do Limite Inferior da Plasticidade: se um elemento é submetido a um carregamento externo, o elemento é capaz de gerar um campo de tensões estática e plasticamente admissível. Este é um campo de tensões que gera uma solução segura, ou seja, não leva o elemento à ruptura.

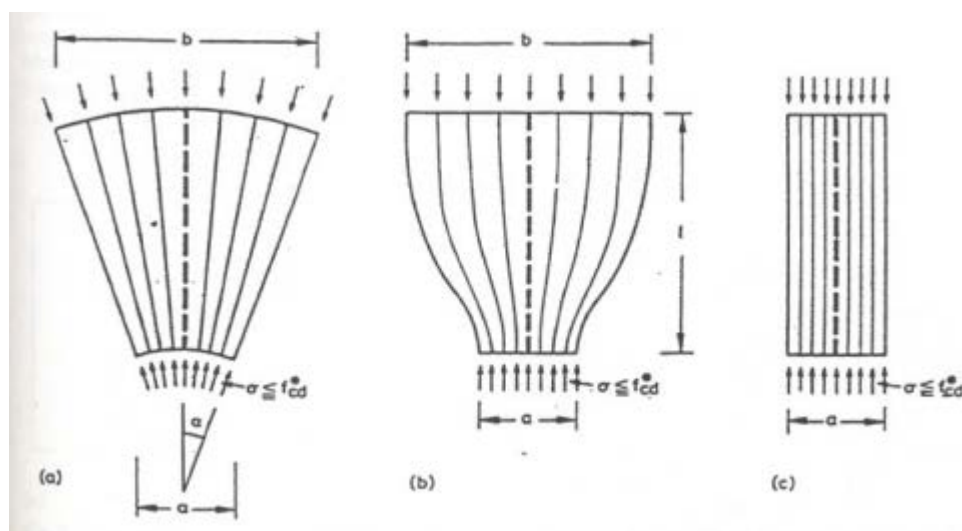
No método de bielas e tirantes os campos de tensão de tração são chamados de tirantes e os campos de tensão de compressão são as bielas, sendo utilizados para representar o campo de tensões que seja estaticamente e plasticamente admissível de acordo com o carregamento externo aplicado. O método de bielas e tirantes é uma ferramenta importante, pois permite uma visualização clara do caminhamento das cargas, auxiliando significativamente no arranjo de barras de armadura nos elementos de concreto armado. O detalhamento adequado de armaduras em consolos é facilmente explicado através de um modelo simples de bielas e tirantes.

#### **4.1 BIELAS**

Dentro dos modelos de bielas e tirantes as bielas são os campos de compressão e, de acordo com Schlaich e Schafer (1991), podem ser classificadas em três tipos básicos:

- Biela em leque: é um campo de tensões de compressão de forma radial em que não surgem tensões de tração ortogonais (Figura 4.2, modelo a);
- Biela em garrafa: é um campo de tensões de compressão em que há mudança de trajetória de tensões e ocorrem tensões de tração ortogonal (Figura 4.2, modelo b);
- Biela prismática: é um campo de compressão uniforme, sem mudança de direção (Figura 4.2, modelo c).

Figura 4.2 - Tipos de biela



(Fonte: Schlaich e Schafer, 1991)

A resistência das bielas é fortemente influenciada pelo estado multiaxial de tensão, quadro de fissuração desenvolvido e tipo de armação que envolve a biela. A presença de tensões de tração transversal presentes nas bielas em garrafa reduz a resistência destas, tornando necessário muitas vezes o uso de armaduras para controlar a fissuração e garantir resistência adequada à biela.

#### 4.1.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS DE RESISTÊNCIA DE BIELAS

##### NBR 6118:2014

Biela prismática –  $f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Biela atravessada por mais de um tirante -  $f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Biela atravessada por apenas um tirante -  $f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Sendo:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto à compressão

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão

**ACI 318 – 2014**

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c$$

Biela prismática –  $\beta_s = 1$

Biela em garrafa com armadura adequada para resistir tensões de tração transversal –  $\beta_s = 0,75$

Biela em garrafa sem armadura adequada para resistir tensões de tração transversal –  $\beta_s = 0,60 \cdot \lambda$ , sendo que  $\lambda$  que pode ser determinado em função da resistência à tração do concreto e varia de 0,75 a 1.

Biela em elementos ou zonas tracionadas –  $\beta_s = 0,40$

Para todos os outros casos –  $\beta_s = 0,60\lambda$

Sendo  $f'_c$  = resistência do concreto à compressão

**EUROCODE 2**

Biela com tensão de compressão transversal ou sem tensão de tração transversal –  $\sigma_{rd,max} = f_{cd}$

Biela sujeita à tensões de tração transversal –  $\sigma_{rd,max} = 0,6 \cdot v' f_{cd}$

Sendo:

$$v' = (1 - f_{ck}/250)$$

**4.2 NÓS**

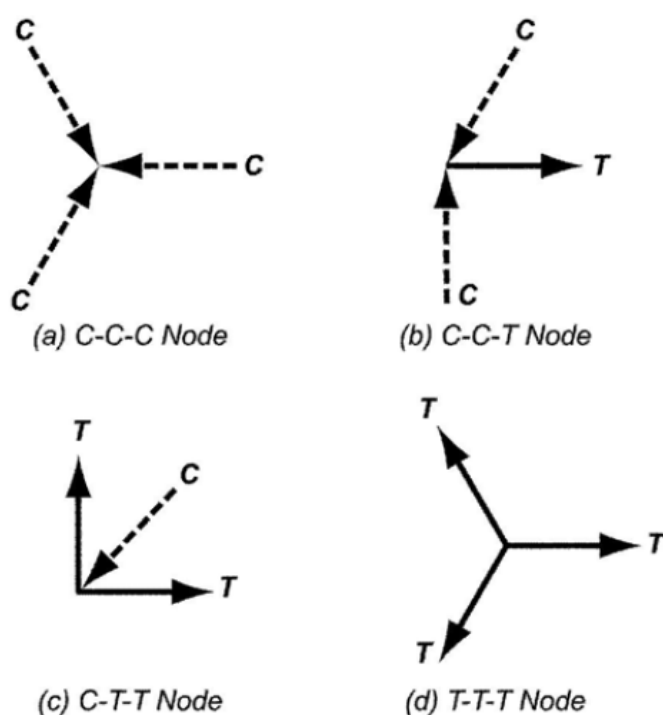
Schlaich e Schafer (1991) definem nó como uma região de desvio de forças ao longo de um certo comprimento e largura. Nos modelos de bielas e tirantes os nós são representados por pontos de encontro de interseção entre bielas e tirantes, podendo ser classificados de acordo com as forças que se encontram no mesmo.

- CCC: é um nó em que ocorre o encontro de apenas componentes de compressão (Figura 4.3, modelo a);



- CCT: ocorrem duas componentes de compressão e uma componente de tração (Figura 4.3, modelo b);
- CTT: ocorrem duas componentes de tração e uma componente de compressão (Figura 4.3, modelo c);
- TTT: é um nó caracterizado pelo encontro apenas de componentes de tração (Figura 4.3, modelo d).

Figura 4.3 - Tipos de nós



(Fonte: ACI 318 - 2011)

#### 4.2.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS DE RESISTÊNCIA DE NÓS

##### NBR 6118:2014

Nós CCC –  $f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Nós CTT ou TTT -  $f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Nós CCT -  $f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Sendo:

---

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

### **ACI 318 - 2014**

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$$

$$\text{Nós CCC} - \beta_n = 1$$

$$\text{Nós CCT} - \beta_n = 0,80$$

$$\text{Nós CTT ou TTT} - \beta_n = 0,60$$

### **EUROCODE 2**

$$\text{Nós CCC} - \sigma_{rd,max} = k_1 \cdot v' f_{cd}$$

$$k_1 = 1,00$$

$$\text{Nós CCT} - \sigma_{rd,max} = k_2 \cdot v' f_{cd}$$

$$k_2 = 0,85$$

$$\text{Nós CTT ou TTT} - \sigma_{rd,max} = k_3 \cdot v' f_{cd}$$

$$k_3 = 0,75$$

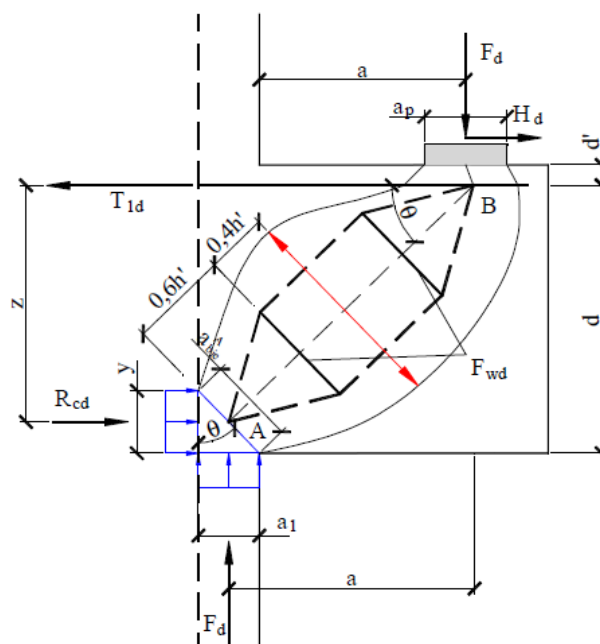
## **4.3 APLICAÇÃO EM CONSOLOS**

O modelo básico de biela e tirante é composto por um tirante horizontal na parte superior do consolo e uma biela inclinada com um certo ângulo em relação ao tirante.

É possível encontrar na literatura diversos modelos mais refinados que, em geral, derivam deste modelo básico e são utilizados para a determinação das armaduras secundárias horizontal e vertical como, por exemplo, o modelo baseado no Eurocode 2, apresentado no item 3.4.4. Pode-se refinar o modelo considerando-se um estado biaxial de tensões, como o modelo proposto por Hwang et al. (2000), apresentado no item 3.2.

A Figura 4.4 apresenta um modelo de biela em garrafa, que representa claramente as tensões de tração transversais que surgem nas bielas em garrafa, permitindo a determinação da armadura de costura e dos estribos através da decomposição de forças nas direções vertical e horizontal.

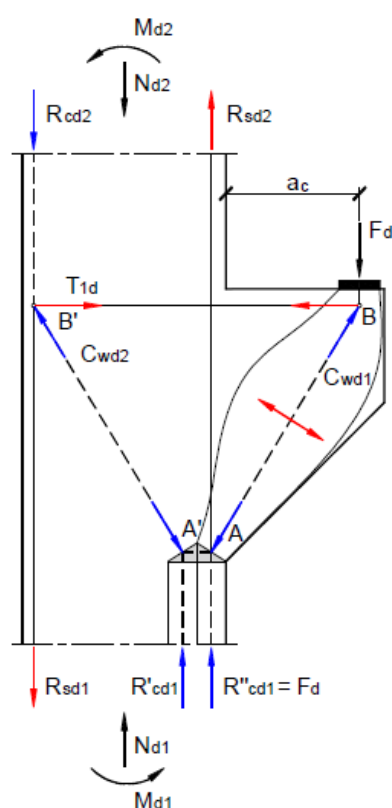
**Figura 4.4 - Exemplo de modelo refinado**



(Fonte: Santos e Stucchi, 2013 apud Bosc, 2008)

Todos os modelos até aqui ilustrados apresentam o modelo de bielas e tirantes apenas na região do consolo, omitindo a parte deste modelo no pilar que descreve a introdução completa da carga. Isto é prática corrente no projeto de consolos monolíticos de concreto armado. A Figura 4.5 traz o modelo completo para consolos com armadura do tirante ancorado com gancho a 90°. Não há problema em se analisar um modelo na região do consolo e, posteriormente, o equilíbrio das bielas e tirantes na região do pilar.

**Figura 4.5 - Modelo de bielas e tirantes para um consolo curto**



(Fonte: Santos e Stucchi, 2013)

O modelo completo de bielas e tirantes permite a visualização de alguns aspectos referentes, principalmente, à introdução da carga do consolo no pilar. A Figura 4.5 mostra que a biela  $C_{wd2}$  necessita ser ancorada para o equilíbrio entre bielas e tirantes. Esta ancoragem nos consolos monolíticos usuais ocorre através do gancho de ancoragem do tirante principal.

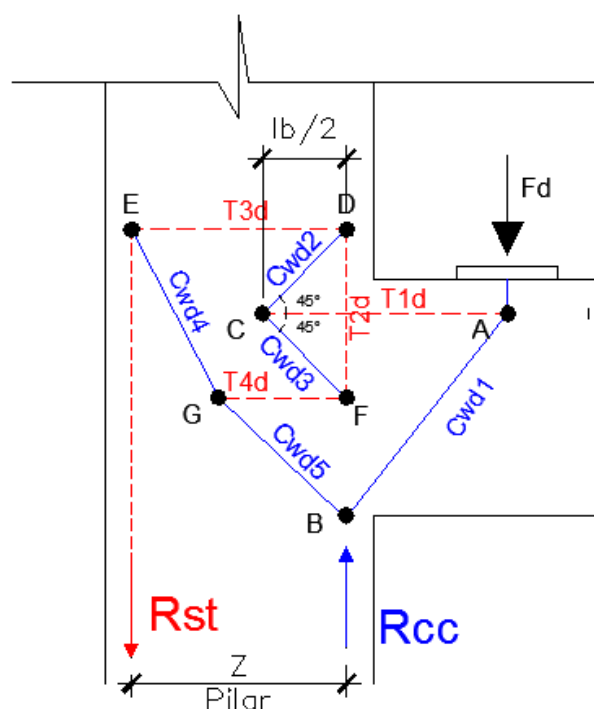
#### 4.3.1 Proposta de modelo para consolos com ancoragem reta do tirante

No caso da ancoragem com barras retas, como ocorre no caso de consolos instalados com auxílio de adesivo químico, é necessário que o equilíbrio se estabeleça de outra forma. A Figura 4.6 ilustra um modelo de bielas e tirantes para o cálculo de consolos com ancoragem reta do tirante.

O nó C está no centro do comprimento de ancoragem e supõe-se que as bielas serão transferidas com um ângulo de  $45^\circ$ . Para que haja equilíbrio no modelo

de bielas e tirantes com ancoragem reta do tirante, surgem tensões de tração horizontal ( $T4d$  e  $T3d$ ) e vertical ( $T2d$ ) no pilar. As tensões de tração vertical podem ser resistidas pela armadura de flexão do pilar, se esta existir em quantidade suficiente. As tensões de tração horizontal no pilar que surgem no modelo devem ser combatidas com estribos nesta região da ancoragem, formando uma espécie de “armadura de costura”.

**Figura 4.6 - Modelo de bielas e tirantes para consolos com ancoragem reta do tirante**



(Fonte: próprio autor)

As forças resultantes de flexão do pilar ( $R_{st}$  e  $R_{cd}$ ) são condições de contorno para a resolução do modelo. O nó B é determinado pelo encontro da resultante de flexão do pilar  $R_{cd}$  com as bielas  $Cwd5$  e  $Cwd1$ . Isto gera uma incompatibilidade com critérios normativos, pois as normas geralmente prescrevem um limite de tensão para o concreto na flexão e outro para regiões descontínuas (regiões D). A NBR 6118:2014, por exemplo, determina a tensão de  $0,85 \cdot f_{cd}$  para o concreto na flexão, no entanto, em nós CCC, que é o caso do nó B, a tensão é limitada a  $0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$ .

---

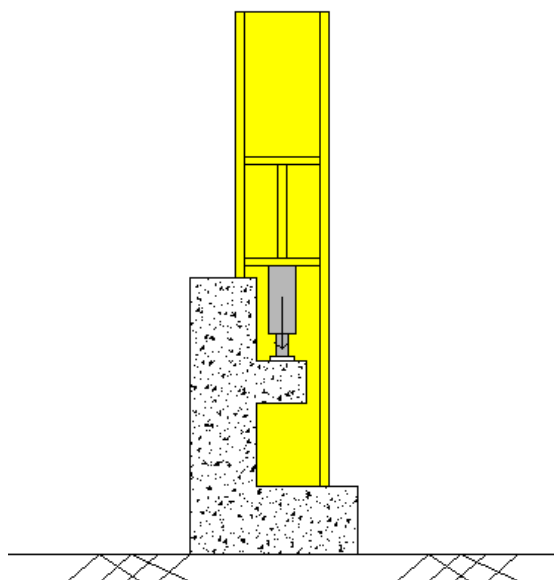
## 5. Programa experimental

Neste capítulo serão descritos o programa experimental, realizado no NETPRE na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), e apresentados os modelos ensaiados, instrumentação e metodologia experimental.

### 5.1 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

O esquema do ensaio realizado é apresentado na Figura 5.1. Ele tem como objetivo simular o consolo em uma situação de nenhuma compressão no pilar. Optou-se por este esquema de ensaio, ao invés do tradicional ensaio de pilar invertido com consolo em duas faces paralelas, em razão da dificuldade que este método traria na avaliação da zona de ancoragem dos modelos. Foram ensaiados três modelos, descritos na Tabela 5-1.

Figura 5.1 - Esquema de ensaio



(Fonte: próprio autor)

Tabela 5-1 - Modelos do programa experimental

MODELO	MONOLITICO/PÓS-INSTALADO	ANCORAGEM	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM
A	Monolítico	Gancho 90°	Conforme NBR 6118:2014
B	Pós-instalado	Reta com ancoragem química	Idem modelo A
C	Pós-instalado	Reta com ancoragem química	Conforme especificação do fabricante do adesivo químico

(Fonte: próprio autor)

O modelo A tem a principal função de servir como referência nos ensaios. O dimensionamento e o detalhamento deste consolo foram feitos seguindo as prescrições das normas NBR 9062:2006 e NBR 6118:2014, portanto considera-se que este consolo tem a segurança requerida pelas referidas normas. A intenção é comparar o desempenho dos modelos B e C com o modelo A através da curva força *versus* deslocamento, da força máxima resistente, do quadro de fissuração desenvolvido e do modo de ruptura.

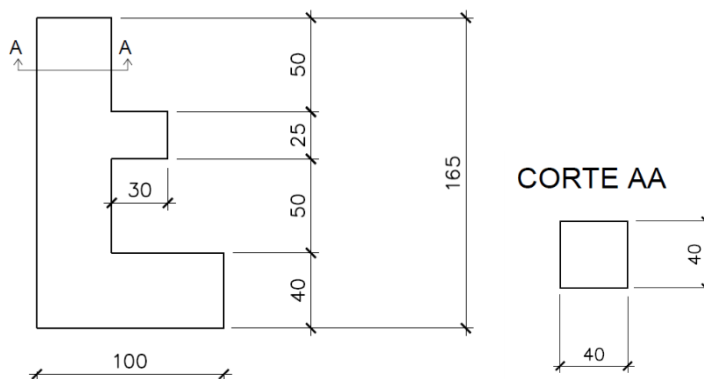
A única diferença entre A e B é o método de ancoragem: o modelo A apresenta gancho e o modelo B utiliza ancoragem química. Desta forma, é possível isolar a variável “método de ancoragem” e avaliar a influência desta no comportamento da solução proposta, bem como a segurança dessa solução comparando-se com o modelo A. O modelo C apresenta o comprimento de ancoragem recomendado pelo fabricante do adesivo químico. As recomendações do fabricante foram avaliadas face ao comportamento do modelo A, enquanto que a influência da variação do comprimento de ancoragem foi feita a partir de comparações com o modelo B.

## 5.2 PROJETO DOS MODELOS

Nos modelos foram adotados pilares curtos com o intuito de reduzir o efeito de flexão. A seção transversal possuía 40x40cm e foi projetada uma sapata para garantir o equilíbrio do modelo. Os consolos utilizados tinham dimensões 25cm de altura x 30cm de comprimento, resultando em uma relação a/d de aproximadamente 0,8 (consolo curto). Os modelos foram projetados para romper por flexão, com escoamento da armadura do tirante principal. A Figura 6.2 apresenta a forma dos

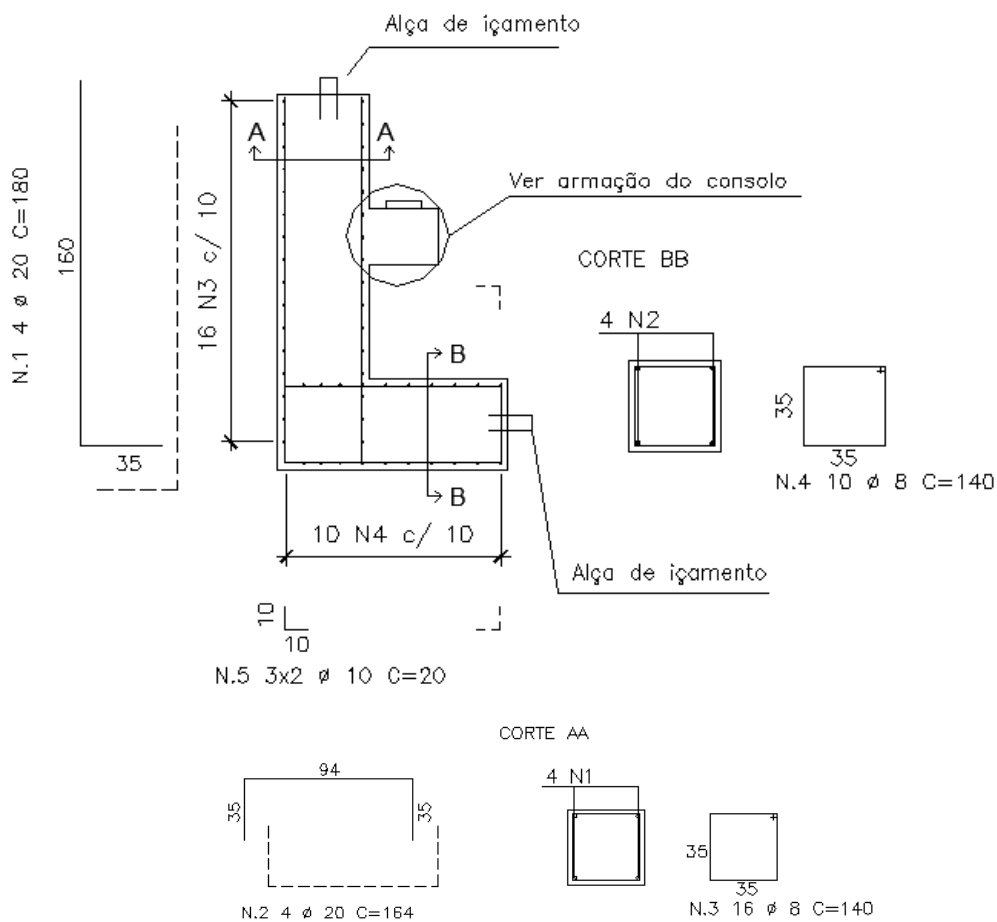
modelos. A Figura 6.3 apresenta as barras de armadura utilizada nos pilares e sapata. A Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6 mostram a armadura dos consolos dos modelos A, B e C, respectivamente.

**Figura 5.2 - Forma dos elementos ensaiados**



(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.3 - Armação dos modelos**



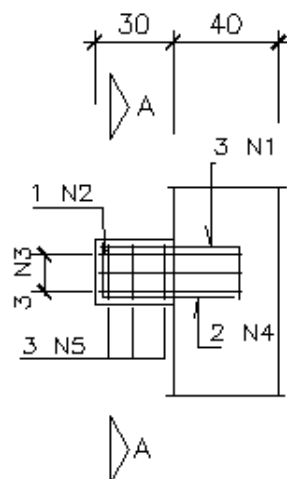
(Fonte: próprio autor)



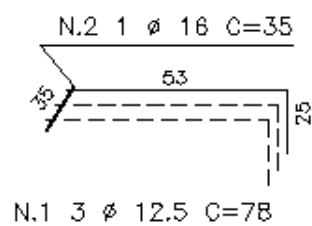
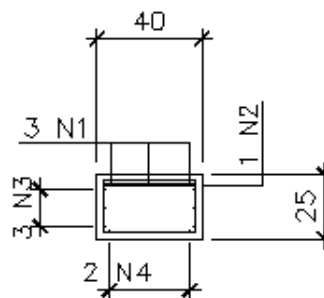
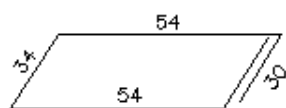
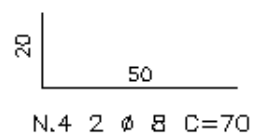
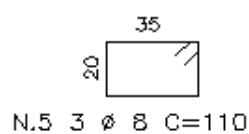
Figura 5.4 - Armação do consolo do modelo A

## ARMAÇÃO DO CONSOLO DO MODELO A (MONOLÍTICO)

ELEVACÃO



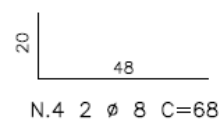
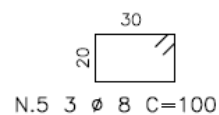
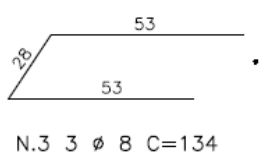
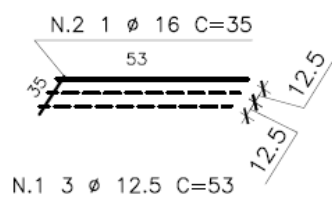
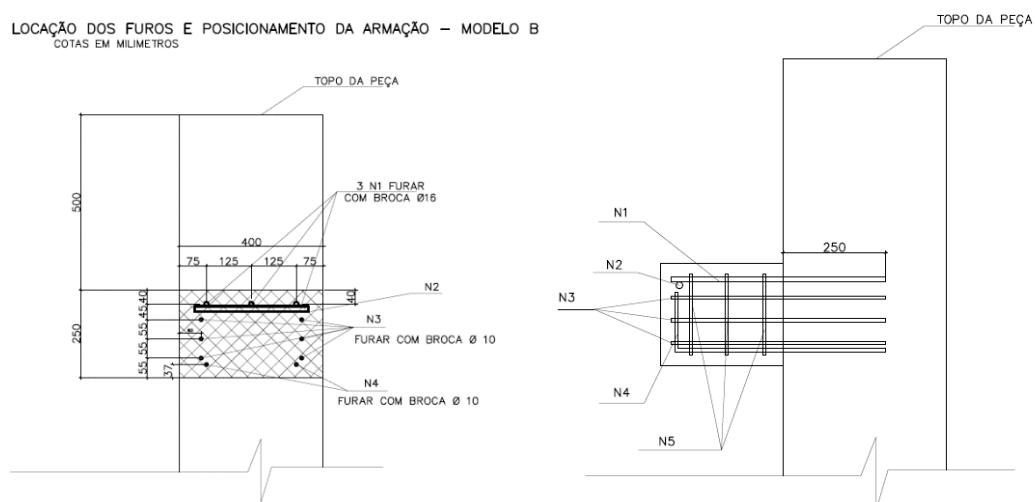
CORTE A.A.

N.1 3  $\phi$  12.5 C=78N.3 3  $\phi$  8 C=202

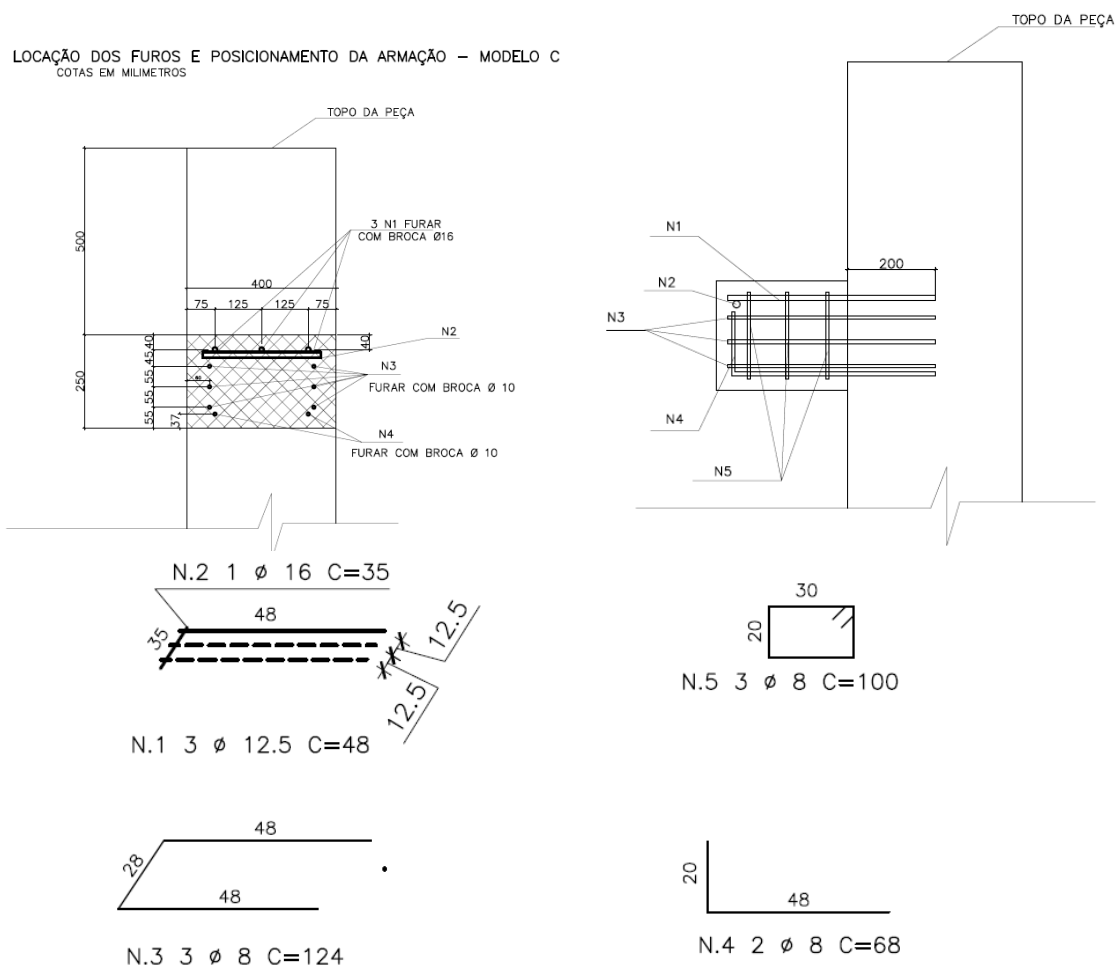
(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.5 - Armação do consolo do modelo B**

LOCAÇÃO DOS FUROS E POSICIONAMENTO DA ARMAÇÃO – MODELO B  
COTAS EM MILÍMETROS



**Figura 5.6 - Armação do consolo do modelo C**



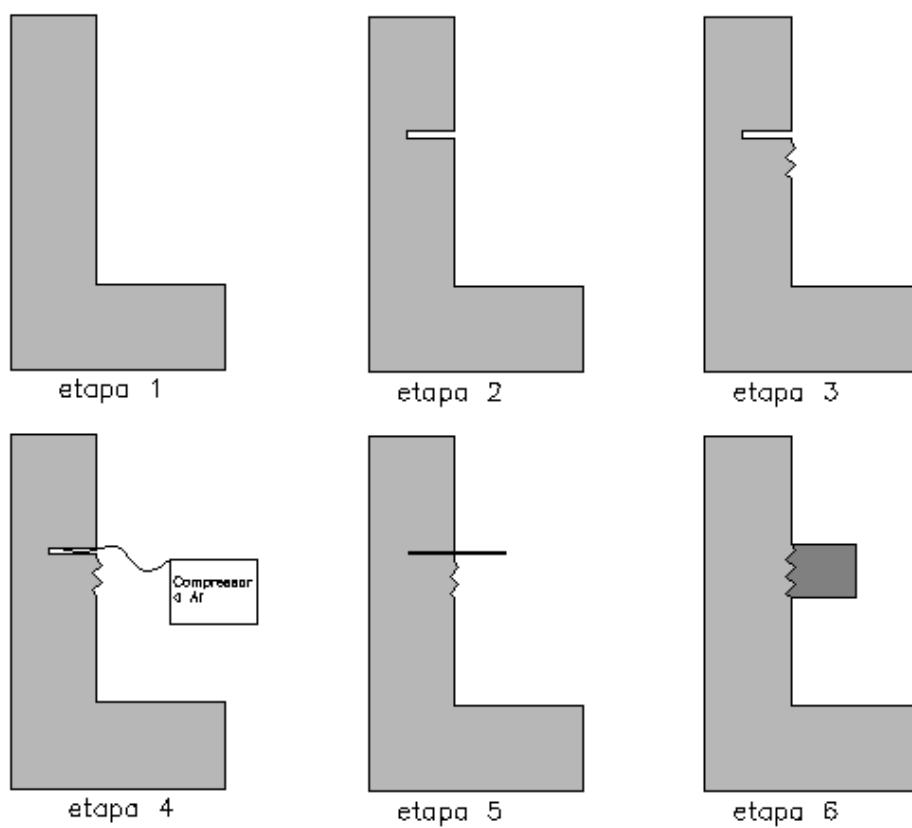
### 5.3 FABRICAÇÃO DOS MODELOS

Os modelos foram fornecidos por uma empresa de pré-moldados e levados ao NETPRE. Todos os modelos foram concretados na mesma data. A sequência de fabricação dos modelos é apresentada na Figura 5.7 e é composta pelas seguintes etapas:

- 1- Concretagem da peça
- 2- Execução dos furos
- 3- Escarificação do concreto
- 4- Limpeza do furo com compressor a ar
- 5- Injeção do adesivo químico e colocação das barras
- 6- Concretagem do consolo

A Figura 5.8 mostra a forma e a armação do modelo A antes da concretagem, e a Figura 5.9 mostra o mesmo para os modelos B e C.

**Figura 5.7 - Sequência de execução das peças**



(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.8 - Forma e armação do modelo A**



(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.9 - Forma e armação do modelos B**



(Fonte: próprio autor)

A Figura 5.10 mostra claramente o congestionamento de armaduras na região do consolo e o recorte na forma que impossibilita o reaproveitamento da forma. A Figura 5.11 mostra a execução dos furos com auxílio do martelo pneumático.

**Figura 5.10 - Recorte na forma e armação do consolo**



(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.11 - Execução dos furos**

(Fonte: próprio autor)

A Figura 5.12 ilustra a região do consolo já com a armadura instalada e o concreto apicoado e a Figura 5.13 mostra a concretagem do consolo.

**Figura 5.12 - Armadura do consolo montada e o concreto apicoado**

(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.13 - Concretagem do consolo**

(Fonte: próprio autor)

#### 5.4 MATERIAIS UTILIZADOS

A Tabela 5-2 traz a composição para um metro cúbico de concreto utilizado na fabricação das peças .

**Tabela 5-2 – Composição do concreto utilizado**

<b>Componentes para 1 m<sup>3</sup> de concreto</b>		
Cimento - CPV Ari Plus	410	kg
Areia fina	200	kg
Areia média	280	kg
Pedrisco	440	kg
Aditivo plastol Viapol	1.5	kg
Brita 1	650	kg
Água	100	kg

(Fonte: próprio autor)

O concreto utilizado possui relação água/cimento igual a 0,41. O modelo A foi concretado com o mesmo lote de concreto dos modelos B e C, o qual apresentou resistência média à compressão aos 28 dias igual a 59 MPa. Os consolos dos modelos B e C foram concretados juntos em outra data e apresentaram resistência à compressão média aos 28 dias igual a 64 MPa.

Devido a um problema com os corpos de prova na fábrica não foi possível fazer ensaios para a caracterização do concreto na data do ensaio. Sendo assim, será utilizada a formulação da norma NBR 6118:2014 para obter um valor aproximado para a resistência do concreto na data do ensaio.

$$\beta_1 = \frac{f_{cj}}{f_{c28}} \quad \text{Eq. ( 5-1 )}$$

$$\beta_1 = \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad \text{Eq. ( 5-2 )}$$

Sendo  $t$  a idade do concreto em dias e  $s$  igual a 0,2 para cimento do tipo CPV-ARI.

Na data dos ensaios o modelo A e os pilares dos modelos B e C apresentaram resistência à compressão estimada em 67 MPa. Para os consolos dos modelos B e C, a resistência à compressão foi estimada em 70 MPa.

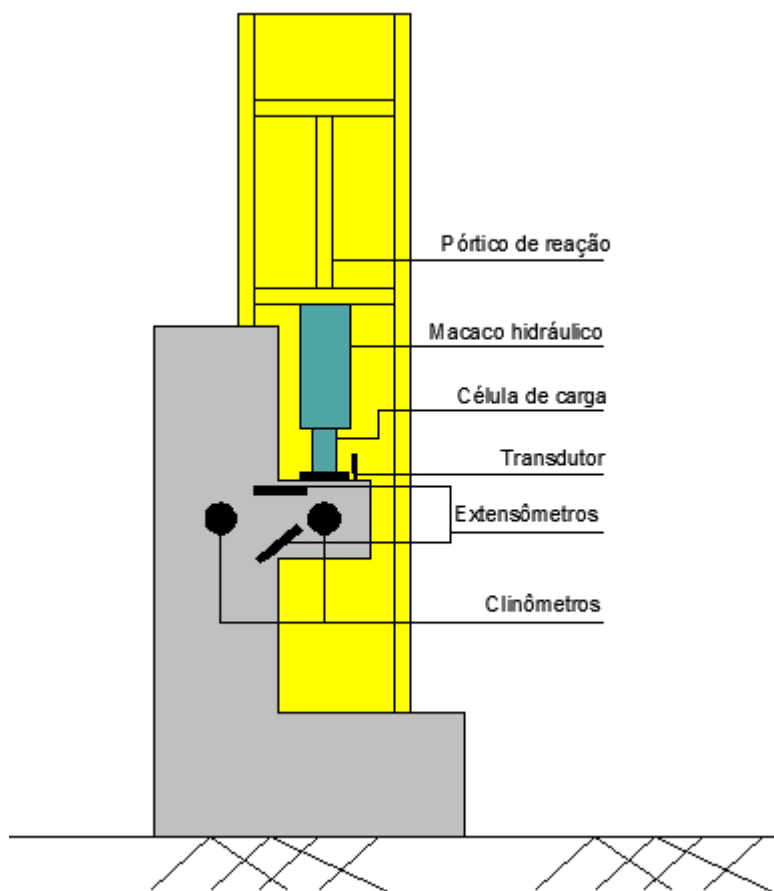
A armação do tirante principal dos consolos foi composta por barras nervuradas de 12,5mm, aço CA-50 com resistência ao escoamento igual a 556 MPa, de acordo com relatório fornecido pela fabricante das peças.

O adesivo químico utilizado é um adesivo de injeção para múltiplos tipos de instalação e possui adesão média igual a 15 MPa de baixa retração, para uso em concreto fissurado ou não.

## 5.5 INSTRUMENTAÇÃO

Para a obtenção de dados foram utilizados instrumentos como célula de carga, clinômetros, extensômetros de base removível e transdutores (LVDTs) conectados a um sistema de aquisição de dados. A Figura 5.14 mostra o esquema da instrumentação empregada nos ensaios.



**Figura 5.14 - Instrumentação empregada nos ensaios**

(Fonte: próprio autor)

Foram posicionados dois clinômetros no centro geométrico do consolo, um em cada face lateral, para a medida do giro do consolo. Foi colocado outro clinômetro, alinhado com o clinômetro do consolo no pilar, para a medida do giro do pilar, possibilitando, assim, a medida do giro relativo entre o consolo e o pilar.

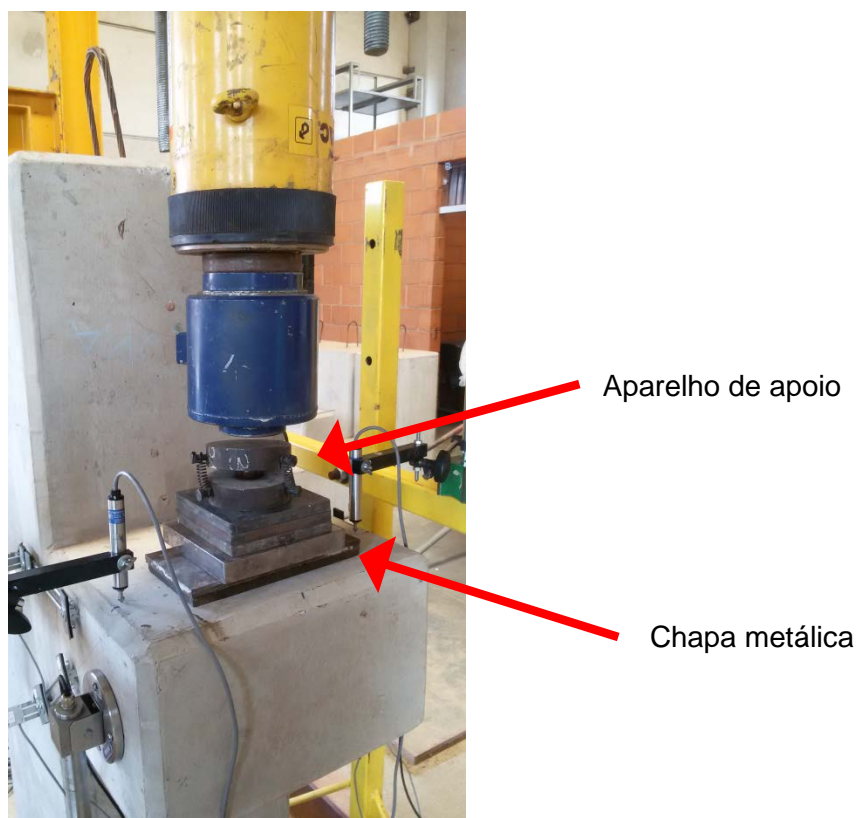
Nas duas faces laterais do consolo foram colocados extensômetros de base removível no nível da armadura do tirante e também inclinados, aproximadamente, na inclinação da biela para a obtenção de medidas de deslocamento relativo. Foram posicionados transdutores no consolo para a medição de deslocamentos lineares. A medição da força aplicada pelo macaco hidráulico foi feita através de uma célula de carga. A Figura 5.15 mostra o modelo instrumentado.

**Figura 5.15 - Modelo instrumentado**

(Fonte: próprio autor)

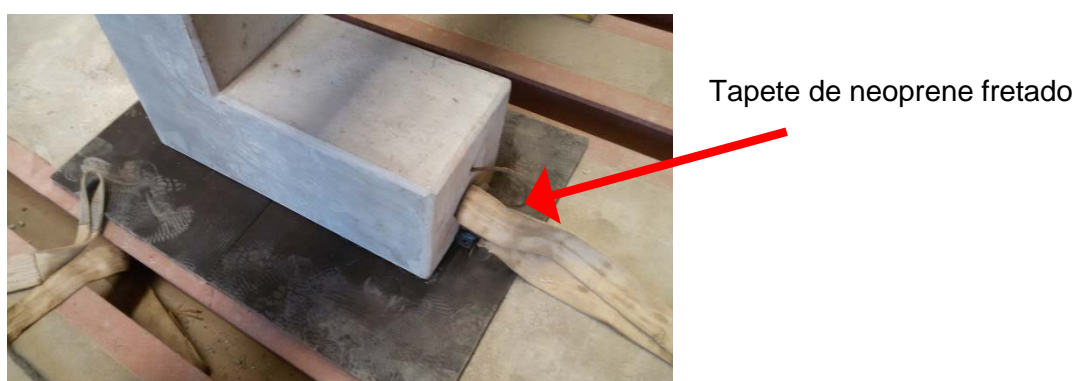
## 5.6 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O procedimento experimental consistiu no posicionamento da peça abaixo do pórtico de reação e aplicação do carregamento no consolo. Para regularizar a introdução de carga no consolo foram utilizadas chapas metálicas e uma rótula metálica. A chapa metálica em contato com o consolo possui dimensões de 20x30cm, simulando um aparelho de apoio sobre o consolo. A Figura 5.16 mostra o aparelho de apoio e a chapa metálica utilizada nos ensaios.

**Figura 5.16 - Aparelho de apoio e chapa metálica utilizados nos ensaios**

(Fonte: próprio autor)

Durante a montagem do ensaio, devido às irregularidades da peça de concreto e do piso do NETPRE, houve a necessidade de uma superfície regular e que permitisse uma certa acomodação para apoiar a peça. Então, utilizou-se um tapete de neoprene fretado abaixo da peça de concreto, como ilustrado na Figura 5.17. A configuração final do ensaio é mostrada na Figura 5.18.

**Figura 5.17 - Tapete de neoprene fretado**

(Fonte: próprio autor)

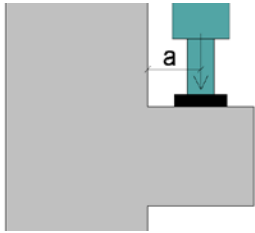
**Figura 5.18 - Configuração do ensaio**



(Fonte: próprio autor)

A Tabela 5-3 apresenta os valores das distâncias entre a face do pilar e o centro de aplicação da carga nos ensaios.

**Tabela 5-3 - Distância entre a face do pilar e o centro de aplicação da carga**

	Modelo	Tipo de ancoragem	Comprimento de ancoragem(cm)	a (cm)
	a	gancho 90°	25	18
	b	reta - adesivo químico	25	18
	c	reta - adesivo químico	20	17.5

(Fonte: próprio autor)

---

## 5.7 RESULTADOS

### 5.7.1 Modelo A

A primeira fissura do modelo ocorreu com aproximadamente 140 kN. O modelo atingiu a carga de 400 kN com uma fissura de flexão bem desenvolvida e então ocorreu o fendilhamento da biela. A abertura de fissuras no momento da ruptura foi de 1,3 mm. A Figura 5.19 mostra a ruptura do modelo A.

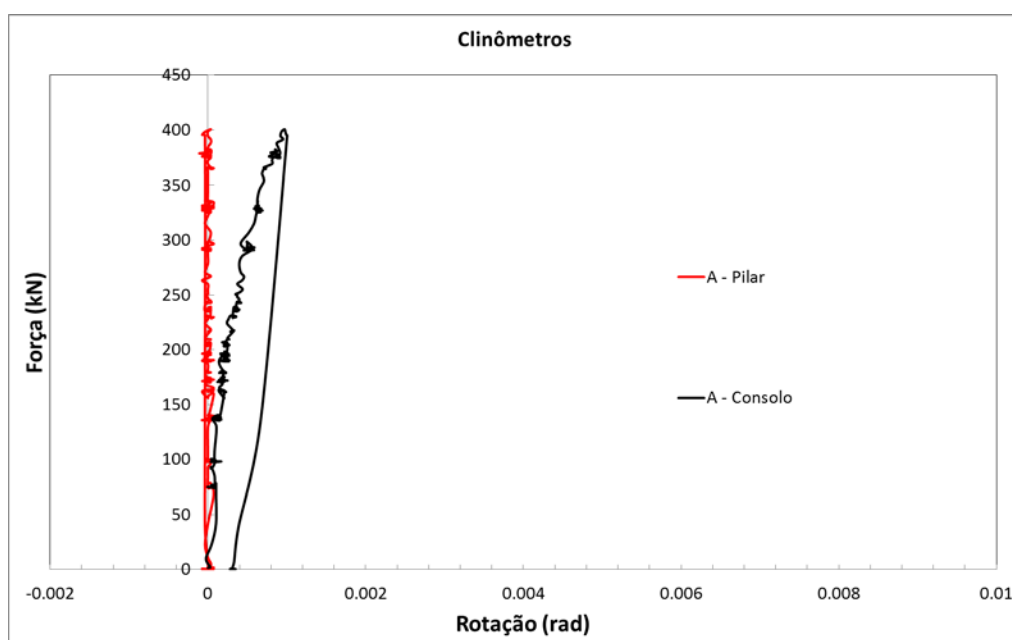
Os dados coletados na instrumentação do modelo A são apresentados na Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22. No caso dos instrumentos que foram posicionados nas 2 faces do consolos (clinômetros no consolo, extensômetros e transdutores) os resultados apresentados serão os resultados médios entre os medidos para cada face. Os extensômetros inclinados nos consolos apresentaram problemas durante a aquisição de dados e os resultados destes foram descartados.

**Figura 5.19 - Ruptura do modelo A**



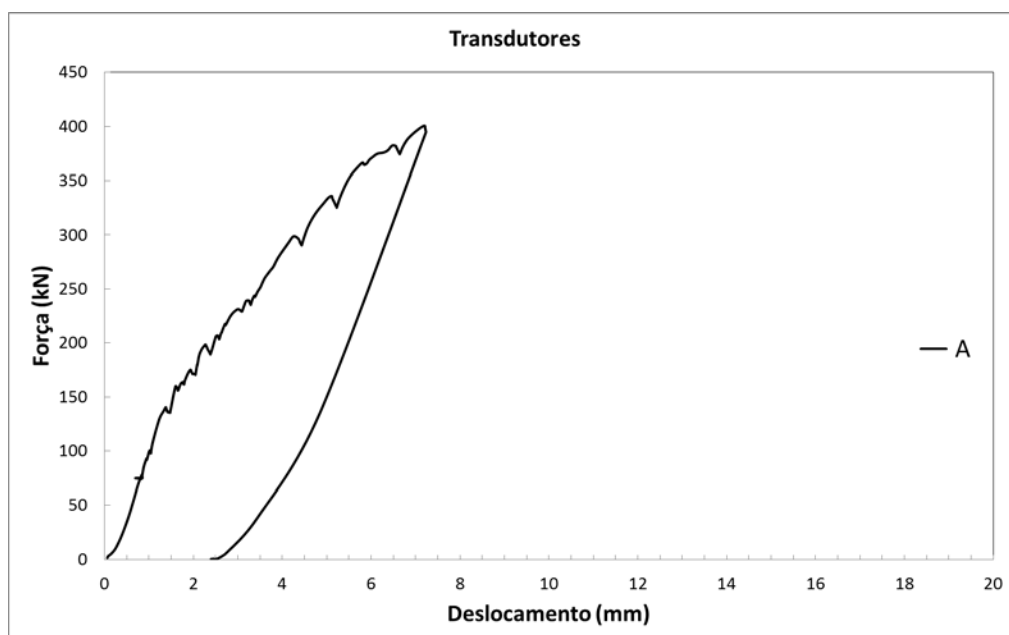
(Fonte: próprio autor)

Figura 5.20 - Medidas dos clinômetros - Modelo A

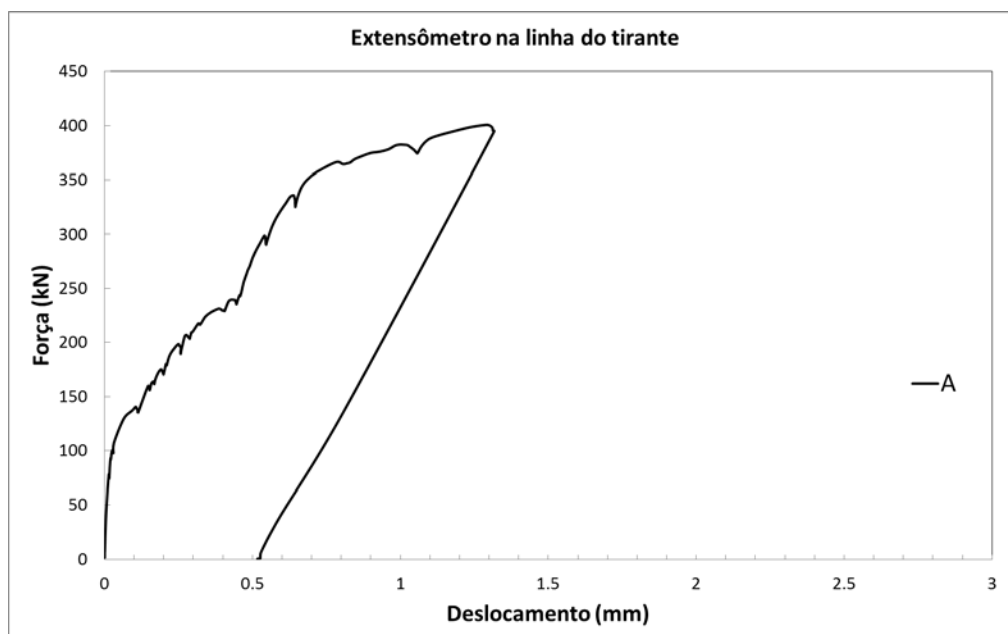


(Fonte: próprio autor)

Figura 5.21 - Medidas dos transdutores - Modelo A



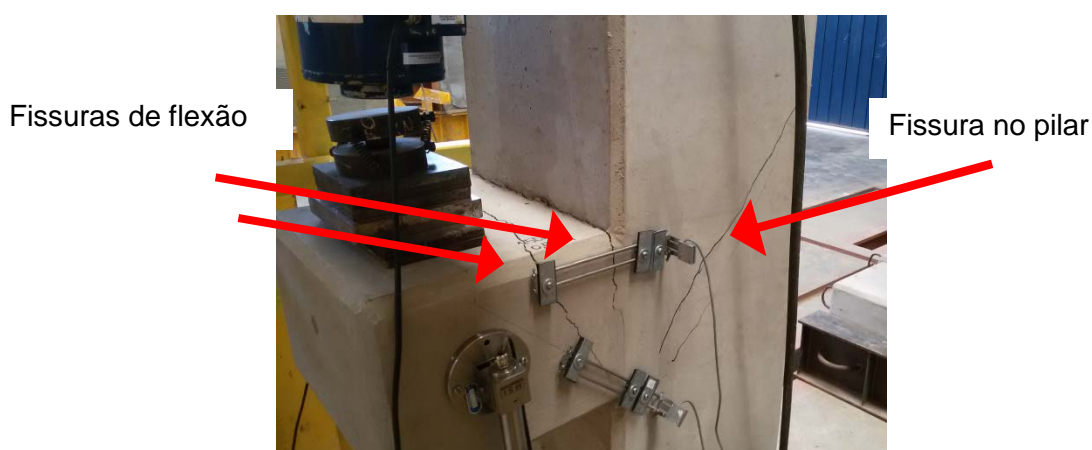
(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.22 - Medida dos extensômetros na linha do tirante - Modelo A**

(Fonte: próprio autor)

### 5.7.2 Modelo B

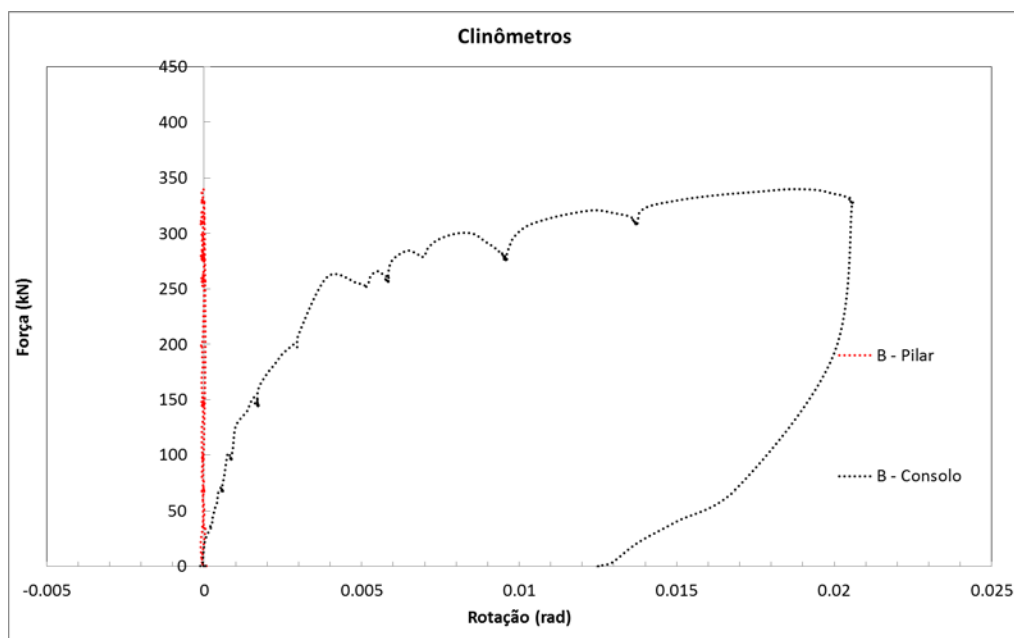
O modelo B teve a primeira fissura com o carregamento próximo a 70 kN. Atingiu a carga de 340 kN com uma fissura típica de flexão bem desenvolvida com abertura em torno de 5,5 mm e com o surgimento de uma segunda fissura de flexão. Com um carregamento de 300 kN formou-se uma fissura inclinada no pilar. O ensaio foi interrompido por questões de segurança. A Figura 5.23 mostra o modelo B após o ensaio e as fissuras citadas.

**Figura 5.23 - Modelo B após o ensaio**

(Fonte: próprio autor)

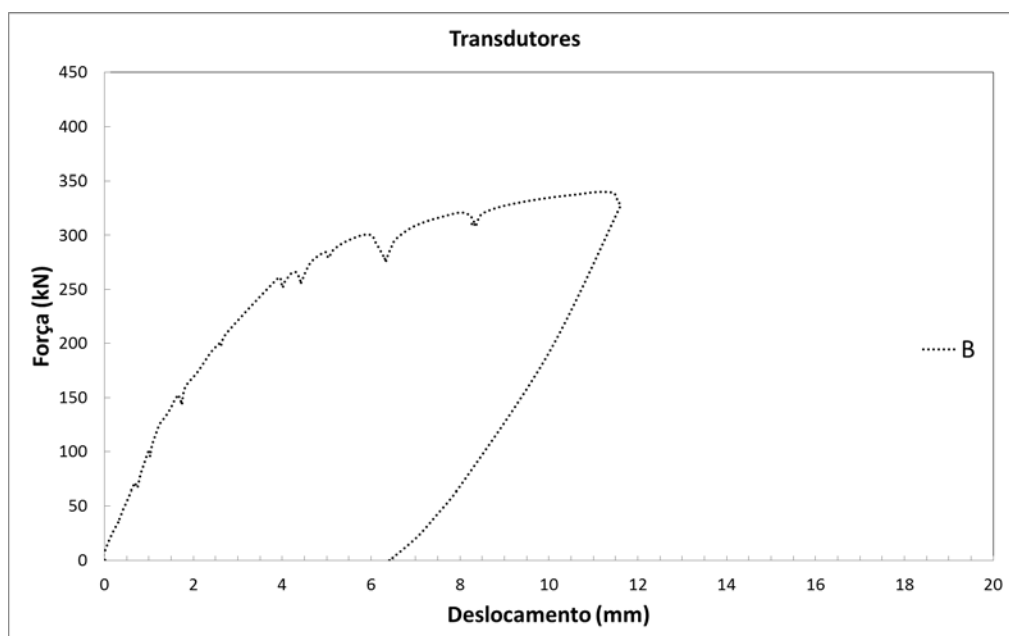
A Figura 5.24, Figura 5.25 e Figura 5.26 apresentam os dados coletados da instrumentação, de modo similar ao apresentado para o modelo A.

**Figura 5.24 - Medidas dos clinômetros - Modelo B**



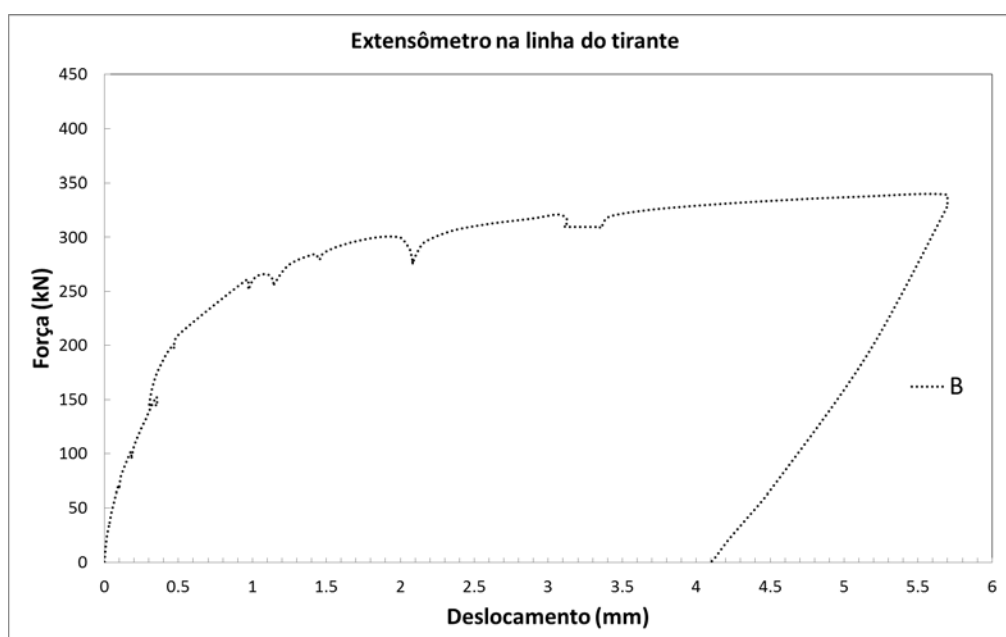
(Fonte: próprio autor)

**Figura 5.25 - Medida dos transdutores - Modelo B**



(Fonte: próprio autor)



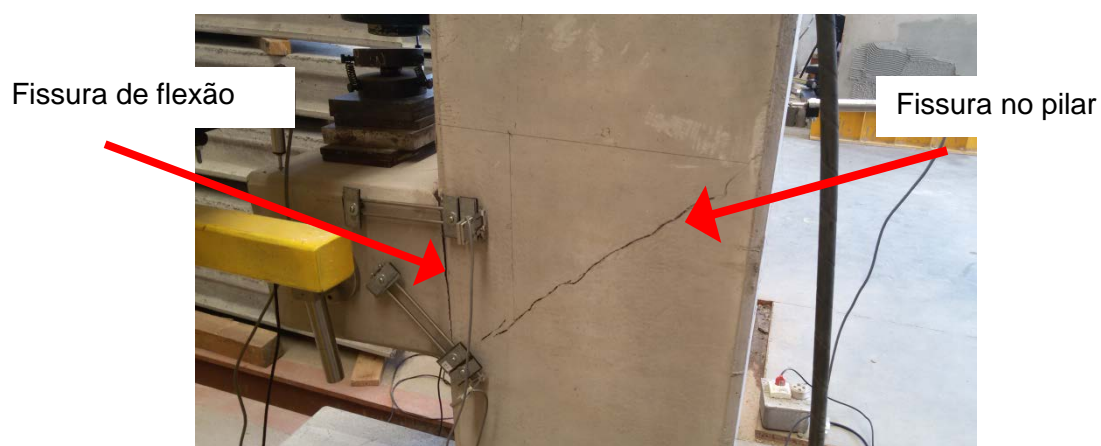
**Figura 5.26 - Medidas dos extensômetros na linha do tirante – Modelo B**

(Fonte: próprio autor)

### 5.7.3 Modelo C

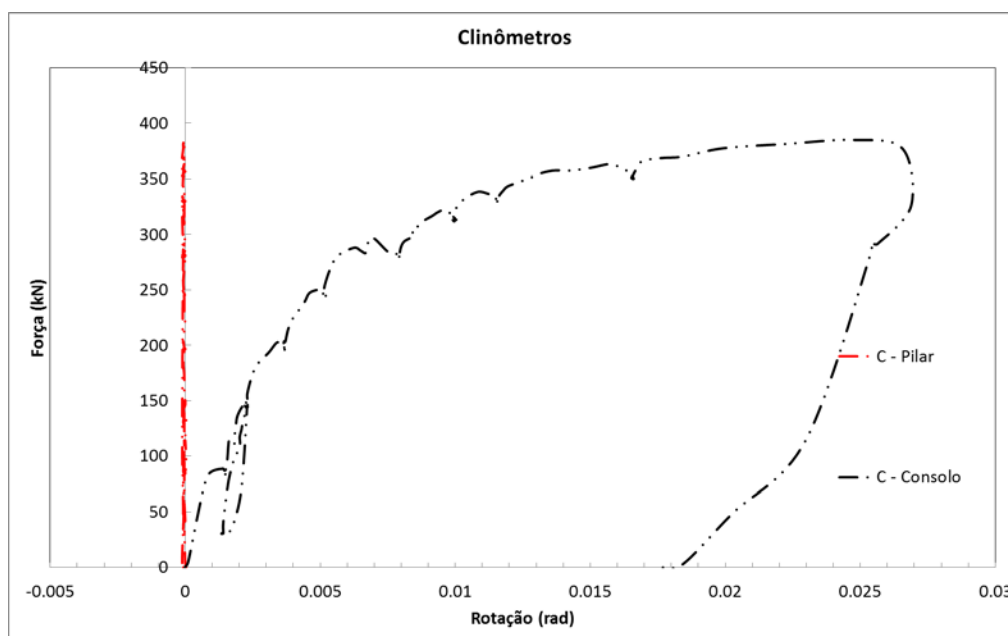
A primeira fissura no modelo C surgiu com o carregamento próximo de 80 kN, e, assim como nos modelos A e B, desenvolveu-se uma fissura típica de flexão. O modelo atingiu a carga de 377 kN com uma abertura de fissura de 5mm. Com uma carga de 290 kN surgiu uma fissura inclinada no pilar. Durante este ensaio foi feito um ciclo de carregamento e descarregamento próximo a carga de 150 kN para avaliar o comportamento do consolo mediante esta solicitação; o comportamento foi satisfatório uma vez que toda a deformação foi recuperada. Da mesma forma que no modelo B, o ensaio também foi interrompido. A Figura 5.27 mostra a ruptura do modelo C. A Figura 5.27, Figura 5.28, Figura 5.29 e Figura 5.30 trazem as medidas da instrumentação do modelo C.

Figura 5.27 - Ruptura do modelo C



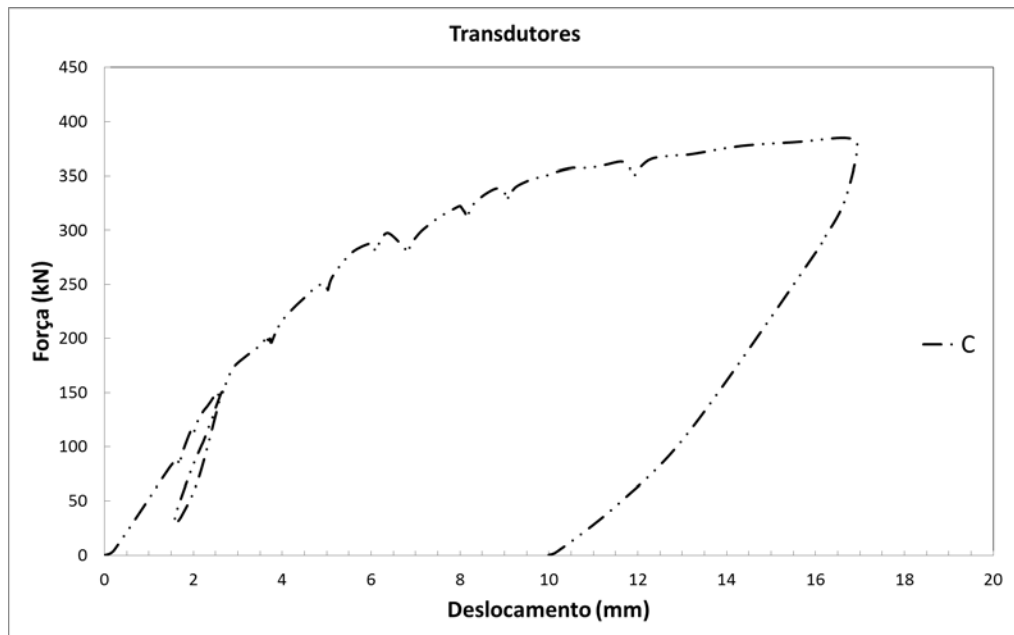
(Fonte: próprio autor)

Figura 5.28 - Medidas dos clinômetros - Modelo C



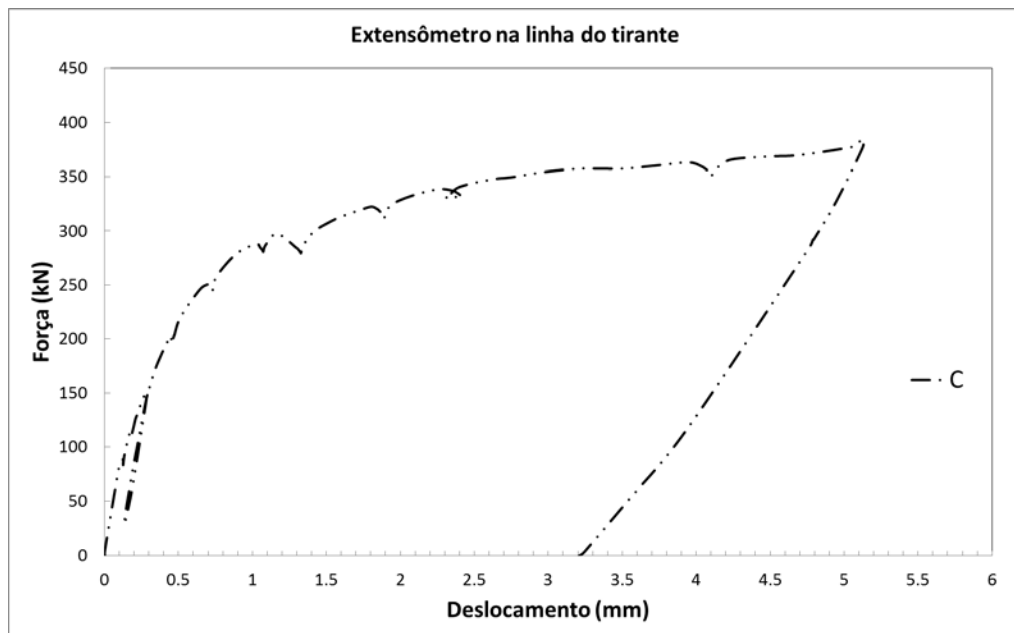
(Fonte: próprio autor)

Figura 5.29 - Medidas dos transdutores - Modelo C



(Fonte: próprio autor)

Figura 5.30 - Medida dos extensômetros na linha do tirante - Modelo C



(Fonte: próprio autor)

### 5.7.4 Análise e discussão dos resultados

Todos os modelos romperam por flexão como previsto em projeto. O modelo A apresentou fissuras de fendilhamento do concreto apenas depois de uma grande abertura da fissura de flexão, portanto pode-se considerar que o estado limite último atingido primeiro foi o de fissuração excessiva. A Tabela 5-4 apresenta os valores previstos de resistência para os modelos e a Tabela 5-5 a relação entre os valores experimentais e os valores previstos.

**Tabela 5-4 - Carga última prevista para os ensaios (kN) (sem coeficientes de segurança)**

<b>Modelo</b>	<b>HAGBERG (1983)</b>	<b>NBR 9062</b>	<b>Eurocode 2</b>	<b>ACI 318</b>	<b>Ensaio</b>
<b>A</b>	231.6	216.0	213.3	216.6	400
<b>B</b>	232.0	216.0	214.9	217.0	340
<b>C</b>	238.4	221.5	221.1	222.9	377

(Fonte: próprio autor)

**Tabela 5-5 - Relação entre força experimental e força prevista**

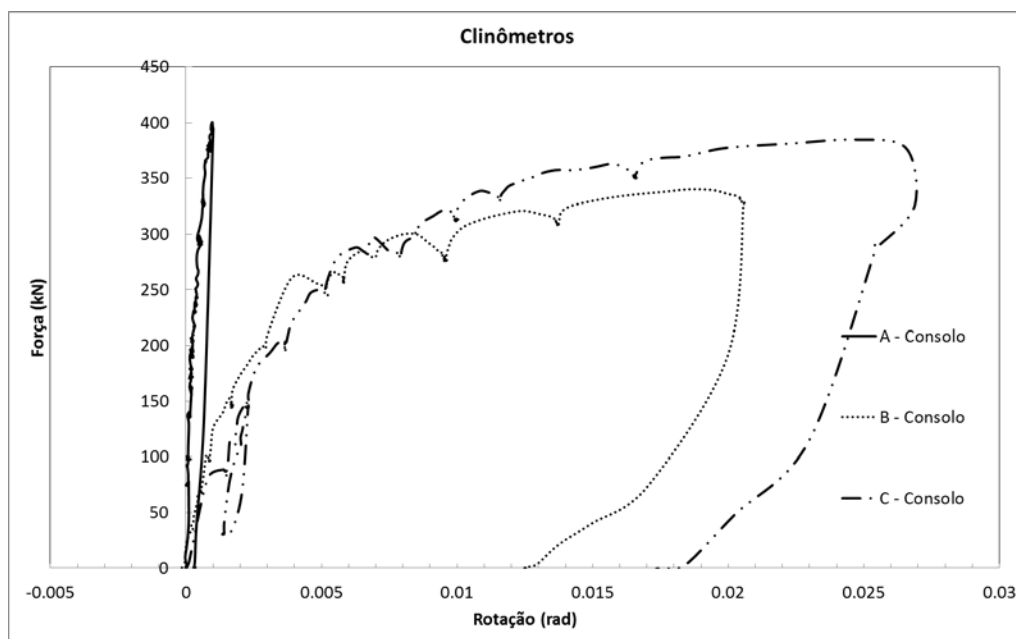
<b>Modelo</b>	<b>HAGBERG (1983)</b>	<b>NBR 9062</b>	<b>Eurocode 2</b>	<b>ACI 318</b>
<b>A</b>	1.73	1.85	1.88	1.85
<b>B</b>	1.47	1.57	1.58	1.57
<b>C</b>	1.58	1.70	1.71	1.69
<b>Média</b>	<b>1.59</b>	<b>1.71</b>	<b>1.72</b>	<b>1.70</b>

(Fonte: próprio autor)

Os valores dos ensaios se apresentaram sempre maiores que o previsto pelos modelos de cálculo e norma, variando de 1,6 a 1,7 vezes. Este fato pode ser explicado pelo endurecimento do aço e ganho de resistência após o patamar de escoamento, não considerado nos modelos de cálculo e também pela contribuição da armadura de costura na flexão.

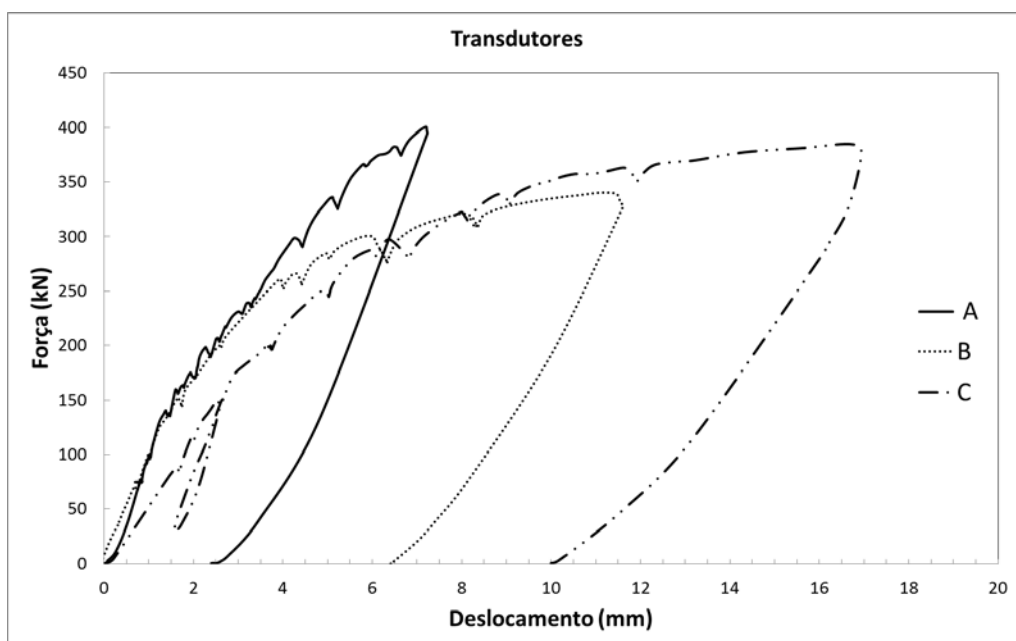
Na Figura 5.31, Figura 5.32 e Figura 5.33 são comparadas as curvas dos clinômetros, extensômetros e transdutores para os três modelos. Os resultados dos clinômetros no pilar serão omitidos no gráfico dos clinômetros, pois em todos os casos o pilar apresentou rotações muito baixas. Dessa forma, pode-se supor que o consolo teve comportamento de corpo rígido e que a rotação medida pelo clinômetro posicionado no consolo é praticamente a rotação relativa entre o pilar e o consolo.

Figura 5.31 - Comparação entre as medidas dos clinômetros



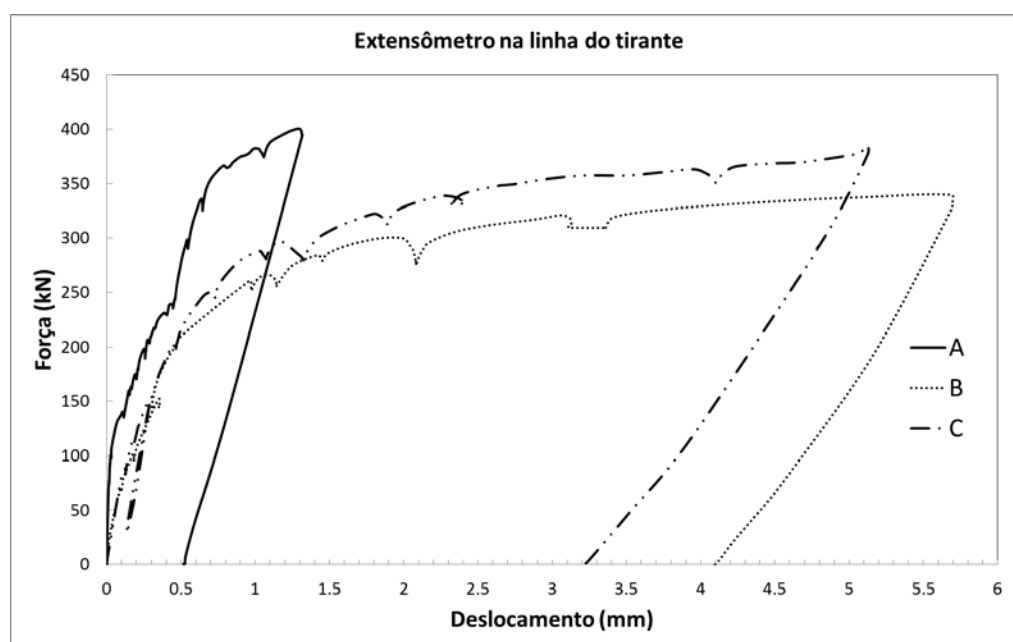
(Fonte: próprio autor)

Figura 5.32 - Comparação entre as medidas dos transdutores



(Fonte: próprio autor)

Figura 5.33 - Comparação entre as medidas dos extensômetros



(Fonte: próprio autor)

Os transdutores apresentaram nos modelos A e B medidas próximas até o carregamento de aproximadamente 230 kN, quando, então, a curva do modelo A se desgarra das demais e apresenta comportamento mais rígido. O modelo C apresenta deslocamentos maiores que os demais até aproximadamente 250 kN, a partir deste nível de carregamento segue com deslocamentos próximos ao do modelo B. As medidas dos transdutores apresentam uma diferença de rigidez menor entre os modelos em comparação com a medida dos clinômetros, isto se deve ao fato da medida do transdutor ser uma medida global, ou seja, imperfeições na peça de concreto e a acomodação do tapete de neoprene podem afetar as medidas dos transdutores. Apesar destes fatores, as medidas dos transdutores estão coerentes com os demais instrumentos e apresentam o comportamento mais rígido da peça monolítica (modelo A).

As medidas dos clinômetros mostram que o modelo A apresentou rotações menores em relação aos modelos com consolo pós-instalado (modelos B e C). Estes últimos apresentaram medidas de rotações próximas durante todo o ensaio, que evidenciam um claro comportamento mais rígido da peça monolítica. O fato das peças com consolo pós-instalado terem apresentado medidas próximas indicam que o comprimento de ancoragem não apresentou influência nas rotações dos modelos.

Os extensômetros na linha do tirante apresentaram medidas diretas da abertura de fissuras de flexão, maior nos modelos com consolo pós-instalado em relação ao monolítico. É importante notar que isto também aconteceu nos modelos com consolo pós-instalados ensaiados por Bellucio e El Debs (2013) e Costa (2009). O comprimento de ancoragem também não influenciou na abertura de fissuras, uma vez que os modelos com consolo pós-instalados (B e C) tiveram medidas próximas de abertura de fissuras.

As medidas dos clinômetros, dos transdutores e extensômetros indicam uma ruptura de forma dúctil, com grandes deformações dos modelos com consolo pós-instalado (modelos B e C).

Aplicando-se os coeficientes de segurança  $\gamma_c = 1,4$ , e  $\gamma_s = 1,15$  aos valores previstos pela NBR 9062, tem-se uma carga de projeto de aproximadamente 190 kN. Supondo-se que no carregamento de projeto está aplicado um  $\gamma_f = 1,4$ , pode-se estimar o carregamento de serviço de 136 kN. Desta forma, é possível avaliar a abertura de fissuras dos modelos para o carregamento de projeto e de serviço. A Tabela 5-6 apresenta a abertura de fissuras para estes níveis de carregamento. A Tabela 5-7 traz os limites de abertura de fissuras de acordo com a NBR 6118:2014 para o nível de carregamento de serviço.

**Tabela 5-6 - Abertura de fissura (mm)**

<b>Modelo</b>	<b>Carregamento</b>	
	<b>Serviço</b>	<b>Projeto</b>
<b>A</b>	0,11	0,26
<b>B</b>	0,29	0,41
<b>C</b>	0,24	0,40

(Fonte: próprio autor)

**Tabela 5-7 - Limite de abertura de fissuras em serviço (mm)**

Classe de agressividade ambiental I	0,4
Classe de agressividade ambiental II e III	0,3
Classe de agressividade ambiental IV	0,2

(Fonte: próprio autor)

O consolo monolítico apresentou abertura de fissuras abaixo dos limites exigidos para todas as classes de agressividade ambiental. Os modelos com consolo pós-instalado apresentaram abertura de fissuras abaixo dos limites para as classes de agressividade ambiental I, II e III e acima do limite da classe IV.

Não se observou falha de ancoragem da armadura do tirante nos modelos com consolo instalado com auxílio de adesivo químico, portanto o adesivo químico mostrou comportamento adequado e resistência em ambos os modelos.

O aparecimento da fissura inclinada no pilar nos modelos B e C atenta para o aparecimento de tensões de tração no pilar na região da ancoragem como descrito no modelo de bielas e tirantes, que prevê o comportamento dos modelos com ancoragem reta do tirante descrito no item 4.3.1. Isto é uma evidência que o modelo de bielas e tirantes pode ser adequado para este tipo de avaliação.



---

## 6. Considerações finais

### 6.1 CONCLUSÕES

O trabalho tratou do estudo de uma solução de consolo pós-instalado com auxílio de ancoragens químicas. Abordou-se uma revisão bibliográfica dos principais temas que cercam a solução proposta: comportamento de ligações, ancoragens químicas, consolos e modelos de bielas e tirantes. O trabalho também contém um estudo experimental realizado no NETPRE, onde foram ensaiados três modelos em escala real, sendo um modelo com consolo monolítico para efeito de comparação e dois modelos com consolo pós-instalado com auxílio de ancoragem química. Com base nos resultados dos experimentos foi possível avaliar o comportamento estrutural da solução proposta.

Com base neste estudo podem-se citar as seguintes conclusões:

- A normatização e o estabelecimento de ensaios de qualificação técnica de ancoragens químicas para o uso com fins estruturais é de suma importância para a segurança das estruturas que fazem uso das mesmas;
- O aparecimento de fissuras na região do pilar nos modelos com consolo pós-instalado mostrou que o equilíbrio entre bielas e tirantes na região da ancoragem se deu de forma diferente do que no caso do consolo monolítico, em que o tirante é ancorado com gancho;
- Os modelos com consolo pós-instalado apresentaram carga última ligeiramente menor (377 kN e 340 kN) que o consolo monolítico (400 kN), no entanto, ainda acima dos valores previstos por normas e procedimentos teóricos;
- Não houve diferenças significativas no comportamento entre os modelos com consolo pós-instalado (B e C), indicando que a variação do comprimento de ancoragem de 25 cm para 20 cm não teve influência no comportamento estrutural;

- 
- Os modelos com consolo pós-instalado apresentaram rigidez menor que o modelo com o consolo monolítico;
  - Os modelos com consolo pós-instalado apresentaram abertura de fissuras maior que o modelo com consolo monolítico, ainda assim abaixo dos limites estabelecidos pela NBR 6118:2014 para classes de agressividade ambiental I, II e III.

Assim, as evidências indicam que a alternativa de consolo pós-instalado com auxílio de ancoragem química apresentou comportamento estrutural satisfatório quando solicitado por carregamento monotônico de curta duração, alcançando carga ligeiramente menor que o consolo monolítico de forma dúctil.

O aparecimento da fissura no pilar atenta para uma nova distribuição de tensões na região da ancoragem do tirante. O modelo de bielas e tirantes mostrado no capítulo cinco evidencia o surgimento de tensões de tração na região da ancoragem. Para combater estas tensões de tração, sugere-se que sejam feitos ensaios com estribos na região próxima da ancoragem do tirante para avaliar a efetividade desta medida.

O comportamento para o carregamento em serviço também é satisfatório, mas são necessários maiores estudos no sentido de reduzir a abertura de fissura na interface consolo-pilar.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros tem-se:

- Extensão do programa experimental ao uso de diferentes tipos de adesivo químico;
- Extensão do programa experimental para consolos com diferentes relações  $a/d$  e diferentes comprimentos de ancoragem do tirante;
- Estudo da região da junta de concretagem entre o concreto do pilar e o do consolo pós-instalado, no sentido de avaliar a influência desta junta na abertura da fissura de flexão;

- Estudo da influência de estribos na região próxima à ancoragem dos consolos pós-instalados com auxílio de adesivo químico;
- Modelagem numérica da região da ancoragem com o intuito de avaliar o real comportamento e distribuição de tensões na região da ancoragem;
- Avaliação do comportamento da solução quando solicitada por carregamentos de longa duração e também por cargas cíclicas;
- Avaliação do efeito da menor rigidez do consolo pós-instalado quando for utilizado em conjunto com ligações soldadas.

---

## Referências Bibliográficas

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 318, **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary**, Farmington Hills, MI, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 318, **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary**, Farmington Hills, MI, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 355, **Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary**, Farmington Hills, MI, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

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

BELLUCIO, E. K.; EL DEBS, M. K., **Proposta de execução de consolos moldados em etapa separada dos pilares pré-moldados**, 3o. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado, São Carlos, 2013.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. **EN 1992-1-1:2004**. Eurocode 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2004.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB FIP Model code 1990**, CEB Bulletin 213-214, Thomas UK: Telford Ltd., 1993.

COSTA, J. B.. **Estudo Experimental de Consolos de Concreto com Fibras Moldados em Etapas Distintas dos Pilares**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2009.

CHARNEY, F. A.; KAMALIKA, P. G. T.; SILVA, J., **Recommended Procedures for Development and Splicing of Post-Installed Bonded Reinforcing Bars in Concrete Structures**, ACI Structural Journal, V. 110, No. 3 , pp. 437-446, 2013.

COOK, R. A.; DOERR, G. T.; KLINGNER, R. E., **Bond Stress Model for Design of Adhesive Anchors**, ACI Structural Journal, V. 90, No. 5, pp. 514-524, 1993.

---

COOK, R. A.; KUNZ, J.; FUCHS, W.; KONZ, R. C., **Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete**, ACI Structural Journal, V. 103, No. 1, pp. 9-26, 1998.

DAVIS, T.M., **Sustained load performance of adhesive anchor systems in concrete**, Tese, University of Florida, 2012.

EL DEBS, M. K., **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 441 p., 2000.

ELIGEHAUSEN, R.; COOK, R.A.; APPL, J., **Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors** ACI Structural Journal, V. 103, No. 6, pp. 822-831, 2006.

ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R.; SILVA, J.F., **Anchorage in Concrete Construction** Alemanha– Berlim, 1.ed Ernst & Sohn GmbH & Co. KG , 382 p., 2006.

ELLIOT, K.S., **Precast Concrete Structures**. Inglaterra – Oxford, 1. ed. Butterworth Heinemann, 2002.

ETAG001: **Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete**, Part 5: Bonded Anchors, European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Brussels, Belgium, 2008.

SAD, F.K., **Consolos Curtos de Concreto de Alta Resistência**, Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.

FATTUHI, N. I., **SFRC corbel tests**, ACI Journal, p. 119-123, 1987.

FATTUHI, N. I., **Column-load effect on reinforced concrete corbels**, Journal of Structural Engineering, v. 116, n1, p. 188-197, 1987.

FATTUHI, N. I.; HUGHES, B. P., **Ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fiber or stirrups**, ACI Materials Journal, v. 86, n.6, p. 644-651, 1989.

FERREIRA, M.A. **Notas de aula da disciplina CIV 251**, São Carlos, 2011.

FEDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. FIB (CEB-FIB) – Guide to good practice: **Structural connections for precast concrete buildings**. Lausanne, 2008.

FOSTER, S. J.; POWELL, R. E.; SELIM, H. S., **Performance of High-Strength Concrete Corbels**, ACI Structural Journal, V. 93, No. 5, p. 555-563, 1996.

FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. **Die bewehrung von Konsolen und gedrunenen Balken. Beton und Stahlbetonbau**, v. 58, n. 5, p. 112-120, 1963.

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J. E., **Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete**, ACI Structural Journal, V. 92, No.1, pp. 73-94, 1995.

---

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Ed. Pini, 382p, 2000.

HAGBERG, T., **Design of Concrete Brackets: On the Application of the Truss analogy**. ACI Journal, 1983.

HAMAD, B.S; HAMMOUD, R.A; KUNZ, J. **Evaluation of Bond Strength of Bonded-In or Post-Installed Reinforcement** ACI Structural Journal, V. 103, No. 2, pp. 207-218., 2006.

HERMANSEN, B. R.; COWAN, J., **Modified Shear Friction Theory for Bracket Design**, ACI JOURNAL, Proceedings V.71, No.2, pp. 55-60, 1974.

Hilti **Post installed rebar connections** Manual B 2.11, Hilti Corp., Principality of Liechtenstein, 69 p., 2010.

ICC-ES AC-308, **Acceptance Criteria for Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete**, ICC Evaluation Services, Inc., Whittier, Calif., 2005.

ICC-ES AC-308, **Acceptance Criteria for Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete**, ICC Evaluation Services, Inc., Whittier, Calif., 2012.

JENSEN, B.C, **Reinforced concrete corbels - some exact solutions**, IABSE reports of the working commissions, p. 293-300, 1979.

KRIZ, L. B.; RATHS, C.H., **Connections in precast concrete structures - Strength of corbels**. PCI Journal, v. 10, n. 1, p. 16-61, 1965.

LU, W.Y.; LIN, I.J.; HWANG, S.J., **Shear strength of reinforced concrete corbels**. Magazine of Concrete Research, v. 61, n. 10, p. 807-813, 2009.

MACHADO, C. P., **Consolos Curtos e Muito Curtos de Concreto Armado**, Tese (Doutorado), Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1998.

MACHADO, C.P.; PIMENTA, P. M. **Consolos Curtos de Concreto Armado: Melhoramento de Modelos Clássicos e Novos Critérios de Análise**. In: IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2000. (CD-ROM)

MAHREHOLTZ, C. **Experimental Performance and Recommendations for Qualification of Post-installed Anchors for Seismic Applications**, Dissertação, University of Stuttgart; 2012.

MAST, R. F., **Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections**, Proceedings, ASCE, V. 94. ST6, p. 1485-1504, 1968.

NAEGELI, C. H., **Estudo experimental de consolos em concreto armado**, Dissertação (Mestrado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

NAEGELI, C. H., **Estudo de consolos em concreto armado**, Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F.R., **Dimensionamento de consolos de concreto com o auxílio de modelos de bielas e tirantes – Parte I: fundamentos**, Revista Técnica, São Paulo, 192 ed., p 50-56, 2013.

SOMERVILLE, G., **Behavior and Design of Reinforced Concrete Corbels**, Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Detroit, pp. 477-502, 1974.

SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K. **Design and detailing of structural concrete using strut and tie models**. The Structural Engineer, v. 69, n. 6, p. 113-125, 1991.

TORRES, F. M., **Análise teórico-experimental de consolos de concreto armado**, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.

TR023, **Assessment of Post-Installed Rebar Connections**, ETA Technical Report, European Organization for Technical Approvals (EOTA), Brussels, Belgium, 20 pp, 2006.

HWANG, S. J.; LU, W. Y.; LEE, H. J., **Shear Strength Prediction for Reinforced Concrete Corbels**, ACI Structural Journal, V. 97, No. 4, p. 543-552, 2000.

YOUNG, Y. K.; BALAGURU, P., **Behavior of reinforced high strength concrete corbels**, Journal of Structural Engineering, v. 120, n4, p. 1182-1201, 1994.

YOUNG, Y. K.; MCCLOSKEY, D. H.; NAWY, E. G., **Reinforced Corbels of High Strength Concrete, High-Strength Concrete**, SP-87, American Concrete Institute, Detroit, p.197-212, 1985.

ZHANG, L. X. B., HSU, T. T. C., **Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements**, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 124, No. 1, pp. 24-34, 1998.

# Apêndice A – Planilhas para a resolução do exemplo numérico

ACI - Capítulo 25										Eurocode + EOTA TR-023									
db	cb	f'c	$\tau_{eq}$	F	Fbd	$\sigma_{sd}$	$\phi$	lbrqd	Cd	$\phi$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	Produto	F		
mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm						$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5$	N		
12.5	75	50	5.91	6956	3.70	16.91	12.50	10	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	6224		
12.5	75	50	5.91	13912	3.70	33.83	12.50	20	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	12448		
12.5	75	50	5.91	20867	3.70	50.74	12.50	30	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	18672		
12.5	75	50	5.91	27823	3.70	67.66	12.50	40	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	24896		
12.5	75	50	5.91	34779	3.70	84.57	12.50	50	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	31120		
12.5	75	50	5.91	41735	3.70	101.49	12.50	60	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	37944		
12.5	75	50	5.91	48691	3.70	118.40	12.50	70	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	43568		
12.5	75	50	5.91	55647	3.70	135.31	12.50	80	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	49791		
12.5	75	50	5.91	62602	3.70	152.23	12.50	90	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	56015		
12.5	75	50	5.91	69558	3.70	169.14	12.50	100	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	62239		
12.5	75	50	5.91	76514	3.70	186.06	12.50	110	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	68463		
12.5	75	50	5.91	83470	3.70	202.97	12.50	120	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	74687		
12.5	75	50	5.91	90426	3.70	219.89	12.50	130	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	80911		
12.5	75	50	5.91	97382	3.70	236.80	12.50	140	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	87135		
12.5	75	50	5.91	104337	3.70	253.71	12.50	150	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	93359		
12.5	75	50	5.91	111293	3.70	270.63	12.50	160	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	99583		
12.5	75	50	5.91	118249	3.70	287.54	12.50	170	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	105807		
12.5	75	50	5.91	125205	3.70	304.46	12.50	180	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	112031		
12.5	75	50	5.91	132161	3.70	321.37	12.50	190	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	118255		
12.5	75	50	5.91	139117	3.70	338.29	12.50	200	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	124479		
12.5	75	50	5.91	146072	3.70	355.20	12.50	210	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	130703		
12.5	75	50	5.91	153028	3.70	372.11	12.50	220	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	136926		
12.5	75	50	5.91	159984	3.70	389.03	12.50	230	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	143150		
12.5	75	50	5.91	166940	3.70	405.94	12.50	240	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	149374		
12.5	75	50	5.91	173896	3.70	422.86	12.50	250	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	155598		
12.5	75	50	5.91	180852	3.70	439.77	12.50	260	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	161822		
12.5	75	50	5.91	187807	3.70	456.69	12.50	270	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	168046		
12.5	75	50	5.91	194763	3.70	473.60	12.50	280	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	174270		
12.5	75	50	5.91	201719	3.70	490.51	12.50	290	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	180494		
12.5	75	50	5.91	208675	3.70	507.43	12.50	300	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	186718		
12.5	75	50	5.91	215631	3.70	524.34	12.50	310	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	192942		
12.5	75	50	5.91	222587	3.70	541.26	12.50	320	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	199166		
12.5	75	50	5.91	229542	3.70	558.17	12.50	330	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	205390		
12.5	75	50	5.91	236498	3.70	575.09	12.50	340	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	211614		
12.5	75	50	5.91	243454	3.70	592.00	12.50	350	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	217838		
12.5	75	50	5.91	250410	3.70	608.91	12.50	360	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	224061		
12.5	75	50	5.91	257366	3.70	625.83	12.50	370	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	230285		
12.5	75	50	5.91	264322	3.70	642.74	12.50	380	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	236509		
12.5	75	50	5.91	271277	3.70	659.66	12.50	390	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	242733		
12.5	75	50	5.91	278233	3.70	676.57	12.50	400	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	248957		
12.5	75	50	5.91	285189	3.70	693.49	12.50	410	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	255181		
12.5	75	50	5.91	292145	3.70	710.40	12.50	420	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	261405		
12.5	75	50	5.91	299101	3.70	727.31	12.50	430	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	267629		
12.5	75	50	5.91	306057	3.70	744.23	12.50	440	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	273853		
12.5	75	50	5.91	313012	3.70	761.14	12.50	450	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	280077		
12.5	75	50	5.91	319968	3.70	778.06	12.50	460	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	286301		
12.5	75	50	5.91	326924	3.70	794.97	12.50	470	62.5	12.5	1	0.40	1	1	1	0.7	292525		



