

VINICIUS COSTA CORREIA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO USO DE FIBRAS DE
AÇO E DE ESTRIBOS NO COMPORTAMENTO DA
ANCORAGEM DE BARRAS**

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

Linha de Pesquisa:

Estruturas de Concreto e Alvenaria

Orientadora: Prof. Assoc. **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCE EL DEBS**

VERSÃO CORRIGIDA

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

São Carlos – São Paulo
2012

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

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Atendimento ao Usuário
do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

C824e Correia, Vinicius Costa.
Estudo da influência do uso de fibras de aço e de estribos no comportamento da ancoragem de barras. / Vinicius Costa Correia; orientadora Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs. São Carlos, 2012.

Dissertação - Mestrado (Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Ciências da Engenharia de Estruturas)-- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

1. Aderência. 2. Ensaio de arrancamento. 3. Fibras. 4. Ancoragem. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **VINICIUS COSTA CORREIA**.

Título da dissertação: "Estudo da influência do uso de fibras de aço e de estribos no comportamento da ancoragem de barras".

Data da defesa: 01/06/2012

Comissão Julgadora:

Resultado:

Profª. Associada **Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs (Orientadora)** APROVADO
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Armando Lopes Moreno Júnior**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADO

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

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

Aos meus pais, Angélica e Correia, por
toda dedicação e confiança em mim
depositados.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me dar sabedoria e ter possibilitado a conclusão de mais uma etapa importante em minha vida.

À professora Ana Lúcia, pela orientação e apoio ao longo deste trabalho.

Aos meus pais, José Correia Neto e Maria Angélica Costa Correia. Muito obrigado pelos ensinamentos e incentivo durante toda a minha vida. Agradeço também à minha irmã, Lívia, por toda amizade e carinho.

À Suzana, agradeço por todos estes anos em que estamos juntos, em particular pelos dois últimos, pela compreensão e companheirismo.

À todos os meus amigos, que de alguma forma, contribuíram para a realização desta conquista.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da EESC, pelas contribuições e colaboração durante os ensaios.

Aos colegas do departamento de Engenharia de Estruturas, em especial à Adauri, Alessandra, Alexandre, Arnaldo, Danieli, David, Ênio, Fábio, Gisele, Larissa, Olívia, Patrícia e Wagner.

À Universidade Federal de Sergipe, pela formação acadêmica.

Ao professor Josafá de Oliveira Filho e ao Eng. Euler Wagner F. Santos, que foram de fundamental importância para o meu interesse pela engenharia de estruturas, o que me fez ingressar no mestrado.

À Geotec, em especial Demóstenes e Carlos. O período de estágio com vocês foi de grande aprendizado, o que influenciou de maneira significativa o meu desenvolvimento profissional.

Ao CNPQ, pela bolsa de mestrado, que possibilitou a realização desta pesquisa.

Enfim, à todos que direta ou indiretamente participaram desta fase da minha vida.

“Há duas formas de conhecimento: ou dominamos o assunto, ou sabemos onde encontrá-lo”

(Samuel Johnson).

RESUMO

CORREIA, V. C. **Estudo da influência do uso de fibras de aço e de estribos no comportamento da ancoragem de barras**. 2012. 166p. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

O comportamento estrutural do concreto armado depende da união entre o concreto e a armadura. Esta união se estabelece por meio da aderência, que funciona como um mecanismo de transferência de tensões e garante a compatibilidade de deformações entre a armadura e o concreto. Este trabalho tem como objetivo investigar os efeitos da adição de fibras de aço e armadura transversal no comportamento da ancoragem. A investigação experimental foi feita por meio de dois tipos de ensaio de arrancamento de barras, sendo eles o modelo-padrão do RILEM-CEB-FIP e modelo proposto pelo autor, este considerando barras de pontas retas e com ganchos de 90°. Todos os modelos utilizaram comprimento aderente igual a cinco vezes o diâmetro da barra. As armaduras longitudinais eram compostas por barras de 10 mm e 16 mm e a resistência à compressão média do concreto era igual a 50 MPa no dia do ensaio. Foram utilizadas fibras de aço com ganchos nas extremidades, com relação de aspecto igual a 65, comprimento igual a 35 mm e fração volumétrica de 2% (157 Kg/m³). Também foram realizadas comparações com modelos teóricos, analisados através do estudo de bibliografias existentes e das normas NBR 6118:2003 e ACI-318-08. Os resultados experimentais mostraram que os estribos e as fibras exercem influência significativa na resistência ao fendilhamento do concreto. Observou-se ainda que, para os corpos de prova com barras de aço de 10 mm e 16 mm com pontas retas, as fibras estudadas exerceram pequena influência na resistência ao arrancamento.

Palavras-chave: Aderência, Ensaio de arrancamento, Fibras, Ancoragem.

ABSTRACT

CORREIA, V. C. Study of the influence of steel fibers and stirrups on the behavior of the anchorage of bars. 2012. 166p. Thesis (master) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

The structural behavior of reinforced concrete depends on connection behavior of concrete and steel. This union is established by means of bond, which serves as a mechanism to transfer forces and ensure the compatibility of deformation between the reinforcement and the concrete. This research aims investigating the effects of the use of steel fibers and stirrups on the behavior of the anchorage. An experimental investigation was carried out by means of pull-out tests according to the RILEM-CEB-FIP standard model and pull-out tests of straight and with 90° hooked bars, with a bonded length of five times the bar diameter. The longitudinal reinforcement bars were of 10 mm and 16 mm and concrete compressive strength was 50 MPa at the day of test. Steel fibers with hooked ends, aspect ratio of 65, and length of 35 mm and volumetric fraction of 2% (157 kg /m³) were used. Comparisons with theoretical models, analyzed through the literature review and recommendations of NBR 6118:2003 and ACI-318-08 were also performed. The experimental results showed that the stirrups and the fibers have significant influence on the cracking of the concrete. It was also observed that, for the specimens with steel bars of 10 mm and 16 mm with straight anchorage, the fibers had small influence on the pull-out resistance.

Keywords: Bond, Pull-Out test, Fibers, Anchorage

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 – OBJETIVOS.....	2
1.3 - JUSTIFICATIVA.....	2
1.4 - METODOLOGIA.....	2
1.5 – ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 – ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	5
2.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	5
2.2 - TENSÃO DE ADERÊNCIA.....	7
2.3 – FISSURAÇÃO E ADERÊNCIA.....	8
2.4 – ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA.....	10
2.4.1 – <i>ENSAIO DE ARRANCAMENTO (PULL-OUT TEST)</i>	10
2.4.1.1 – <i>ENSAIO DE ARRANCAMENTO RILEM-FIP-CEB (1973)</i>	17
2.4.2 – <i>ENSAIO DE VIGA</i>	18
2.4.3 – <i>ENSAIO DAS QUATRO BARRAS</i>	19
2.4.4 – <i>ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA</i>	20
2.5 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS SOBRE RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA.....	21
2.5.1 – <i>NBR 6118:2003</i>	21
2.5.2 – <i>ACI 318:2008</i>	23
2.6 – MODOS DE RUÍNA.....	25
2.7 – ZONAS DE ADERÊNCIA.....	28
2.8 – MODELOS TEÓRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO.....	29
2.8.1 – <i>MODELO DO CEB/FIP 90</i>	29
2.8.2 – <i>HUANG et al. (1996)</i>	31
2.8.3 – <i>BARBOSA (2001)</i>	32
2.8.4 – <i>ALMEIDA FILHO (2006)</i>	33
2.8.5 – <i>HARAJLI et al (1995)</i>	34
2.8.6 – <i>SIMPLÍCIO (2008)</i>	35
2.9 – O CONCRETO E AS FIBRAS.....	39

2.9.1 – GENERALIDADES.....	39
2.9.2 – FIBRAS DE AÇO.....	41
3 – ANCORAGEM	45
3.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	45
3.2 – ANCORAGEM DE ARMADURA PASSIVA POR ADERÊNCIA	45
3.2.1 – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM BÁSICO	46
3.2.2 – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO.....	47
3.2.3 – PROLONGAMENTO RETILÍNEO DA BARRA OU GRANDE RAIOS DE CURVATURA.....	47
3.2.4 – GANCHOS DAS ARMADURAS DE TRAÇÃO.....	48
3.2.5 – ARMADURA TRANSVERSAL NA ANCORAGEM.....	50
3.2.6 – EFEITO DA ARMADURA TRANSVERSAL NA ANCORAGEM.....	50
3.3 – ANCORAGEM NOS APOIOS.....	51
3.3.1 – DECALAGEM DO DIAGRAMA DE FORÇA NO BANZO TRACIONADO.....	52
3.3.1.1 – MODELO DE CÁLCULO I.....	52
3.3.1.2 – MODELO DE CÁLCULO II.....	52
3.3.2 – ANCORAGEM DA ARMADURA DE TRAÇÃO NOS APOIOS EXTREMOS	53
4 – INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL	55
4.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	55
4.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	55
4.3 – MATERIAIS UTILIZADOS	58
4.3.1 – CIMENTO	58
4.3.2 – SÍLICA ATIVA.....	59
4.3.3 – AGREGADOS	60
4.3.4 – ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE.....	62
4.3.5 – FIBRAS.....	62
4.3.6 – ÁGUA	63
4.4 – DOSAGEM DOS MATERIAIS	63
4.5 – PROCEDIMENTO DE MISTURA	64
4.6 – MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA.....	64
4.7 – CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO.....	65
4.7.1 – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO.....	65
4.7.2 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO	66

4.7.2.1 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	66
4.7.2.2 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	66
4.7.2.3 – MÓDULO DE ELASTICIDADE	67
4.7.2.4 – TENACIDADE À FLEXÃO	68
4.8 – CARACTERIZAÇÃO DO AÇO	70
4.9 – GEOMETRIA DOS MODELOS	70
4.9.1 – <i>MODELO DE ARRANCAMENTO SEGUNDO O RILEM-FIP-CEB</i>	70
4.9.2 – <i>MODELO DE ARRANCAMENTO PROPOSTO</i>	72
4.9.2.1 – MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA SEM GANCHO.....	72
4.9.2.2 – MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA COM GANCHO.....	76
4.10 – INSTRUMENTOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	79
4.11 – PROBLEMAS QUE CULMINARAM NA MUDANÇA DO MODELO PROPOSTO	83
4.12 – MODELO PROPOSTO MODIFICADO	86
4.12.1 – <i>MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA SEM GANCHO</i>	86
4.12.2 – <i>MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA COM GANCHO</i>	88
5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	93
5.1 – PROPRIEDADES DO CONCRETO E DO AÇO	93
5.2 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE ACORDO COM O RILEM-FIP-CEB (1973). 94	
5.2.1 – <i>FORMA DE RUPTURA</i>	94
5.2.2 – <i>CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO</i>	95
5.2.3 – <i>RESULTADOS EXPERIMENTAIS X MODELOS TEÓRICOS</i>	98
5.2.4 – <i>RESULTADOS EXPERIMENTAIS X NORMALIZAÇÕES</i>	100
5.2.5 – <i>OUTRAS FORMULAÇÕES PARA O CÁLCULO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA</i>	101
5.3 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO PROPOSTO	103
5.3.1 – <i>FORMA DE RUPTURA</i>	103
5.3.2 – <i>CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO</i>	104
5.3.2.1 – 1ª SÉRIE	104
5.3.2.2 – 2ª SÉRIE	107
5.3.2.3 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO PROPOSTOS	111
5.3.3 – <i>RESULTADOS EXPERIMENTAIS X MODELOS TEÓRICOS</i>	123
5.3.3.1 – 1ª SÉRIE	123

5.3.3.2 – 2ª SÉRIE	130
6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	139
6.1 – CONCLUSÃO	139
6.1.1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO	140
6.1.2 – MODELO PROPOSTO PELO RILEM	140
6.1.3 – MODELOS PROPOSTOS	141
6.2 – SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	142
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O comportamento do concreto armado como material estrutural está vinculado ao fenômeno da aderência, que funciona como um mecanismo de transferência de tensões e garante a compatibilidade de deformações entre a armadura e o concreto. A aderência depende das características da barra de aço e das propriedades do concreto. Logo, seu estudo passa pelo conhecimento dos materiais envolvidos em sua produção.

A aderência tem sido o estudo de diversos pesquisadores. Entre eles podem ser citados desde trabalhos mais antigos, como os propostos por ELIGEHAUSEN et al (1983), GOTO (1971) e SOROUSIAN & CHOI (1989) até os mais recentes, como, CHAN et al (2003), DE NARDIN et al (2005), LI et al (2006), REYES (2009) e DANIN (2010).

Segundo os critérios de dimensionamento e detalhamento das armaduras de tração ancoradas por aderência, estabelecidos pela NBR 6118:2003, apenas parte das barras das armaduras dos elementos suportados devem ser levados aos apoios. As barras prolongadas até os apoios, em elementos estruturais lineares e bidimensionais, para serem convenientemente ancoradas necessitam também de condições geométricas, isto é, dimensões dos elementos de apoio na direção do elemento estrutural analisado, suficientes para transferir a força a ancorar. Como os elementos estruturais estão cada vez mais esbeltos, surge o problema do congestionamento de armaduras nas regiões de apoios.

Estes elementos mais esbeltos também estão mais propensos ao fendilhamento, que é um tipo de ruptura que ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra. As fissuras de fendilhamento geradas pelas tensões circunferenciais de tração tendem a se propagar em direção às bordas, resultando na perda do cobrimento e da aderência.

Por fim, outro fato a ser ressaltado é o uso do concreto com fibras. Elementos de concreto submetidos a condições especiais, como elevadas tensões de tração, apresentam um comportamento frágil a ser evitado. Nesse contexto, o concreto reforçado com fibras tem se mostrado uma boa solução. A adição aleatória de fibras curtas ao concreto propicia um

comportamento dúctil devido à maior capacidade de absorção de energia proporcionada pelas fibras.

As fibras retardam o início e a propagação das fissuras, ou seja, aumentam a tensão correspondente à primeira fissura da matriz. No estado de pós-fissuração inicial, as fibras “costuram” e interceptam a progressão das microfissuras, evitando assim a ruptura brusca. Por isso, a adição de fibras às regiões de ancoragem pode melhorar a resistência das ligações, desde que adequadamente projetadas.

1.2 – OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é estudar a ancoragem de barras em apoios de extremidade de vigas.

O objetivo específico é estudar o efeito benéfico da adição de fibras e estribos ao concreto no comportamento da ancoragem em função do confinamento que deve provocar.

1.3 - JUSTIFICATIVA

Com elementos estruturais cada vez mais esbeltos e a necessidade de se atender aos critérios de ancoragem, ocorre o congestionamento das armaduras na região de encontro das peças, o que oferece condições mais difíceis de concretagem. Outro problema refere-se à evolução dos materiais estruturais, principalmente as novas tecnologias associadas ao concreto. Com esses “novos materiais”, ainda não se têm ferramentas necessárias para determinação da aderência. Em função disso, surge a necessidade de maiores pesquisas a respeito da ancoragem de barras.

1.4 - METODOLOGIA

Foi adotada a seguinte metodologia para atingir os objetivos propostos:

- a) Revisão Bibliográfica: Foi feita uma ampla pesquisa bibliográfica, para aprofundar os conhecimentos sobre o assunto, e para conhecer os trabalhos desenvolvidos sobre o tema até o momento. Nesta etapa, foi realizado o estudo de livros, normas técnicas, teses e dissertações e artigos técnico-científicos sobre o tema.
- b) Análise Teórica: Foi feito o estudo de modelos teóricos através de bibliografias existentes e das normas NBR 6118:2003 e ACI-318-08.
- c) Análise Experimental: Foram feitos ensaios em barras onde foram variados três parâmetros:
 - i. Diâmetro da armadura longitudinal: Foram ensaiadas barras com diâmetros da armadura longitudinal diferentes;
 - ii. Concreto: Foram ensaiadas barras onde o concreto foi confinado por meio de estribos e fibras;
 - iii. Consideração de ganchos: Foram ensaiadas barras com pontas retas e com ganchos de 90°.

Os ensaios foram baseados no ensaio de arrancamento padrão, normalizado pelo RILEM-FIP-CEB (1973), com a principal finalidade de determinar a resistência de aderência aço-concreto, e ensaio de arrancamento proposto pelo autor. Neste último, o arrancamento foi realizado em barras com pontas retas e com ganchos de 90°.

- d) Análise dos Resultados: De posse dos resultados teóricos e experimentais, foi feita uma análise comparativa dos resultados. Com base nas análises e estudos comparativos desenvolvidos, foram elaboradas as conclusões possíveis e pertinentes ao assunto em questão e foram propostos trabalhos futuros.

1.5 – ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O capítulo 1 apresenta uma introdução ao estudo da aderência, os objetivos, a justificativa e a descrição da metodologia desta pesquisa.

No capítulo 2 é descrita a análise da aderência aço-concreto, os principais ensaios para a determinação da tensão de aderência e modelos teóricos para a determinação da curva tensão de aderência x deslizamento.

O capítulo 3 apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre a ancoragem de barras de aço e as prescrições normativas para o seu cálculo.

O capítulo 4 aborda o concreto com fibras, onde são apresentadas sua influência no concreto e suas características.

No capítulo 5 é apresentado o programa experimental e descrita a metodologia para a realização dos ensaios de caracterização dos materiais e ensaios de arrancamento.

No capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização do concreto, do aço e dos ensaios de arrancamento.

O capítulo 7 apresenta as principais conclusões dos resultados obtidos e sugestões para novas pesquisas.

2 – ADERÊNCIA AÇO- CONCRETO

2.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto armado é um material que tem seu comportamento estrutural dependente da união entre o concreto e a armadura. Esta união se estabelece por meio da aderência, que funciona como um mecanismo de transferência de tensões e garante a compatibilidade de deformações entre a armadura e o concreto. Sem aderência, as barras da armadura não seriam submetidas aos esforços de tração, pois deslizariam dentro da massa de concreto, e a estrutura se comportaria como sendo apenas de concreto simples.

Do ponto de vista formal, costuma-se separar a aderência em três parcelas distintas, que são a aderência por adesão, por atrito e mecânica.

A adesão ocorre em função das ligações físico-químicas entre as barras de aço e o concreto, e se caracteriza por uma resistência de adesão que se opõe à separação dos dois materiais. A adesão é destruída logo que ocorrem os primeiros deslocamentos relativos entre os materiais, ainda que pequenos.

A parcela por atrito surge quando um material tende a se deslocar em relação ao outro. As forças de atrito existentes dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, o qual é função da rugosidade superficial da barra, e decorrem da existência de uma pressão transversal exercida pelo concreto sobre a barra, em virtude de sua retração. A presença da barra inibe parcialmente as deformações de retração do concreto, daí surgindo a pressão transversal que provoca o acréscimo de aderência.

A aderência mecânica ocorre devido à conformação superficial das barras. Quando a barra é tracionada e tende a deslizar, são mobilizadas tensões de compressão que surgem perpendicularmente às saliências.

Nas barras nervuradas, a aderência mecânica é a principal responsável pela solidariedade das barras ao concreto. O valor da resistência de aderência mecânica dessas barras depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura e da distância livre entre elas.

A parcela referente à aderência mecânica é a grande responsável pela ancoragem da barra de aço, promovendo ainda certa resistência pós-pico.

LEONHARDT & MÖNNIG (1977) menciona que mesmo uma barra lisa pode apresentar aderência mecânica, em função da rugosidade superficial, devido à corrosão e ao processo de fabricação, gerando um denteamento da superfície. Na figura 2.1, para efeito de comparação são apresentadas superfícies microscópicas de barra de aço enferrujada, barra recém laminada e fio de aço obtido por laminação a quente e posterior encruamento a frio por estiramento. Nota-se que essas superfícies estão muito longe de serem efetivamente lisas.



Figura 2.1 – Rugosidade superficial de barras e fios lisos (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977)

É importante destacar que a separação da aderência nas três parcelas - adesão, atrito e aderência mecânica - é apenas esquemática, pois não é possível quantificar isoladamente cada uma delas.

Alguns autores apresentam curvas esquemáticas da relação tensão de aderência versus deslizamento ($\tau_b - s$) separando esses mecanismos resistentes. Um exemplo representativo do comportamento local de barras lisas e nervuradas é mostrado na Figura 2.2.

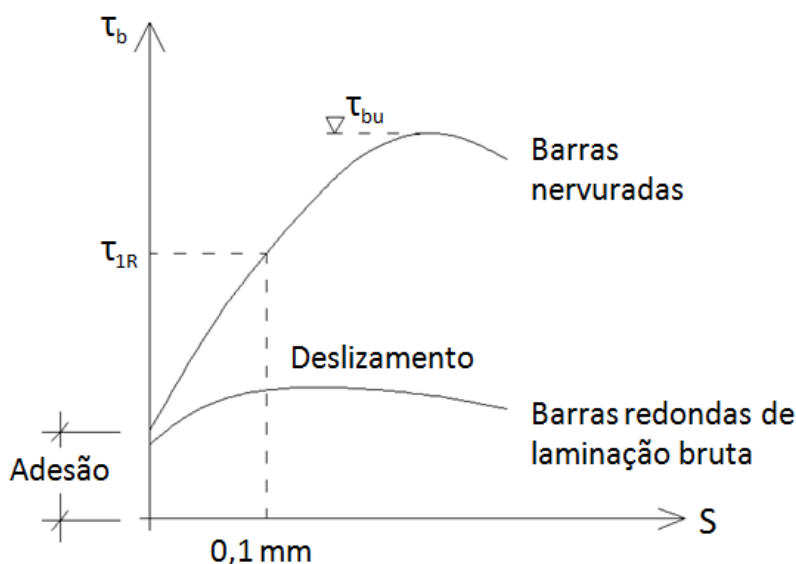


Figura 2.2 – Curvas esquemáticas da relação τ_b -s para barras lisas e nervuradas (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977)

O trecho inicial do diagrama $\tau_b - s$ corresponde à aderência por adesão; o trecho inclinado corresponde à aderência mecânica e o trecho plano, característico de barras lisas, corresponde à aderência por atrito. Se o diagrama $\tau_b - s$ for horizontal ou descendente, a aderência foi destruída e a barra desliza com resistência ao atrito insuficiente.

2.2 - TENSÃO DE ADERÊNCIA

A ligação entre os elementos constituintes do concreto armado é considerada por meio da definição da tensão de aderência e sua distribuição ao longo da superfície de contato cuja eficiência é quantificada mediante a relação tensão de aderência x deslizamento, a qual representa a variação da tensão que surge na interface do aço com o concreto, relacionada ao deslocamento relativo entre a barra da armadura e o concreto envolvente. Valores máximos desse deslizamento podem ser usados para definir a perda da aderência, geralmente associados a um certo estado de deformação e fissuração.

As tensões de aderência nos elementos estruturais de concreto armado surgem sempre que houver variação de deformação em um determinado trecho das barras de aço. As causas das variações são as seguintes segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977):

- Ações externas: Alteram as tensões de tração e compressão nas barras da armadura;
- Fissuras: Ocasionalmente ocasionam um acréscimo de tensões nas barras da armadura aumentando, portanto, as tensões de aderência;
- Forças de ancoragem nas extremidades das barras: É através da tensão de aderência que a força atuante na barra é transferida ao concreto;
- Variações de temperatura: Devido à maior condutibilidade térmica do aço, as barras da armadura dilatam-se mais que o concreto, sendo impedidas pela aderência. Em casos extremos, como por exemplo, em incêndios, as tensões de aderência atingem valores elevadíssimos que rompem o cobrimento de concreto;
- Retração do concreto: Esse fenômeno acarreta tensões de tração no concreto e tensões de compressão nas barras e é impedida pela armadura;
- Deformação lenta do concreto em peças comprimidas: Em consequência do encurtamento provocado pela deformação lenta, as barras que compõem a armadura recebem um acréscimo de tensões de compressão, que aliviam o concreto.

2.3 – FISSURAÇÃO E ADERÊNCIA

A aderência existente entre a armadura e o concreto permite que as tensões de tração possam ser absorvidas pelas armaduras. Quando as solicitações são suficientes baixas, o concreto não apresenta fissuras e ainda resiste às tensões de tração, permanecendo no estágio I. Aumentando-se as solicitações, nas fibras mais tracionadas é atingida a resistência do concreto à tração, ocasionando a fissuração da peça. A partir desse momento, o concreto passa para o estágio II.

Com a passagem do estágio I para o estágio II, nas seções fissuradas, a tensão de tração no concreto se anula, havendo um correspondente crescimento da tensão de tração na armadura, como mostra a figura 2.3.

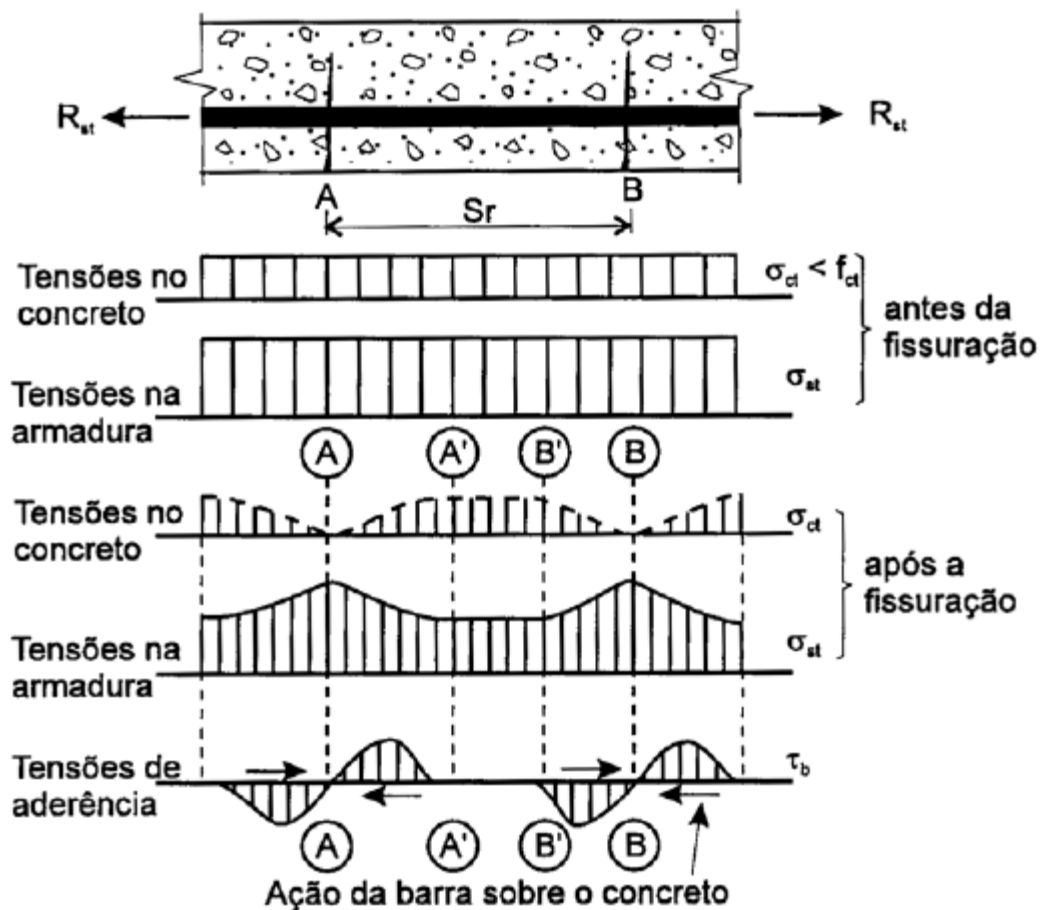


Figura 2.3 – Fissuração por tração (FUSCO, 1995)

Nas seções fissuradas, a tensão na armadura atinge o seu valor máximo, pois, todas as tensões são absorvidas apenas pela armadura. À medida que se consideram seções mais

afastadas da fissura, a tensão diminui e o concreto é novamente tracionado, devido à aderência.

Na figura 2.3 admitiu-se a existência de apenas duas fissuras A e B afastadas da distância s_f . As tensões de aderência são mobilizadas apenas nos trechos AA' e BB', portanto, as tensões no concreto e na armadura são constantes no trecho A'B'. Com o aumento da sollicitação externa, cresce a tensão na armadura, podendo a tensão no concreto crescer também, através da mobilização de tensões de aderência no trecho A'B', com a possibilidade de formação de uma nova fissura C entre as fissuras A e B já existentes, como ilustra a figura 2.4.

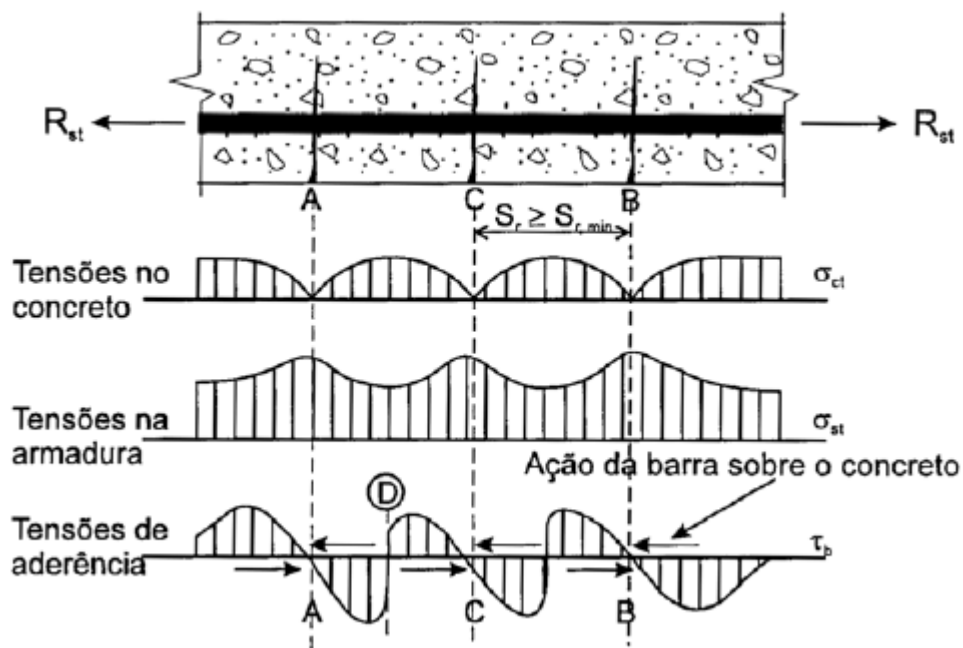


Figura 2.4 – Fissuração estabilizada (FUSCO, 1995)

Após a formação da nova fissura C, a tensão no concreto dependerá da capacidade de transferência de tensões da armadura para o concreto. Se as tensões de aderência mobilizadas no trecho AD e DC não forem suficientes para que a resistência à tração do concreto seja alcançada, não haverá formação de uma nova fissura entre A e C.

Um estudo mais detalhado dos fenômenos da aderência mostra que há uma intensa microfissuração do concreto que envolve a barra de aço, conforme ilustra a figura 2.5.

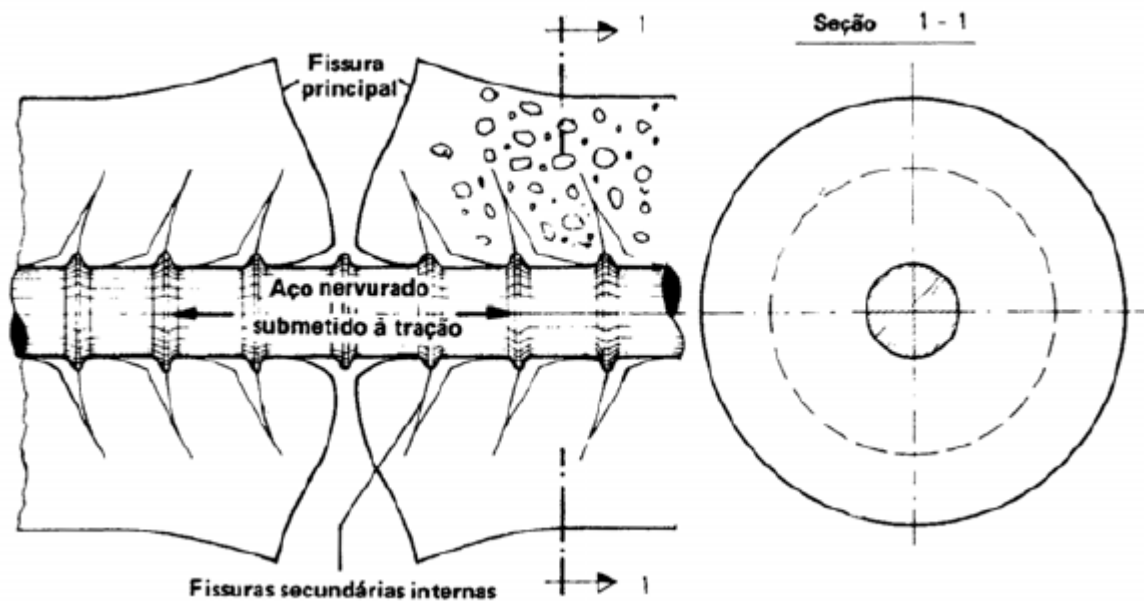


Figura 2.5 – Microfissuração do concreto (GOTO, 1971)

Entre as fissuras principais, podem ser observadas fissuras secundárias internas, em cada nervura transversal e, conseqüentemente, a perda da aderência por adesão. Decorrentes da mobilização da aderência, essas fissuras, são denominadas fissuras de aderência ou, ainda, transversais. As fissuras secundárias mudam de orientação entre duas fissuras principais adjacentes, o que justifica a troca de sinais da tensão de aderência verificada nas Figuras 2.3 e 2.4.

2.4 - ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA

2.4.1 - ENSAIO DE ARRANCAMENTO (PULL-OUT TEST)

A aderência é um fenômeno complexo; para sua determinação, são efetuados ensaios de arrancamento que possibilitam encontrar valores médios da tensão de aderência. Nesse ensaio, é medida a força necessária para arrancar um pedaço de barra de aço de um corpo de prova de concreto; supõe-se que, na iminência do arrancamento, toda a tensão atuante na barra seja transferida para o concreto.

O tamanho e a forma do prisma, bem como a posição e o comprimento do trecho de aderência da barra influenciam consideravelmente os resultados do ensaio. O prisma apresentado na figura 2.6a é inadequado, visto que por causa do impedimento à deformação transversal da placa de apoio e, em virtude da compressão por efeito de arco, exerce uma compressão transversal sobre a barra, provocando aderência adicional por atrito. Considerando trechos sem aderência, essas influências nos prismas b e c são diminuídas (LEONHARDT & MÖNNING, 1977).

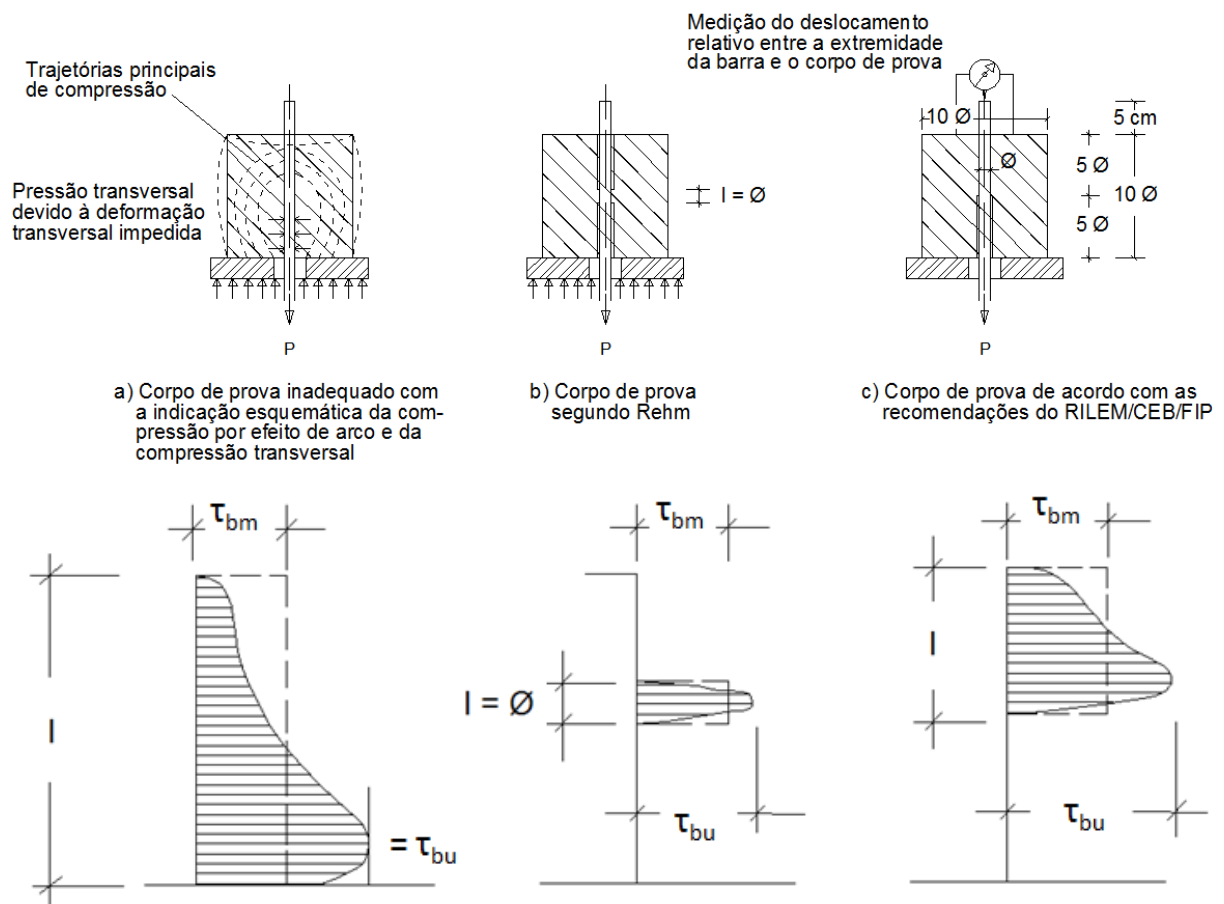


Figura 2.6 – Prismas para ensaio de arrancamento e respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento (LEONHARDT & MÖNNING, 1977)

KHANDAKER M. (2008), estudou diferentes combinações de fatores em concretos convencionais e concretos vulcânicos pozolânicos, com idades de 1, 3, 5, 7, 14, 21 e 28 dias, barras lisas e corrugadas, com diferentes comprimentos de ancoragem (75 mm, 125 mm e 175 mm), em 112 ensaios de arrancamento. O autor concluiu que os modelos que apresentaram maior resistência de aderência foram os de concretos convencionais, aos 28 dias, com barras corrugadas e maior comprimento de ancoragem.

FUSCO (1995) mostra durante um ensaio de arrancamento o comportamento das barras lisas e nervuradas. Determinando-se os deslocamentos da seção inicial A da barra e da seção terminal B, obtém-se os resultados representados na figura 2.7.

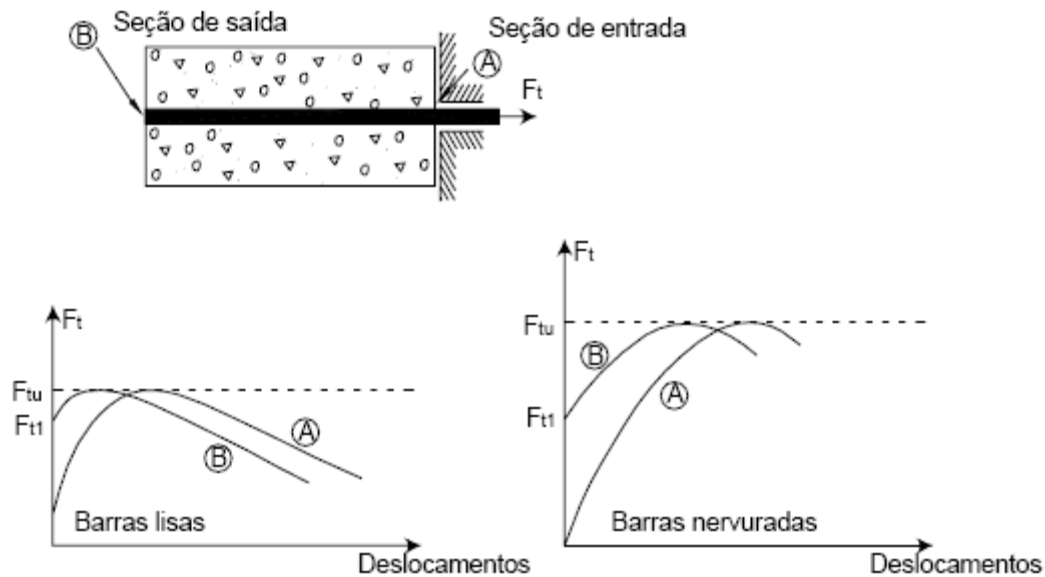


Figura 2.7 – Comportamento das barras lisas e das barras nervuradas (FUSCO, 1995)

Desde o início do ensaio são observados deslocamentos da seção inicial de ancoragem, e o escorregamento total da barra se dá somente a partir de uma força F_{t1} . Depois de iniciado o escorregamento de toda a barra, a força de aderência ainda pode aumentar. Esse aumento é maior em barras nervuradas, em virtude da capacidade de mobilização de aderência mecânica.

Os diagramas da figura 2.7 ainda mostram que para as barras lisas, uma vez iniciado o escorregamento, é logo atingida a força última de ancoragem, a partir da qual a capacidade de ancoragem vai progressivamente desaparecendo. Por esse motivo, é obrigatório o emprego de ganchos de extremidade nas barras lisas (a presença do gancho inibe o início do escorregamento). Nas barras nervuradas, a partir do início do escorregamento, a capacidade de ancoragem aumenta progressivamente, sendo, portanto, possível a ancoragem segura de barras retas sem ganchos de extremidade.

O esquema do ensaio de arrancamento é novamente mostrado na figura 2.8.

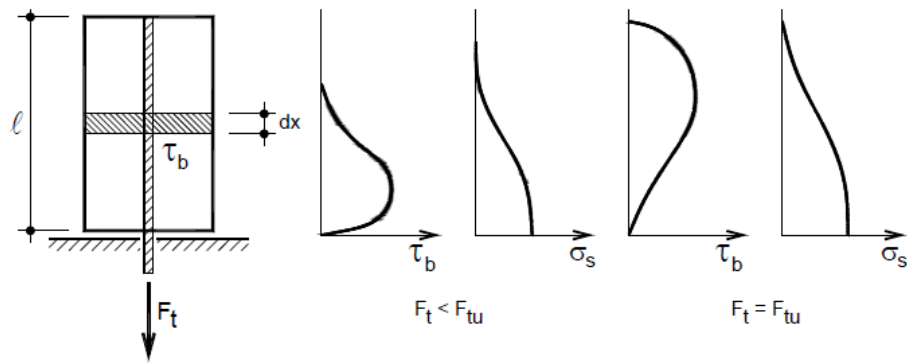


Figura 2.8 – Ensaio de arrancamento (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977)

Em que:

F_t – força de tração aplicada;

F_{tu} – força de tração última;

τ_b – tensão de aderência no concreto;

τ_{bu} – valor último de τ_b ;

$$\tau_{bm} = \frac{F_t}{\pi \times \phi \times l} \rightarrow \text{tensão média de aderência no concreto;} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

l – comprimento aderente

ϕ – diâmetro da barra;

σ_s – tensão na barra de aço.

A tensão σ_s diminui à medida que a seção transversal ocupa posições afastadas da seção que coincide com a extremidade do bloco de concreto. Isso decorre da aderência que permite a transferência das tensões atuantes na barra para o concreto.

Neste ensaio, sob ação de uma força de tração F_t , age na barra uma tensão σ_s progressivamente transferida ao concreto, mediante as tensões de aderência.

Quando se tem uma força F_t menor que a força de tração última F_{tu} , a aderência é mobilizada em apenas uma parte do comprimento total da barra. A tensão de aderência atinge seu valor máximo onde o diagrama de σ_s apresenta um ponto de inflexão.

No caso de $F_t = F_{tu}$, quando ocorre a ruptura, a aderência é mobilizada em todo o comprimento da barra, atingindo a máxima capacidade de aderência entre os dois materiais.

A tensão de aderência entre uma barra e o concreto que a envolve pode ser encontrada, analiticamente, a partir de um elemento infinitesimal dx (figura 2.9), pelo equilíbrio das forças atuantes na barra e no concreto. Assim, tem-se:

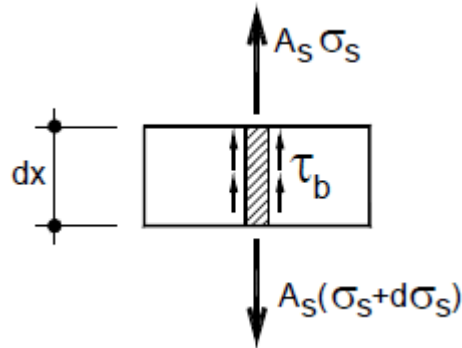


Figura 2.9 – Elemento infinitesimal

$$A_s \times \sigma_s + \tau_b \times \pi \times \phi \times d_x = A_s \times \sigma_s + A_s \times d\sigma_s \quad (\text{Eq. 2.2})$$

$$\tau_b = \frac{A_s}{\pi \times \phi} \times \frac{d\sigma_s}{d_x}$$

As tensões de aderência (τ_b) se opõem à tendência de deslocamento relativo entre a barra de aço e o concreto.

A tensão de aderência depende de diversos fatores, entre os quais: rugosidade da barra; posição da barra durante a concretagem; diâmetro da barra; resistência do concreto; retração; adensamento; porosidade do concreto etc.

SOROUSHAN & CHOI (1989) verificaram que o diâmetro das barras exerce pouca influência na variação da resistência última de aderência e na curva tensão de aderência x deslizamento. Segundo os autores, a tensão última de aderência e o diâmetro das barras são inversamente proporcionais. Na região pré-pico da curva, as tensões de aderência tendem a ser maior quão menor for o diâmetro da barra. Contudo, essa tendência é menos significativa na região pós-pico onde ocorrem grandes deformações.

Segundo DUMET (2003), o ensaio de arrancamento é muito simples de ser executado e fornece uma leitura direta da tensão de aderência. Porém, há o inconveniente do concreto

ficar comprimido, o que faz com que os resultados obtidos não sejam muito representativos para outras peças, como as vigas, por exemplo. Além disso, há um confinamento da armadura devido ao cobrimento exagerado de concreto e há um impedimento da expansão transversal do corpo-de-prova, devido ao atrito com a placa de apoio da máquina de ensaio. Mesmo com esses problemas, os ensaios de arrancamento fornecem resultados satisfatórios do comportamento das peças em relação à aderência, principalmente quando se quer avaliar parâmetros distintos que a influenciam.

Alguns pesquisadores observaram quanto à validade do ensaio de arrancamento para a avaliação da capacidade de ancoragem das barras. A questão é que a distribuição de tensões obtida nesse ensaio diverge da realidade nas regiões de ancoragem das armaduras de concreto armado, pois existe uma compressão longitudinal do concreto a qual não há nas zonas de ancoragem da armadura de tração de vigas fletidas. Logo, é recomendado que a capacidade de ancoragem das barras seja verificada por meio do ensaio com modelo tipo viga (FUSCO, 1995).

Tendo em vista as dimensões do modelo para o ensaio de arrancamento, é difícil medir a variação de tensão ao longo do comprimento de aderência. Em aproximações tradicionalmente adotadas no dimensionamento de regiões de ancoragem, assume-se que na ruptura as tensões de aderência são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de ancoragem

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977), a resistência de aderência de cálculo f_{bd} é definida como a tensão de aderência τ_{1R} para a qual ocorre um deslizamento na extremidade livre da barra de 0,1mm. Assim, a resistência f_{bd} pode ser representada pela expressão abaixo:

$$f_{bd} = \frac{F_{ar}(s = 0,1mm)}{u \times l_b} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Sendo:

F_{ar} é a intensidade da força que solicita a barra;

u é o perímetro da barra envolvida pelo concreto;

l_b é o Comprimento de ancoragem.

Entretanto, a resistência de aderência efetiva, ou seja, a tensão de aderência última τ_{bu} é muito maior que o valor de cálculo, especialmente para barras nervuradas, alcançando até o dobro desse valor e deslizamentos de até 1 mm. Para o dimensionamento, por questões de

segurança, devido à grande dispersão dos valores da resistência de aderência, recomenda-se um valor bastante afastado da resistência efetiva.

Existem alguns modelos representativos do comportamento Tensão de aderência local x Escorregamento local, como a curva típica para peças de concreto armado com $f_c = 30\text{MPa}$, apresentada por ELIGEHAUSEN et al (1983), a partir de ensaios de arrancamento com deformação controlada, e mostrada na Figura 2.10.

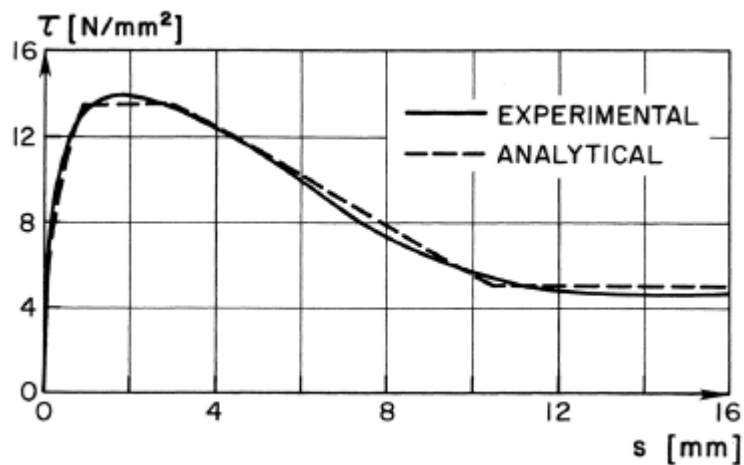


Figura 2.10 – Tensão de aderência local (τ) x Escorregamento local (S), para concretos com $f_c=30\text{MPa}$ (ELIGEHAUSEN et al, 1983).

Um dos modelos analíticos mais usados e mais citados na literatura técnica, para o concreto armado, é o modelo do CEB-FIP (1990), que é uma curva média baseada em dados estatísticos, apresentada na Figura 2.11.

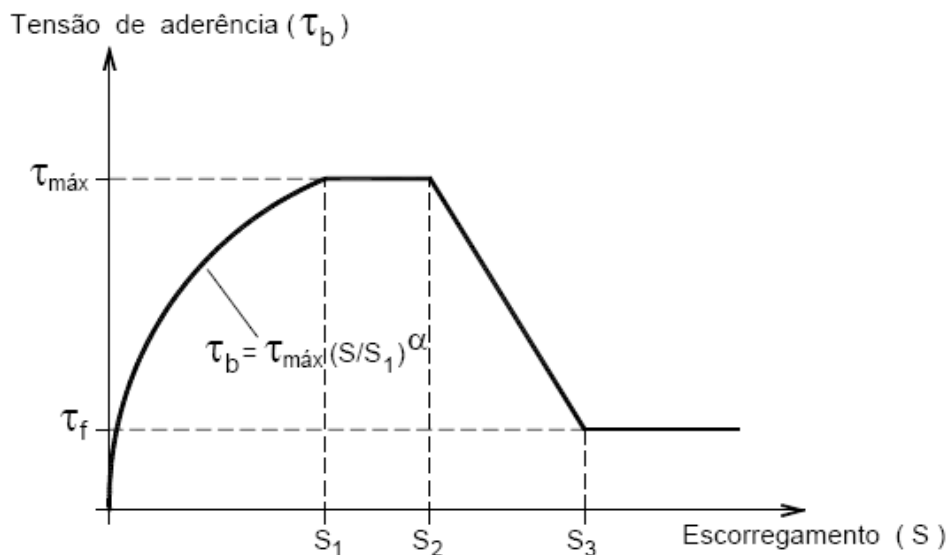


Figura 2.11 – Relação analítica da Tensão de aderência *versus* Escorregamento (CEB-FIP, 1990).

Segundo o CEB-FIP (1990), o primeiro trecho (entre 0 e S1 – curva ascendente) representa a fase de fissuração inicial da matriz e onde há o esmagamento local do concreto pelas nervuras. O segundo trecho (entre S1 e S2 – reta horizontal) só ocorre para o concreto confinado e representa um estágio mais avançado do esmagamento e do corte do concreto entre as nervuras. O terceiro trecho (entre S2 e S3 – reta descendente) se refere à redução da aderência devido ao fendilhamento ao longo das barras. O último trecho (a partir de S3 – reta horizontal) representa a capacidade resistente residual da aderência, que é garantida por uma armadura transversal mínima.

2.4.1.1 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO RILEM-FIP-CEB (1973)

Neste ensaio as duas extremidades da barra são projetadas para fora do prisma de concreto (figura 2.12). A barra é tracionada em um dos extremos e os deslocamentos relativos entre a barra e o prisma são medidos no outro extremo.

O prisma é moldado com a barra na posição horizontal, a compactação é realizada com um vibrador de imersão e após três dias o prisma é desmoldado. A resistência do concreto precisa estar no intervalo de 27 MPa a 33 MPa.

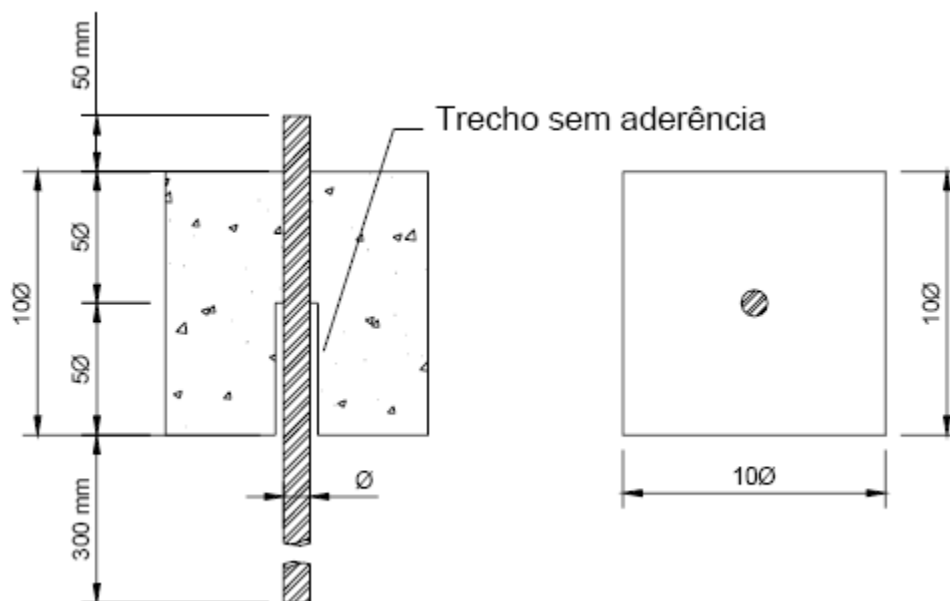


Figura 2.12 – Prisma para o ensaio de arrancamento (RILEM-FIP-CEB, 1973)

A velocidade de aplicação da força é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$v_p = 5 \cdot \phi^2 (\text{kgf} / \text{s}) \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Sendo:

ϕ – diâmetro da barra em cm.

A tensão de aderência é obtida com base em um concreto de resistência de 30 MPa, e pode ser obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_b = 0,0637 \times \frac{F_t}{\phi^2} \times \frac{30}{f_{cm}} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Sendo:

τ_b – tensão de aderência em MPa;

F_t – força de tração em KN;

ϕ – diâmetro da barra em mm;

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto em MPa.

2.4.2 – ENSAIO DE VIGA

O modelo de ensaio de vigas mostra-se como um bom modelo para determinar a capacidade de ancoragem de barras em vigas, pois, no ensaio de arrancamento surgem tensões de compressão transversal à barra, o que não ocorre na realidade. Entretanto, a execução deste ensaio é dificultada pela complexidade da montagem.

Podem ser estudadas como variáveis, o comprimento de ancoragem, diâmetro das barras, tipo de carregamento (monotônico ou cíclico), variação do cobrimento, presença ou não de armadura de confinamento, resistência à compressão (entre 30 e 100 MPa), variação da amplitude de carregamento e a presença ou não de fibras.

O ensaio de viga consiste em dois blocos paralelepípedicos de concreto armado, com uma barra de aço na parte inferior, cuja aderência à flexão é estudada, e uma rótula metálica na parte superior, que liga os dois blocos. A viga é solicitada por duas forças iguais e simétricas em relação à sua seção média. São medidos então os deslocamentos nas extremidades livres da barra por meio de transdutores (figuras 2.13 e 2.14).

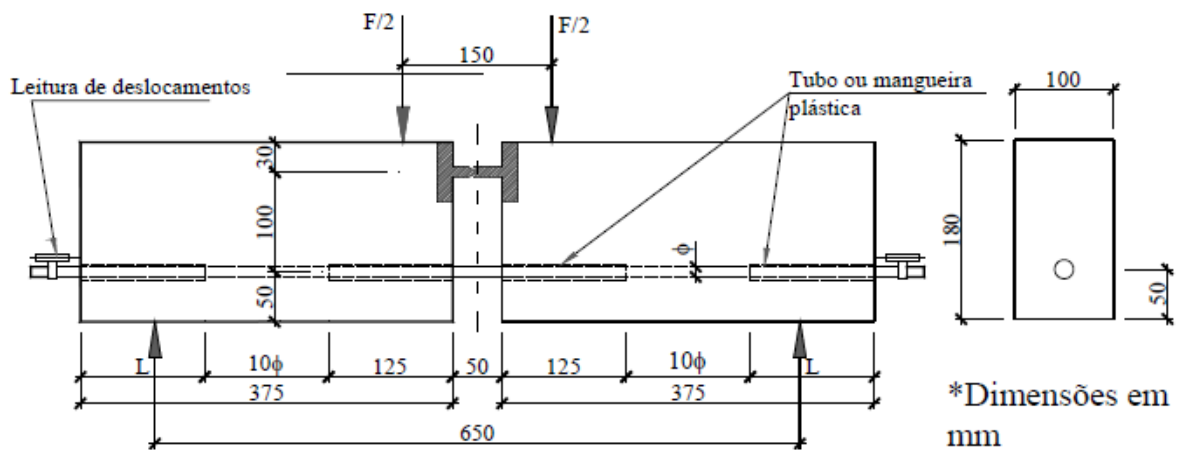


Figura 2.13 – Ensaio de viga para $\phi < 16\text{ mm}$ (RILEM-FIP-CEB, 1973)

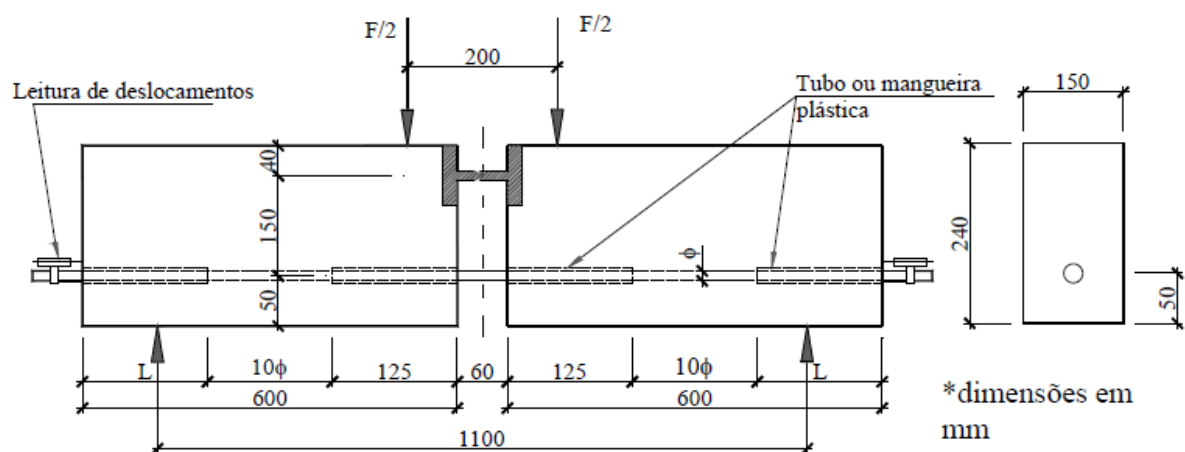


Figura 2.14 – Ensaio de viga para $\phi \geq 16\text{ mm}$ (RILEM-FIP-CEB, 1973)

2.4.3 – ENSAIO DAS QUATRO BARRAS

Ensaio de arrancamento, no qual uma barra embutida na parte central de um corpo de prova cilíndrico é tracionada e o cilindro de concreto é mantido imóvel pela força de reação exercida pelas outras três barras dispostas segundo os vértices de um triângulo (ver figuras 2.15 e 2.16).

Utilizado por FUSCO (1981), a concepção do ensaio das quatro barras tem por objetivo eliminar a interferência provocada pelas tensões de compressão introduzidas no concreto, em ensaios tradicionais de arrancamento (VALLE, 1994).

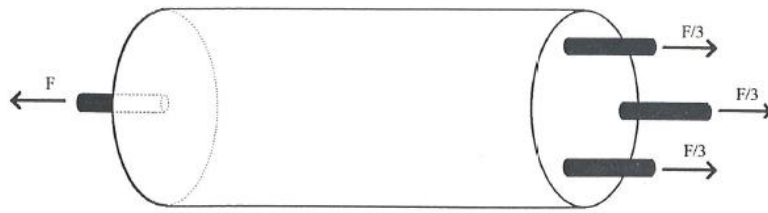


Figura 2.15 – Desenho esquemático do corpo de prova (VALLE, 1994)

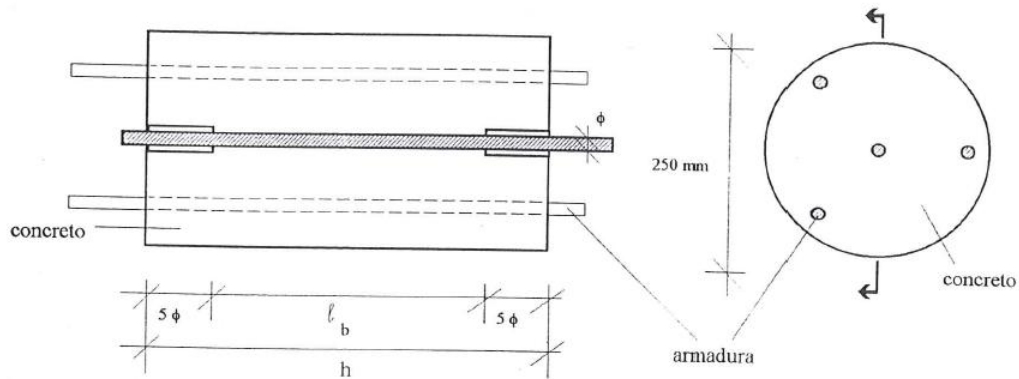


Figura 2.16 – Geometria do corpo de prova (VALLE, 1994)

2.4.4 – ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA

Segundo BARBOSA (2001), esse ensaio consiste em exercer um esforço de tração nas extremidades de uma barra de um tirante de concreto armado, de forma cilíndrica ou prismática, a fim de que se possa avaliar a aderência entre o aço e o concreto. O ensaio tem como objetivos, estudar a fissuração, simular a zona de transição entre duas fissuras de flexão, determinar a tensão de aderência e o coeficiente de conformação superficial das barras.

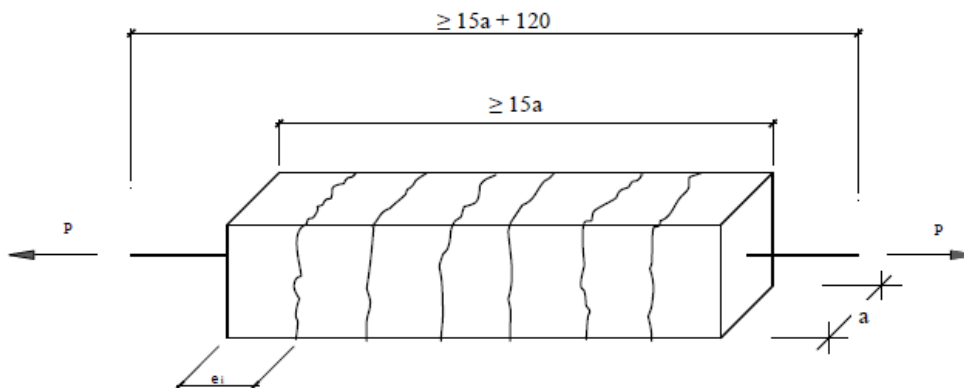


Figura 2.17 – Ensaio de tirante – dimensões em mm

Por meio do afastamento das fissuras, determina-se o coeficiente de conformação superficial (η) de barras e fios de aço, através da equação 2.6 obtida da NBR 7477 (ABNT, 1982).

$$\eta = \frac{2,25d}{\Delta L_{m\u00e9dio}} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Sendo:

η – coeficiente superficial;

d – di\u00e2metro da barra;

$\Delta L_{m\u00e9dio} = \left(\frac{1}{n}\right) \times \sum e_i$ – dist\u00e2ncia m\u00e9dia entre as nervuras considerando as quatro faces e n o n\u00famero de fissuras.

2.5 – PRESCRI\u00c7\u00d5ES NORMATIVAS SOBRE RESIST\u00caNCIA DE ADER\u00caNCIA

2.5.1 – NBR 6118:2003

Para a determina\u00e7\u00e3o da resist\u00eancia de ader\u00eancia de c\u00e1lculo (f_{bd}), a NBR 6118:2003, no item 9.3.2.1, adota uma express\u00e3o que representa a m\u00e9dia da resist\u00eancia uma vez que sua varia\u00e7\u00e3o n\u00e3o \u00e9 uniformemente distribu\u00edda ao longo da barra. Assim:

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Sendo:

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situa\u00e7\u00f5es de boa ader\u00eancia;

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 32\text{mm}$;

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$ para $\phi > 32\text{mm}$.

Em que:

Φ é o diâmetro da barra, em mm.

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração direta.

A NBR 6118:2003 define que o valor da resistência à tração do concreto de cálculo (f_{ctd}) é dado pelo valor mínimo da resistência característica à tração.

$$(f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \text{ em MPa}) \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Na falta de ensaios para determinação mais precisa do valor da resistência característica do concreto à tração, é permitido pela norma brasileira, item 8.2.5, o uso das seguintes expressões:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (\text{Valores em MPa}) \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Em que:

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica do concreto à tração na flexão;

$f_{ctk,sup}$ = resistência à tração indireta.

Os valores de γ_c para o ELU, valem:

$$\gamma_c = \begin{cases} 1,40 \rightarrow \text{combinações normais} \\ 1,20 \rightarrow \text{combinações especiais ou de construção} \\ 1,20 \rightarrow \text{combinações excepcionais} \end{cases}$$

Para $\gamma_c = 1,4$, resulta que:

$$(f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 0,7 f_{ct,m} / 1,4 = 0,7 \times 0,3 f_{ck}^{2/3} / 1,4, \text{ em MPa})$$

$$f_{ctd} = 0,15 f_{ck}^{2/3} \text{ (em MPa);} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

2.5.2 – ACI 318:2008

Entre os anos de 1963 e 1983, a norma americana apresentava a expressão 2.13 para o cálculo da tensão de aderência.

$$u = \frac{9,5}{d_b} \times \sqrt{f'_c} \leq 800 \text{ psi (5,5 MPa)} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Esta expressão foi retirada, e o dimensionamento da aderência passou a se basear, apenas, no cálculo do comprimento de ancoragem, que supõe uma tensão de aderência média, constante e a favor da segurança.

O comprimento de ancoragem de barras longitudinais tracionadas é determinado pela equação 2.14:

$$l_d = \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)} \times d_b \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Sendo:

l_d = comprimento de ancoragem básico de barras tracionadas (mm);

d_b = diâmetro nominal da barra (mm);

f_y = resistência ao escoamento do aço (MPa);

f'_c = resistência à compressão do concreto (MPa);

$\psi_t, \psi_e, \psi_s, \lambda$ = fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem, apresentados na tabela 2.1;

c = distância entre barras ou cobrimento;

K_{tr} = índice de armadura transversal.

O ACI 318:2008 aponta que o termo $\frac{c + K_{tr}}{d_b}$ deve ser limitado a 2,5. Para valores

abaixo deste limite pode ocorrer ruptura por fendilhamento e, para valores acima de 2,5 é esperada a ruptura por arrancamento.

Tabela 2.1 – Fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem (ACI 318:2008)

Fator ⁽¹⁾	Condição	Valor
ψ_t (Relativo à localização da armadura)	Para armadura horizontal localizada mais que 300 mm da face superior da peça	1,3
	Para outros casos	1,0
ψ_e (Relativo ao revestimento)	Para armaduras sem revestimento	1,0
	Para todas as outras situações de armaduras revestidas com epóxi	1,2
	Para barras revestidas com epóxi com o cobrimento menor que $3d_b$ ou com espaçamento livre menor que $6d_b$	1,5
ψ_s (Relativo ao diâmetro da armadura)	Para barras com diâmetro menor ou igual a 20 mm	0,8
	Para barras com diâmetro maior ou igual a 25 mm	1,0
λ (Relativo à densidade do concreto)	Para concreto de baixa densidade (concreto leve)	0,75
		$1,8.f_{ct}/(f_c')^{1/2}$ (2)
	Para concreto com densidade normal	1,0

(1) Não adotar um valor superior a 1,7 para o produto $\psi_t\psi_e$.

(2) Usar esta equação quando f_{ct} é especificada. Esse valor não pode ser maior que 1.

O parâmetro c mostrado anteriormente refere-se ao menor valor encontrado dentre as situações abaixo:

- distância entre o centro da barra ancorada e a superfície de concreto mais próxima;
- metade do espaçamento entre os centros das barras ancoradas.

O índice de armadura transversal é obtido de acordo com a equação 2.15:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \times f_{yt}}{10,5 \times s \times n} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Sendo:

A_{tr} = área total de armadura transversal disposta ao longo de uma distância s que atravessa o plano potencial de fendilhamento na armadura ancorada;

f_{yt} = resistência ao escoamento da armadura transversal;

s = espaçamento máximo da armadura transversal;

n = número de barras ancoradas ao longo do plano de fendilhamento.

2.6 – MODOS DE RUÍNA

Existem diversos tipos de modos de ruptura para a perda de aderência. Para corpos de prova sob ação monotônica, os que mais se destacam são: a ruptura por arrancamento e a ruptura por fendilhamento. As figuras 2.18 e 2.19 apresentam respectivamente, a representação gráfica e os padrões de fissuração desses dois modos de ruptura.

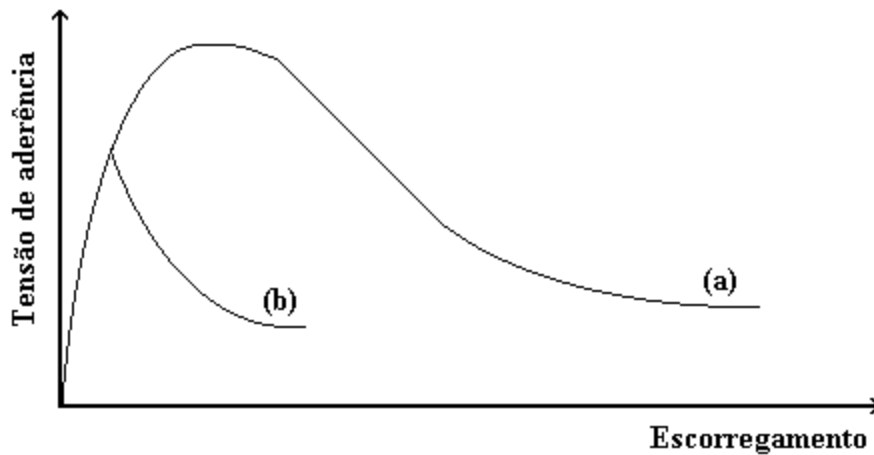


Figura 2.18 – Representação gráfica para as rupturas por arrancamento (a) e por fendilhamento (b). (DUMÊT, 2003)

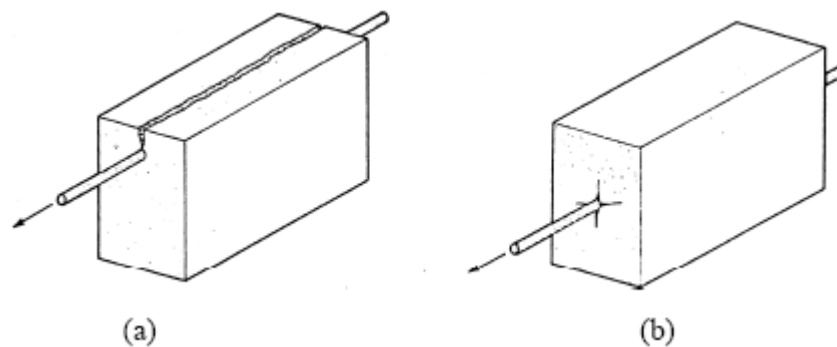


Figura 2.19 – Rupturas por fendilhamento (a) e por arrancamento (b) (COLLINS & MITCHELL, 1997).

A ruptura por arrancamento é principalmente devida ao corte do concreto entre as nervuras, propiciando o arrancamento da barra. Esse tipo de ruptura está principalmente relacionado à resistência do concreto e ao tipo e geometria das nervuras.

Pelo gráfico, percebe-se que a ruptura por arrancamento é mais dúctil que a por fendilhamento, e mobiliza uma tensão de aderência maior, para peças semelhantes.

O fendilhamento pode ser definido como o efeito da tração circunferencial ocasionado pelas componentes diagonais das tensões de compressão que transferem o esforço do aço para o concreto. Esse tipo de ruptura ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra. As tensões radiais de tração oriundas das tensões diagonais de compressão ocasionam uma pressão no concreto em torno da barra, tornando essa região microfissurada e sujeita ao fendilhamento paralelo ao eixo da armadura, como indica a figura 2.20. As fissuras de fendilhamento geradas pelas tensões circunferenciais de tração tendem a se propagar em direção às bordas, resultando na perda do cobrimento e da aderência.

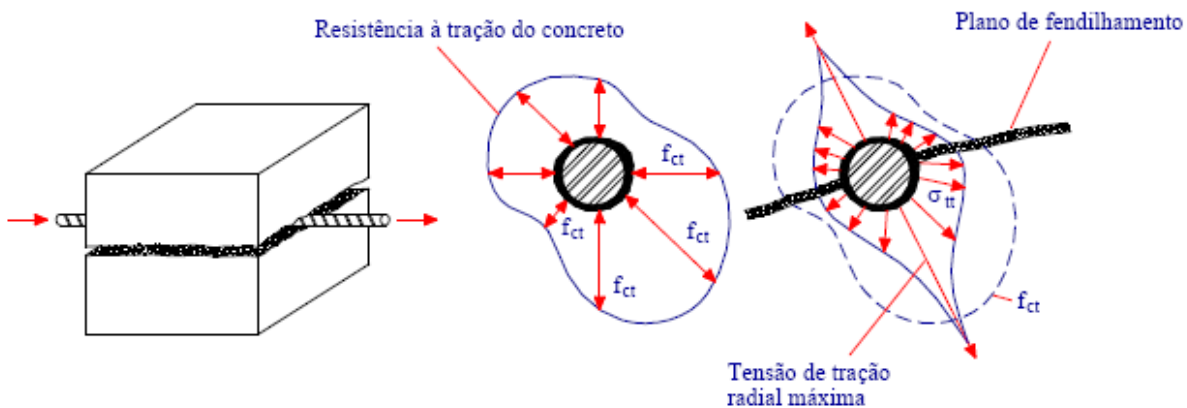


Figura 2.20 – Fendilhamento longitudinal do concreto (FUSCO, 1995)

Para evitar este tipo de fissura por fendilhamento podem ser adotadas barras transversais (armadura de costura), colocadas ao longo das barras ancoradas por aderência, para combaterem as tensões transversais de tração e impedirem a ruptura longitudinal por fendilhamento. As armaduras transversais também evitam que as fissuras alcancem a superfície do concreto, o que poderia comprometer a durabilidade da peça devido à corrosão da barra de aço ancorada.

A existência de uma compressão transversal ao eixo da barra também reduz o problema do fendilhamento, pois essas tensões podem anular, ou pelo menos minorar, as tensões transversais de tração decorrentes do efeito de ancoragem. Um cintamento helicoidal também evita o fendilhamento, pois permite o aparecimento de um estado de compressão transversal favorável à ancoragem (Figura 2.21).

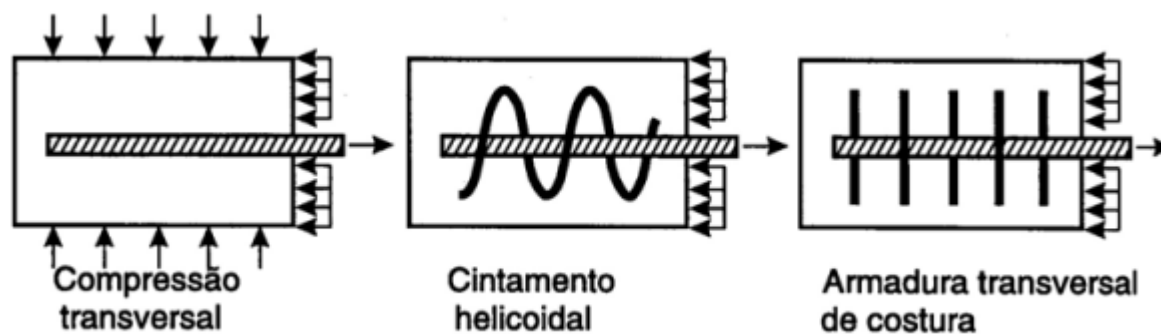


Figura 2.21 – Armadura para evitar fissura de fendilhamento na ancoragem reta (FUSCO, 1995)

Em resumo, a ruptura por arrancamento da barra de aço ocorre quando não há suficiente resistência à compressão do concreto tal que, se permite o cisalhamento do concreto entre as nervuras da barra de aço. Caso contrário se há suficiente resistência à compressão do concreto, ocorrerá o fendilhamento do prisma de concreto. Se há armadura de confinamento, ocorre a redução da propagação de fissuras, proporcionando o arrancamento da barra.

Segundo AL-JAHDALI et al¹. (1994 *apud* REYES, 2009), em ensaio simples de arrancamento de barra de aço em um prisma de concreto simples, isto é, sem adição de armadura de confinamento ou de fibras metálicas, podem ocorrer quatro modos de rupturas:

- Arrancamento: consiste do escorregamento da barra no prisma de concreto, pois o cobrimento do concreto adjacente à barra de aço promove um confinamento adequado, prevenindo o fendilhamento do modelo, caracterizando, então, uma ruptura dúctil;
- Fendilhamento: consiste da ruptura do prisma no concreto adjacente à barra de aço. Isso ocorre em virtude do aumento das tensões que superam a capacidade resistente da peça, originando fissuração intensa nas direções transversal e longitudinal. Este tipo de ruptura é caracterizado como frágil ou brusca;
- Tração: consiste da formação de fissuras perpendiculares à direção da aplicação da força, localizadas na extremidade da barra de aço envolvida pelo prisma de concreto;

¹ AL-JAHDALI, F. A.; WAFI, F. F.; SHIHATA, S. A. (1994). Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP-149). Special Publication (ACI), Vol. 149, Outubro.

- Ruptura do aço: consiste do escoamento da barra de aço antes que seja atingida a capacidade resistente da ligação entre o aço e o concreto, ou seja, a aderência entre os dois materiais excedeu o limite de escoamento do aço.

2.7 – ZONAS DE ADERÊNCIA

As condições de boa ou má aderência das barras estão definidas no item 9.3.1 da NBR 6118:2003, que considera em boa situação, quanto à aderência, os trechos das barras que estejam em uma das seguintes posições:

- a) com inclinação maior que 45° sobre a horizontal – Figura 2.22a.
- b) horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - elementos estruturais com $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima (figuras 2.22b e 2.22c);
 - elementos estruturais com $h \geq 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima (figura 2.22d).

Em outras posições e quando do uso de formas deslizantes, os trechos das barras devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

No caso de lajes e vigas concretadas simultaneamente, a parte inferior da viga pode estar em uma região de boa aderência e a parte superior em região de má aderência. Se a laje tiver espessura menor do que 30 cm, estará em uma região de boa aderência. Sugere-se, então, a configuração das figuras 2.22e e 2.22f para determinação das zonas de aderência.

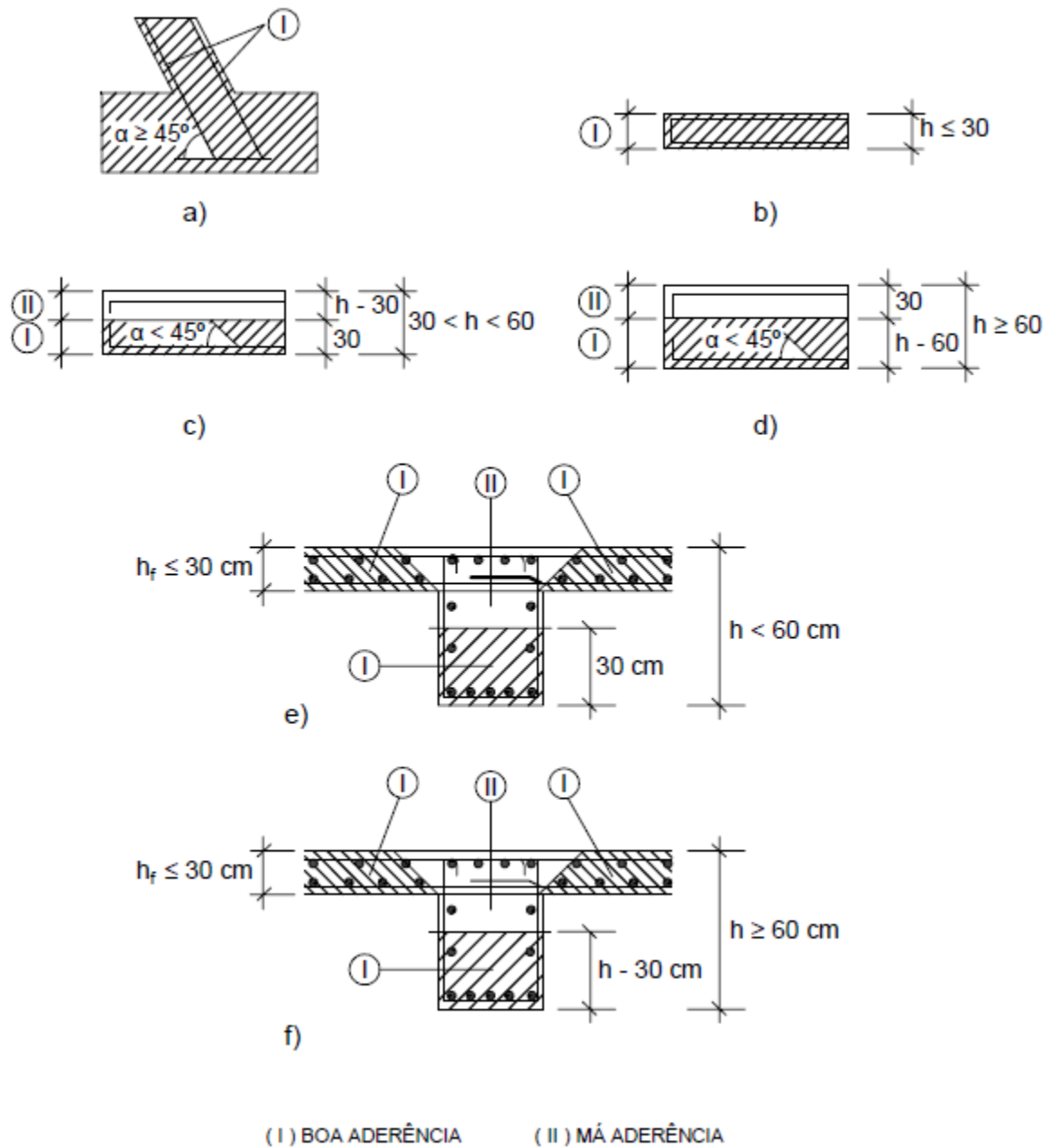


Figura 2.22 – Situações de boa e má aderência (PROMON, 1976)

2.8 – MODELOS TEÓRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

2.8.1 – MODELO DO CEB/FIP 90

Baseia-se no trabalho de ELIGEHAUSEN et al (1983), e foi obtido por meio da análise experimental de corpos de prova utilizando concretos de resistência normal. Neste modelo, as tensões de aderência podem ser calculadas como uma função do deslizamento relativo “s” de acordo com as equações abaixo, representadas graficamente pela figura 2.16:

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \text{ para } 0 \leq s \leq s_1; \quad (\text{Eq. 2.16.a})$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x}, \text{ para } s_1 \leq s \leq s_2; \quad (\text{Eq. 2.16.b})$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} - \left(\tau_{m\acute{a}x} - \tau_f \right) \frac{s - s_2}{s_3 - s_2}, \text{ para } s_2 \leq s \leq s_3; \quad (\text{Eq. 2.16.c})$$

$$\tau = \tau_f, \text{ para } s > s_3; \quad (\text{Eq. 2.16.d})$$

Sendo:

τ – tensão de aderência para um dado deslocamento s;

$\tau_{m\acute{a}x}$ – tensão máxima de aderência;

τ_f – valor final da tensão de aderência;

s_1 – deslocamento referente à tensão máxima;

s_2 – deslocamento referente ao ponto de início do trecho descendente;

s_3 – deslocamento referente à tensão final.

Os parâmetros utilizados nas expressões acima variam de acordo com o tipo de barra (lisa e rugosa), com a zona de aderência (boa e má) e em função do confinamento. As tabelas 2.2 e 2.3 referem-se às barras rugosas e lisas, respectivamente.

Tabela 2.2 – Parâmetros da curva tensão de aderência x deslizamento para barras rugosas (CEB, 1993)

	Concreto sem confinamento		Concreto com confinamento	
	Zonas de boa aderência	Zonas de má aderência	Zonas de boa aderência	Zonas de má aderência
δ_1 (mm)	0,6	0,6	1,0	1,0
δ_2 (mm)	0,6	0,6	3,0	3,0
δ_3 (mm)	1,0	2,5	Espaçamento entre nervuras	
α	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{m\acute{a}x}$ (Mpa)	$2f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}^{1/2}$	$2,5f_{ck}^{1/2}$	$1,25f_{ck}^{1/2}$
τ_f (Mpa)	$0,15 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$	$0,15 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$	$0,4 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$	$0,4 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$

Valores de f_{ck} em MPa

$$A_{st,mín} = 0,25 \times n \times A_s \quad (\text{Eq. 2.17})$$

Sendo:

A_{st} = área de estribos no comprimento de ancoragem;

n = número de barras envolvidas pelos estribos;

A_s = área de uma barra.

Os valores das quarta e quinta colunas são aplicáveis ao concreto confinado. Considera-se esta situação quando:

- $c \geq 5\phi$;
- espaçamento entre as barras $\geq 10\phi$;
- armadura transversal regularmente espaçada, com área $A_{st} > n.A_s$;
- pressão lateral superior a 7,5 MPa.

Nos casos em que $A_{st,mín} < A_{st} < n.A_s$ ou $0 < p < 7,5$ MPa, pode-se interpolar linearmente os valores das equações do modelo entre os parâmetros de concreto confinado e não confinado.

Tabela 2.3 – Parâmetros da curva tensão de aderência x deslizamento para barras lisas (CEB, 1993)

	Fios Trefilados a Frio		Barras Laminadas a Quente	
	Condições de Aderência		Condições de Aderência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3$ (mm)	0,01	0,01	0,1	0,1
α	0,5	0,5	0,5	0,5
$\tau_{máx} = \tau_f$ (Mpa)	$0,1f_{ck}^{1/2}$	$0,05f_{ck}^{1/2}$	$0,3f_{ck}^{1/2}$	$0,15f_{ck}^{1/2}$

2.8.2 – HUANG et al. (1996)

Baseia-se também no trabalho de ELIGEHAUSEN et al (1983). HUANG et al (1996) propuseram alterações nos parâmetros do modelo proposto pelo CEB (ver tabela 2.4). Este

modelo é aplicável às barras nervuradas e concreto confinado, de alta resistência e de resistência normal.

Tabela 2.4 – Parâmetros da curva tensão de aderência x deslizamento (HUANG et al, 1996)

	Concreto Convencional		Concreto de Alta Resistência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
s_1 (mm)	1,0	1,0	0,5	0,5
s_2 (mm)	3,0	3,0	1,5	1,5
s_3 (mm)	Espaçamento entre nervuras		Espaçamento entre nervuras	
α	0,4	0,4	0,3	0,3
$\tau_{m\acute{a}x}$ (Mpa)	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$
τ_f (Mpa)	$0,40 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$	$0,40 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$	$0,40 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$	$0,40 \cdot \tau_{m\acute{a}x}$

2.8.3 – BARBOSA (2001)

Modelo baseado em uma análise estatística de dados experimentais. Através da análise dos resultados experimentais oriundos do ensaio de arrancamento (pull-out) foram propostas as equações (2.18.a) e (2.19.a) para a curva tensão de aderência x deslizamento em função da resistência do concreto e do diâmetro da barra para o concreto convencional ($f_c \leq 50$ MPa) e de alta resistência ($f_c > 50$ MPa).

a) Para concretos convencionais ($f_c \leq 50$ MPa)

$$\tau = 19,36 \times s^{0,51} \quad (\text{Eq. 2.18.a})$$

$$\text{Sendo: } s_{m\acute{a}x} = 0,25 \times \phi^{0,68} \quad (\text{Eq. 2.18.b})$$

b) Para concretos de alta resistência ($f_c > 50$ MPa)

$$\tau = 32,58 \times s^{0,48} \quad (\text{Eq. 2.19.a})$$

$$\text{Sendo: } s_{m\acute{a}x} = 0,52 \times \phi^{0,42} \quad (\text{Eq. 2.19.b})$$

Foram propostas também formulações para a tensão máxima de aderência:

$$\tau_{m\acute{a}x} = e^{0,05 \times \phi} + e^{0,004 \times f_c} + 4,35, \text{ para concretos convencionais } (f_c \leq 50 \text{ MPa}) \quad (\text{Eq. 2.20.a})$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = e^{0,08 \times \phi} + e^{0,003 \times f_c} + 6,68, \text{ para concretos de alta resist\^encia } (f_c > 50 \text{ MPa})$$

(Eq. 2.20.b)

Em que:

τ = tensão de aderência (MPa);

$\tau_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima de aderência (MPa);

s = deslizamento (mm);

ϕ = diâmetro da barra (mm);

f_c = resistência à compressão do concreto (MPa).

2.8.4 - ALMEIDA FILHO (2006)

A partir de uma análise estatística dos resultados de ensaios de arrancamento de corpos de prova em concreto auto-adensável, concreto convencional e concreto de alto desempenho, o autor propôs as seguintes equações:

a) Concreto auto-adensável

$$\tau(\delta) = 15,56 - 16,91 \times e^{(-\delta/0,585)}, \text{ para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 2.21.a})$$

$$\tau(\delta) = 18,52 - 20,35 \times e^{(-\delta/0,745)}, \text{ para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 2.21.b})$$

b) Concreto de Alto Desempenho

$$\tau(\delta) = 15,73 - 15,79 \times e^{(-\delta/0,602)}, \text{ para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 2.22.a})$$

$$\tau(\delta) = 21,31 - 24,23 \times e^{(-\delta/0,956)}, \text{ para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 2.22.b})$$

c) Concreto Convencional

$$\tau(\delta) = 11,522 - 10,138 \times e^{(-\delta/0,2552)}, \text{ para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 2.23.a})$$

$$\tau(\delta) = 10,583 - 9,165 \times e^{(-\delta/0,3597)}, \text{ para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 2.23.b})$$

Em que:

$\tau(\delta)$ = tensão de aderência (MPa);

δ = deslocamento (mm).

2.8.5 - HARAJLI et al (1995)

Modelo formulado para concreto fibroso, que também se baseia nos trabalhos de ELIGEHAUSEN et al (1983). É composto de duas formulações: uma para a ruptura por arrancamento e outra para a ruptura por fendilhamento (ver figura 2.23).

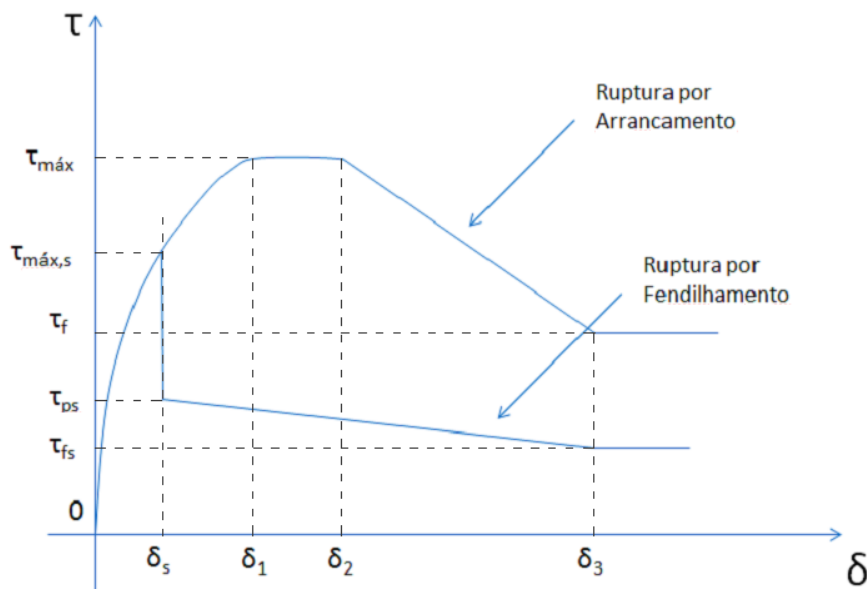


Figura 2.23 – Curva tensão de aderência x deslizamento (HARAJLI et al,1995)

O cálculo do deslizamento máximo, obtido por meio da distância entre nervuras, é feito pela equação 2.24.

$$\delta_{máx}(mm) = 0,189s_r + 0,18 \quad (\text{Eq. 2.24})$$

$$\text{Ou de forma mais prática: } \delta_{m\acute{a}x} (mm) = \frac{s_r}{5} \quad (\text{Eq. 2.25})$$

Para a ruptura por arrancamento, a curva é dividida em quatro partes:

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} \left(\frac{\delta}{\delta_{m\acute{a}x}} \right)^\alpha, \text{ para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (\text{Eq. 2.26.a})$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x}, \text{ para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (\text{Eq. 2.26.b})$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} - (\tau_{m\acute{a}x} - \tau_f) \frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2}, \text{ para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (\text{Eq. 2.26.c})$$

$$\tau = \tau_f, \text{ para } \delta > \delta_3 \quad (\text{Eq. 2.26.d})$$

Em que:

$$\alpha = 0,3$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 2,5f_c^{0,5}$$

$$\tau_f = 0,9 f_c^{0,5}$$

$$\delta_1 = 0,75\delta_{m\acute{a}x} = 0,15s_r$$

$$\delta_2 = 1,75\delta_{m\acute{a}x} = 0,35s_r$$

$$\delta_3 = s_r$$

Sendo: f_c a resistência à compressão do concreto (MPa) e s_r o espaçamento entre as nervuras.

Segundo o autor, estas formulações não levam em consideração o percentual de fibras empregado no concreto. A influência das mesmas é considerada na resistência à compressão do concreto.

2.8.6 – SIMPLÍCIO (2008)

SIMPLÍCIO (2008) realizou ensaios de arrancamento, seguindo as recomendações do RILEM RC6. Foram ensaiados corpos de prova prismáticos de 200 mm de aresta, confeccionados com concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço, com resistência à compressão de 64 MPa, 80 MPa e 110 MPa, divididos em duas séries.

Na 1ª Série, formada por 60 corpos de prova sem fibras, foram usadas barras de aço com diâmetros de 6,3, 8,0, 12,5 e 16 mm. Na 2ª Série, formadas por 108 corpos de prova com fibras, foram usadas barras de 8,0, 12,5 e 16 mm. O comprimento aderente adotado foi igual a 3ϕ .

As fibras utilizadas possuíam ganchos nas extremidades, fator de forma igual a 85, comprimento de 60 mm e percentuais de 0 a 1%.

A relação c/ϕ foi superior a 5 em todos os corpos de prova, o que provocou a ruptura por arrancamento, devido ao confinamento provocado pelo grande cobrimento.

A partir dos resultados obtidos experimentalmente, o autor propôs o modelo representado na figura 2.24.

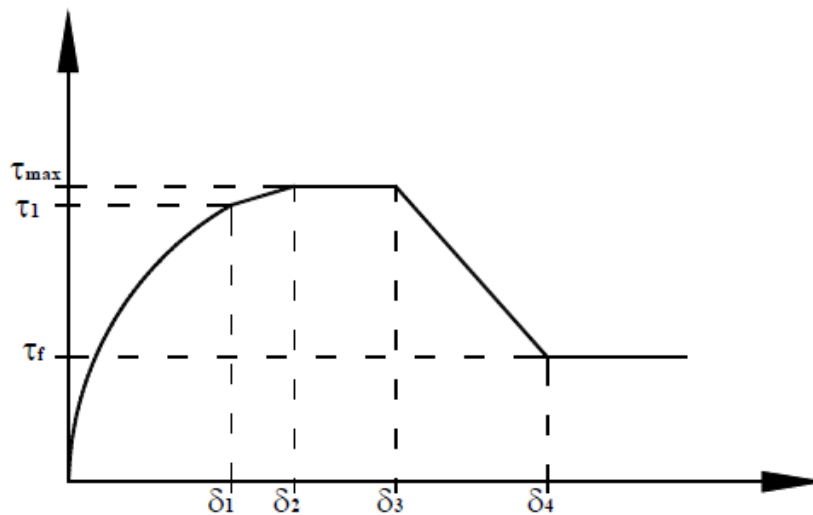


Figura 2.24 – Curva tensão de aderência x deslizamento (SIMPLÍCIO, 2008)

A formulação proposta é composta de uma curva não linear que vai de zero até um deslizamento δ_1 , seguida de um segmento de reta inclinada até o deslizamento δ_2 , onde inicia-se um patamar que vai até o deslizamento δ_3 , após o qual as tensões decrescem linearmente até um valor final τ_f .

A curva é obtida através das formulações abaixo:

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} \left(\frac{\delta}{\delta_2} \right)^{0,35}, \text{ para } 0 < \delta < \delta_1; \quad (\text{Eq. 2.27.a})$$

$$\tau = (\tau_{m\acute{a}x} - \tau_1) \times \left(\frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \right) + \tau_1, \text{ para } \delta_1 < \delta < \delta_2; \quad (\text{Eq. 2.27.b})$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x}, \text{ para } \delta_2 < \delta < \delta_3; \quad (\text{Eq. 2.27.c})$$

$$\tau = (\tau_{m\acute{a}x} - \tau_f) \times \left(\frac{\delta_4 - \delta}{\delta_4 - \delta_3} \right) + \tau_f, \text{ para } \delta_3 < \delta < \delta_4. \quad (\text{Eq. 2.27.d})$$

Sendo:

τ = tensão relativa ao deslizamento δ ;

$\tau_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima de aderência (MPa);

δ_2 = deslizamento relativo ao início do patamar (mm)

$$\delta_1 = 0,35.\delta_2$$

SIMPLÍCIO (2008) notou que o deslizamento δ_2 é pouco influenciado pelo percentual de fibra, mas muito influenciado pelo efeito da variação do diâmetro.

Alguns autores, como ELIGEHAUSEN et al (1983), apontam que a altura e o espaçamento das nervuras também influenciam o deslizamento. Dessa forma, o autor determinou a expressão 2.28 para o deslizamento δ_2 em função da altura (h_r) e do espaçamento entre nervuras (s_r).

$$\delta_2 = \frac{a}{f_c} \times (s_r . h_r)^{0,28} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

Sendo:

$$a = 30 - \frac{0,174}{f_c} \quad (\text{Eq. 2.29})$$

f_c = resistência à compressão do concreto (MPa);

h_r e s_r = altura e espaçamento das nervuras, respectivamente (mm).

O deslizamento δ_3 é influenciado pelas características geométricas da barra e pela resistência à compressão do concreto. Definiu-se então a equação 2.30.

$$\delta_3 = b . f_c + c \quad (\text{Eq. 2.30})$$

Sendo:

$$b = 0,0164 . h_r - 0,0079 \quad (\text{Eq. 2.31})$$

$$c = 0,85$$

h_r = altura das nervuras (mm);

f_c = resistência à compressão do concreto (MPa).

A tensão máxima de aderência ($\tau_{m\acute{a}x}$) é afetada principalmente pela resistência à compressão do concreto (f_c). Outro fator que tem influência na tensão máxima de aderência é a área relativa de nervura (f_r).

A partir de resultados experimentais, o autor obtém a equação 2.32 para qualquer percentual de fibra entre 0,5% e 1%:

$$\tau_{m\acute{a}x} = (400.v_f + 28) \times (f_c \cdot f_r)^{0,35} \quad (\text{Eq. 2.32})$$

Sendo:

$\tau_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima de aderência (MPa);

v_f = percentual volumétrico de fibra;

f_c = resistência à compressão (MPa);

f_r = área relativa das nervuras = $0,5 \cdot h_r / s_r$;

h_r = altura das nervuras (mm);

s_r = espaçamento das nervuras (mm).

Por fim, a tensão final é expressa por:

$$\frac{\tau_f}{\tau_{m\acute{a}x}} = 0,0013 \times f_c \times (1 + h_r) + 0,23 \times h_r + 0,05 \quad (\text{Eq. 2.33})$$

Sendo:

f_c = resistência à compressão do concreto (MPa);

h_r = altura das nervuras (mm);

$\tau_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima de aderência (MPa).

O autor considera que o deslizamento δ_4 , relativo à tensão τ_f , é igual a 8mm, o que significa que a partir deste deslizamento a tensão se mantém constante.

2.9 – O CONCRETO E AS FIBRAS

2.9.1 – GENERALIDADES

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), há aproximadamente 3500 anos o homem já fazia uso das fibras para reforçar materiais frágeis, como o uso de palha para a confecção de tijolos. Porém, o primeiro compósito largamente utilizado feito pelo homem foi o cimento amianto, em torno de 1900.

Nos últimos 40 anos, as fibras têm sido utilizadas como elementos de reforço para conferir melhores características aos concretos. A tecnologia vem sendo modificada em vários aspectos; como processo de produção, matéria-prima, e como consequência, uma série de novas aplicações, pois com a adição de fibras, é possível obter características que o concreto simples não possui por ser um material com um comportamento frágil.

Atualmente, a utilização de compósitos (materiais compostos basicamente por duas fases: matriz e as fibras) cresceu em diversidade, podendo ser encontrados em várias aplicações na construção civil como telhas, painéis de vedação vertical e estruturas de concreto como túneis, pavimentos, concreto projetado e concreto pré-moldado.

Diversos tipos de fibras são empregados na construção civil. Dentre elas podem ser citadas, as fibras poliméricas (polipropileno, polietileno e poliéster), metálicas (as de aço são as mais comuns), vegetais (coco, piaçava, sisal) e minerais (carbono, amianto e vidro). Mas, as fibras mais usadas em concreto são as fibras de aço, polipropileno e carbono. Neste trabalho foram utilizadas somente fibras de aço.

A tabela 2.5 apresenta algumas das propriedades de diversos tipos de fibras, incluindo, para comparação, os valores da matriz de cimento.

Tabela 2.5 – Propriedades de diversos tipos de fibras (BENTUR e MINDESS, 1990).

Fibra	Diâmetro (µm)	Densidade (g/cm ³)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à Tração (GPa)	Deformação na Ruptura (%)
Aço	5 - 500	7,84	200	0,5 - 2,0	0,5 - 3,5
Vidro	9 - 15	2,6	70 - 80	2 - 4	2 - 3,5
Polipropileno	20 - 200	0,9	5 - 77	0,5 - 0,75	8,0
Kevlar	10	1,45	65 - 133	3,6	2,1 - 4
Carbono	9	1,9	230	2,6	1
Nylon	-	1,1	4	0,9	13 - 15
Celulose	-	1,2	10	0,3 - 0,5	-
Acrílico	18	1,18	14 - 19,5	0,4 - 1,0	3
Polietileno	-	0,95	0,3	$0,7 \times 10^{-3}$	10
Madeira	-	1,5	71	0,9	-
Sisal	10 - 50	1,5	-	0,8	3,0
Matriz de Cimento (para comparação)	-	2,5	10 - 45	$3,7 \times 10^{-3}$	0,02

O uso de fibras no concreto tem como motivos principais o aumento da ductilidade e da tenacidade, e o melhor controle da fissuração das peças, e não o aumento da resistência do compósito. Isso ocorre devido aos baixos teores de fibra que são usados. Para que haja um ganho significativo nas propriedades mecânicas, como a resistência à tração, por exemplo, deve-se usar teores de fibras bem mais elevados. Entretanto, a incorporação de altos teores de fibras podem causar problemas de trabalhabilidade.

A adição de qualquer tipo de fibra reduz a trabalhabilidade do concreto, na proporção do volume de fibras adicionado. Por exemplo, a introdução de 1,5 % por volume de fibras de aço ou de vidro, a um concreto com 200 mm de abatimento, pode reduzir o abatimento da mistura de cerca de 25 mm, sem, no entanto, prejudicar consideravelmente o seu lançamento e adensamento (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

O uso de aditivo superplastificante e a substituição de parte do cimento por pozolana podem melhorar a trabalhabilidade. Pode-se, também, aumentar a relação água/cimento, embora haja perda na resistência e, acima de determinado valor, torna-se ineficiente.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), as fibras são utilizadas com volumes acima de 5% nas peças delgadas que não comportam armaduras na forma de barras, com o objetivo de melhorar a tenacidade, a durabilidade e a resistência da matriz de cimento. Para as peças de

concreto, as fibras são utilizadas como armadura secundária, com volumes de até 2% (devido à diminuição da trabalhabilidade), para melhorar a tenacidade e o controle da fissuração.

A energia total absorvida no arrancamento da fibra, medida pela área sob a curva carga-deformação, antes da completa separação de uma viga, é, de pelo menos 10 a 40 vezes maior, para concreto reforçado com fibra do que para concreto simples. A magnitude do aumento da tenacidade é altamente influenciada pela concentração de fibras e pela resistência das fibras ao arrancamento que, por sua vez, é governada principalmente pela relação do aspecto da fibra (relação comprimento/diâmetro) e por outros fatores, como a forma ou a textura superficial (MEHTA & MONTEIRO, 2008). A figura 2.25 apresenta uma curva tensão-deformação para concreto com fibras.

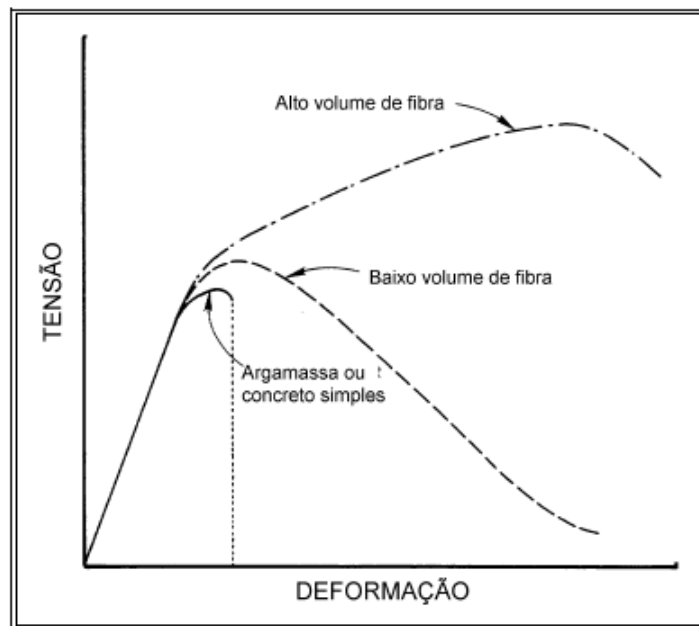


Figura 2.25 – Típicas curvas tensão-deformação para concreto com fibras (BENTUR & MINDESS, 1990).

2.9.2 – FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço apresentam uma grande vantagem sobre os outros tipos de fibras por sua alta resistência à tração e grande capacidade de aderência à matriz que a envolve. Tais fibras podem ser facilmente deformadas melhorando sua capacidade de aderência, o que contribui para o aumento da tenacidade do compósito.

SOROUSHIAN et al. (1994) investigaram a influência das fibras de aço na aderência entre o concreto e as barras da armadura longitudinal nas ligações viga-pilar, para carregamento dinâmico. As fibras retardam a propagação das fissuras e diminuem o escorregamento, pois a resistência de aderência aumenta. Com isso, melhoram a resistência, a ductilidade e a rigidez, permitindo diminuição da armadura de confinamento, sem alterar a qualidade da ancoragem da barra no nó. Segundo os autores, a relação de aspecto e o tipo de fibra tem influência desprezível na resistência de aderência, ao contrário do escorregamento correspondente à tensão máxima.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), as fibras de aço influenciam algumas propriedades mecânicas do concreto da seguinte forma:

- As fibras têm pouco efeito na resistência à compressão, mas aumentam consideravelmente a ductilidade no estado pós-fissuração;
- A resistência à tração aumenta cerca de 133% no caso de fibras alinhadas na direção da tensão de tração. No caso de fibras aleatórias, o aumento pode chegar a 60%;
- A influência das fibras de aço é muito mais efetiva na resistência à flexão do que sobre as resistências à compressão e à tração. O aumento pode ser maior que 100%, e depende não apenas do volume de fibras, mas também da relação de aspecto. Tem-se que o aumento da relação de aspecto resulta no aumento da resistência à flexão;
- A tenacidade à flexão aumenta consideravelmente, conforme se aumenta o volume de fibras e a relação de aspecto, como também o uso de fibras com melhores características de aderência. Um dos principais motivos para a adição de fibras ao concreto é proporcionar o aumento da tenacidade.

A norma brasileira NBR 15530:2007 – Fibras de Aço para Concreto classifica as fibras em três tipos básicos em função de sua conformação geométrica:

- Tipo A: fibra de aço com ancoragem nas extremidades
- Tipo C: fibra de aço corrugada
- Tipo R: fibra de aço reta

O formato da seção transversal depende do tipo de aço utilizado na produção da fibra. Logo, além dos tipos de fibras, a norma brasileira especifica três classes de fibras segundo o aço que deu origem às mesmas:

- Classe I: fibra oriunda de arame trefilado a frio
- Classe II: fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio
- Classe III: fibra oriunda de arame trefilado e escarificado.

Tabela 2.6 – Classificação e geometria das fibras de aço

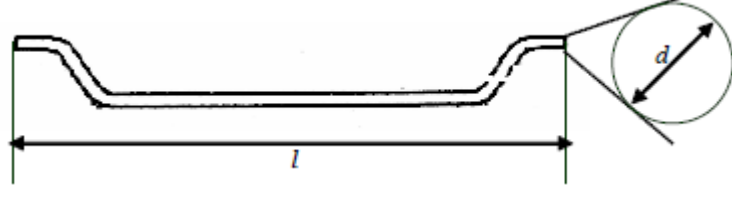
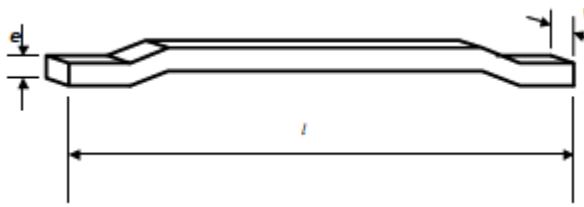
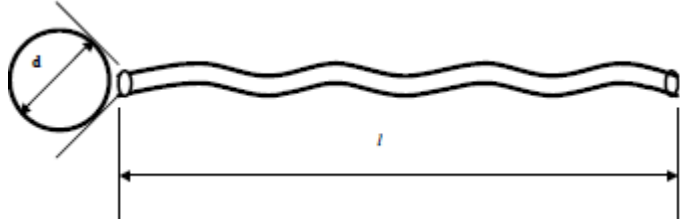
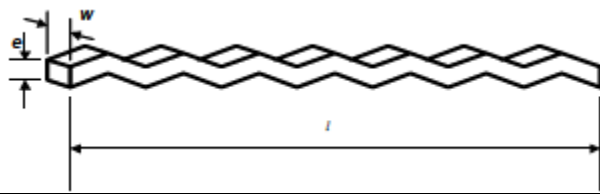
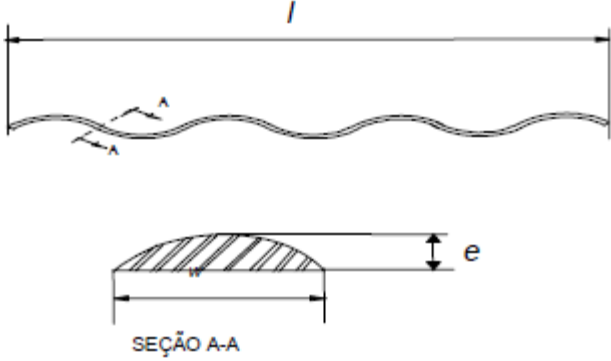
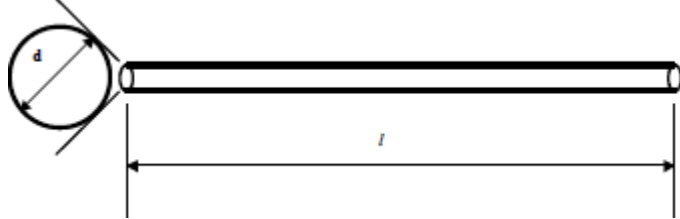
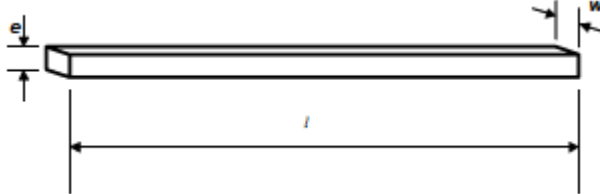
Tipo	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Tabela 2.7 – Requisitos especificados pela NBR 15530:2007 para as fibras de aço

Fibras	Fator de Forma Mínimo $\lambda=l/d$	Limite de Resistência à Tração do Aço f_u
AI	40	1000
AII	30	500
CI	40	800
CII	30	500
CIII	30	800
RI	40	1000
RII	30	500

3 – ANCORAGEM

3.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ancoragem é a fixação da barra no concreto, para que ela possa ser interrompida. De acordo com o item 9.4.1 da NBR 6118:2003, todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma a que os esforços a que estejam submetidos sejam integralmente transmitidos ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou combinação de ambos.

As pontas das barras ancoradas podem ser retas ou curvas. FUSCO (1995) relatou que nas ancoragens retas, as forças são transmitidas por solicitações tangenciais. Nas ancoragens curvas, parte da força a ancorar é transmitida para o concreto por compressão (solicitações normais) e não apenas por solicitações tangenciais. Contudo, essas tensões são acompanhadas por tensões transversais de tração que tendem a provocar o fendilhamento do concreto. Nos trechos curvos, onde estão concentradas as tensões normais, há um aumento na capacidade de ancoragem por atrito.

Neste trabalho será estudada somente a armadura de tração ancorada por aderência em apoios extremos.

3.2 – ANCORAGEM DE ARMADURA PASSIVA POR ADERÊNCIA

Na ancoragem por aderência, deve ser previsto um comprimento suficiente para que o esforço da barra (de tração ou de compressão) seja transferido para o concreto. Ele é denominado comprimento de ancoragem.

De acordo com o item 9.4.1.1 da norma brasileira, na ancoragem por aderência, os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho. A norma diz ainda que, com exceção das regiões situadas sobre apoios diretos, as ancoragens por aderência devem ser confinadas por armaduras transversais

(ver item 3.1.5) ou pelo próprio concreto, considerando-se este caso quando o cobrimento da barra ancorada for maior ou igual a 3ϕ e a distância entre as barras ancoradas também for maior ou igual a 3ϕ .

Nas regiões situadas sobre apoios diretos, a armadura de confinamento não é necessária devido ao aumento da aderência por atrito com a pressão do concreto sobre a barra.

3.2.1 – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM BÁSICO

De acordo com a norma brasileira, o comprimento de ancoragem básico é definido como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

Conforme a figura 3.1, a força na barra ($R_{st} = A_s f_{yd}$) é equilibrada pela tensão de aderência aplicada ao concreto:

$$R_{st} = f_{bd} \times u \times l_b \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Sendo u o perímetro da barra.

Substituindo R_{st} por $A_s f_{yd}$ na equação 3.1, encontra-se:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

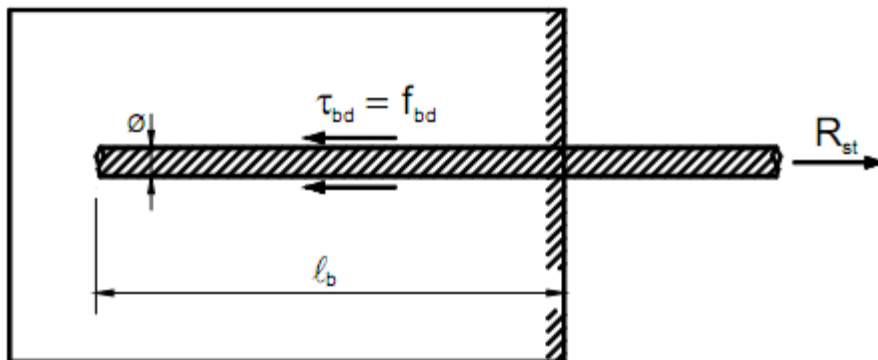


Figura 3.1 – Comprimento de ancoragem básico de uma reta (FUSCO, 1995)

3.2.2 – COMPRIMENTO DE ANCORAGEM NECESSÁRIO

Nas situações em que a área efetiva da armadura em determinado elemento é maior que a necessária calculada, a tensão nas barras diminui e, portanto, o comprimento de ancoragem pode ser reduzido. A presença de gancho na extremidade da barra também permite reduzir o comprimento de ancoragem, que pode ser calculado por:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \times l_b \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Em que:

$\alpha_1 = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha_1 = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

l_b é calculado pela expressão 3.2;

$l_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3 l_b$, 10ϕ e 100 mm .

Permite-se, em casos especiais, considerar outros fatores redutores do comprimento de ancoragem necessário.

3.2.3 – PROLONGAMENTO RETILÍNEO DA BARRA OU GRANDE RAIOS DE CURVATURA

De acordo com o item 9.4.2.1 da NBR 6118:2003, as barras tracionadas podem ser ancoradas ao longo de um comprimento retilíneo ou com grande raio de curvatura em sua extremidade. A ancoragem deve ocorrer:

- a) obrigatoriamente com gancho para barras lisas ;
- b) sem gancho nas barras que tenham alternância de solicitação (tração e compressão);
- c) com ou sem gancho nos demais casos, não sendo recomendado o gancho para barras de $\phi > 32 \text{ mm}$ ou para feixes de barras.

As barras comprimidas só poderão ser ancoradas sem ganchos. Sem a presença de gancho, diminui a possibilidade de flambagem da barra, que poderia levar ao rompimento do cobrimento de concreto (ver figura 3.2).

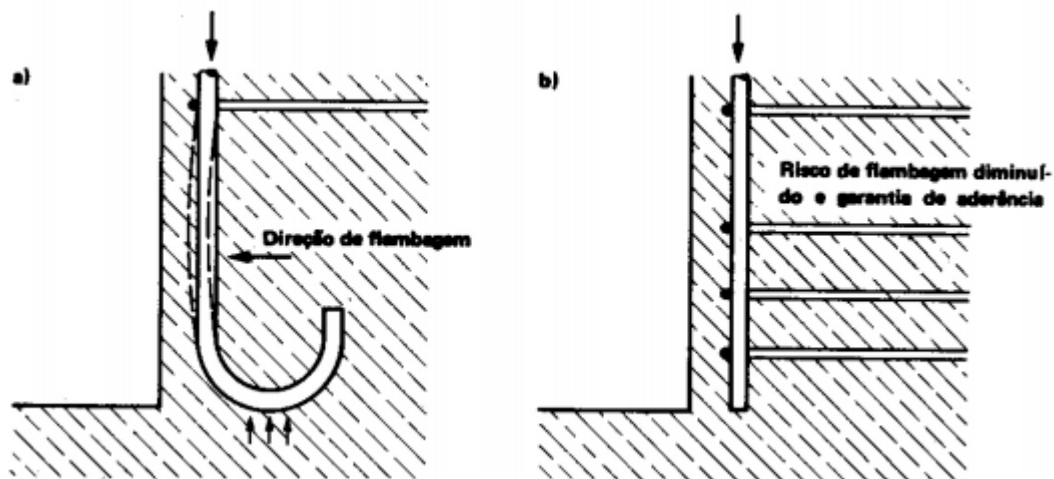


Figura 3.2 – Ganchos são inadequados para a ancoragem de barras comprimidas, especialmente em pilares (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977)

3.2.4 – GANCHOS DAS ARMADURAS DE TRAÇÃO

Os ganchos das extremidades das barras da armadura longitudinal de tração podem ser:

- semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a 2ϕ ;
- em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a 4ϕ ;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a 8ϕ .

Vale ressaltar que, segundo as recomendações da NBR 6118 (2003), as barras lisas deverão ser ancoradas com ganchos semicirculares.

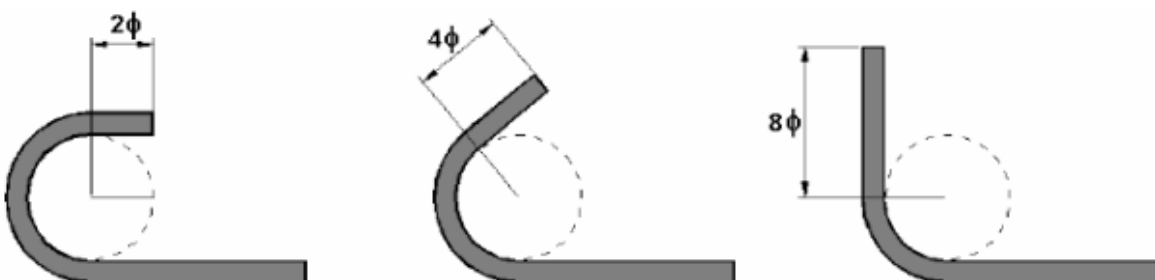


Figura 3.3 – Tipos de ganchos

O diâmetro interno da curvatura do dobramento dos ganchos das armaduras longitudinais de tração deve ser pelo menos igual ao estabelecido na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Diâmetro dos pinos de dobramento (NBR 6118-2003).

Bitola (mm)	Tipo de Aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 φ	5 φ	6 φ
≥ 20	5 φ	8 φ	-

A ancoragem de barras tracionadas, terminadas em gancho, caracteriza-se por apresentar tensões normais de compressão, no plano da curva, além das tensões tangenciais na parte reta. A existência destas tensões de compressão acentua a probabilidade de ocorrência de ruptura de aderência por fendilhamento. Portanto, o emprego deste tipo de ancoragem exige cuidado para que exista uma situação de confinamento na região da curva. O confinamento pode ser assegurado através de um valor adequado de cobrimento e/ou da utilização de armadura transversal.

MINOR & JIRSA (1975) avaliaram fatores pertinentes à capacidade resistente de ancoragem de barras nervuradas com gancho. Tratou-se de uma avaliação essencialmente experimental em que foram produzidos 80 prismas de concreto contendo barras curvas com diferentes configurações geométricas. O comprimento de aderência, o ângulo de dobramento, o raio de curvatura e o diâmetro da barra foram as variáveis em questão. Nesse trabalho, concluiu-se que:

- Para igual razão entre o comprimento de ancoragem e o diâmetro da barra, quanto maior for o ângulo de dobramento e/ou menor a relação raio de curvatura e diâmetro da barra r/d_b , maior será o deslizamento numa dada barra sob tração;
- Numa ancoragem que possui tanto trecho reto como curvo, o maior escorregamento se dá na parte curva;
- Há uma pequena diferença na resistência entre ancoragens retas e curvas exceto para comprimentos de ancoragem muito pequenos os quais são impraticáveis na construção civil.

3.2.5 – ARMADURA TRANSVERSAL NA ANCORAGEM

Segundo o item 9.4.2.6 da Norma Brasileira, consideram-se as armaduras transversais existentes ao longo do comprimento de ancoragem, caso a soma das áreas dessas armaduras seja maior ou igual às especificadas a seguir:

- a) Barras com $\phi < 32$ mm:

Ao longo do comprimento de ancoragem deve ser prevista armadura transversal capaz de resistir a 25% da força longitudinal de uma das barras ancoradas. Se a ancoragem envolver barras diferentes, prevalece para esse efeito, a de maior diâmetro.

- b) Barras com $\phi \geq 32$ mm:

Ver item 9.4.2.6.2 da NBR 6118-2003.

3.2.6 – EFEITO DA ARMADURA TRANSVERSAL NA ANCORAGEM

Os estribos têm um papel importante nas estruturas de concreto armado devido ao confinamento que ele proporciona. Eles aumentam a capacidade de ancoragem, pois o concreto do núcleo fica sujeito a um estado triaxial de tensões, com pressões transversais confinantes.

O efeito do confinamento resulta do constrangimento da livre deformação de uma parte ou do todo de um sólido material, causado por restrições internas ou externas.

A presença de uma armadura de confinamento é recomendável, principalmente no caso de existir tensões de tração na direção perpendicular às barras ancoradas. Sua eficiência é maior quando cruza as fissuras por fendilhamento, restringindo suas aberturas

Os estribos são utilizados com o intuito de combaterem as tensões transversais de tração decorrentes do efeito de ancoragem e impedirem a ruptura longitudinal por fendilhamento, pois permitem o aparecimento de um estado de compressão transversal favorável à ancoragem.

Como exposto no item 3.2.4, a armadura transversal também é importante nas barras tracionadas terminadas em gancho, pois, causa um confinamento que impede a ruptura de aderência por fendilhamento causada pelas tensões normais de compressão no plano da curva.

De modo geral, juntamente com as armaduras longitudinais, os estribos contribuem para o efeito de confinamento do concreto, evitando o seu fendilhamento e propiciando aumento de resistência.

LUNDGREN & MAGNUSSON (2001) avaliaram a ancoragem de barras nervuradas em apoios diretos e indiretos, variando a resistência do concreto e a taxa de armadura transversal. Constataram que a capacidade de ancoragem aumenta substancialmente com a presença de estribos e, é tão maior quanto for à resistência do concreto. Entretanto, para concretos de alta resistência a ruína da ligação aço-concreto ocorre de maneira frágil em consequência da dificuldade de redistribuição de forças de tração entre as barras ancoradas.

3.3 – ANCORAGEM NOS APOIOS

Segundo o item 18.3.2.4 da NBR 6118:2003, os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples ou contínuas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam a mais severa das seguintes condições:

- a) no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- b) em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração $R_{sd} = (a_l/d) V_d + N_d$, onde V_d é a força cortante, N_d é a força de tração eventualmente existente, d é a altura útil da seção transversal e a_l é o valor do deslocamento do diagrama de momentos;
- c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ($A_{s,v\tilde{a}o}$), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ($M_{v\tilde{a}o}$), de modo que:
 - $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,v\tilde{a}o})$ se M_{apoio} for nulo ou negativo e de valor absoluto $| M_{apoio} | \leq 0,5 M_{v\tilde{a}o}$;
 - $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,v\tilde{a}o})$ se M_{apoio} for negativo e de valor absoluto $| M_{apoio} | > 0,5 M_{v\tilde{a}o}$.

3.3.1 - DECALAGEM DO DIAGRAMA DE FORÇA NO BANZO TRACIONADO

O valor do deslocamento a_1 deve ser adotado em função do modelo de cálculo adotado no dimensionamento da armadura transversal.

3.3.1.1 - MODELO DE CÁLCULO I

Quando a armadura longitudinal de tração for determinada através do equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural, os efeitos provocados pela fissuração oblíqua podem ser substituídos no cálculo pela decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, dada pela expressão:

$$a_1 = d \left[\frac{V_{Sd,máx}}{2(V_{Sd,máx} - V_c)} (1 + \cot g \alpha) - \cot g \alpha \right] \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Sendo:

$a_1 \geq 0,5d$, no caso geral;

$a_1 \geq 0,2d$, para estribos inclinados a 45° .

Nos casos usuais, onde a armadura transversal é normal ao eixo da peça ($\alpha = 90^\circ$), a expressão resulta:

$$a_1 = d \left[\frac{V_{Sd,máx}}{2(V_{Sd,máx} - V_c)} \right] \geq 0,5d \quad (\text{Eq. 3.5})$$

3.3.1.2 - MODELO DE CÁLCULO II

O deslocamento do diagrama de momentos fletores, de acordo com o modelo II, mantidas as mesmas condições estabelecidas para o modelo I, será:

$$a_1 = 0,5d (\cot g \theta - \cot g \alpha) \quad (\text{Eq. 3.6})$$

Sendo:

$a_1 \geq 0,5d$, no caso geral;

$a_1 \geq 0,2d$, para estribos inclinados a 45° .

Considerando novamente estribos verticais, resulta:

$$a_t = 0,5 \times d \times \cot g \theta \geq 0,5d \quad (\text{Eq. 3.7})$$

3.3.2 - ANCORAGEM DA ARMADURA DE TRAÇÃO NOS APOIOS EXTREMOS

Em apoios extremos, a Norma Brasileira prescreve que as barras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b, \text{nec}}$, conforme 3.2.2;
- $(r + 5,5 \phi)$ sendo r o raio interno de curvatura do gancho;
- 60 mm.

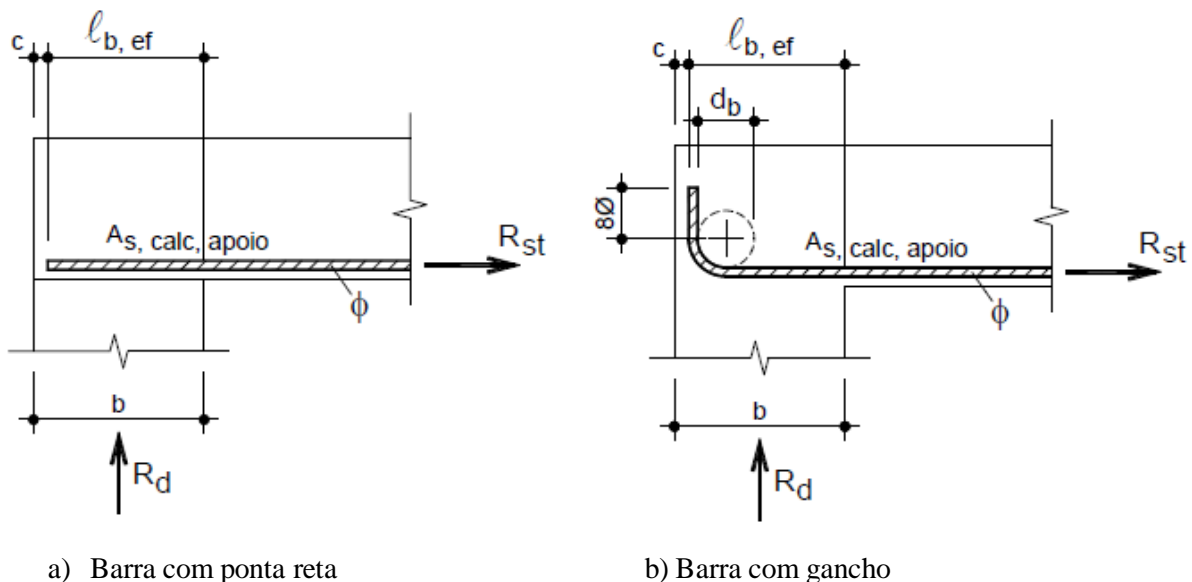


Figura 3.4 – Ancoragem no apoio

Quando houver cobrimento da barra no trecho do gancho, medido normalmente ao plano do gancho, de pelo menos 70 mm, e as ações acidentais não ocorrerem com grande frequência com seu valor máximo, o primeiro dos três valores anteriores pode ser desconsiderado, prevalecendo as duas condições restantes.

4 – INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

4.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP.

A investigação experimental do comportamento da aderência foi feita por meio do ensaio de arrancamento padronizado pelo RILEM-FIP-CEB (1973), com o objetivo de determinar a tensão de aderência, e ensaios de arrancamento com ancoragem reta e com gancho seguindo um modelo proposto pelo autor, com o intuito de simular a ancoragem em apoios extremos de vigas. Em ambos os modelos, foram utilizados concreto convencional com resistência à compressão de 50 MPa. A escolha desta resistência é justificada por este ser o valor máximo de resistência contemplado por muitas normas, inclusive a NBR 6118:2003.

Foram adicionadas fibras e armadura transversal ao concreto para estudar os seus efeitos no comportamento da ancoragem.

Os ensaios foram divididos em duas séries: a 1ª série constitui os modelos padronizados pelo RILEM e os modelos com barras com ancoragem reta propostos, enquanto que a 2ª Série constitui os modelos com barras com ancoragem com gancho propostos.

4.2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido nas seguintes etapas:

- ensaios preliminares de caracterização dos materiais constituintes do concreto;
- estudo de dosagem do concreto, para obtenção de um traço para concreto com resistência média à compressão de 50 MPa no dia do ensaio;
- caracterização mecânica do concreto;

- caracterização mecânica do aço;
- ensaios de arrancamento.

Para o ensaio de arrancamento padronizado pelo RILEM foram feitos dois modelos de corpos de prova, com duas amostras por modelo, totalizando quatro corpos de prova. Os parâmetros escolhidos foram:

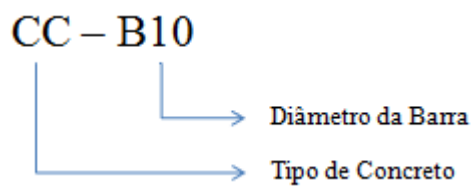
- Tipo de concreto:
 - ✓ concreto convencional (CC)
- Resistência média à compressão do concreto:
 - ✓ $f_{cm} = 50$ MPa
- Diâmetro da armadura:
 - ✓ barras de 10 mm
 - ✓ barras de 16 mm
- Tipo de carregamento:
 - ✓ carregamento monotônico

Para o ensaio de arrancamento proposto, foram feitos doze modelos de corpos de prova, com duas amostras por modelo, totalizando vinte e quatro corpos de prova. Os parâmetros escolhidos foram:

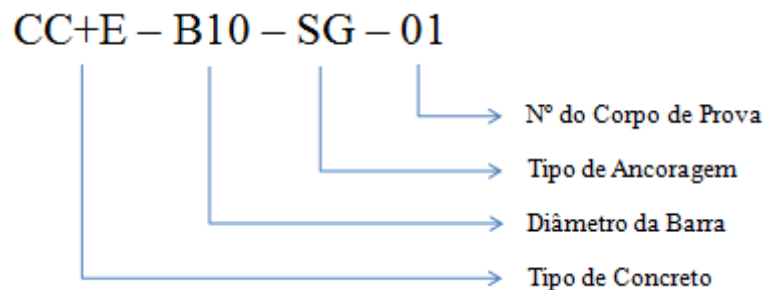
- Tipo de concreto:
 - ✓ Concreto Convencional (CC)
 - ✓ Concreto Convencional com Fibras de Aço (CCFA)
- Resistência média à compressão do concreto:
 - ✓ $f_{cm} = 50$ MPa
- Diâmetro da armadura:
 - ✓ barras de 10 mm
 - ✓ barras de 16 mm
- Tipo de carregamento:
 - ✓ carregamento monotônico
- Tipo de ancoragem:
 - ✓ Sem gancho (SG)
 - ✓ Com gancho de 90° (CG)

- Presença ou não de estribos.

Para os ensaios padronizados pelo RILEM, os modelos foram denominados pelo tipo de concreto (CC) e diâmetro da barra (barras de 10 e 16 mm). Para os ensaios propostos, os modelos foram denominados pelo tipo de concreto (CC, CCFA), diâmetro da barra (barras de 10 e 16 mm) e pelo tipo de ancoragem (SG e CG). Caso haja estribo, o tipo de concreto é representado por CC+E. Ver representação a seguir:



Representação para os modelos padronizados pelo RILEM



Representação para os modelos propostos pelo autor

O resumo dos ensaios é apresentado na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios

	TIPO DE ENSAIO	PARÂMETRO	LEGENDA	Nº DE CORPOS DE PROVA
1ª SÉRIE	Ensaio de arrancamento para barra de 10 mm (RILEM)	Concreto	CC-B10	2
	Ensaio de arrancamento para barra de 16 mm (RILEM)	Concreto	CC-B16	2
	Ensaio de arrancamento para barra de 10 mm sem gancho (Proposto)	Concreto	CC-B10-SG	2
		Concreto + Fibras	CCFA-B10-SG	2
		Concreto + Estribos	CC+E-B10-SG	2
	Ensaio de arrancamento para barra de 16 mm sem gancho (Proposto)	Concreto	CC-B16-SG	2
		Concreto + Fibras	CCFA-B16-SG	2
		Concreto + Estribos	CC+E-B16-SG	2
	2ª SÉRIE	Ensaio de arrancamento para barra de 10 mm com gancho (Proposto)	Concreto	CC-B10-CG
Concreto + Fibras			CCFA-B10-CG	2
Concreto + Estribos			CC+E-B10-CG	2
Ensaio de arrancamento para barra de 16 mm com gancho (Proposto)		Concreto	CC-B16-CG	2
		Concreto + Fibras	CCFA-B16-CG	2
		Concreto + Estribos	CC+E-B16-CG	2
TOTAL				28

4.3 – MATERIAIS UTILIZADOS

4.3.1 – CIMENTO

Foi empregado cimento do tipo CP V-ARI MAX (Cimento Portland de Alta Resistência Inicial), marca NACIONAL, com massa específica igual a 3,14 kg/dm³.

4.3.2 – SÍLICA ATIVA

Utilizou-se sílica ativa com as seguintes características técnicas:

Tabela 4.2 – Características químicas e físicas da sílica ativa

Propriedade		Norma/Instrução de trabalho	Valor	Limite
Massa específica (g/cm ³)		NBR NM 23:1998	2,22	-
Área específica (m ² /kg)		NBR NM 76:1998	20000	-
Componentes químicos (%)	Perda ao fogo	NBR 13956:1997 IT.DCT.TC.402:2008	3,03	≤ 6,0
	Dióxido de Silício (SiO ₂)	NBR 13956:1997 IT.DCT.TC.402:2008	91,68	≥ 85,0
	Óxido de Alumínio (Al ₂ O ₃)	NBR NM 11-2:2004	0,18	-
	Óxido de Ferro (Fe ₂ O ₃)	NBR NM 11-2:2004	0,18	-
	Óxido de Cálcio Total (CaO)	NBR NM 11-2:2004	0,56	-
	Óxido de Magnésio (MgO)	NBR NM 11-2:2004	0,46	-
	Sulfato de Cálcio (CaSO ₄)		0,00	0,00
Alcalis totais	Óxido de Sódio (Na ₂ O)	IT.DCT.TC.413:2008	0,27	-
	Óxido de Potássio (K ₂ O)	IT.DCT.TC.413:2008	1,17	-
	Equivalente alcalino em Na ₂ O	IT.DCT.TC.413:2008	1,05	-
Atividade pozolânica	Com a cal (MPa)	NBR 5751:1992 NBR 12653/1992	7,40	-
	Com o cimento (%)	NBR 5752:1992 NBR 12653/1992	115,80	-

No que se refere à dosagem da sílica ativa, a literatura recomenda a utilização de 5 a 10% em relação à massa de cimento. Assim sendo, foi utilizada a dosagem de 5%.

4.3.3 – AGREGADOS

Foi utilizada uma areia normal como agregado miúdo. A partir da NBR 7217:1987, determinou-se a dimensão máxima característica igual a 1,2 e módulo de finura médio igual a 1,86. Na tabela 4.3 podem ser observados os valores obtidos das análises granulométricas.

Tabela 4.3 – Análise Granulométrica do Agregado Miúdo

Peneira (mm)	Material Retido (g)			% Retida			% Retida Acumulada		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
6,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,8	3,3	0,5	0,8	0,7	0,1	0,2	0,7	0,1	0,2
2,4	3,6	3,0	3,0	0,7	0,6	0,6	1,4	0,7	0,8
1,2	13,5	16,8	19,6	2,7	3,4	3,9	4,1	4,1	4,7
0,6	76,7	79,1	78,7	15,3	15,8	15,8	19,4	19,9	20,4
0,3	222,5	217,1	226,4	44,5	43,5	45,3	63,9	63,4	65,8
0,15	161,1	163,3	150,8	32,2	32,7	30,2	96,0	96,1	96,0
0,075	17,3	17,4	17,2	3,5	3,5	3,4	99,5	99,6	99,4
Fundo	2,5	2,1	2,8	0,5	0,4	0,6	100,0	100,0	100,0
Dimensão Máxima Característica							1,2		
Módulo de Finura Médio							1,86		

Obs.: M1, M2 e M3 correspondem às amostras 1, 2 e 3, respectivamente.

Determinou-se também a massa específica por meio do Frasco de Chapman, massa unitária solta e massa unitária compactada, cujos valores são 2,59 kg/dm³, 1,50 kg/dm³ e 1,63 kg/dm³, respectivamente.

O agregado graúdo era formado pelas britas 0 e brita 1, cuja composição granulométrica está apresentada nas tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.4 – Análise Granulométrica da Brita 0

Peneira (mm)	Material Retido (g)			% Retida			% Retida Acumulada		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
12,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	178,3	192,6	166,7	35,6	38,5	33,3	35,6	38,5	33,3
4,8	219,2	207,0	225,1	43,8	41,3	45,0	79,4	79,8	78,3
2,4	100,5	98,2	106,1	20,1	19,6	21,2	99,4	99,4	99,6
1,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,4	99,4	99,6
0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,4	99,4	99,6
0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,4	99,4	99,6
0,15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,4	99,4	99,6
Fundo	2,8	3,0	2,2	0,6	0,6	0,4	100,0	100,0	100,0
Dimensão Máxima Característica							9,5		
Módulo de Finura Médio							5,77		

Obs.: M1, M2 e M3 correspondem às amostras 1, 2 e 3, respectivamente.

Tabela 4.5 – Análise Granulométrica da Brita 1

Peneira (mm)	Material Retido (g)			% Retida			% Retida Acumulada		
	M1	M2	M3	M1	M2	M3	M1	M2	M3
19,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12,5	116,3	60,8	93,5	23,3	12,1	18,7	23,3	12,1	18,7
9,5	240,5	247,6	222,7	48,2	49,4	44,6	71,5	61,5	63,3
6,3	139,2	179,7	177,3	27,9	35,9	35,5	99,4	97,4	98,8
4,8	1,7	5,2	4,8	0,3	1,0	1,0	99,8	98,4	99,7
2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,8	98,4	99,7
1,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,8	98,4	99,7
0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,8	98,4	99,7
0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,8	98,4	99,7
0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	99,8	98,4	99,7
Fundo	1,2	7,9	1,4	0,2	1,6	0,3	100,0	100,0	100,0
Dimensão Máxima Característica							19,0		
Módulo de Finura Médio							6,61		

Obs.: M1, M2 e M3 correspondem às amostras 1, 2 e 3, respectivamente.

A determinação da massa unitária solta e massa unitária compactada das britas 0 e 1 foi realizada de acordo com a NBR 7251:1982, e os resultados estão apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Massa Unitária Solta e Massa Unitária Compactada

	Massa Unitária Solta (kg/dm ³)	Massa Unitária Compactada (kg/dm ³)
Brita 0	1,42	1,55
Brita 1	1,45	1,61

4.3.4 – ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

Foi utilizado o aditivo superplastificante com o nome comercial “GLENIUM 51” do fabricante BASF S/A, e com as seguintes características técnicas:

- Superplastificante 3^a geração
- Base química: Policarboxilatos
- Densidade: 1,067 à 1,107 g/cm³
- PH: 5 a 7
- Sólidos: 28,5 à 31,5%
- Viscosidade: 95 à 160 cps

No que se refere à dosagem do superplastificante, a literatura recomenda a utilização de até 1%. Assim sendo, a dosagem adotada foi de 0,5%.

4.3.5 – FIBRAS

Foram utilizadas fibras de aço DRAMIX RC 65/35 BN com baixo teor de carbono, em teor de 2% em volume. Suas propriedades são apresentadas na tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Características da Fibra de Aço

Características	Valores
Comprimento (l)	35 mm
Diâmetro (d)	0,55 mm
Fator de Forma (l/d)	65
Resistência à Tração	1150 N/mm ²
Peso Específico	78,5 Kg/m ³

As fibras utilizadas têm dupla ancoragem nas extremidades e são produzidas coladas em pentes que dissolvem quando em contato com a água (Ver figura 4.1).



Figura 4.1 – Fibras de aço

Diversos trabalhos foram realizados com concreto com teores de fibras de 0,5% a 1,5%. Constata-se que teores reduzidos de fibras não apresentam influência significativa na aderência. Optou-se então, por avaliar a aderência do concreto com um teor de fibras mais elevado (2%).

4.3.6 – ÁGUA

Empregou-se água potável proveniente da rede pública de abastecimento de São Carlos (SP).

4.4 – DOSAGEM DOS MATERIAIS

Foi feito um estudo de dosagem com o objetivo de obter uma resistência de 50 MPa no dia do ensaio.

O consumo dos materiais e o traço em massa para o concreto com fibras e para o concreto sem fibras são apresentados na tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Consumo dos Materiais e Traço para o Concreto com e sem Fibras

Materiais	Consumo por m ³ de concreto	
	Sem Fibras	Com Fibras
Cimento	452,2 kg	452,2 kg
Sílica Ativa	23,8 kg	23,8 kg
Areia	802,5 kg	802,5 kg
Brita 0	296 kg	296 kg
Brita 1	690 kg	690 kg
Água	189,7 kg	189,7 kg
Superplastificante	6,98 kg	6,98 kg
Fibra	-	157 kg

Traço em massa: 1 : 0,05 : 1,77 : 0,65 : 1,53 : 0,42 : 0,02

4.5 – PROCEDIMENTO DE MISTURA

Os materiais foram misturados na seguinte ordem:

- Mistura do agregado graúdo e miúdo;
- Colocação de toda a areia, seguida pelo cimento e sílica ativa;
- Adição de toda a água, com posterior mistura por 30 segundos;
- Adiciona-se 2/3 do superplastificante seguida das fibras, e por fim o restante do superplastificante.

Para o concreto sem fibras, no quarto item, é adicionado todo o superplastificante aos poucos.

4.6 - MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS DE PROVA

Os corpos de prova foram moldados na posição horizontal, isto é, com o eixo da barra de aço perpendicular à direção do lançamento do concreto, com aplicação do carregamento na direção perpendicular à moldagem.

O concreto foi compactado em camadas, com adensamento realizado em mesa vibratória para a 1ª Série e com o uso de vibrador de imersão para a 2ª Série.

Na 2ª Série, como o corpo de prova era reduzido em comparação à 1ª Série, durante a concretagem foi utilizado o vibrador de imersão, pois o uso da mesa vibratória mudava a posição das armaduras.

Três dias após a moldagem, os corpos-de-prova foram retirados das fôrmas e armazenados em câmara úmida até a véspera do ensaio.



a)

b)

c)

Figura 4.2 – a) e b) Adensamento em mesa vibratória; c) Adensamento por meio do vibrador de imersão

4.7 – CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

4.7.1 – ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

Para a caracterização do concreto no estado fresco, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone (Slump Test), segundo a norma NBR NM67 (ABNT, 1998), para a determinação da consistência do concreto.



Figura 4.3 – Slump Test

4.7.2 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO

4.7.2.1 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão do concreto foi determinada por meio do ensaio de seis corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm para cada uma das séries, dos quais três foram moldados sem fibras e três com fibras. A velocidade de carregamento foi de 2,4 kN/s. O ensaio foi realizado conforme a NBR 5739:2007.

A Figura 4.4 mostra o ensaio de resistência à compressão sendo realizado.



Figura 4.4 – Ensaio de Resistência à Compressão do Concreto

4.7.2.2 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A resistência à tração do concreto foi determinada por meio do ensaio de seis corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm para cada uma das séries, dos quais três foram moldados sem fibras e três com fibras. O ensaio foi realizado segundo a norma NBR 7222:2010, com velocidade de carregamento igual a 0,94 kN/s.

Como o plano de fratura imposto pelo arranjo do ensaio de compressão diametral não se constitui necessariamente no plano de menor resistência, os resultados fornecidos por esse ensaio são maiores que o de tração direta. Portanto, os resultados da resistência à tração foram multiplicados por um fator igual a 0,9, conforme o Código Modelo CEB-FIP 1990.



Figura 4.5 – Ensaio de Resistência à Tração do Concreto

4.7.2.3 – MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade foi determinado por meio do ensaio de seis corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm para cada uma das séries, dos quais três foram moldados sem fibras e três com fibras.

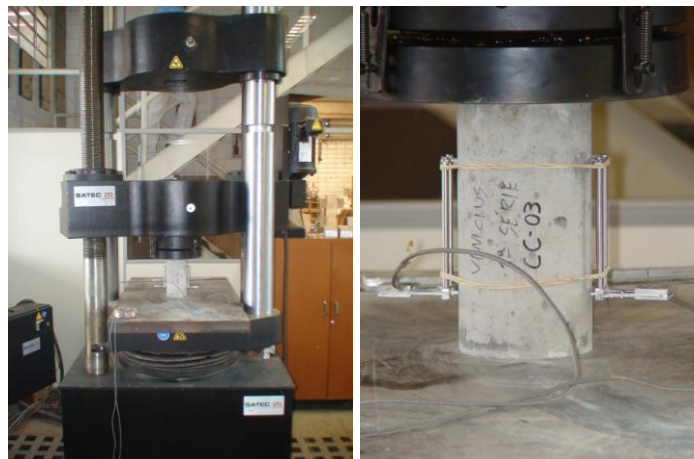


Figura 4.6 – Determinação do Módulo de Elasticidade

4.7.2.4 – TENACIDADE À FLEXÃO

A tenacidade de um material pode ser entendida como sendo a quantidade de energia absorvida por ele durante o processo de fraturamento. Sendo o processo de fraturamento caracterizado pelo surgimento de fissuras que se propagam em decorrência do aumento da intensidade das tensões.

A tenacidade à flexão é determinada por meio do ensaio de flexão sob quatro pontos de carga, e é definida como sendo a área sob a curva força x deslocamento, que representa a energia ou o trabalho dissipado no material em função do carregamento aplicado.

Com base nos resultados obtidos no ensaio de flexão em quatro pontos, algumas normas indicam procedimentos que visam à determinação da tenacidade do concreto. Dentre elas podemos citar a ASTM C 1018-94a e a JSCE SF-4-84, sendo que a metodologia apresentada pela ASTM foi a escolhida para analisar os resultados obtidos nos ensaios.

Foram moldadas 2 amostras de corpos de prova prismáticos de 15x15x50 (cm) para cada uma das séries, sendo que o ensaio foi realizado apenas para o concreto com fibras.

A ASTM C 1018-94a preconiza a determinação de valores adimensionais, chamados de Índices de Tenacidade, obtidos pela relação entre a área sob a curva força x deslocamento vertical até um determinado valor de flecha (sempre múltiplo da referente à primeira fissura) e a área sob esta mesma curva até a flecha correspondente à primeira fissura (δ_{cr}).

Salienta-se que a primeira fissura ocorre no ponto onde a curva força x deslocamento vertical deixa de ser linear. A área sob a curva força x deslocamento vertical representa a energia absorvida para uma dada flecha.

Os índices de tenacidade normalmente calculados são os I_5 , I_{10} e I_{20} , e eles correspondem aos deslocamentos $3\delta_{cr}$, $5,5\delta_{cr}$ e $10,5\delta_{cr}$, respectivamente, conforme indicado na figura 4.7.

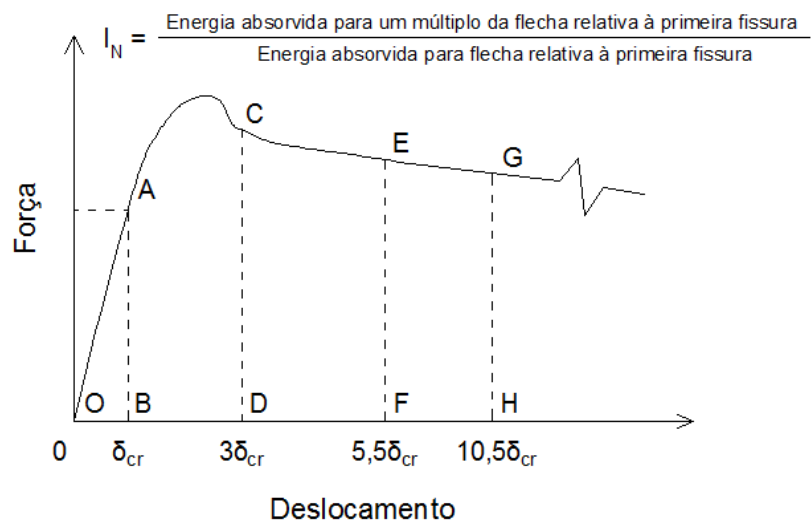


Figura 4.7 – Característica da Curva Força x Flecha (ASTM C 1018).

Os índices de tenacidade dados pela ASTM C 1018 podem ser calculados a partir das seguintes fórmulas:

$$I_5 = \frac{\text{Área } OACD}{\text{Área } OAB} \quad (\text{Eq. 4.1.a})$$

$$I_{10} = \frac{\text{Área } OAEF}{\text{Área } OAB} \quad (\text{Eq. 4.1.b})$$

$$I_{20} = \frac{\text{Área } OAEGH}{\text{Área } OAB} \quad (\text{Eq. 4.1.c})$$



Figura 4.8 – Ensaio de Tenacidade à Flexão

4.8 – CARACTERIZAÇÃO DO AÇO

Foi feita a caracterização das barras de 10 e 16 mm de diâmetro de acordo com as normas NBR 7480:1996 e NBR 6152:1992. Foram ensaiadas três amostras para cada diâmetro da barra de aço (Ver figura 4.9).

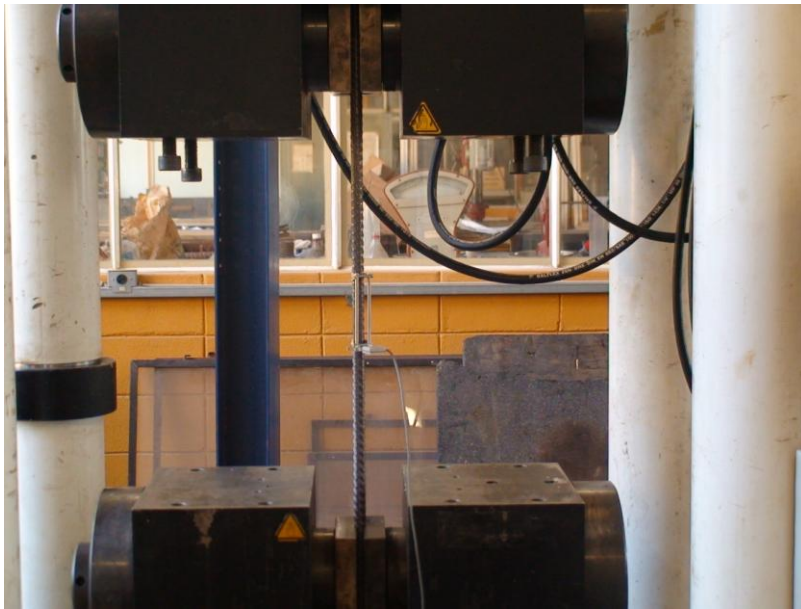


Figura 4.9 – Ensaio de Resistência à Tração das Barras de Aço

4.9 – GEOMETRIA DOS MODELOS

4.9.1 – MODELO DE ARRANCAMENTO SEGUNDO O RILEM-FIP-CEB

A figura 4.10 ilustra a geometria para os modelos de arrancamento para as barras de 10 e 16 mm, conforme o estabelecido pelo RILEM-FIP-CEB (1973), para determinação da tensão de aderência.

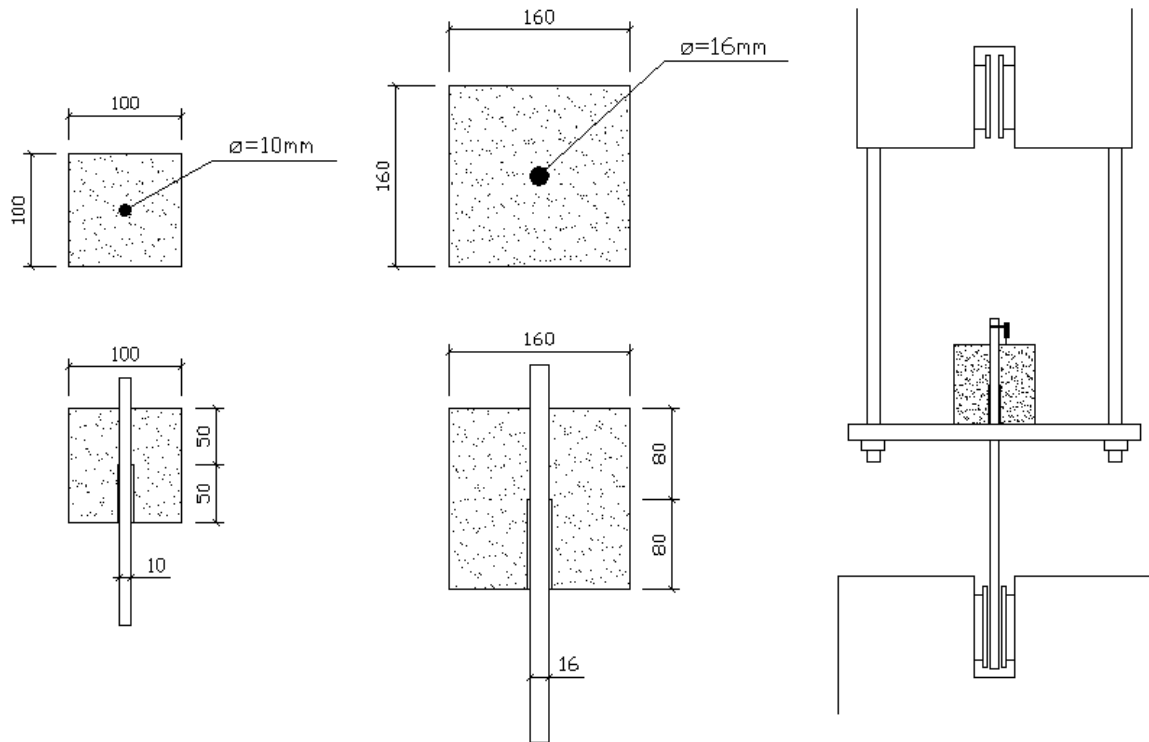


Figura 4.10 – Formas do modelo de arrancamento com barras de 10 e 16 mm (dimensões em mm)

As fôrmas eram compostas de fôrmas de madeirite plastificadas com dois furos centrais em uma das direções, para permitir a passagem da barra de aço. As fôrmas têm lados iguais a 10ϕ , onde ϕ é o diâmetro da barra. O trecho não-aderente era constituído de uma mangueira plástica, de comprimento igual a cinco vezes o diâmetro da barra.

Nestes modelos os parâmetros estudados são:

- Tipo de concreto:
 - ✓ Concreto Convencional (CC)

- Diâmetro da armadura:
 - ✓ barras de 10 mm
 - ✓ barras de 16 mm

Foram feitas 2 amostras por variável, totalizando 4 amostras.

A figura 4.11 mostra o modelo para barra de 10 mm sendo ensaiado.

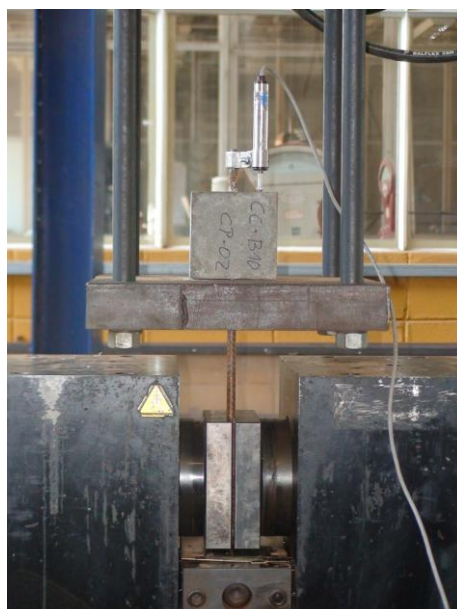


Figura 4.11 – Ensaio de arrancamento para barra de 10 mm

4.9.2 – MODELO DE ARRANCAMENTO PROPOSTO

As fôrmas eram compostas de fôrmas de madeirite plastificadas com um furo em uma das quatro faces laterais, para permitir a passagem da barra de aço. As dimensões dos modelos são apresentadas nos próximos itens.

4.9.2.1 – MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA SEM GANCHO

As figuras 4.12 e 4.13 ilustram respectivamente a geometria para os modelos de arrancamento para as barras retas de 10 e 16 mm, respectivamente, conforme o estabelecido pelo autor.

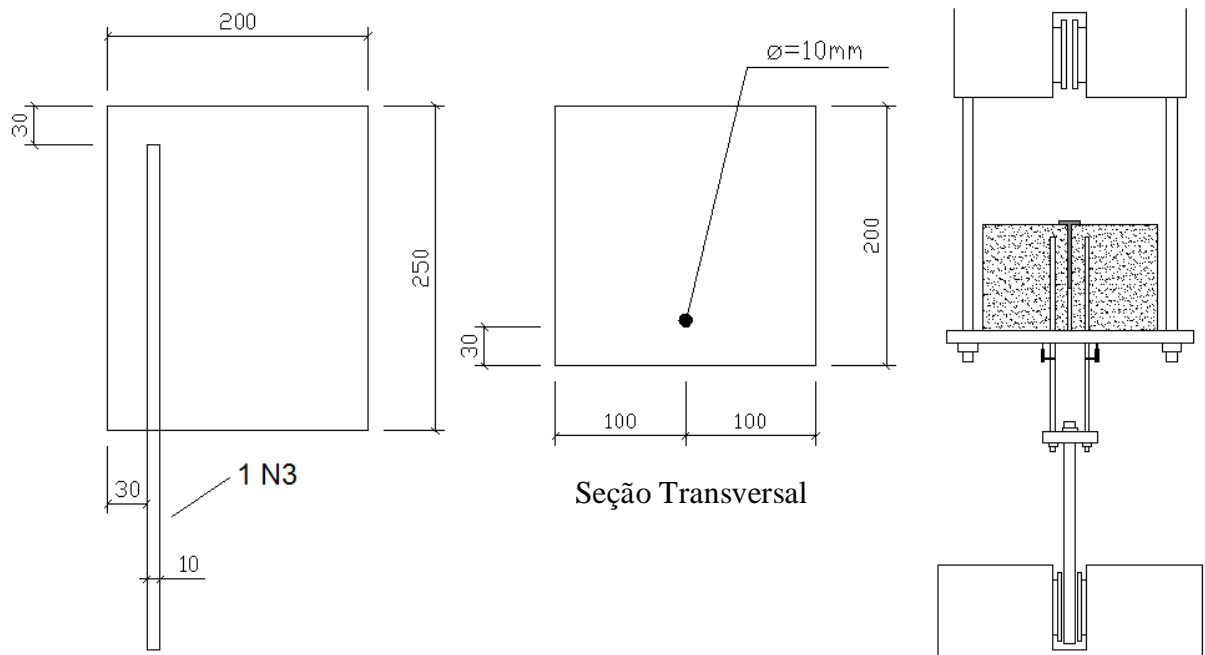


Figura 4.12 – Formas do modelo de arrancamento com barras retas de 10 mm (dimensões em mm)

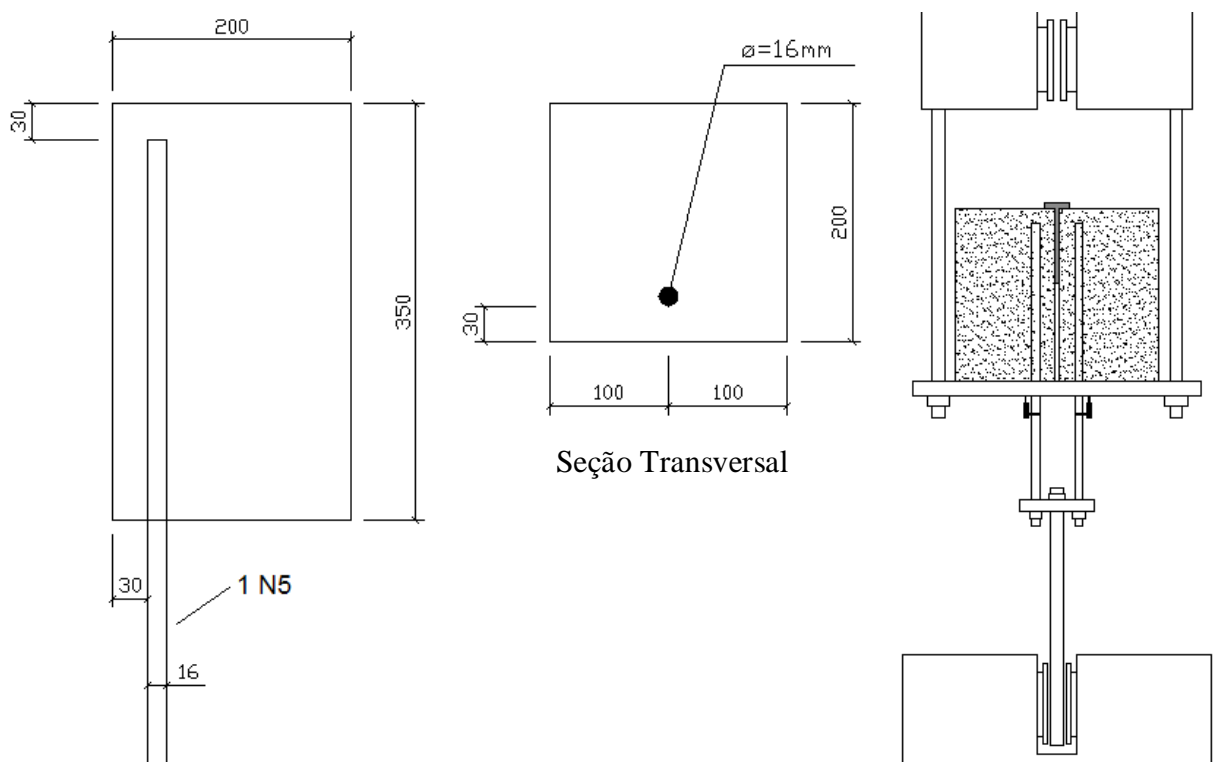


Figura 4.13 – Formas do modelo de arrancamento com barras retas de 16 mm (dimensões em mm)

Nestes modelos, os parâmetros variáveis são:

- Tipo de concreto:
 - ✓ Concreto Convencional (CC)
 - ✓ Concreto Convencional com Fibras de Aço (CCFA)
- Presença ou não de estribos.
- Diâmetro da armadura:
 - ✓ barras de 10 mm
 - ✓ barras de 16 mm

Para cada barra estudada, foram feitos 3 modelos:

- a) Somente Concreto;
- b) Concreto + Fibras;
- c) Concreto + Armadura Transversal.

Logo, foram estudados 6 modelos, com 2 amostras por modelo, totalizando 12 corpos de prova.

As barras de 10 e 16 mm têm um cobrimento de 3 cm, objetivando simular uma viga.

As figuras 4.14 e 4.15 mostram os detalhes dos modelos para barras de 10 e 16 mm, respectivamente, com ancoragem reta e com estribos.

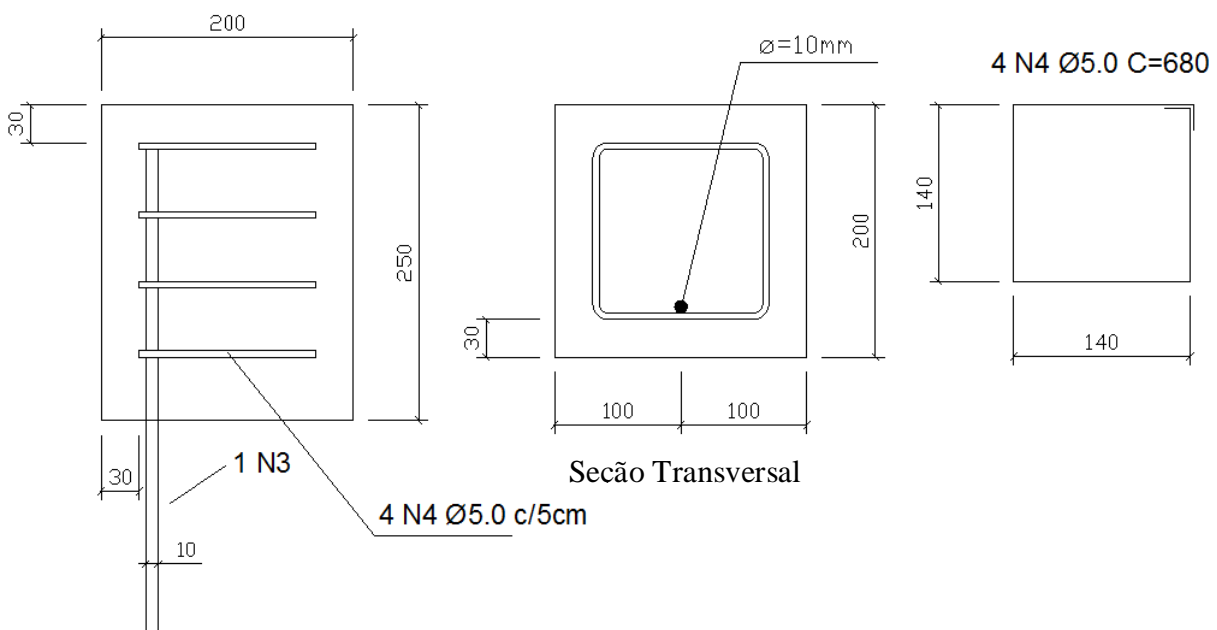


Figura 4.14 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras retas de 10 mm com estribos (dimensões em mm)

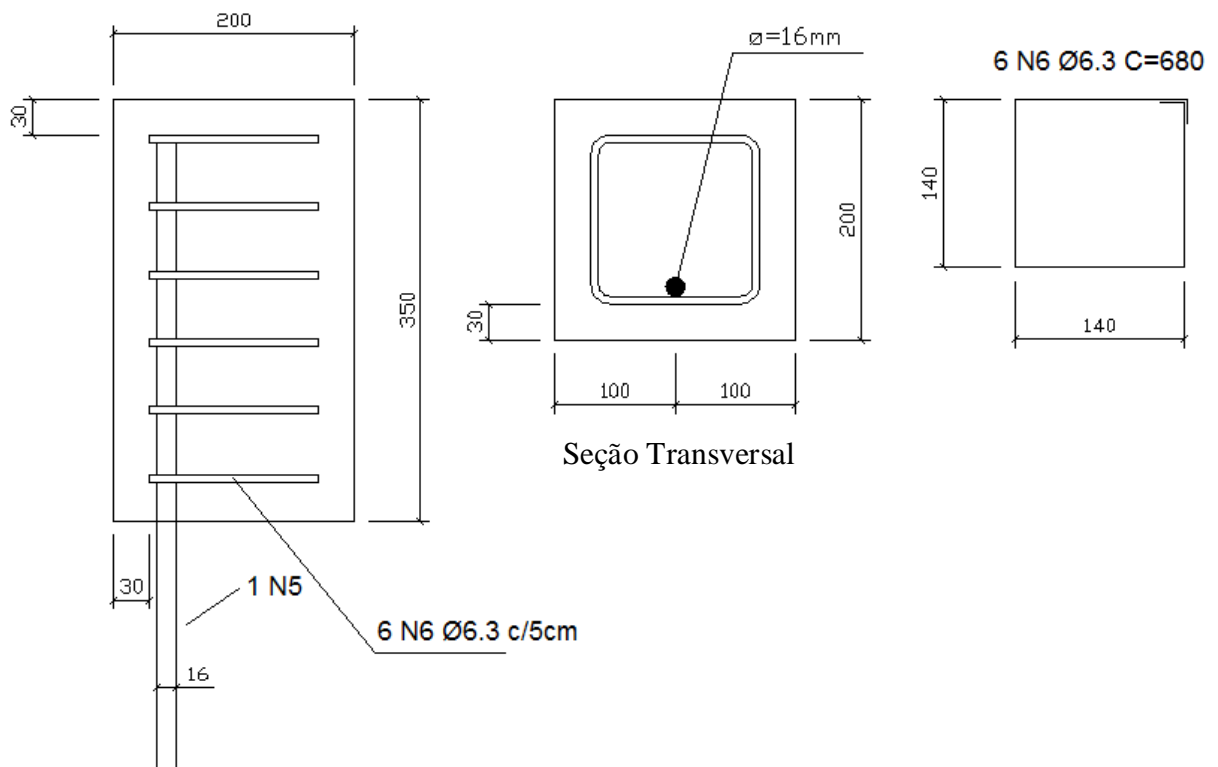
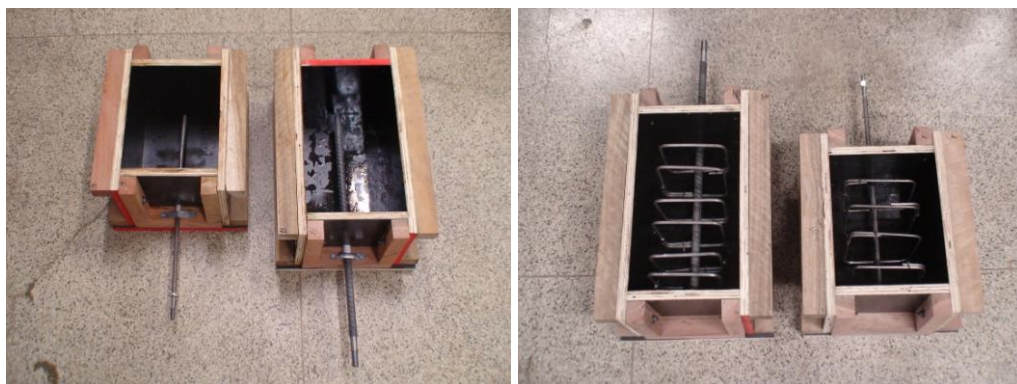


Figura 4.15 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras retas de 16 mm com estribos (dimensões em mm)

A figura 4.16 apresenta os modelos com barras de 10 e 16 mm com ancoragem reta sem estribos e com estribos.



a)

b)

Figura 4.16 – a) Modelo sem estribos e b) Modelo com estribos

4.9.2.2 – MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA COM GANCHO

As figuras 4.17 e 4.18 ilustram respectivamente a geometria para os modelos de arrancamento para as barras de 10 e 16 mm com ganchos, conforme o estabelecido pelo autor.

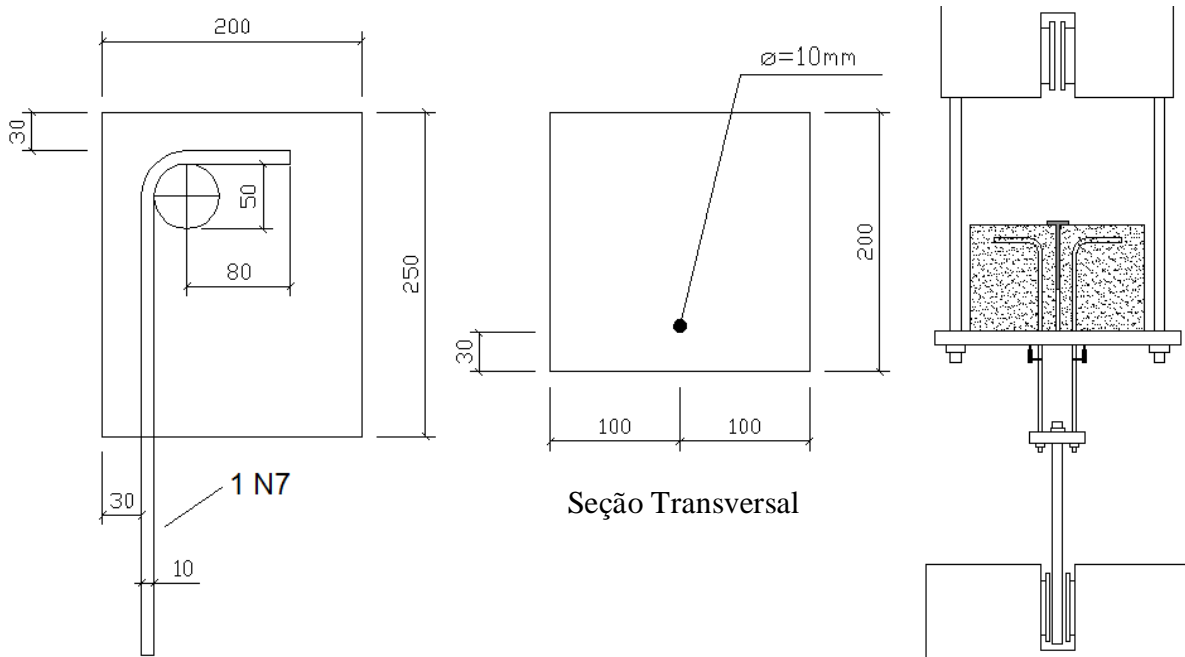


Figura 4.17 – Formas do modelo de arrancamento com barras de 10 mm com gancho (dimensões em mm)

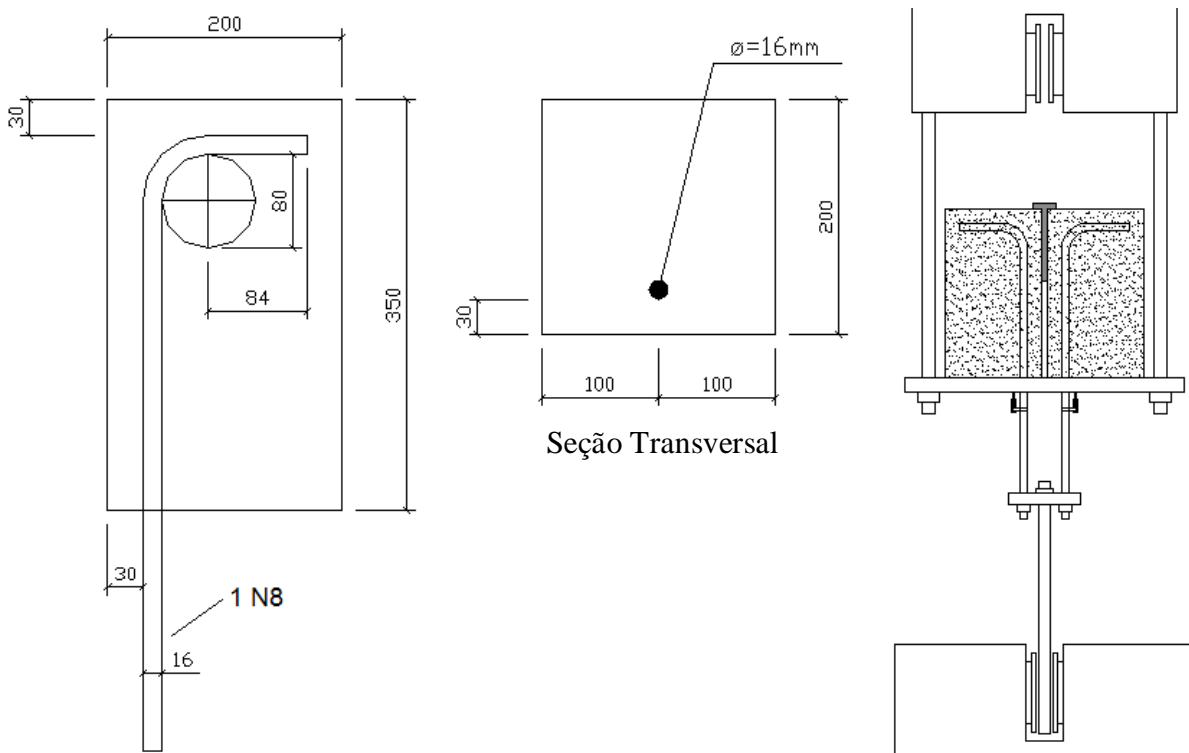


Figura 4.18 – Formas do modelo de arrancamento com barras de 16 mm com gancho (dimensões em mm)

Nestes modelos, os parâmetros variáveis são:

- Tipo de concreto:
 - ✓ Concreto Convencional (CC)
 - ✓ Concreto Convencional com Fibras de Aço (CCFA)
- Presença ou não de estribos.
- Diâmetro da armadura:
 - ✓ barras de 10 mm
 - ✓ barras de 16 mm

Para cada barra estudada, foram feitos 3 modelos:

- a) Somente Concreto;
- b) Concreto + Fibras;
- c) Concreto + Armadura Transversal.

Logo, foram estudados 6 modelos, com 2 amostras por modelo, totalizando 12 corpos de prova.

As barras de 10 e 16 mm têm um cobrimento de 3 cm, objetivando simular uma viga.

As figuras 4.19 e 4.20 mostram os detalhes dos modelos para barras de 10 e 16 mm com ganchos e com estribos.

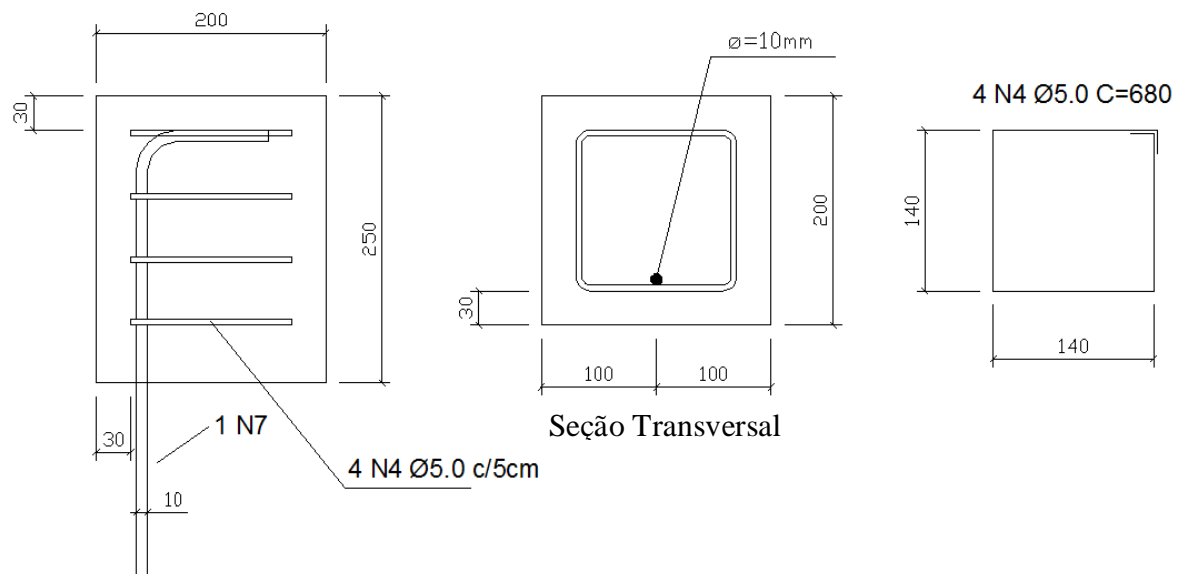


Figura 4.19 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras retas de 10 mm com estribos (dimensões em mm)

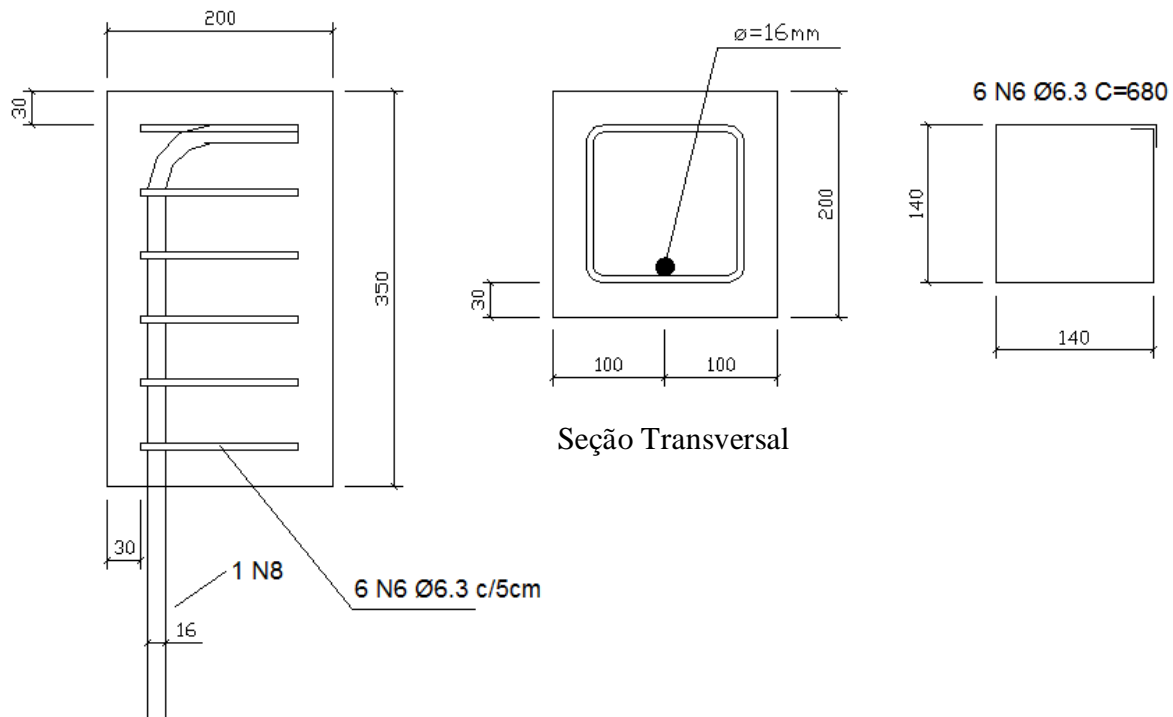


Figura 4.20 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras retas de 16 mm com estribos

Os resultados do ensaio de arrancamento padronizados pelo RILEM-FIP-CEB (1973) para determinação da capacidade de ancoragem de barras não é representativo para as vigas, pois o concreto fica confinado na placa de apoio, o que causa uma pressão transversal de compressão, promovendo um confinamento na armadura. Para uma melhor representatividade da viga, pode ser feito o ensaio de viga padronizado pelo RILEM-FIP-CEB (1973). Como este ensaio é de difícil execução, principalmente na sua montagem, optou-se por propor um outro ensaio representativo para as vigas. A figura 4.21 mostra o modelo proposto.

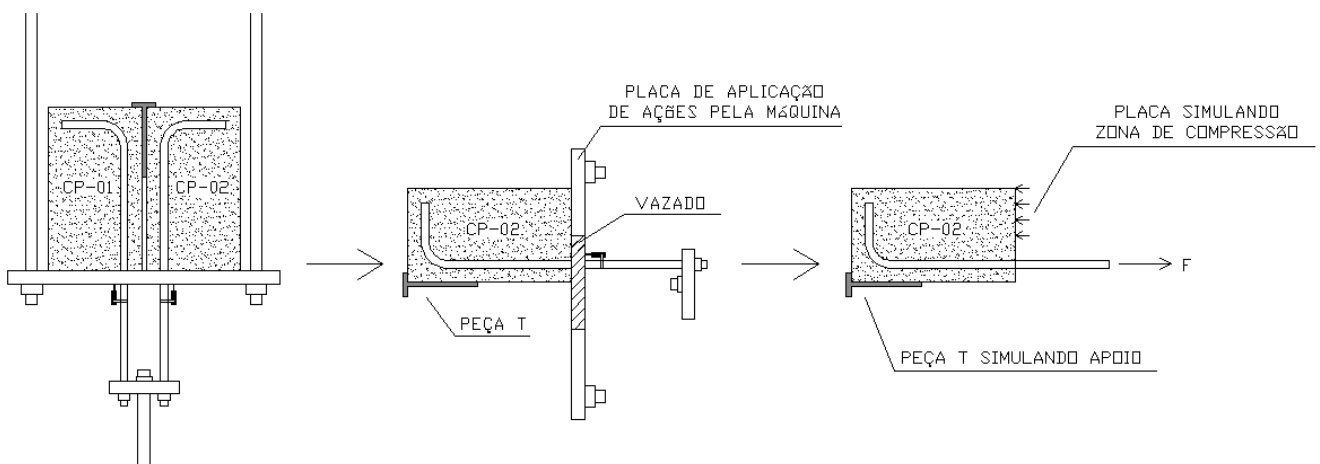


Figura 4.21 – Esquema simulando ensaio de viga simplificado em apoios extremos

Por meio deste modelo proposto tem-se a simulação de um ensaio de viga simplificado em apoios extremos.

Este ensaio tenta simular o efeito da excentricidade da barra de aço na viga. Ao tracionar a barra, a placa de aplicações de ações aplica uma carga distribuída na parte superior da viga, simulando a zona de compressão. Esta carga distribuída é equilibrada pela força gerada pela peça T, que simula a reação de apoio. A peça T e a placa estão representadas nas figuras 4.24 e 4.25.

4.10 – INSTRUMENTOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Os ensaios foram realizados em uma máquina servo-hidráulica marca Instron, modelo 8506, com capacidade para 2500 kN, curso total de 150 mm.

Ressalta-se que a máquina servo-hidráulica se encontra acoplada a um sistema de aquisição de dados computadorizado marca Vishay – Measurements Group, modelo System 5000 (Ver figura 4.22).



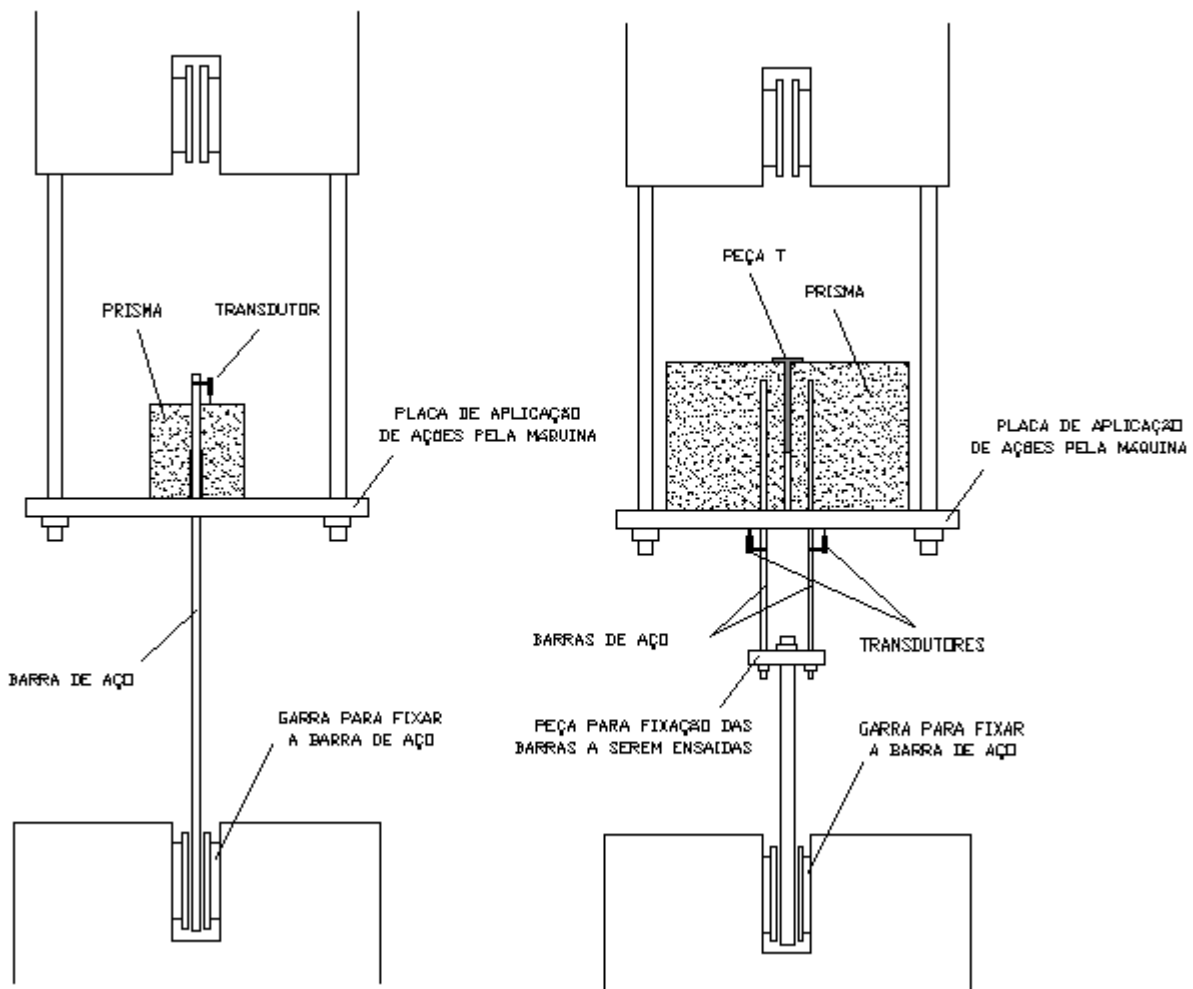
Figura 4.22 – Máquina servo-hidráulica acoplada a sistema de aquisição de dados computadorizado

Os ensaios de arrancamento foram executados com controle de deslocamento, permitindo assim analisar o ramo descendente após o modelo atingir a ruptura da ligação.

No ensaio de somente um corpo de prova, o dispositivo de ensaio era constituído de uma placa apoiando o concreto com um furo central onde a barra é inserida, sendo que esta é presa à garra da máquina INSTRON. A placa de apoio é presa por quatro hastes, as quais são rosqueadas na máquina.

No ensaio com dois corpos-de-prova, o dispositivo de ensaio era constituído de uma placa com uma abertura central, onde o concreto era apoiado. As barras estudadas eram presas à outra peça com um furo central onde outra barra era inserida e presa à garra da máquina INSTRON.

Na instrumentação foram utilizados transdutores de deslocamento com o objetivo de medir o deslocamento relativo entre a barra de aço e o prisma de concreto. A figura 4.23 ilustra os dispositivos de ensaio e a instrumentação utilizada.



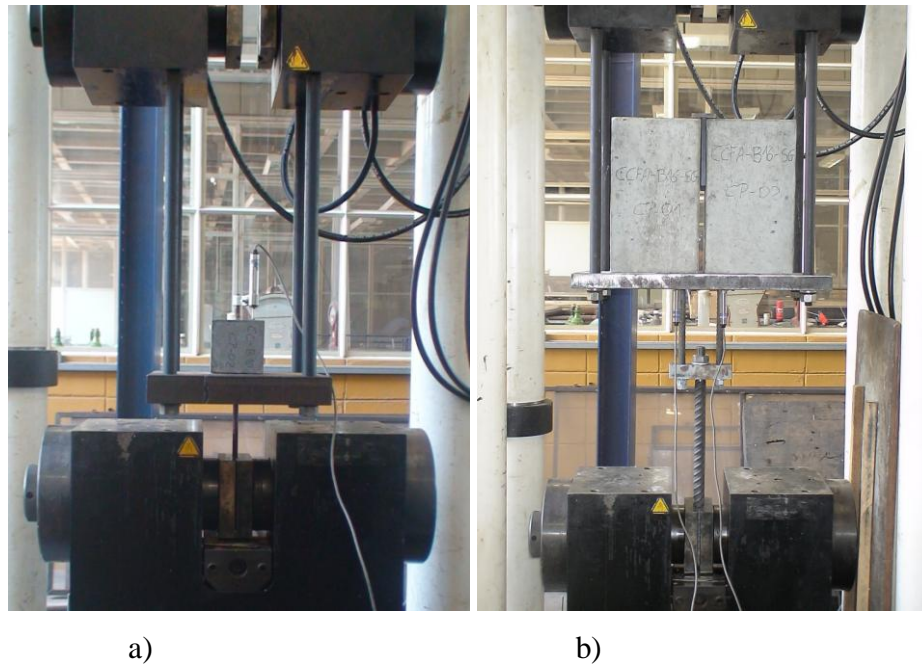


Figura 4.23 – Dispositivo de ensaio e instrumentação dos modelos de arrancamento propostos pelo RILEM (a) e pelo autor (b)

As figuras 4.24, 4.25 e 4.26 mostram a placa de aplicação de ações, a peça T e a peça para fixação das barras a serem ensaiadas, respectivamente.

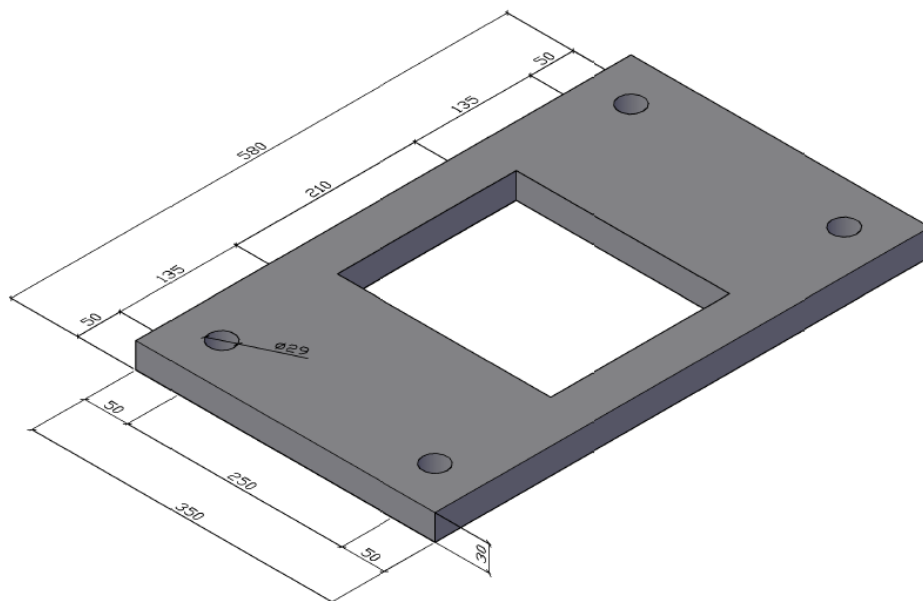




Figura 4.24 – Placa de aplicação de ações (dimensões em mm)

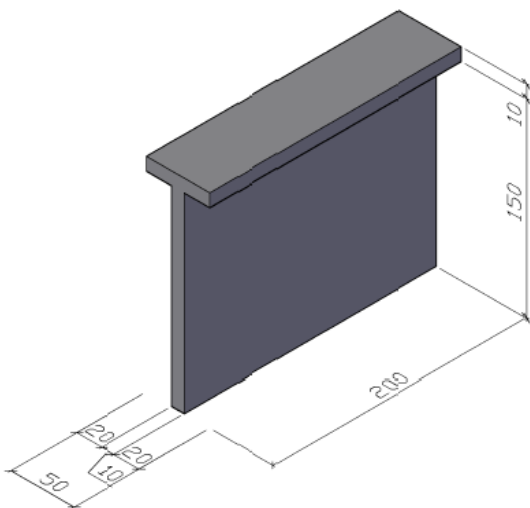


Figura 4.25 – Peça T (dimensões em mm)

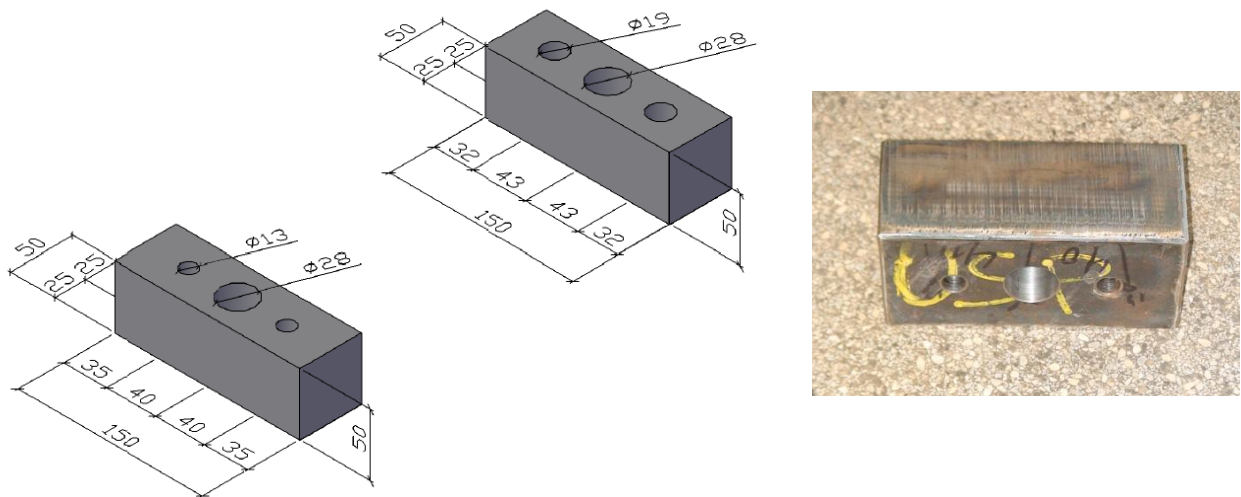


Figura 4.26 – Peça para fixação das barras a serem ensaiadas (dimensões em mm)

4.11 – PROBLEMAS QUE CULMINARAM NA MUDANÇA DO MODELO PROPOSTO

Durante os ensaios constatou-se que a barra não deslizava, mas como o transdutor marcava deslocamento, imaginou-se que este deslocamento registrado poderia ser o alongamento da barra e não o deslizamento. Foi feito então um teste com o modelo CC-B16-SG-02, apoiado em uma placa com um furo central. O transdutor foi retirado para não danificá-lo, e a carga foi elevada até a ruptura da barra (Ver figura 4.27).

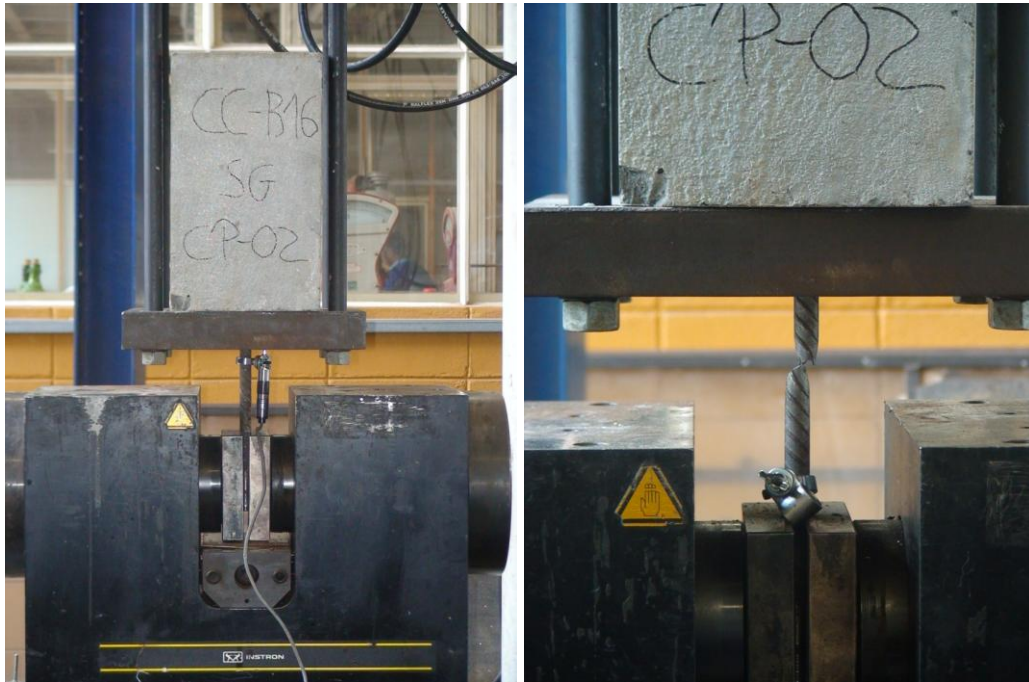


Figura 4.27 – Ruptura da barra de aço

Na realidade, o escoamento das armaduras é o esperado quando se faz o seu dimensionamento. Entretanto, para que a curva tensão de aderência x deslizamento pudesse ser obtida completamente, as dimensões dos corpos de prova tiveram que ser corrigidas a fim de que a ruptura da barra não ocorresse.

Optou-se então por reduzir o comprimento aderente para cinco vezes o diâmetro da barra.

Como os modelos propostos da 1ª Série (modelos com ancoragem reta) já haviam sido concretados, os mesmos foram cortados por meio de uma Serra Circular (Ver figura 4.28).



Figura 4.28 – Corte dos modelos

O ensaio foi então realizado como apresentado na figura 4.29.



Figura 4.29 – Ensaio de arrancamento após o corte dos modelos

Foi notado outro problema durante o ensaio. No momento em que as barras começavam a deslizar, um transdutor marcava um deslizamento positivo e o outro marcava um deslizamento negativo. Isso porque, no momento em que uma barra deslizava mais que a outra, os transdutores não conseguiam marcar corretamente os deslizamentos das mesmas.

Optou-se então por realizar o ensaio individualmente nos corpos de prova em uma placa de apoio com um furo central, como representado na figura 4.30.



Figura 4.30 – Ensaio de arrancamento proposto modificado

4.12 – MODELO PROPOSTO MODIFICADO

Os parâmetros estudados continuaram os mesmos, apenas o comprimento de ancoragem foi modificado para cinco vezes o diâmetro da barra. Para as barras com ancoragem reta, os modelos foram cortados, como apresentado anteriormente, e os modelos com barras com gancho foram moldados com as novas dimensões.

4.12.1 – MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA SEM GANCHO

A geometria do modelo para as barras de 10 e 16 mm sem gancho está apresentada nas figuras 4.31 e 4.32.

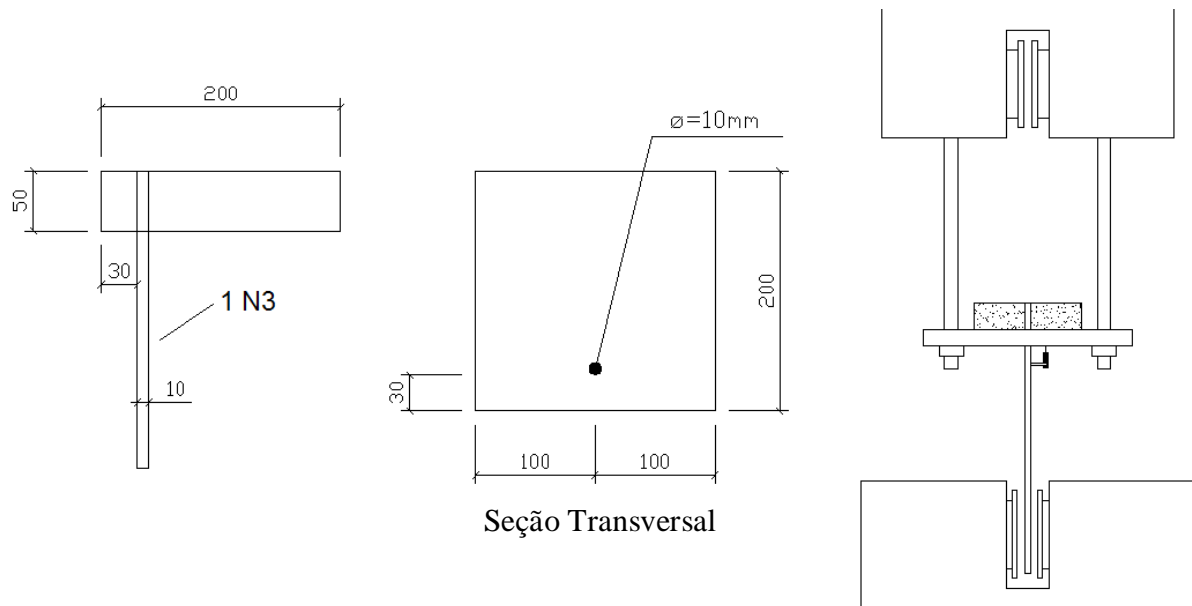


Figura 4.31 – Formas do modelo de arrancamento com barras retas de 10 mm (dimensões em mm)

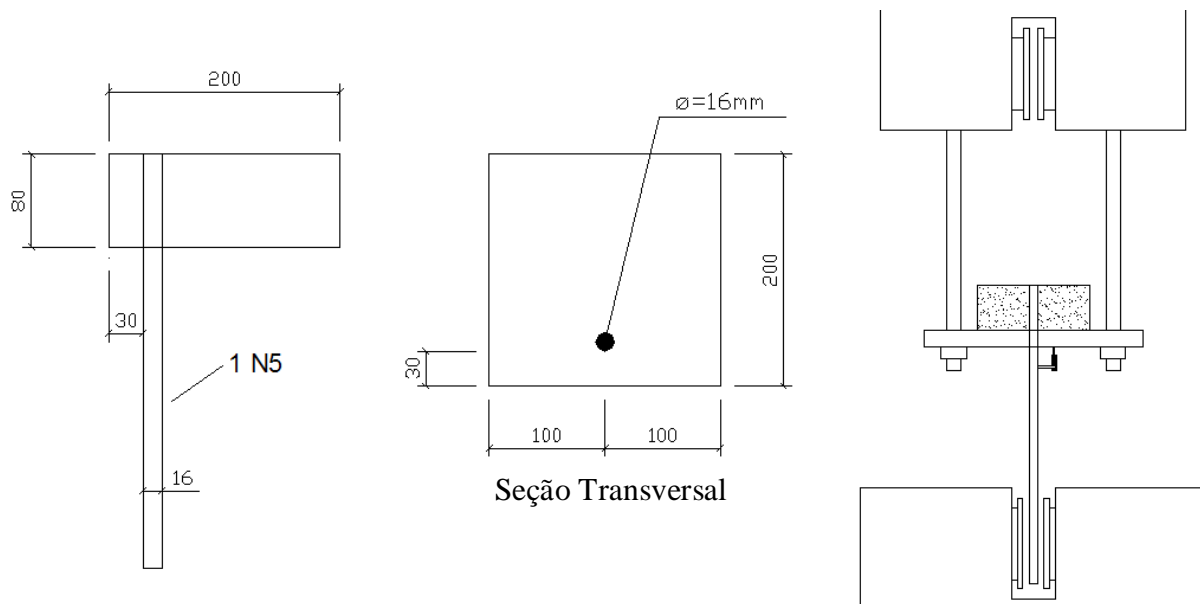


Figura 4.32 – Formas do modelo de arrancamento com barras retas de 16 mm (dimensões em mm)

As figuras 4.33 e 4.34 mostram os detalhes dos modelos para barras de 10 e 16 mm sem ganchos e com estribos.

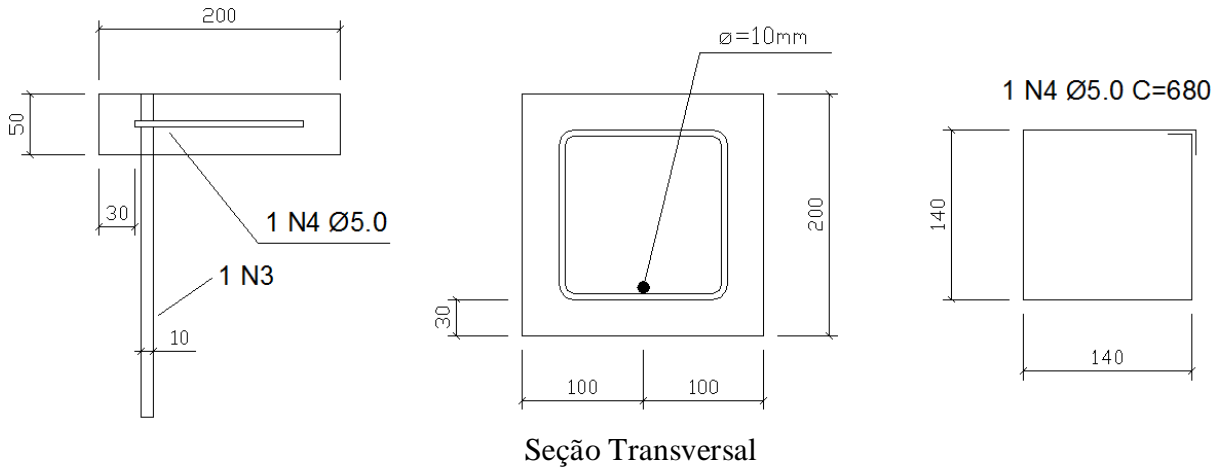


Figura 4.33 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras retas de 10 mm com estribos (dimensões em mm)

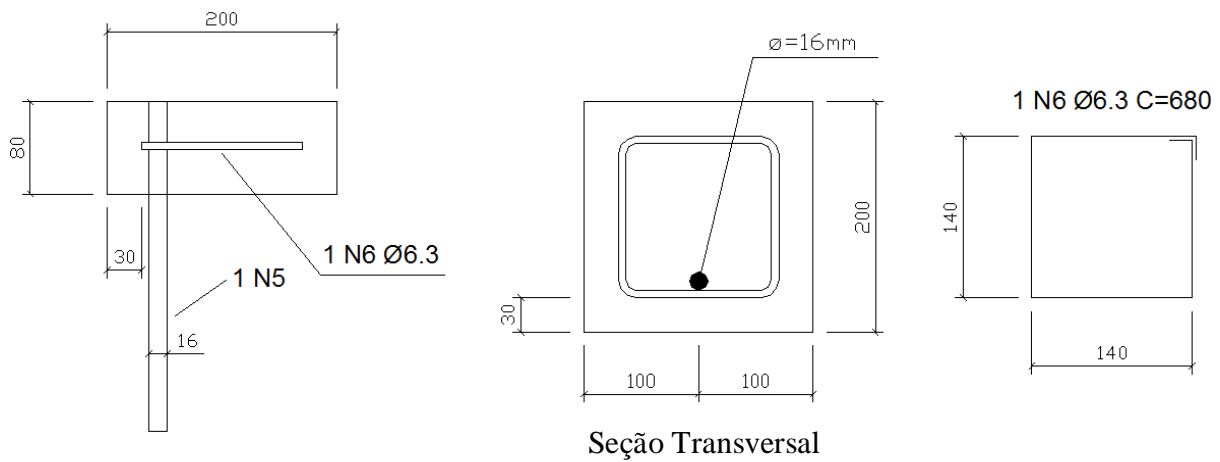


Figura 4.34 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras retas de 16 mm com estribos (dimensões em mm)

4.12.2 - MODELO DE ARRANCAMENTO PARA BARRA COM GANCHO

A geometria do modelo para as barras de 10 e 16 mm com gancho está apresentada nas figuras 4.35 e 4.36.

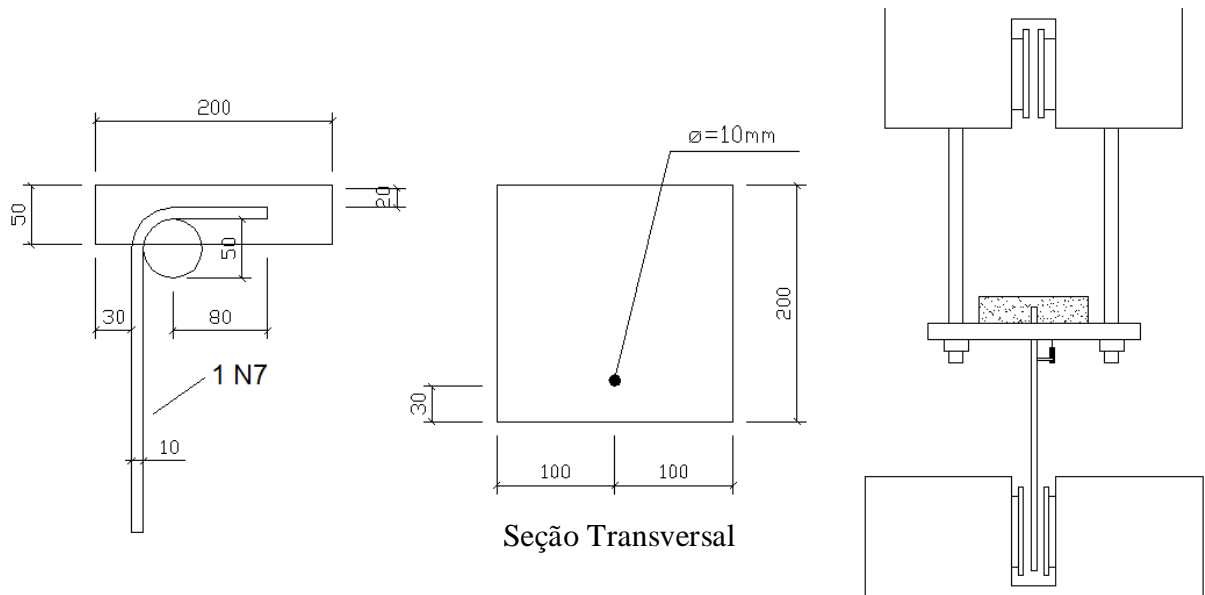


Figura 4.35 – Formas do modelo de arrancamento com barras de 10 mm com gancho (dimensões em mm)

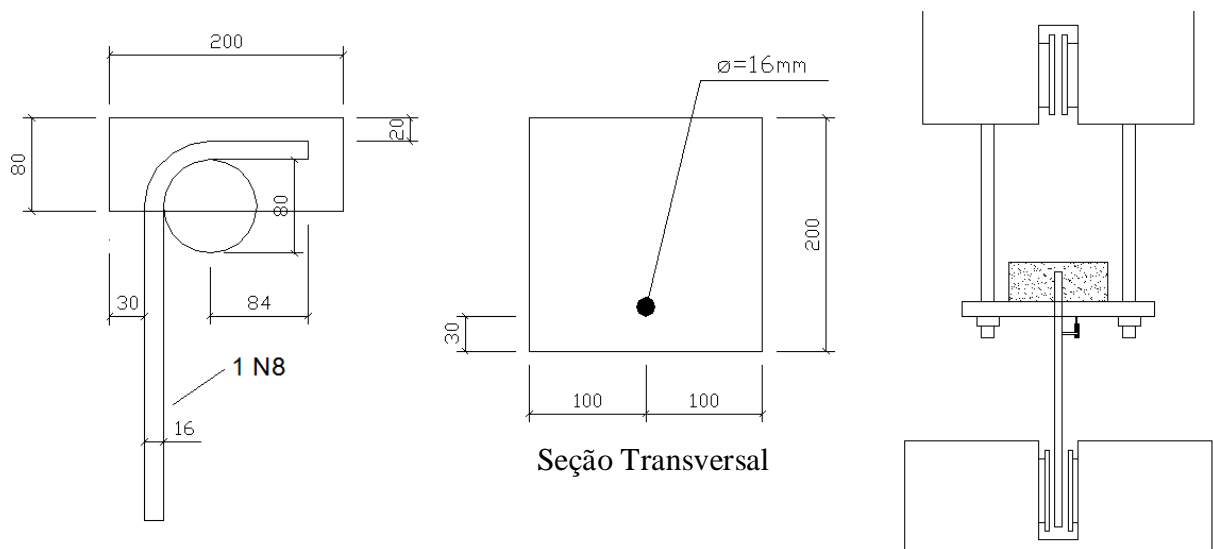


Figura 4.36 – Formas do modelo de arrancamento com barras de 16 mm com gancho (dimensões em mm)

As figuras 4.37 e 4.38 mostram os detalhes dos modelos para barras de 10 e 16 mm com ganchos e com estribos.

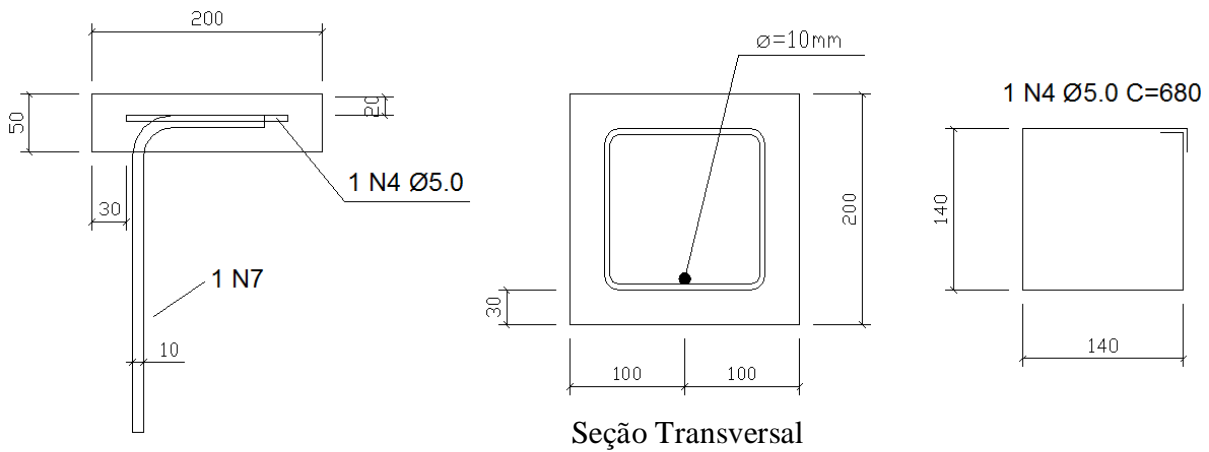


Figura 4.37 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras de 10 mm com gancho e com estribo (dimensões em mm)

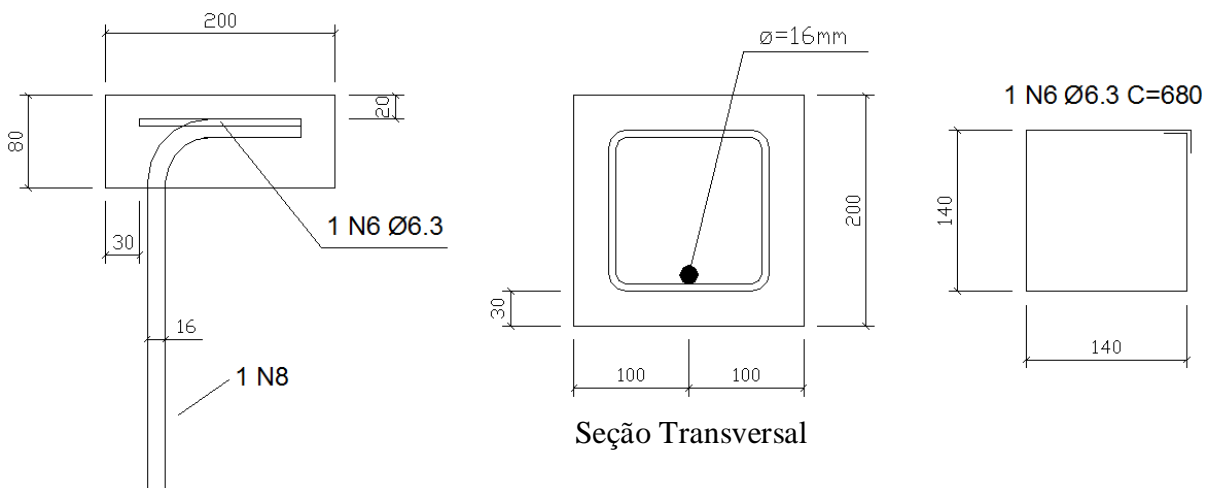


Figura 4.38 – Detalhe do modelo de arrancamento com barras de 16 mm com gancho e com estribo (dimensões em mm)

A figura 4.39 apresenta os modelos com barras de 10 e 16 mm com gancho sem estribos e com estribos.

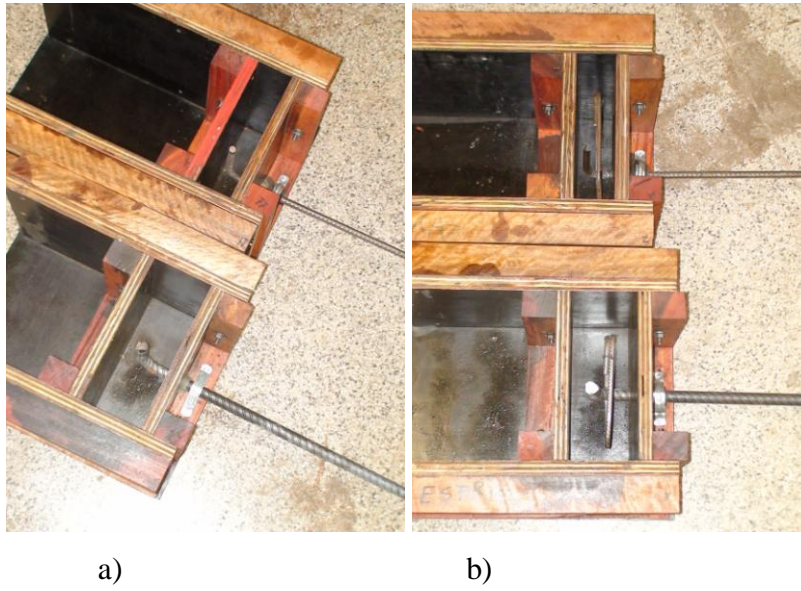


Figura 4.39 – Modelos para barras de 10 e 16 mm com gancho sem estribos (a) e com estribos (b)

5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 – PROPRIEDADES DO CONCRETO E DO AÇO

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados nos dias dos ensaios dos modelos (aos 18 dias) e seus resultados estão apresentados na tabela 5.1.

Vale frisar que os valores apresentados na tabela 5.1 são as médias de três amostras, com exceção do ensaio de tenacidade à flexão, que foram feitas duas amostras.

Tabela 5.1 – Caracterização do Concreto

	Presença de Fibras	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{ci} (GPa)	Índice de Tenacidade			Slump (cm)
					I_5	I_{10}	I_{20}	
1ª Série	Não	63,41	4,15	40,04	-	-	-	17,33
	Sim	44,87	4,99	31,21	5,40	11,27	21,77	16,50
2ª Série	Não	62,12	3,72	40,02	-	-	-	17,17
	Sim	41,48	4,20	24,97	4,83	9,82	19,46	16,67

Da tabela 5.1 conclui-se que a adição das fibras ao concreto o influenciou da seguinte forma:

- redução da resistência à compressão de 29,24% e 33,23% para as 1ª e 2ª séries, respectivamente;
- aumento da resistência à tração de 20,24% e 12,90% para as 1ª e 2ª séries, respectivamente;
- redução do módulo de elasticidade de 22,05% e 37,61% para as 1ª e 2ª séries, respectivamente;
- redução do slump de 4,79% e 2,91% para as 1ª e 2ª séries, respectivamente.

O gráfico tensão x deformação do aço está representado na figura 5.1.

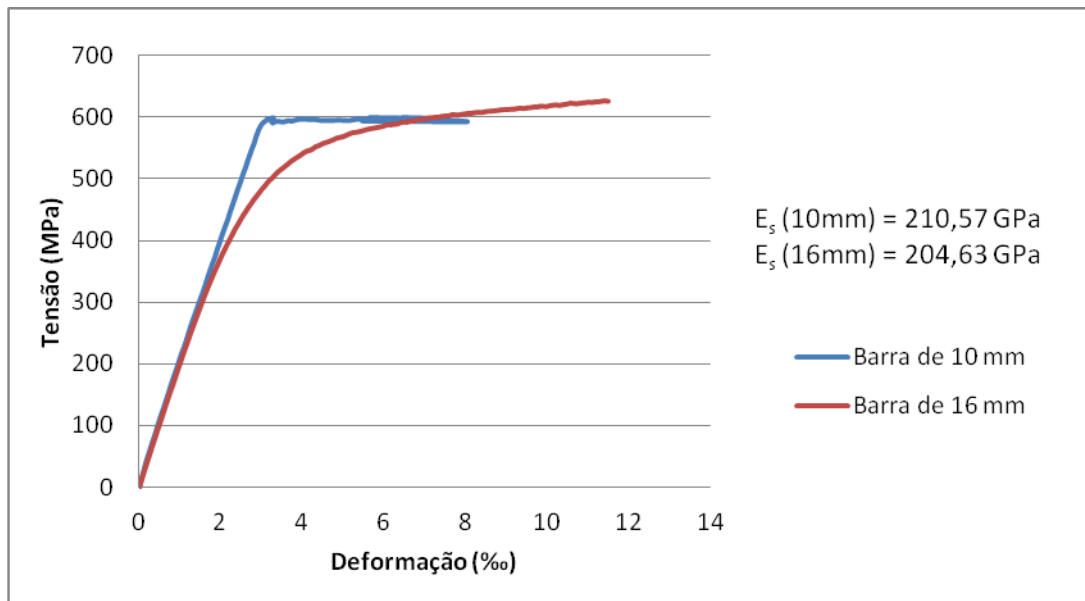


Figura 5.1 – Gráfico tensão x deformação das barras de aço de 10 mm e 16 mm

As características das barras utilizadas estão apresentadas na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Propriedades das barras utilizadas

Diâmetro (mm)	Altura da Nervura (mm)	Distância entre Nervuras (mm)	E_s (GPa)
10	0,95	6,4	210,57
16	1,26	11,1	204,63

5.2 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE ACORDO COM O RILEM-FIP-CEB (1973)

5.2.1 – FORMA DE RUPTURA

Todos os corpos de prova apresentaram ruptura por arrancamento. Isto deve-se ao fato de todos serem formados por concreto confinado ($c \geq 5\phi$).

A figura 5.2 apresenta o modelo CC-B10-01 após a ruptura.



Figura 5.2 – Ruptura por arrancamento do modelo CC-B10-01

5.2.2 – CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

Para a obtenção da curva tensão de aderência x deslizamento, a tensão de aderência foi calculada por meio da equação 2.1.

Vale ressaltar que no ensaio de acordo com o RILEM-FIP-CEB (1973), o transdutor estava fixado ao bloco de concreto.

As figuras 5.3 e 5.4 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento das amostras 1 e 2 dos modelos com barras de 10 e 16 mm, respectivamente.

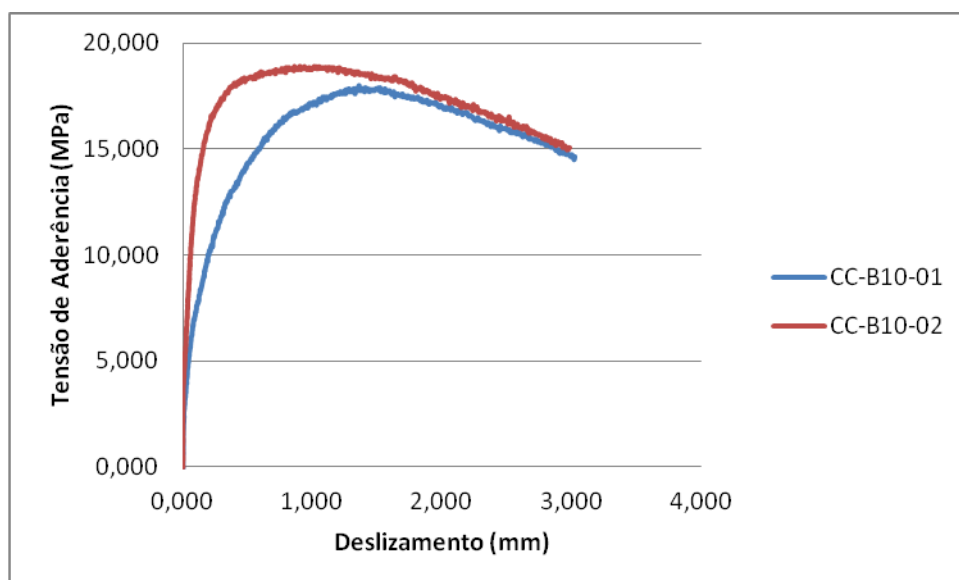


Figura 5.3 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC-B10-01 e CC-B10-02

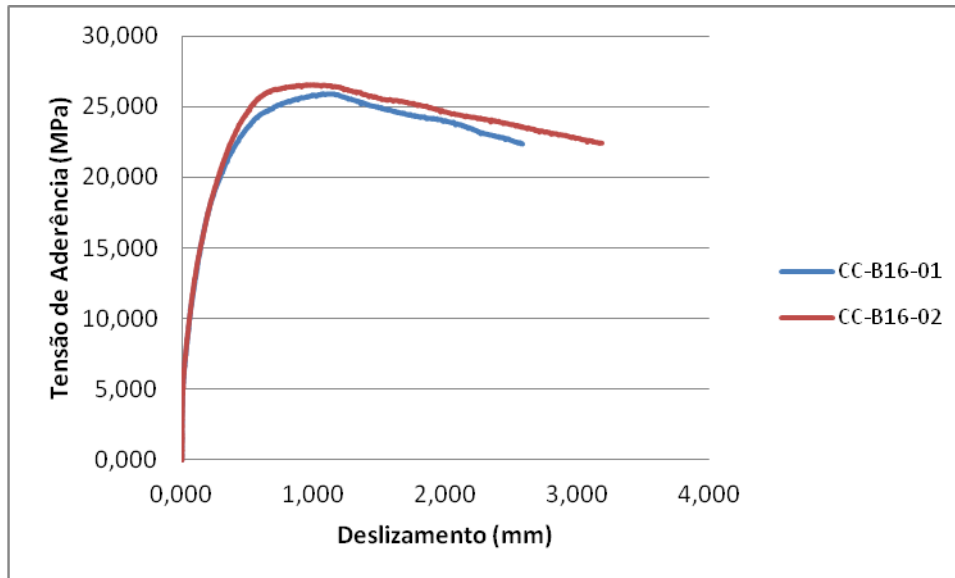


Figura 5.4 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC-B16-01 e CC-B16-02

✚ Barra de 10 mm x barra de 16 mm

A figura 5.5 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para a média das amostras com barras de 10 e 16 mm, e o comparativo dos resultados podem ser vistos na tabela 5.3.

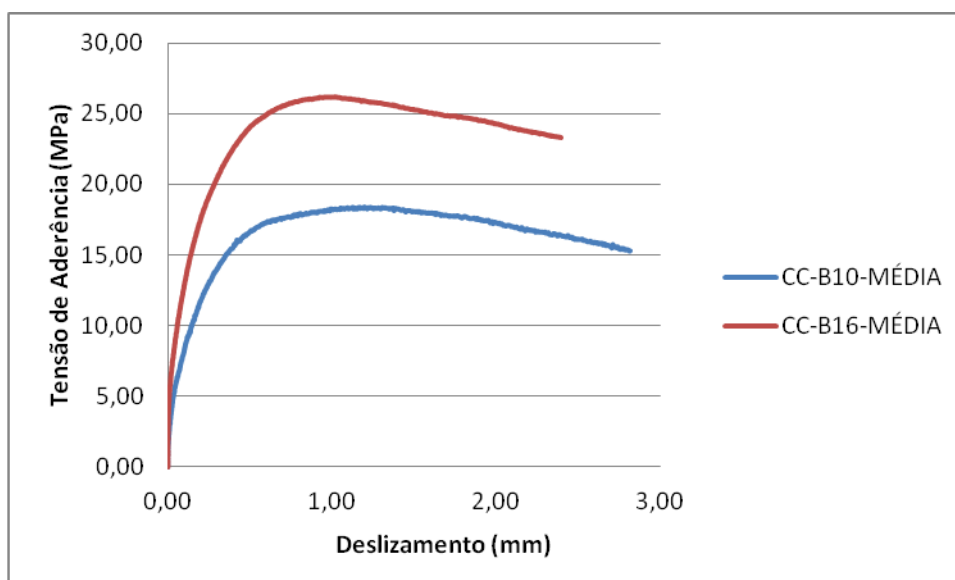


Figura 5.5 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com barras de 10 mm e 16 mm

Tabela 5.3 – Resultados das tensões de aderência para as barras de 10 mm e 16 mm

	Modelo	F_{1R} (KN)	τ_{1R} (Mpa)	F_u (KN)	τ_{bu} (Mpa)	s (τ_{bu}) [mm]
Barra de 10 mm	CC-B10-01	11,50	7,33	28,23	17,97	1,36
	CC-B10-02	20,22	12,87	29,68	18,90	1,05
	Média	15,86	10,10	28,96	18,44	1,21
Barra de 16 mm	CC-B16-01	51,35	12,77	104,38	25,96	1,07
	CC-B16-02	51,96	12,92	106,74	26,54	0,99
	Média	51,66	12,85	105,56	26,25	1,03

Onde:

- F_{1R} e τ_{1R} são a força e a tensão de aderência de cálculo, correspondentes a um deslizamento igual a 0,1 mm. O valor de τ_{1R} é calculado por meio da equação 2.3;
- F_u e τ_{bu} são a força e a tensão de aderência última, e s (τ_{bu}) é o deslizamento último, correspondente à τ_{bu} .

Observando-se os resultados médios da tabela 5.3, constata-se que o modelo com barra de 16 mm apresenta em relação ao modelo com barra de 10 mm:

- Tensão de aderência de cálculo (τ_{1R}) 27,23% maior;
- Tensão de aderência última (τ_{bu}) 42,35% superior;
- Deslizamento correspondente à tensão de aderência última 14,88% inferior.

A constatação de que com o aumento do diâmetro da barra há um aumento da tensão de aderência também foi feita por diversos pesquisadores, dentre estes, REYES (2009). Este resultado contraria outros pesquisadores, como SOROUSHIAN & CHOI (1989). A justificativa destes se baseia na espessura da zona de transição que é maior nas barras de maior diâmetro, a qual aliada às maiores dimensões das nervuras, acumulam mais água, provocando a exsudação e enfraquecendo a ligação aço-concreto.

O aumento da tensão de aderência também pode ser justificada pelo uso da sílica ativa, que ocupa os vazios deixados pelo cimento e, conseqüentemente, melhora as condições de porosidade e aumenta a resistência.

5.2.3 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS X MODELOS TEÓRICOS

As figuras 5.6 e 5.7 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para a média das amostras dos modelos experimentais e os modelos teóricos para as barras de 10 mm e 16 mm, respectivamente.

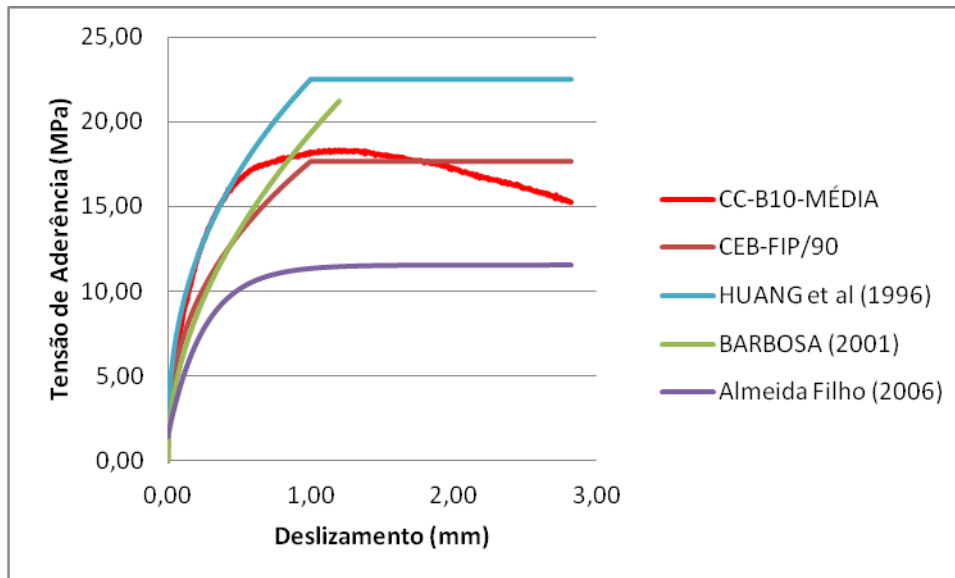


Figura 5.6 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos para barra de 10 mm

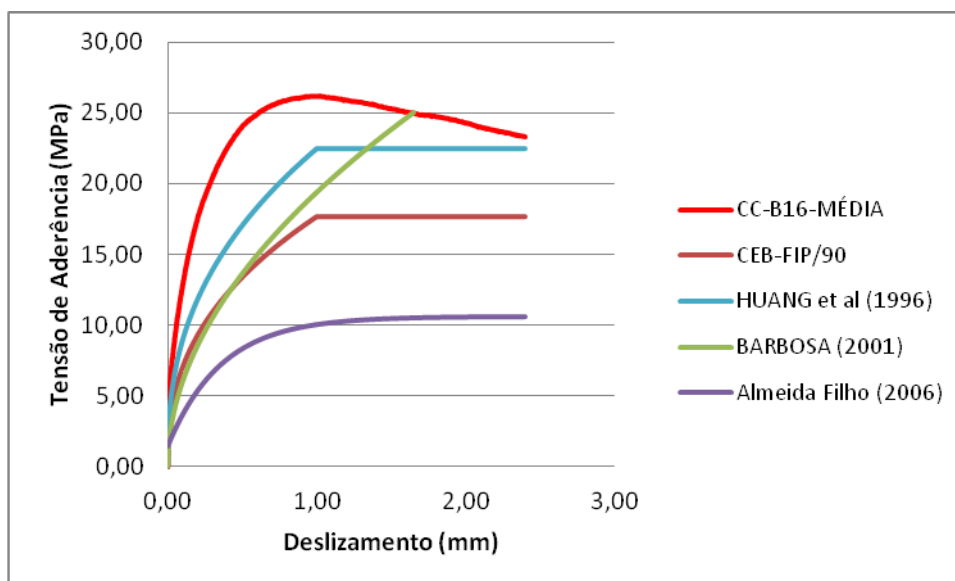


Figura 5.7 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos para barra de 16 mm

A tabela 5.4 apresenta as tensões de aderência de cálculo, tensões de aderência última e deslizamentos últimos para os modelos teóricos e experimentais.

Tabela 5.4 – Comparação dos valores de τ_{1R} , τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimentais com os propostos por modelos teóricos

	Modelo	τ_{1R} (Mpa)	Δ (%)	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
Barra de 10 mm	Média Experimental	10,10	-	18,44	-	1,21	-
	CEB-FIP/90	7,04	-30,30	17,68	-4,12	1,00	-17,36
	HUANG et al (1996)	8,96	-11,29	22,50	22,02	1,00	-17,36
	BARBOSA (2001)	5,98	-40,79	7,22	-60,85	0,15	-87,60
	ALMEIDA FILHO (2006)	4,67	-53,76	11,52	-37,53	2,82	133,06
Barra de 16 mm	Média Experimental	12,85	-	26,25	-	1,03	-
	CEB-FIP/90	7,04	-45,21	17,68	-32,65	1,00	-2,91
	HUANG et al (1996)	8,96	-30,27	22,50	-14,29	1,00	-2,91
	BARBOSA (2001)	5,98	-53,46	7,80	-70,29	0,17	-83,50
	ALMEIDA FILHO (2006)	3,64	-71,67	10,57	-59,73	2,36	129,13

Da tabela 5.4, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência de cálculo (τ_{1R}):

Todos os modelos teóricos se mostraram a favor da segurança, tanto para a barra de 10 mm como para a barra de 16 mm. O modelo de ALMEIDA FILHO (2006) foi o que se mostrou mais conservador, apresentando uma diferença de 71,67% para a barra de 16 mm. Este resultado muito inferior pode ser justificado porque o autor utilizou concreto convencional com resistência à compressão média de 30 MPa.

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos teóricos se mostraram a favor da segurança, com exceção de HUANG et al. (1996), que apresentou resultado 22,02% maior para as barras de 10 mm.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Todos os modelos teóricos, com exceção de ALMEIDA FILHO (2006), apresentaram deslizamento último inferior aos resultados experimentais. O CEB-FIP/90 e HUANG et al (1996) apresentaram uma diferença de apenas 2,91% para a barra de 16 mm.

A partir das figuras 5.6 e 5.7 nota-se que o modelo de BARBOSA (2001) apresenta uma curva somente com o trecho ascendente. A autora justificou que apenas o trecho ascendente da curva foi obtido devido à instrumentação.

5.2.4 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS X NORMALIZAÇÕES

A comparação entre os resultados experimentais e as normalizações foi feita através da tensão de aderência de cálculo, correspondente a um deslizamento de 0,1 mm, e do comprimento de ancoragem básico. A escolha deste valor de tensão foi baseada em LEONHARDT (1977/78), que propõe para o cálculo do comprimento de ancoragem, utilizar-se a tensão relativa a um deslizamento igual a 0,1 mm.

Tabela 5.5 – Comparação da tensão de aderência de cálculo (τ_{1R}) e do comprimento de ancoragem básico (l_b) experimental com os valores normativos

	Modelo	τ_{1R} (Mpa)	Δ (%)	l_b (cm)	Δ (%)
Barra de 10 mm	Média Experimental	10,10	-	11,65	-
	NBR 6118:2003	4,58	54,65	23,73	-103,69
	ACI 318:2008	5,50 ¹	45,54	30,00 ²	-157,51
Barra de 16 mm	Média Experimental	12,85	-	13,54	-
	NBR 6118:2003	4,58	64,36	37,97	-180,43
	ACI 318:2008	5,50 ¹	57,20	30,00 ²	-121,57

(1) A expressão utilizada neste cálculo teve validade até 1983. Mesmo desatualizada, ela foi utilizada a nível de comparação, pois o ACI 318:08 não apresenta expressão para o cálculo da tensão de aderência. Este valor deve ser no máximo igual a 5,5 MPa;

(2) Este valor deve ser no mínimo igual a 30 cm, segundo o ACI 318:08

Da tabela 5.5, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência de cálculo (τ_{1R}):

As normas brasileira e americana se mostraram a favor da segurança para as barras de 10 e 16 mm. A maior diferença ocorreu para a barra de 16 mm, onde a norma brasileira apresentou uma tensão de aderência 64,36% inferior.

- Em relação ao comprimento de ancoragem básico (l_b):

As normas NBR 6118 e ACI 318 se mostraram bastante conservadoras para as barras de 10 e 16 mm. A diferença foi 180,43% para a barra de 16 mm, comparando-se a norma brasileira com o resultado experimental.

5.2.5 – OUTRAS FORMULAÇÕES PARA O CÁLCULO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA

A tabela 5.6 apresenta expressões sugeridas por diversos pesquisadores para o cálculo da tensão de aderência e que serão utilizadas para comparação com os resultados experimentais.

Tabela 5.6 – Formulações para o cálculo da tensão de aderência

Modelo	Expressão	Unidade
ORANGUN et al. (1977)	$\tau = \left(1,22 + 3,23 \frac{c}{d_b} + 53 \frac{d_b}{l_d} \right) \times \sqrt{f'_c}$	PSI
ELIGEHAUSEN (1979) ²	$\tau = 1,5 \times \sqrt{\frac{c}{d_b} \times f_{ct}}$	SI
KEMP (1983)	$\tau = 232,2 + 2,716 \frac{c}{d_b} \times \sqrt{f'_c}$	PSI
CHAPMAN and SHAH (1987)	$\tau = \left(3,5 + 3,4 \frac{c}{d_b} + 57 \frac{d_b}{l_d} \right) \times \sqrt{f'_c}$	PSI
HARAJLI (1994)	$\tau = \left(1,2 + 3 \frac{c}{d_b} + 50 \frac{d_b}{l_d} \right) \times \sqrt{f'_c}$	PSI
PILLAI et al. (1999)	$\tau = \left(0,1 + 0,25 \frac{c}{d_b} + 4,2 \frac{d_b}{l_d} + 0,024 \frac{A_{tr}}{s} \frac{f_{yt}}{d_b} \right) \times \sqrt{f'_c}$	SI

² ELIGEHAUSEN, R. (1979). Lapped splices of tensioned deformed bars with straight ends. Schriften-reihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlim, 1979 (Alemanha), *apud* HARAJLI et al. (1995)

Sendo:

τ – resistência de aderência;

c – cobrimento;

s – deslizamento da barra;

l_d – comprimento de ancoragem;

d_b – diâmetro da barra;

f_c' – resistência à compressão do concreto;

A_{tr} = área total de armadura transversal disposta ao longo de uma distância s que atravessa o plano potencial de fendilhamento na armadura ancorada;

f_{yt} = resistência ao escoamento da armadura transversal;

s = espaçamento máximo da armadura transversal.

A tabela 5.7 apresenta o comparativo da tensão de aderência de cálculo experimental com as expressões propostas pelos autores citados na tabela 5.6.

Tabela 5.7 – Tensão de aderência experimental x formulações teóricas

	Modelo	Tensão de Aderência de Cálculo (Mpa)	Δ (%)
Barra de 10 mm	Média Experimental	10,10	-
	ORANGUN et al.	16,42	-62,57
	ELIGEHAUSEN	13,92	-37,82
	KEMP	9,57	5,25
	CHAPMAN and SHAH	18,73	-85,45
	HARAJLI	15,38	-52,28
	PILLAI et al.	15,49	-53,37
Barra de 16 mm	Média Experimental	12,85	-
	ORANGUN et al.	16,42	-27,78
	ELIGEHAUSEN	13,92	-8,33
	KEMP	9,57	25,53
	CHAPMAN and SHAH	18,73	-45,76
	HARAJLI	15,38	-19,69
	PILLAI et al.	15,49	-20,54

Nota-se que todos os modelos, com exceção de KEMP (1983), se mostraram contra a segurança. Resultado semelhante foi encontrado por ALMEIDA FILHO (2006).

5.3 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO PROPOSTO

5.3.1 – FORMA DE RUPTURA

A tabela 5.8 apresenta as formas de ruptura de cada um dos corpos de prova.

Tabela 5.8 – Tipo de Ruptura

Modelo	Tipo de Ruptura
CC-B10-SG-01	Arrancamento
CC-B10-SG-02	Fendilhamento
CCFA-B10-SG-01	Arrancamento
CCFA-B10-SG-02	Arrancamento
CC+E-B10-SG-01	Arrancamento
CC+E-B10-SG-02	Fendilhamento
CC-B16-SG-01 ¹	Fendilhamento
CCFA-B16-SG-01	Arrancamento
CCFA-B16-SG-02	Arrancamento
CC+E-B16-SG-01	Arrancamento
CC+E-B16-SG-02	Arrancamento
CC-B10-CG-01	Fendilhamento
CC-B10-CG-02	Fendilhamento
CCFA-B10-CG-01	Arrancamento
CCFA-B10-CG-02	Arrancamento
CC+E-B10-CG-01	Arrancamento
CC+E-B10-CG-02	Arrancamento
CC-B16-CG-01	Fendilhamento
CC-B16-CG-02	Fendilhamento
CCFA-B16-CG-01	Arrancamento
CCFA-B16-CG-02	Arrancamento
CC+E-B16-CG-01	Arrancamento
CC+E-B16-CG-02	Arrancamento

(1) O corpo de prova 2 não foi ensaiado, pois a barra de aço foi rompida no ensaio antes do corte do modelo (Ver figura 4.27).

As figuras 5.8 e 5.9 mostram as rupturas de alguns modelos por arrancamento e por fendilhamento.

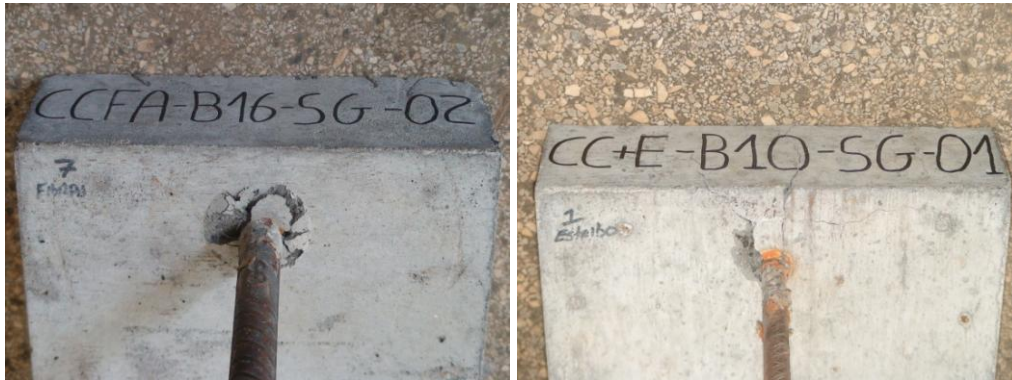


Figura 5.8 – Ruptura por arrancamento

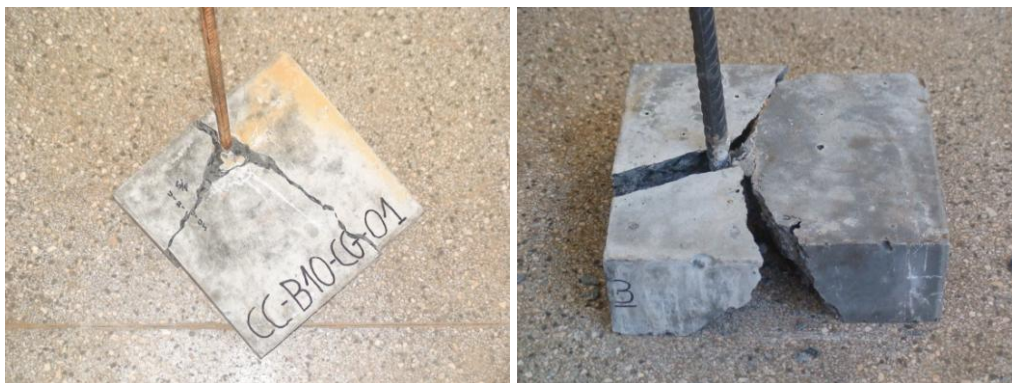


Figura 5.9 – Ruptura por fendilhamento

5.3.2 – CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

Para a obtenção da curva tensão de aderência x deslizamento, a tensão de aderência foi calculada por meio da equação 2.1.

Vale ressaltar que nos ensaios propostos, o transdutor estava fixado à placa de aplicação de ações, logo, os deslizamentos iniciais são devido à acomodação da máquina. Por este motivo, nestes ensaios não será discutida a tensão de aderência de cálculo (τ_{1R}), correspondente ao deslizamento de 0,1 mm.

5.3.2.1 – 1ª SÉRIE

✓ Barra de 10 mm

As figuras 5.10, 5.11 e 5.12 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) para os corpos de prova 1 e 2.

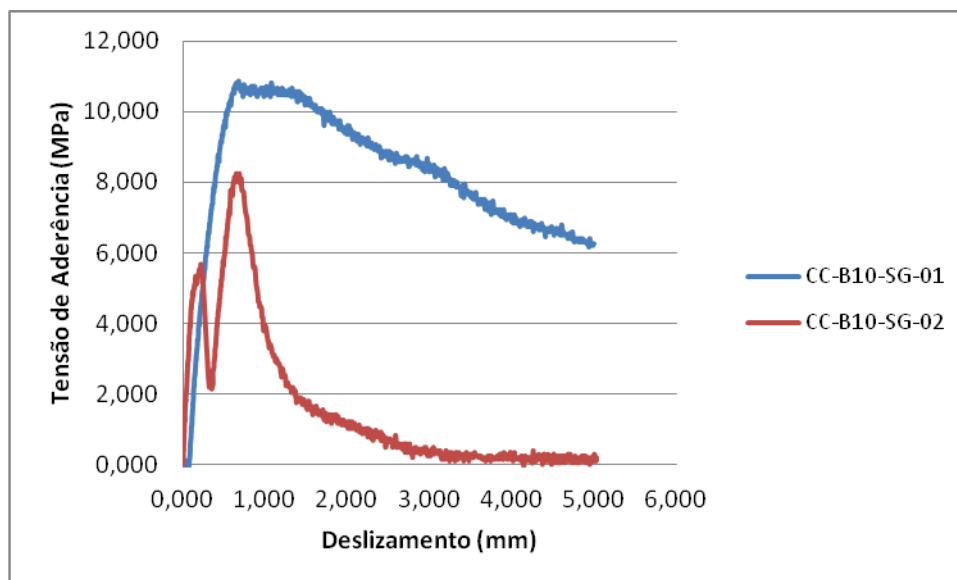


Figura 5.10 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC-B10-SG

Por problemas de leitura, a curva tensão de aderência x deslizamento do corpo de prova 2 foi descartada.

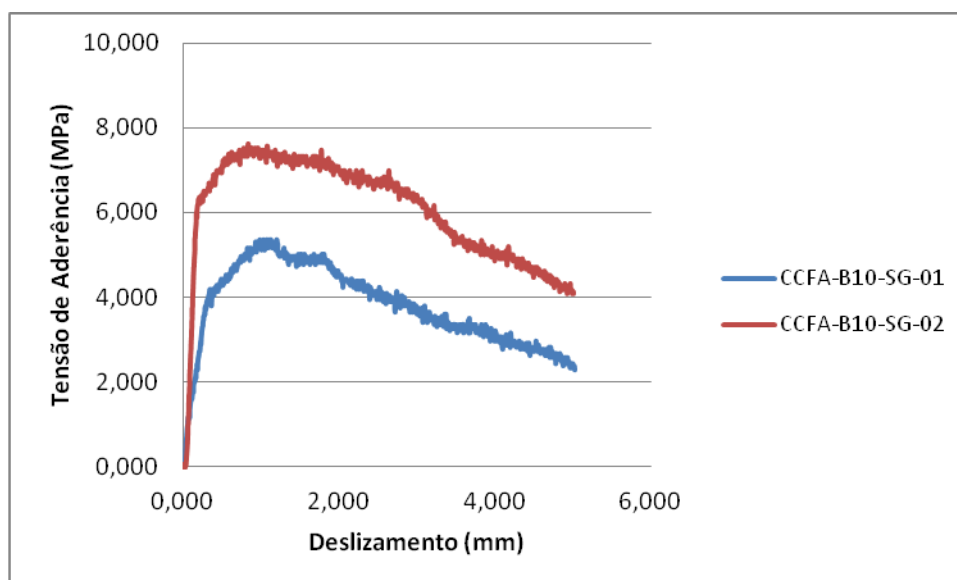


Figura 5.11 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CCFA-B10-SG

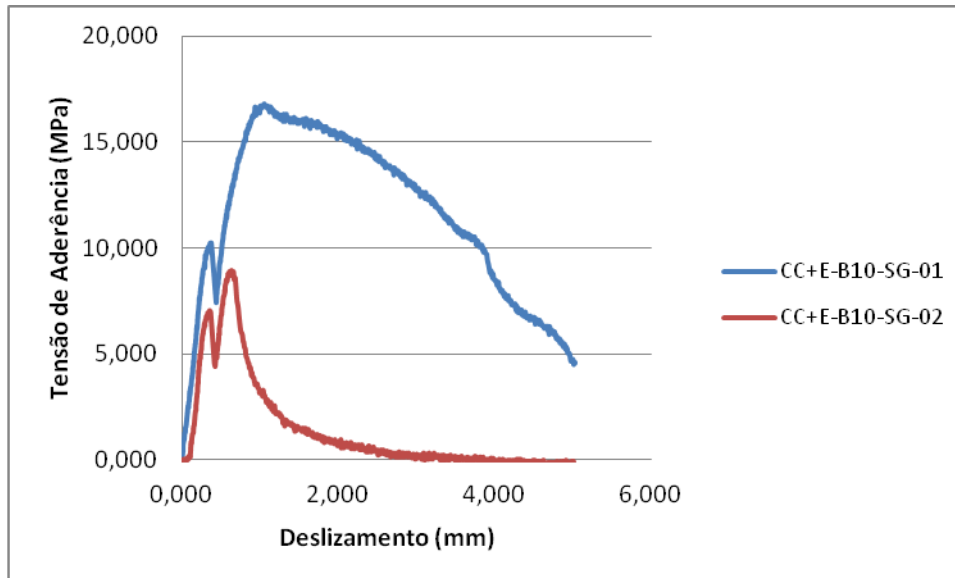


Figura 5.12 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC+E-B10-SG

Percebe-se que ocorreu um problema de leitura nos dois corpos de prova. O corpo de prova 1 continuou a receber carga após o problema, o que não aconteceu com o corpo de prova 2. Optou-se então por descartar o resultado da 2ª amostra.

✓ Barra de 16 mm

As figuras 5.13, 5.14 e 5.15 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) para os corpos de prova 1 e 2.

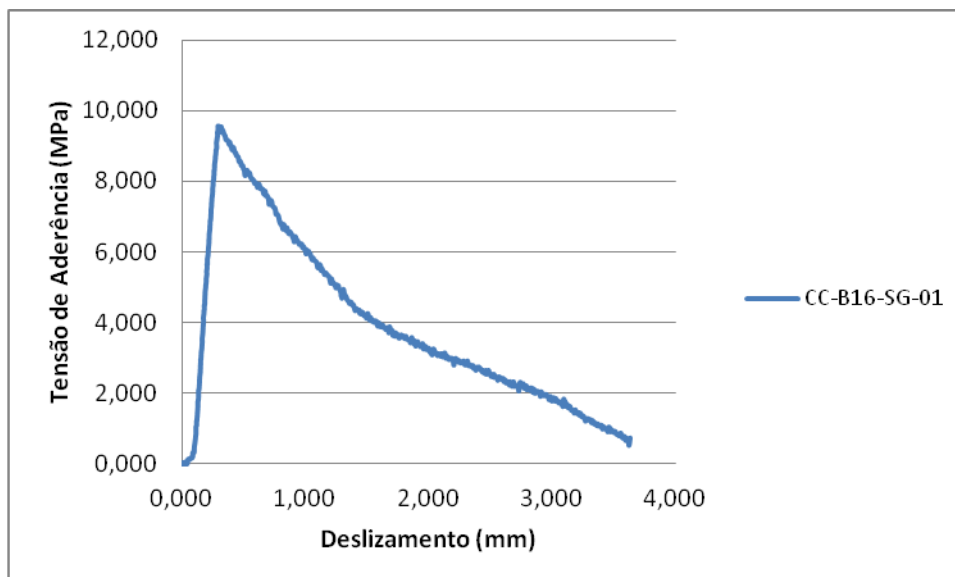


Figura 5.13 – Curva tensão de aderência x deslizamento do modelo CC-B16-SG

A figura 5.13 não apresenta a curva do corpo de prova 2, pois o mesmo foi descartado devido à ruptura da barra de aço durante o ensaio do modelo proposto inicialmente.

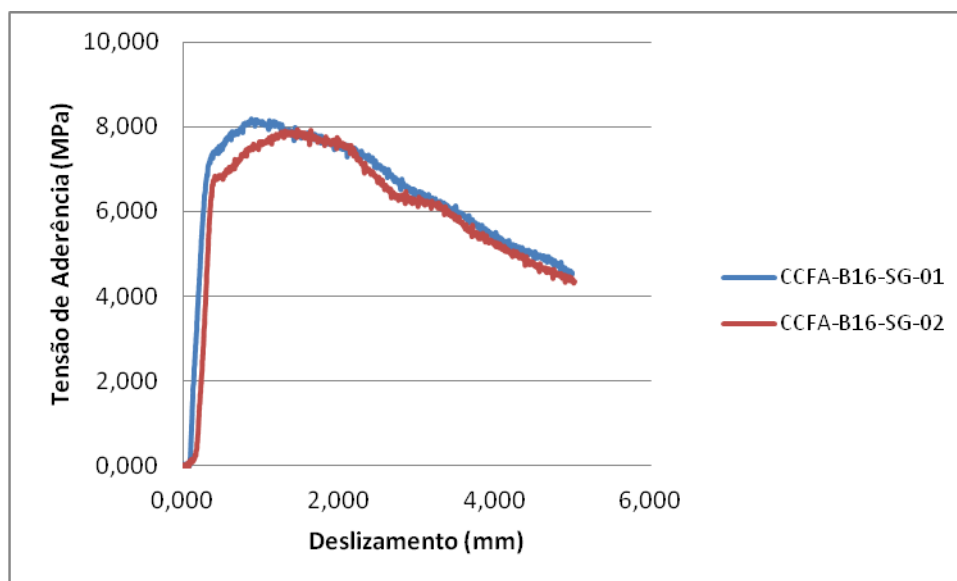


Figura 5.14 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CCFA-B16-SG

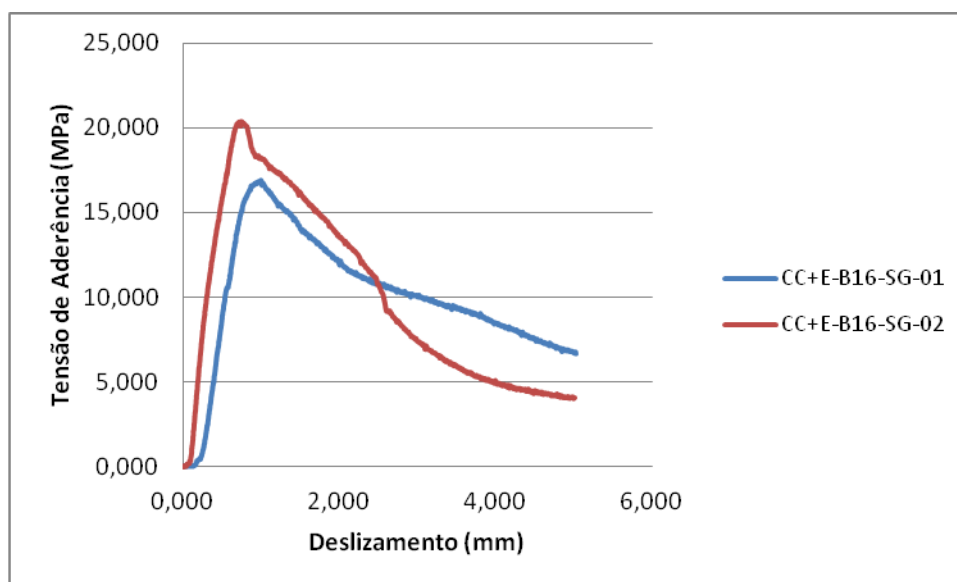


Figura 5.15 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC+E-B16-SG

5.3.2.2 – 2ª SÉRIE

- ✓ Barra de 10 mm

As figuras 5.16, 5.17 e 5.18 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) para os corpos de prova 1 e 2.

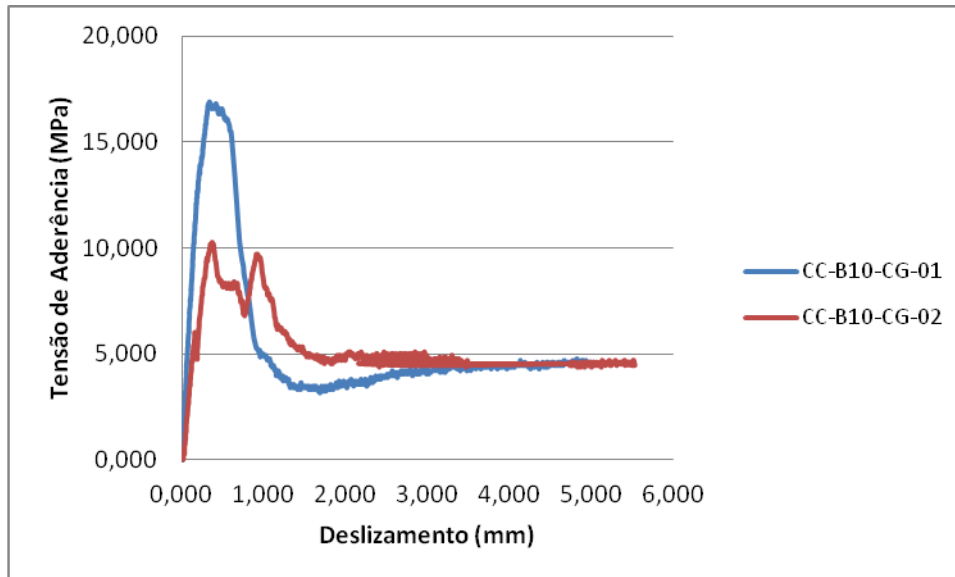


Figura 5.16 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC-B10-CG

Por problemas de leitura, a curva tensão de aderência x deslizamento do corpo de prova 2 foi descartada.

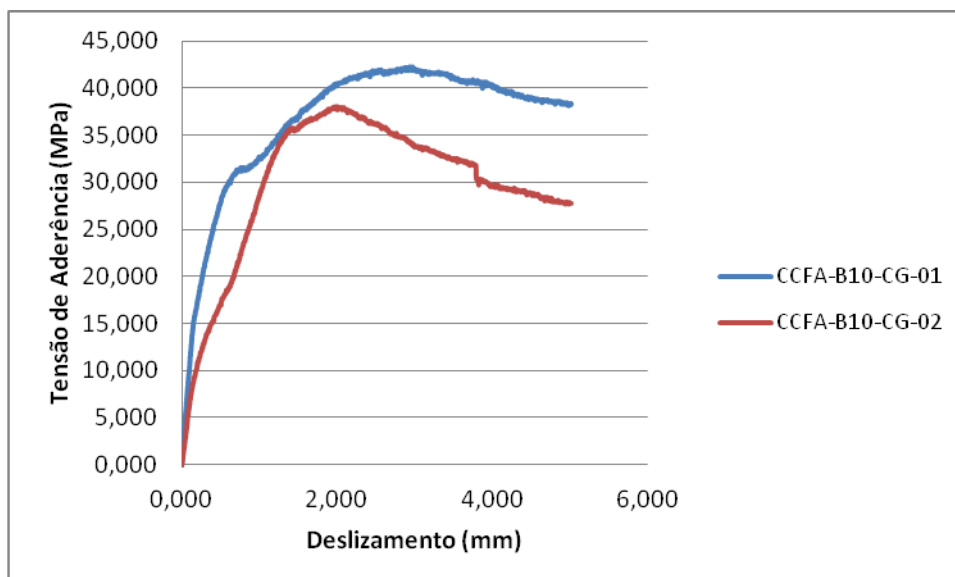


Figura 5.17 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CCFA-B10-CG

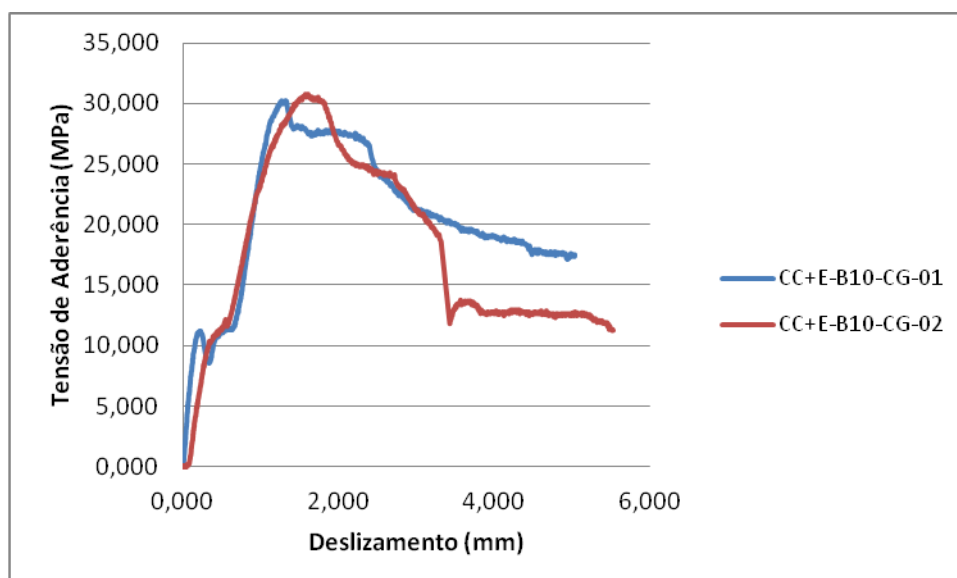


Figura 5.18 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC+E-B10-CG

✓ Barra de 16 mm

As figuras 5.19, 5.20 e 5.21 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) para os corpos de prova 1 e 2.

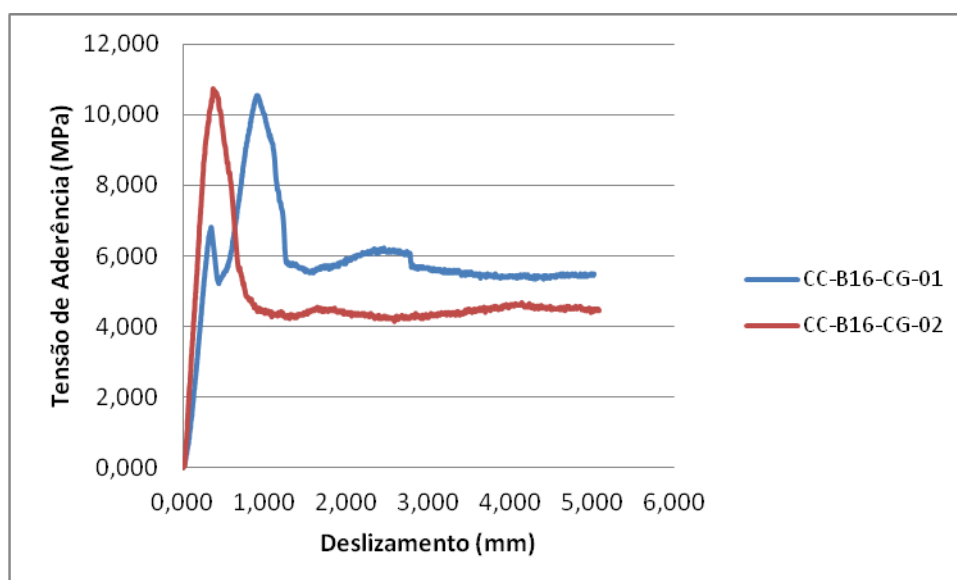


Figura 5.19 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC-B16-CG

Por problemas de leitura, a curva tensão de aderência x deslizamento do corpo de prova 1 foi descartada.

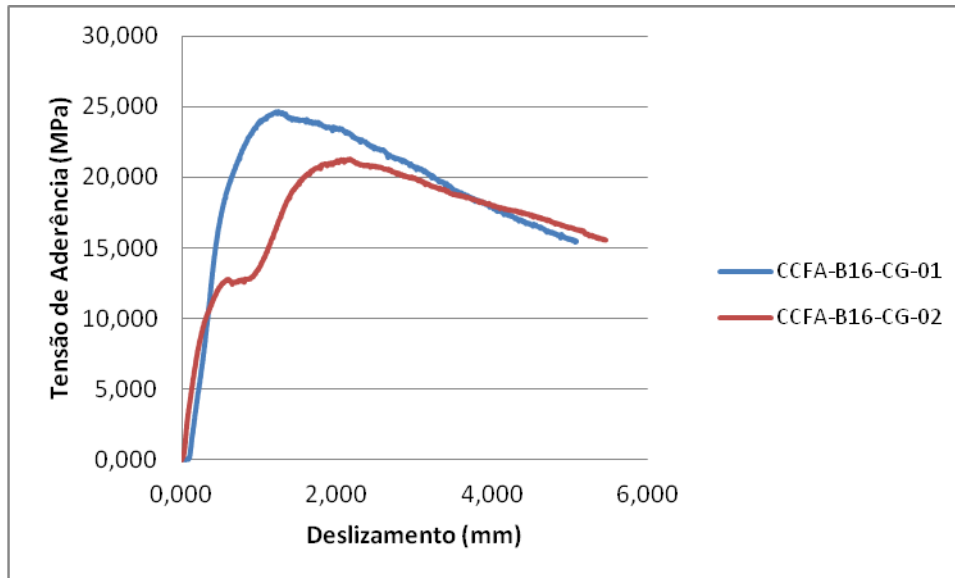


Figura 5.20 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CCFA-B16-CG

Por problemas de leitura, a curva tensão de aderência x deslizamento do corpo de prova 2 foi descartada.

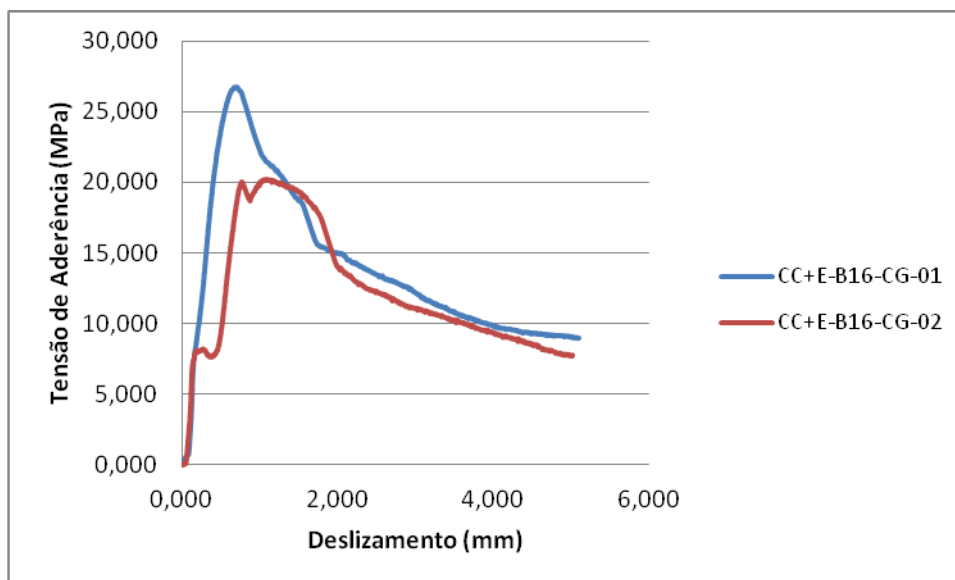


Figura 5.21 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos CC+E-B16-CG

Por problemas de leitura, a curva tensão de aderência x deslizamento do corpo de prova 2 foi descartada.

5.3.2.3 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO PROPOSTOS

✓ Barra de 10 mm:

As figuras 5.22 e 5.23 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) para os modelos sem gancho e com gancho, respectivamente.

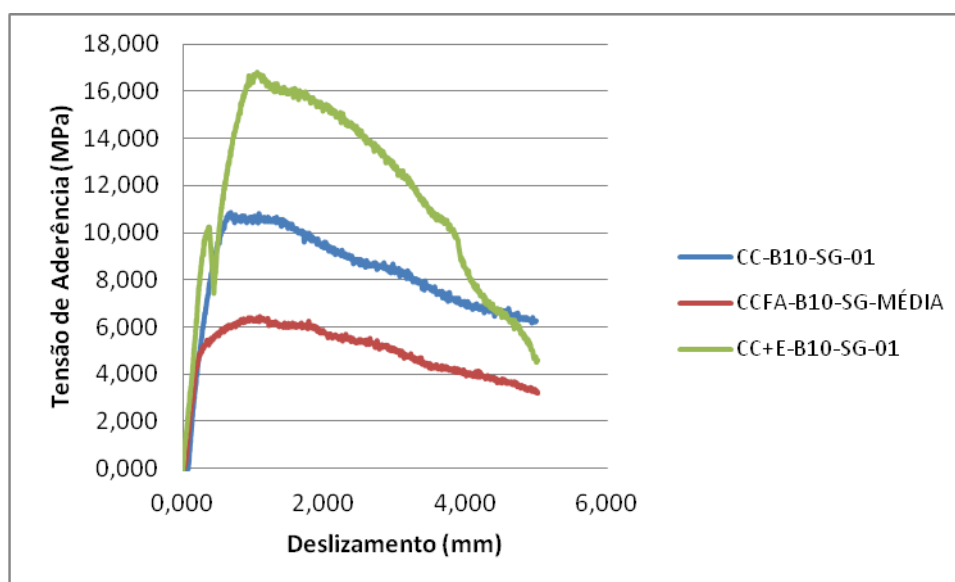


Figura 5.22 - Curva tensão de aderência x deslizamento para barras de 10 mm com ancoragem reta para cada um dos parâmetros

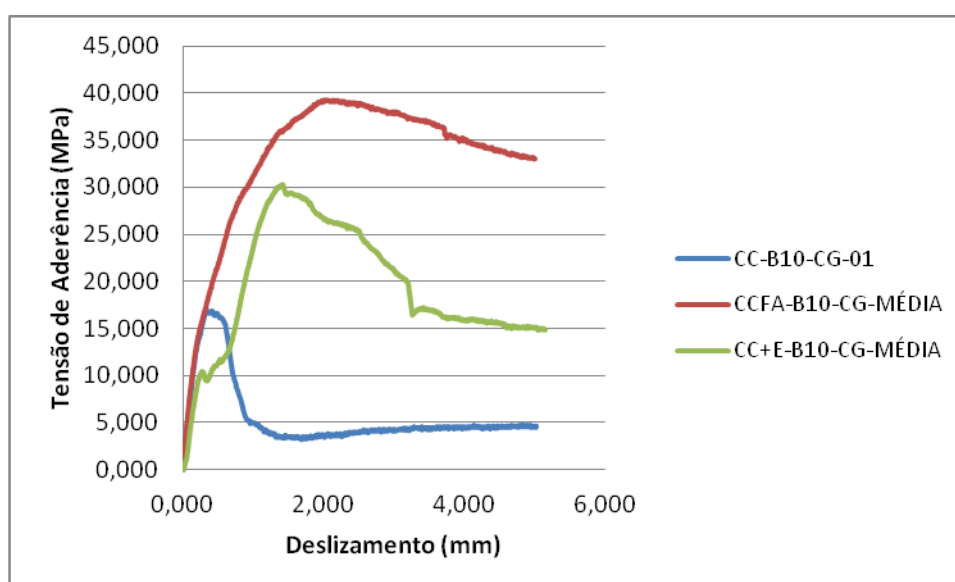


Figura 5.23 - Curva tensão de aderência x deslizamento para barras de 10 mm com gancho para cada um dos parâmetros

As figuras 5.24, 5.25 e 5.26 apresentam uma comparação entre as barras sem gancho e com gancho para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) e a tabela 5.9 apresenta os resultados da força última, tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

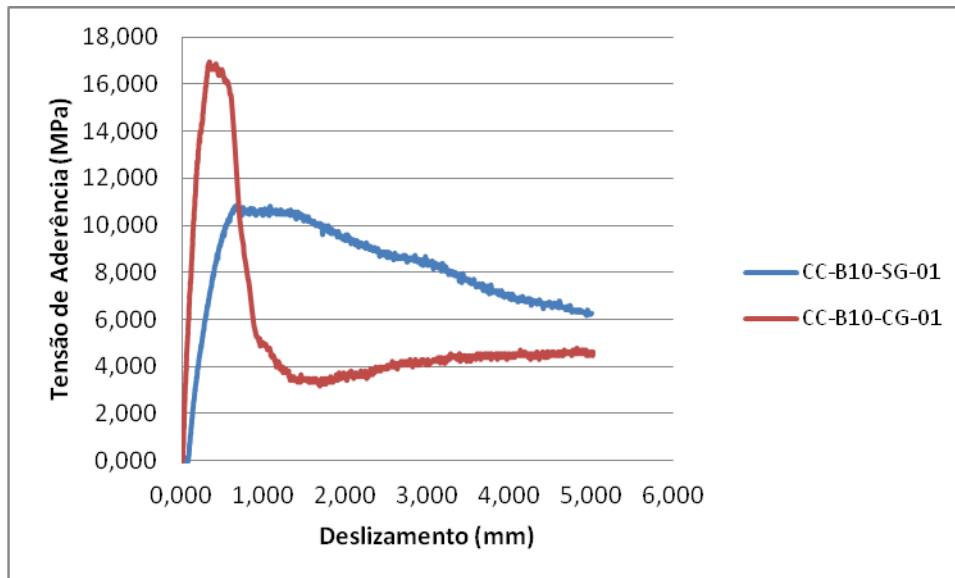


Figura 5.24 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos somente com concreto com barras de aço sem gancho e com gancho

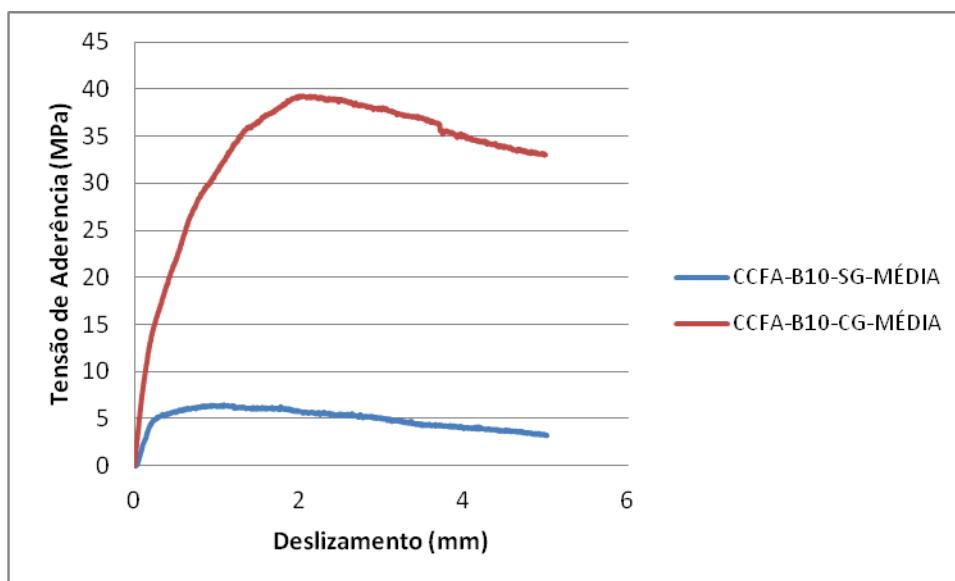


Figura 5.25 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com fibras com barras de aço sem gancho e com gancho

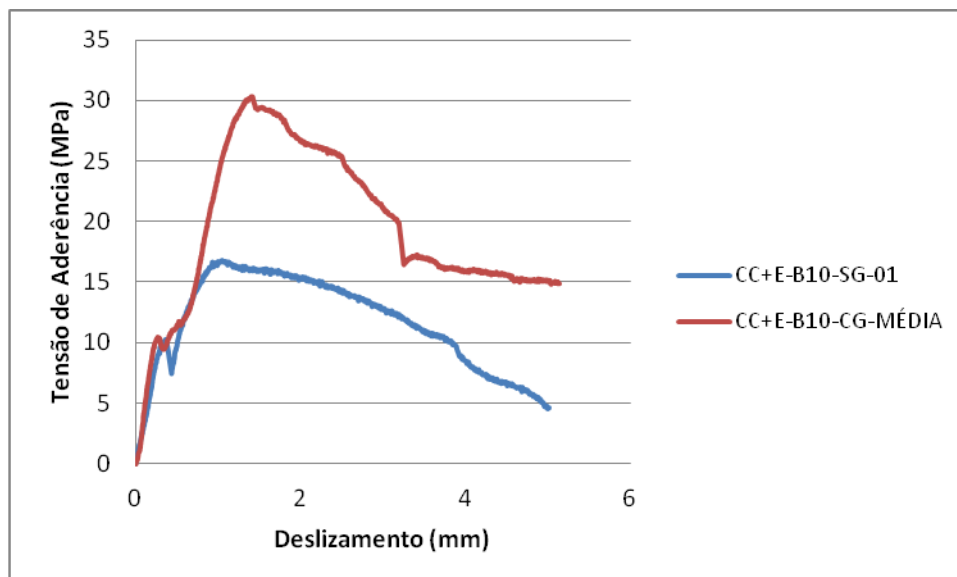


Figura 5.26 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com estribos com barras de aço sem gancho e com gancho

Tabela 5.9 – Valores de F_u , τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$

		F_u (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$s(\tau_{bu})$ [mm]
Sem Gancho	CC	17,09	10,88	0,68
	CCFA	10,18	6,48	1,02
	CC+E	26,40	16,81	1,05
Com Gancho	CC	15,95	16,92	0,34
	CCFA	37,84	39,22	2,46
	CC+E	28,77	30,52	1,42

Das figuras 5.22 à 5.26 e tabela 5.9, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

O modelo em concreto com fibras e o modelo com estribos apresentaram resultados superiores ao modelo somente com concreto, tanto para as barras sem gancho quanto para as barras com gancho, com exceção do modelo com fibras e ancoragem reta que apresentou um valor 40,44% menor.

Os modelos com estribos apresentaram um resultado superior ao concreto com fibras para a barra sem gancho e inferior ao concreto com fibras para a barra com gancho.

Comparando-se as barras sem gancho e com gancho, constata-se que o gancho aumentou a tensão de aderência última em todos os modelos, atingindo um aumento de 505,25% para o concreto com fibras.

Estes resultados mostram que a fibra teve uma boa atuação quando em conjunto com o gancho, alcançando resultados superiores ao modelo com estribos.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

O concreto com fibras e o concreto com estribos apresentaram deslizamento superiores ao modelo somente com concreto, tanto para as barras sem gancho quanto para as barras com gancho.

Os modelos com estribos apresentaram deslizamento superior ao concreto com fibras para a barra sem gancho e inferior ao concreto com fibras para a barra com gancho.

- Em relação ao ramo descendente da curva:

Os modelos com fibras de aço apresentaram um comportamento melhor através da menor inclinação da curva, sendo, portanto, mais dúcteis que o modelo somente com concreto e o modelo com estribos.

- ✓ Barra de 16 mm:

As figuras 5.27 e 5.28 apresentam as curvas tensão de aderência x deslizamento para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) para os modelos sem gancho e com gancho, respectivamente.

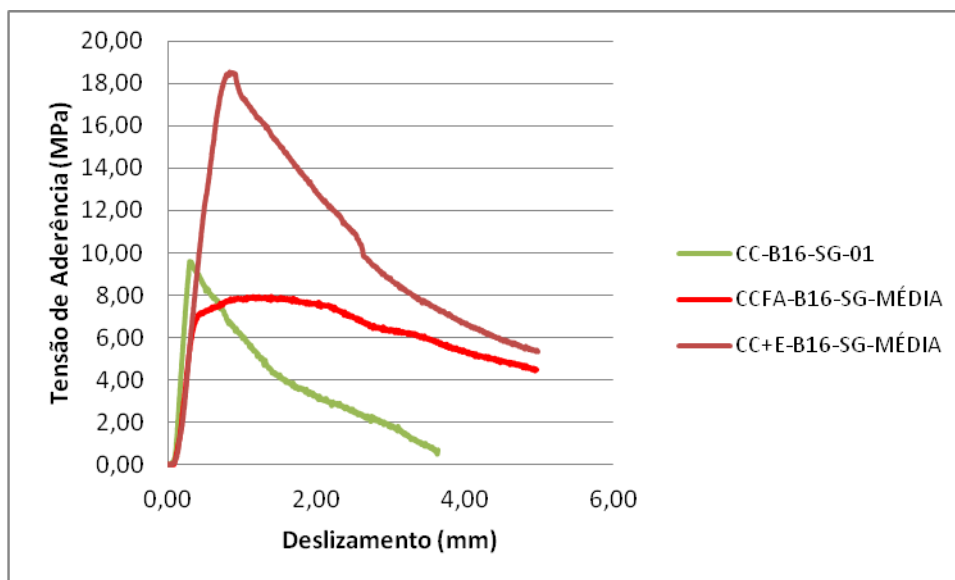


Figura 5.27 – Curva tensão de aderência x deslizamento para barras de 16 mm com ancoragem reta para cada um dos parâmetros

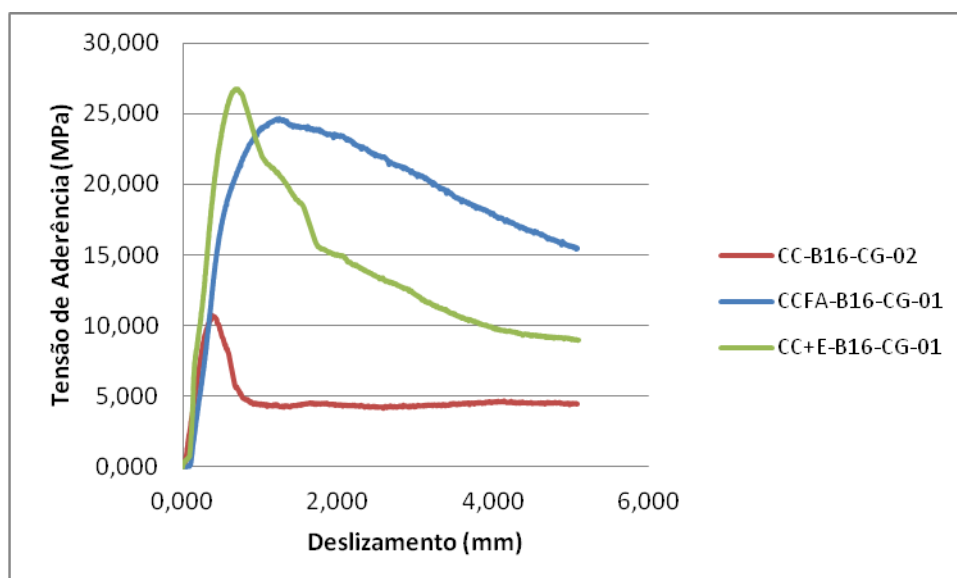


Figura 5.28 – Curva tensão de aderência x deslizamento para barras de 16 mm com gancho para cada um dos parâmetros

As figuras 5.29, 5.30 e 5.31 apresentam uma comparação entre as barras sem gancho e com gancho para os diferentes tipos de concreto (CC, CCFA e CC+E) e a tabela 5.10 apresenta os resultados da força última, tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

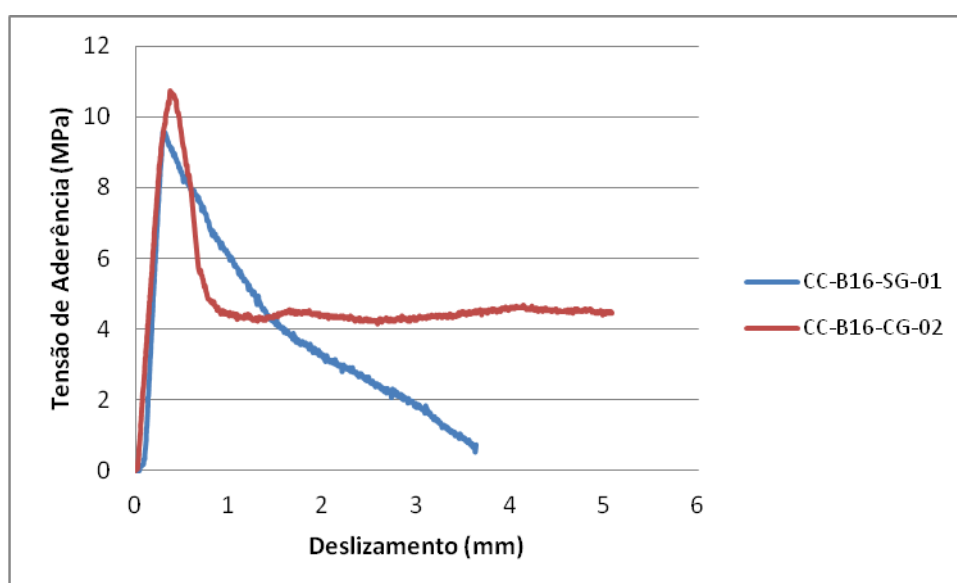


Figura 5.29 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos somente com concreto com barras de aço sem gancho e com gancho

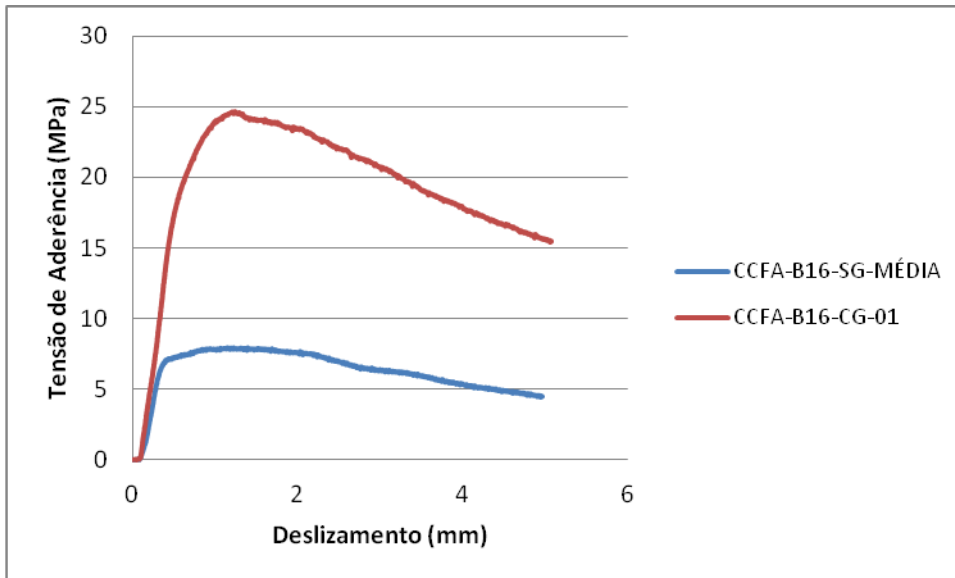


Figura 5.30 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com fibras com barras de aço sem gancho e com gancho

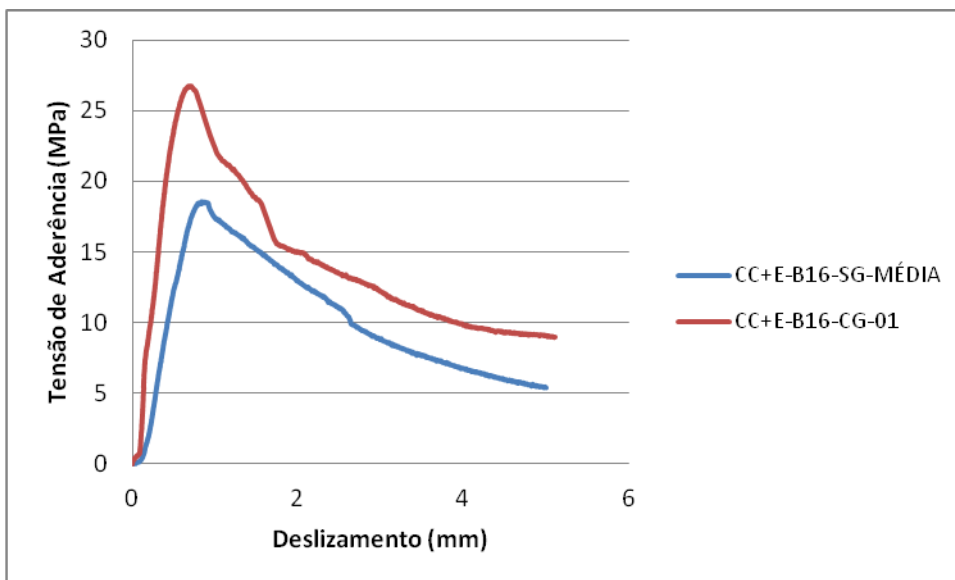


Figura 5.31 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com estribos com barras de aço sem gancho e com gancho

Tabela 5.10 – Valores de F_u , τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$

		F_u (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$s(\tau_{bu})$ [mm]
Sem Gancho	CC	38,46	9,56	0,29
	CCFA	32,89	7,92	0,88
	CC+E	74,93	18,63	0,88
Com Gancho	CC	32,35	10,73	0,37
	CCFA	74,32	24,64	1,24
	CC+E	80,73	26,77	0,68

Das figuras 5.27 à 5.31 e tabela 5.10, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

O concreto com fibras e o concreto com estribos apresentaram resultados superiores ao modelo somente com concreto, tanto para as barras sem gancho quanto para as barras com gancho, com exceção do modelo com fibras e ancoragem reta que apresentou um valor 17,15% menor.

Novamente, como observado para a barra de 10 mm, a tensão de aderência reduziu para o concreto com fibras nos modelos sem gancho e aumentou para o concreto com fibras nos modelos com gancho (aumento de 129,64%).

Acredita-se que esta redução da tensão de aderência foi devido ao volume elevado de fibras (2%), o que dificultou a moldagem do concreto e pode ter prejudicado a ligação na interface (Ver figura 5.32).

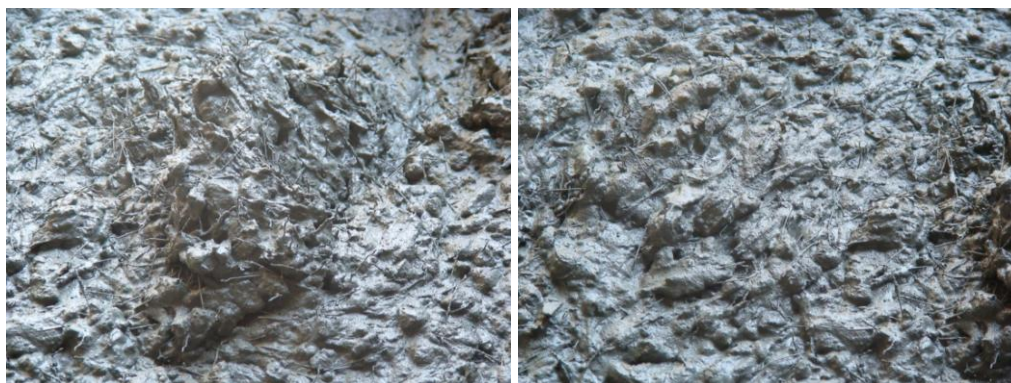


Figura 5.32 – Concreto com fibras de aço

DANIN (2010) também relatou que a aderência não se desenvolveu de forma suficiente quando adicionado 2% de fibras. A mesma constatou uma redução de 32,85% na força média, se comparado aos modelos sem fibras.

A redução da tensão de aderência também pode ser justificada pela redução da resistência à compressão dos concretos com fibras, como pode ser visto na tabela 5.1.

Os modelos com estribos apresentaram um resultado superior ao concreto com fibras para as barras sem gancho e com gancho.

Comparando-se as barras sem gancho e com gancho, constata-se que o gancho aumentou a tensão de aderência última em todos os modelos, atingindo um aumento de 201,22% para o concreto com fibras.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

O concreto com fibras e o concreto com estribos apresentaram deslizamento superiores ao modelo somente com concreto, tanto para as barras sem gancho quanto para as barras com gancho.

Os modelos com estribos apresentaram deslizamento último igual ao concreto com fibras para a barra sem gancho e inferior ao concreto com fibras para a barra com gancho.

- Em relação ao ramo descendente da curva:

Novamente, como observado para a barra de 10 mm, os modelos com fibras de aço apresentaram um comportamento mais dúctil que o modelo somente com concreto e o modelo com estribos.

✚ Barra de 10 mm x Barra de 16 mm:

✓ Sem Gancho:

As figuras 5.33, 5.34 e 5.35 apresentam um comparativo das curvas tensão de aderência x deslizamento das barras de 10 mm e 16 mm sem gancho para os modelos CC, CCFA e CC+E, respectivamente, e a tabela 5.11 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

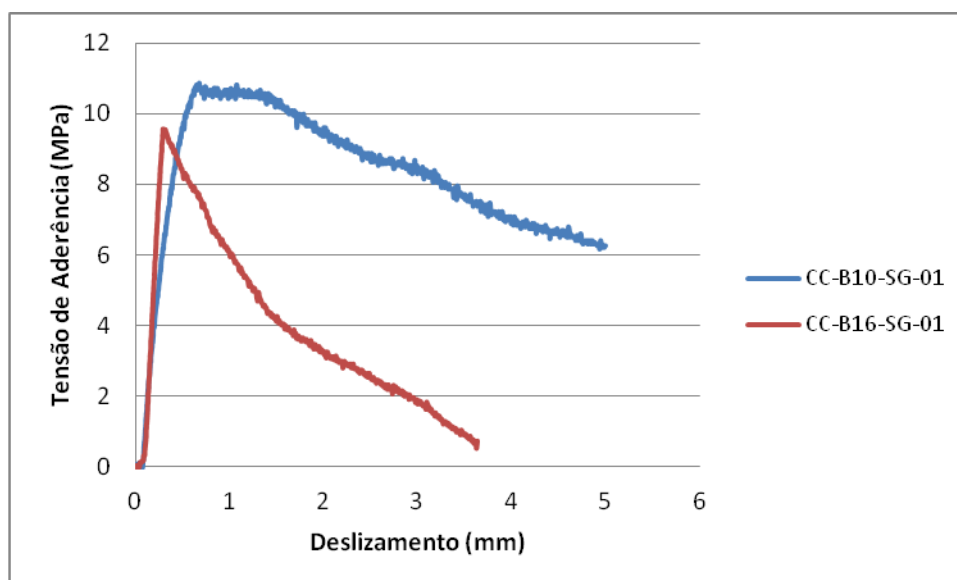


Figura 5.33 – Curva tensão de aderência x deslizamento para modelos somente com concreto

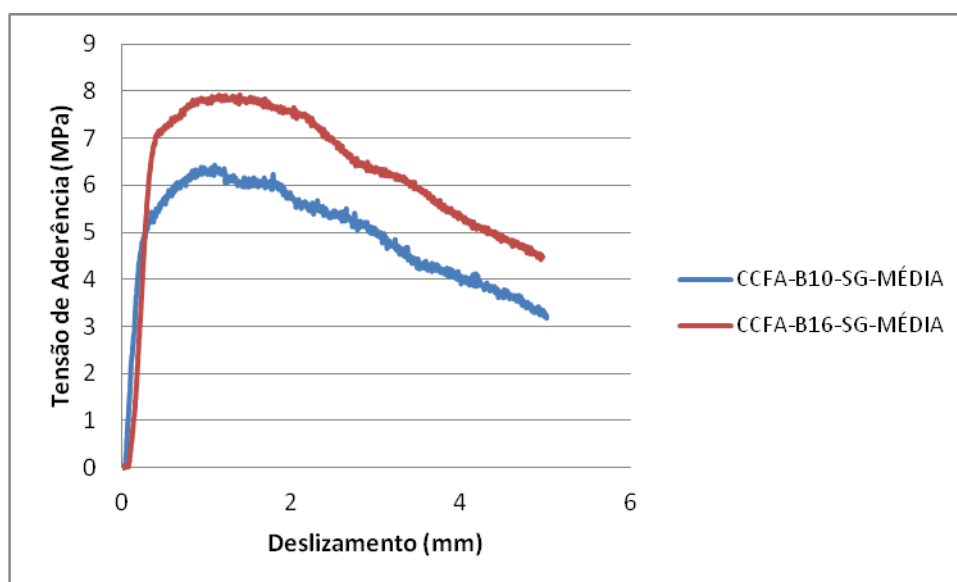


Figura 5.34 – Curva tensão de aderência x deslizamento para modelos com fibras

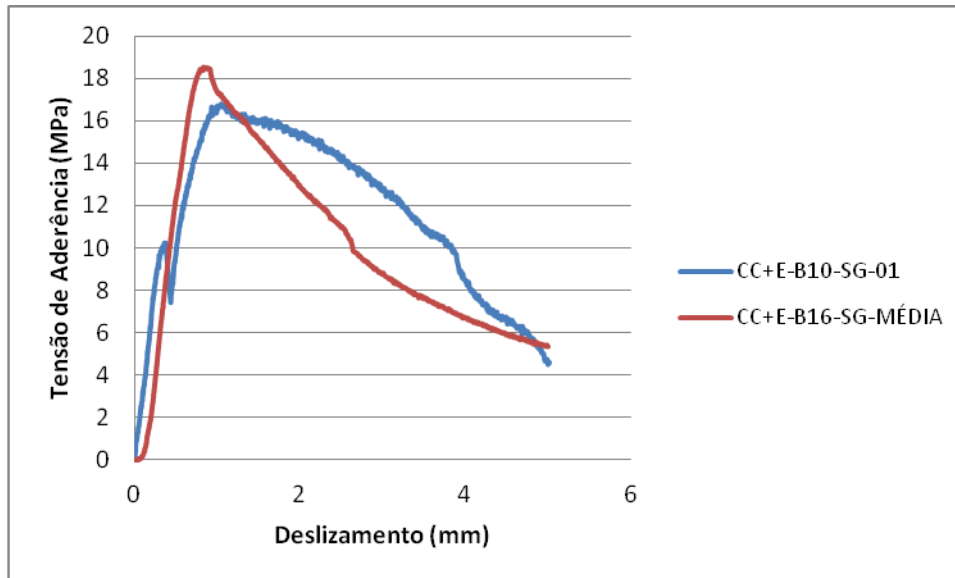


Figura 5.35 – Curva tensão de aderência x deslizamento para modelos com estribos

Tabela 5.11 – Valores de τ_{bu} e s (τ_{bu})

	CC		CCFA		CC+E	
	Barra de 10 mm	Barra de 16 mm	Barra de 10 mm	Barra de 16 mm	Barra de 10 mm	Barra de 16 mm
τ_{bu} (Mpa)	10,88	9,56	6,48	7,92	16,81	18,63
s (τ_{bu}) [mm]	0,68	0,29	1,02	0,88	1,05	0,88

Das figuras 5.33 à 5.35 e tabela 5.11, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Os modelos com fibras e com estribos apresentaram resultados para a barra de 16 mm superiores à barra de 10 mm, enquanto que para o modelo somente com concreto o resultado foi inferior, com uma diferença de 12,13%.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

Em todos os modelos, o deslizamento das barras de 16 mm foram inferiores às barras de 10 mm. A diferença alcançou 57,35% para o modelo somente com concreto.

✓ Com Gancho:

As figuras 5.36, 5.37 e 5.38 apresentam um comparativo das curvas tensão de aderência x deslizamento das barras de 10 mm e 16 mm com gancho para os modelos CC, CCFA e CC+E, respectivamente, e a tabela 5.12 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

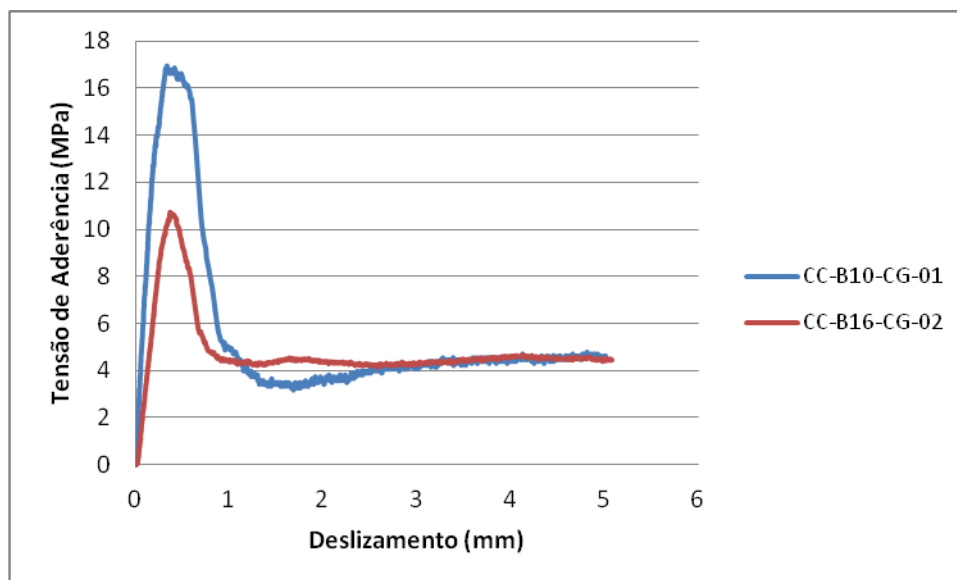


Figura 5.36 – Curva tensão de aderência x deslizamento para modelos somente com concreto

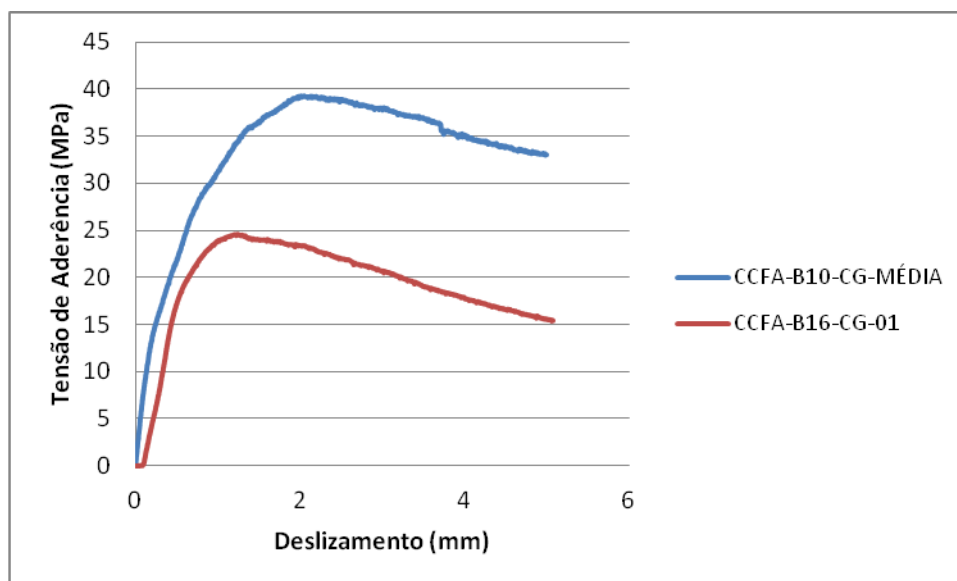


Figura 5.37 – Curva tensão de aderência x deslizamento para modelos com fibras

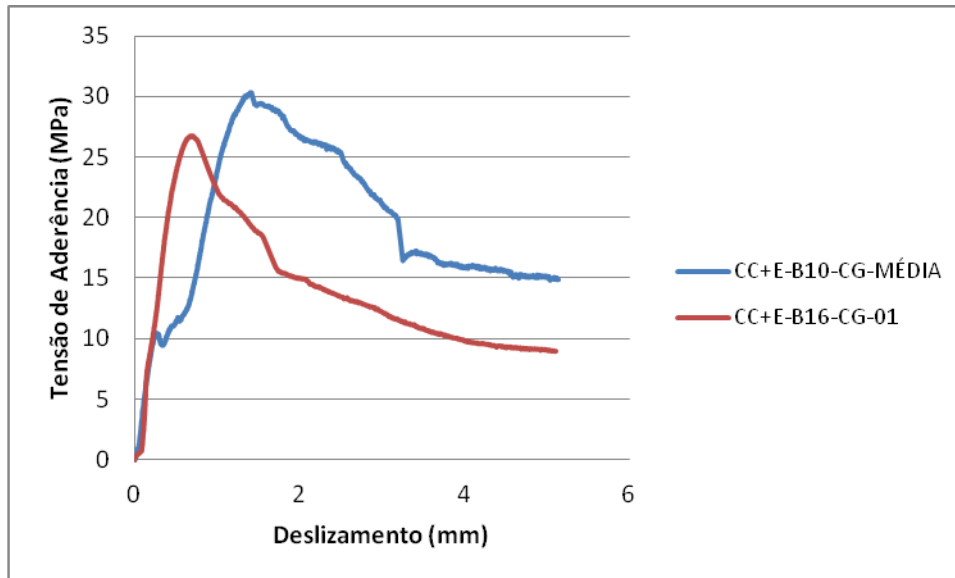


Figura 5.38 – Curva tensão de aderência x deslizamento para modelos com estribos

Tabela 5.12 – Valores de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$

	CC		CCFA		CC+E	
	Barra de 10 mm	Barra de 16 mm	Barra de 10 mm	Barra de 16 mm	Barra de 10 mm	Barra de 16 mm
τ_{bu} (Mpa)	16,92	10,73	39,22	24,64	30,52	26,77
$s(\tau_{bu})$ [mm]	0,34	0,37	2,46	1,24	1,42	0,68

Das figuras 5.36 à 5.38 e tabela 5.12, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Em todos os modelos, as barras de 16 mm apresentaram tensão de aderência última inferior às barras de 10 mm;

Este resultado contraria o que foi encontrado nos ensaios segundo o RILEM e para as barras com ancoragem reta (exceto para o modelo somente com concreto). Acredita-se que isto foi devido à flexão que ocorreu nos corpos de prova com barras com gancho, e que foi acentuada para as barras de 16 mm (ver figura 5.39).



Figura 5.39 – Flexão dos modelos com gancho

Uma 2ª justificativa pode ser devido ao processo de adensamento, uma vez que os modelos da 1ª série (modelos segundo o RILEM e com ancoragem reta) foram adensados por meio da mesa vibratória e os modelos da 2ª série por meio do vibrador de imersão.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

Os modelos com fibras e com estribos apresentaram deslizamento da barra de 16 mm inferior à barra de 10 mm. Para o modelo somente com concreto, a diferença foi de 8,82%.

5.3.3 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS X MODELOS TEÓRICOS

5.3.3.1 – 1ª SÉRIE

- ✓ Barra de 10 mm

a) CC-B10-SG

A figura 5.40 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.13 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

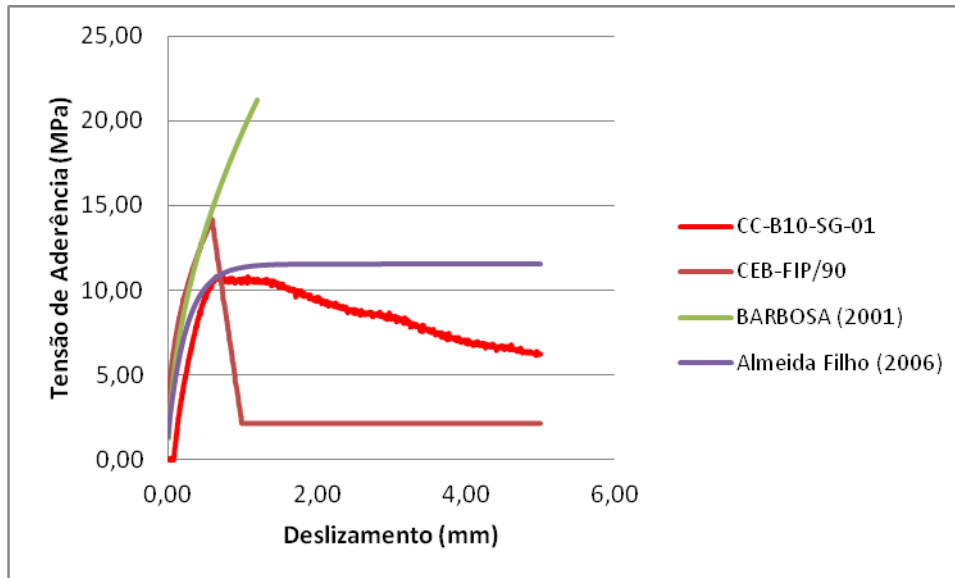


Figura 5.40 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.13 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC-B10-SG-01	10,88	-	0,68	-
CEB-FIP/90	14,14	-29,96	0,60	11,76
BARBOSA (2001)	7,22	33,64	0,14	79,41
ALMEIDA FILHO (2006)	11,52	-5,88	2,18	-220,59

Da figura 5.40 e tabela 5.13, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Os modelos do CEB-FIP/90 e ALMEIDA FILHO (2006) apresentaram resultados superiores ao experimental, com diferença de 29,96% e 5,88%, respectivamente. Já o modelo de BARBOSA (2001) apresentou um resultado a favor da segurança com uma diferença de 33,64%.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Os modelos do CEB-FIP/90 e BARBOSA (2001) apresentaram resultados inferiores ao experimental, com diferença de 11,76% e 79,41%, respectivamente, enquanto que ALMEIDA FILHO (2006) apresentou um deslizamento 220,59% superior.

b) CCFA-B10-SG

A figura 5.41 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para a média dos corpos de prova e para os modelos teóricos, e a tabela 5.14 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

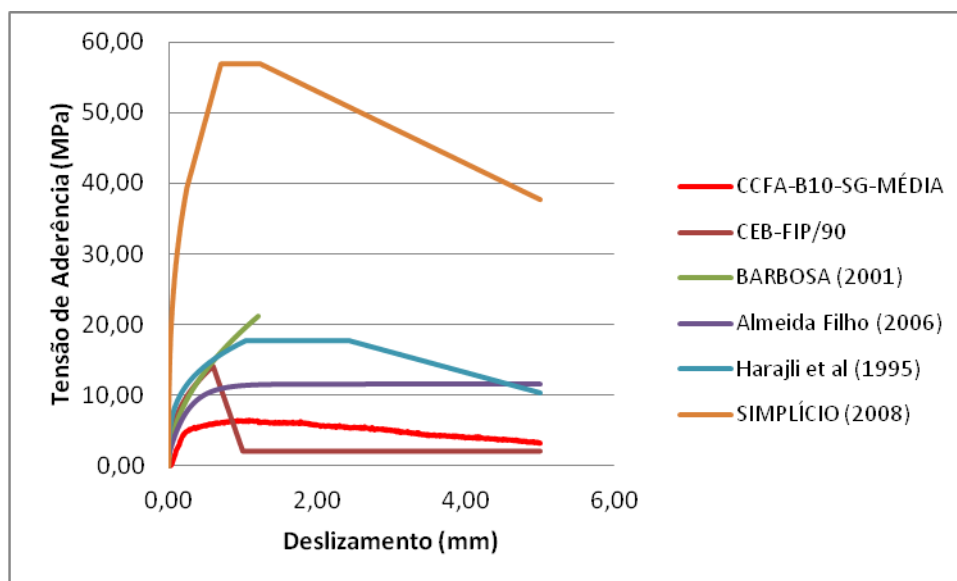


Figura 5.41 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.14 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CCFA-B10-SG-MÉDIA	6,48	-	1,02	-
CEB-FIP/90	14,14	-118,21	0,6	41,18
BARBOSA (2001)	7,22	-11,42	0,14	86,27
ALMEIDA FILHO (2006)	11,52	-77,78	2,18	-113,73
HARAJLI et al. (1995)	17,68	-172,84	1,04	-1,96
SIMPLÍCIO (2008)	56,97	-779,17	0,71	30,39

Da figura 5.41 e tabela 5.14, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos teóricos apresentaram tensão de aderência última superior ao experimental. O modelo de BARBOSA (2001) foi o que mais se aproximou do experimental, com uma diferença de 11,42%.

O modelo de SIMPLÍCIO (2008) apresentou uma curva tensão de aderência x deslizamento bastante superior ao encontrado experimentalmente e ao proposto pelos outros autores. Isto deve-se aos seguintes motivos:

- o concreto usado por SIMPLÍCIO (2008) apresentava resistências de 64 à 110 MPa;
- o comprimento de ancoragem adotado foi de 3ϕ ;
- a relação c/ϕ foi superior a 5 em todos os corpos de prova, o que provoca confinamento.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

Os modelos de ALMEIDA FILHO (2006) e HARAJLI et al (1995) apresentaram deslizamentos superiores ao experimental. A diferença foi de apenas 1,96% para o modelo de HARAJLI et al (1995).

c) CC+E-B10-SG

A figura 5.42 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.15 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

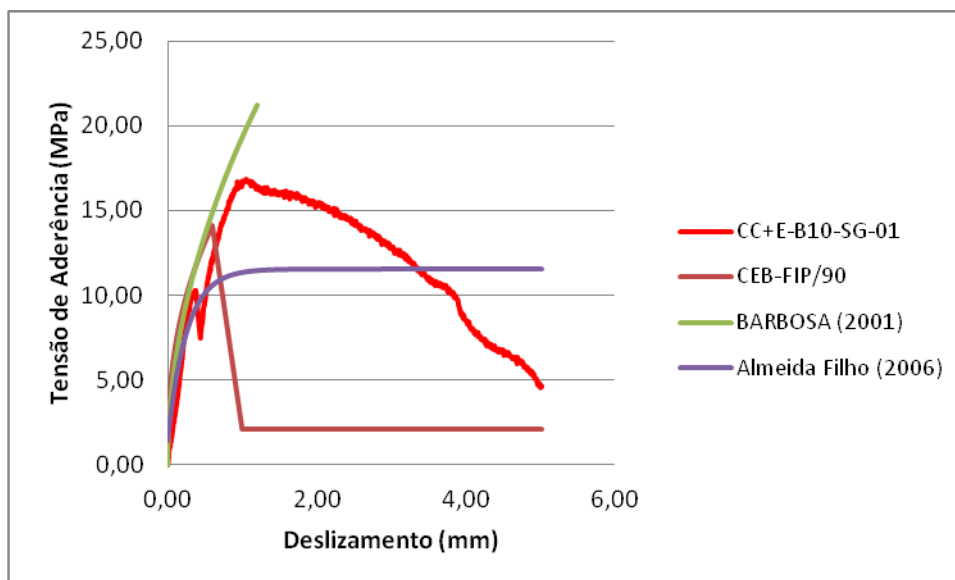


Figura 5.42 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.15 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC+E-B10-SG-01	16,81	-	1,05	-
CEB-FIP/90	14,14	15,88	0,6	42,86
BARBOSA (2001)	7,22	57,05	0,14	86,67
ALMEIDA FILHO (2006)	11,52	31,47	2,18	-107,62

Da figura 5.42 e tabela 5.15, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos teóricos apresentaram resultados inferiores ao experimental.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Somente o modelo de ALMEIDA FILHO (2006) apresentou deslizamento último superior ao experimental, com uma diferença de 107,62%.

✓ Barra de 16 mm

a) CC-B16-SG

A figura 5.43 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.16 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

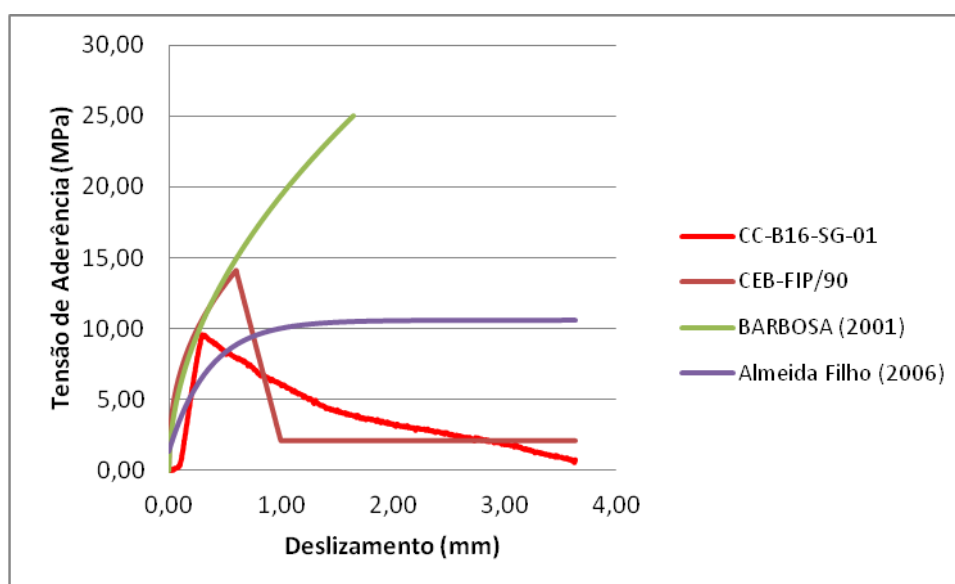


Figura 5.43 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.16 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC-B16-SG-01	9,56	-	0,29	-
CEB-FIP/90	14,14	-47,91	0,6	-106,90
BARBOSA (2001)	7,80	18,41	0,17	41,38
ALMEIDA FILHO (2006)	10,58	-10,67	2,89	-896,55

Da figura 5.43 e tabela 5.16, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Apenas o modelo de BARBOSA (2001) se mostrou a favor da segurança, com uma diferença de 18,41%.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Apenas o modelo de BARBOSA (2001) apresentou deslizamento último inferior ao experimental, com uma diferença de 41,38%. O deslizamento de ALMEIDA FILHO (2006) foi 896,55% superior.

b) CCFA-B16-SG

A figura 5.44 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para a média dos corpos de prova e para os modelos teóricos, e a tabela 5.17 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

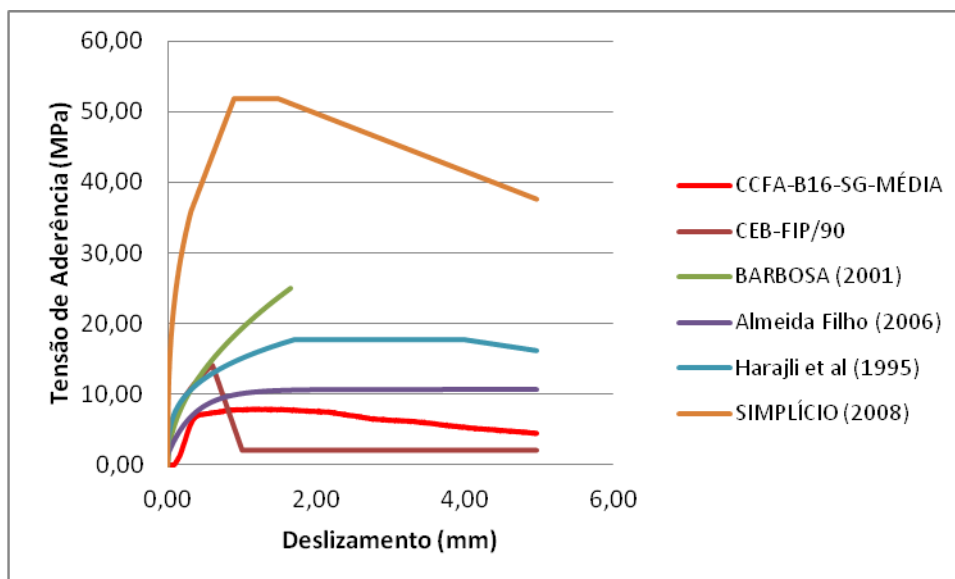


Figura 5.44 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.17 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CCFA-B16-SG-MÉDIA	7,92	-	0,88	-
CEB-FIP/90	14,14	-78,54	0,6	31,82
BARBOSA (2001)	7,80	1,52	0,17	80,68
ALMEIDA FILHO (2006)	10,58	-33,59	2,89	-228,41
HARAJLI et al. (1995)	17,68	-123,23	1,71	-94,32
SIMPLÍCIO (2008)	51,86	-554,80	0,89	-1,14

Da figura 5.44 e tabela 5.17, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos se mostraram contra a segurança, com exceção de BARBOSA (2001), que apresentou tensão de aderência última 1,52% inferior.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Os modelos do CEB-FIP/90 e BARBOSA (2001) apresentaram deslizamentos inferiores ao experimental, com diferença de 31,82% e 80,68%. SIMPLÍCIO (2008) apresentou deslizamento 1,14% superior.

c) CC+E-B16-SG

A figura 5.45 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para a média dos corpos de prova e para os modelos teóricos, e a tabela 5.18 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

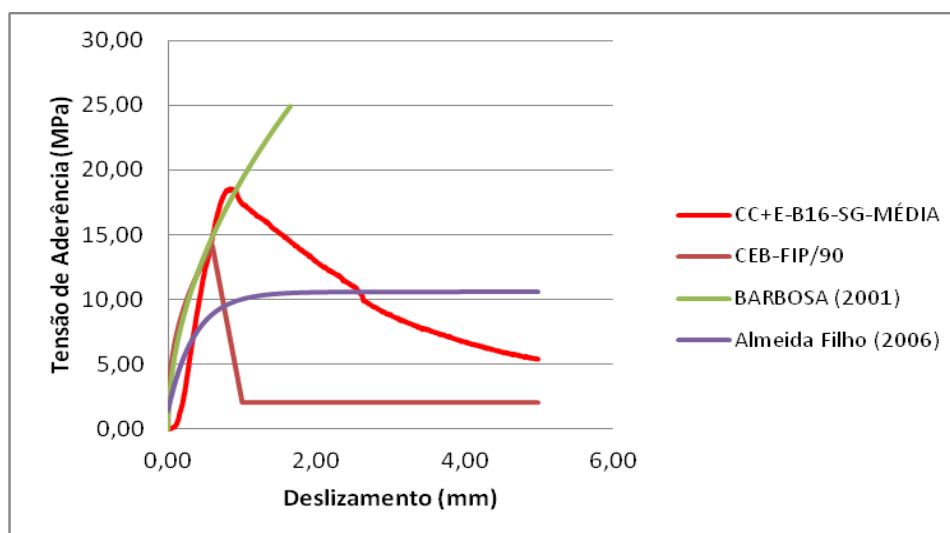


Figura 5.45 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.18 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC+E-B16-SG-MÉDIA	18,63	-	0,88	-
CEB-FIP/90	14,14	24,10	0,6	31,82
BARBOSA (2001)	7,80	58,13	0,17	80,68
ALMEIDA FILHO (2006)	10,58	43,21	2,89	-228,41

Da figura 5.45 e tabela 5.18, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos se mostraram a favor da segurança. O modelo do CEB-FIP/90 foi o que mais se aproximou do experimental, com uma diferença de 24,10%.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Apenas o modelo de ALMEIDA FILHO (2006) apresentou deslizamento superior ao experimental, com uma diferença de 228,41%.

5.3.3.2 – 2ª SÉRIE

- ✓ Barra de 10 mm

a) CC-B10-CG

A figura 5.46 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.19 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

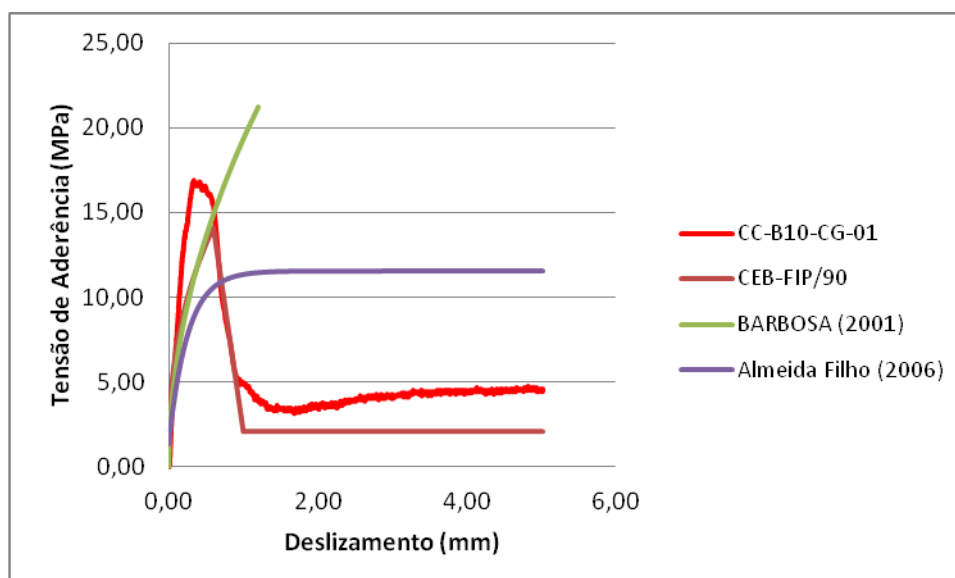


Figura 5.46 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.19 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC-B10-CG-01	16,92	-	0,34	-
CEB-FIP/90	14,14	16,43	0,6	-76,47
BARBOSA (2001)	7,22	57,33	0,14	58,82
ALMEIDA FILHO (2006)	11,52	31,91	2,18	-541,18

Da figura 5.46 e tabela 5.19, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos se mostraram a favor da segurança. O modelo do CEB-FIP/90 foi o que mais se aproximou do experimental, com uma diferença de 16,43%.

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Apenas o modelo de BARBOSA (2001) apresentou deslizamento inferior ao experimental, com uma diferença de 58,82%.

b) CCFA-B10-CG

A figura 5.47 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para a média dos corpos de prova e para os modelos teóricos, e a tabela 5.20 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

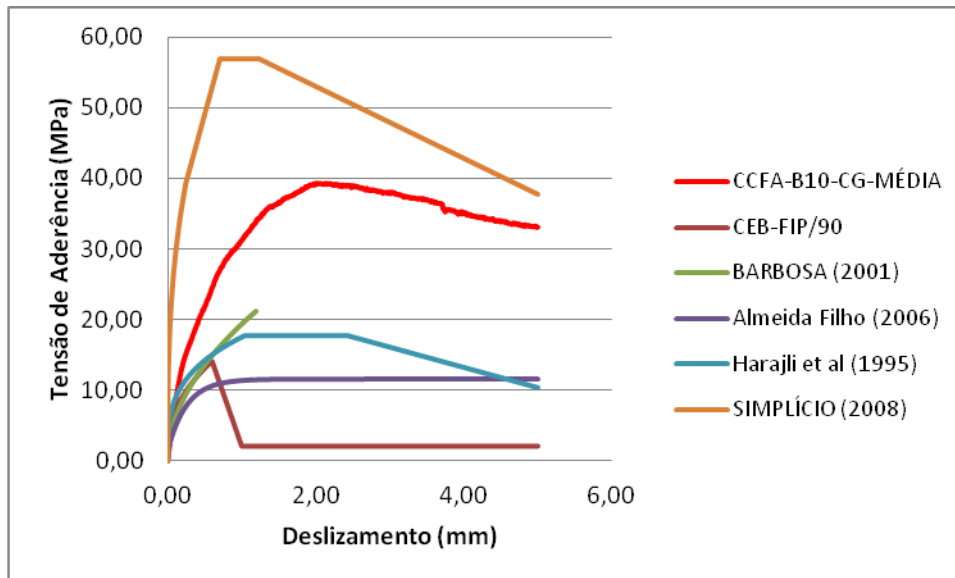


Figura 5.47 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.20 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CCFA-B10-CG-MÉDIA	39,22	-	2,46	-
CEB-FIP/90	14,14	63,95	0,6	75,61
BARBOSA (2001)	7,22	81,59	0,14	94,31
ALMEIDA FILHO (2006)	11,52	70,63	2,18	11,38
HARAJLI et al. (1995)	17,68	54,92	1,04	57,72
SIMPLÍCIO (2008)	56,97	-45,26	0,71	71,14

Da figura 5.47 e tabela 5.20, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Apenas o modelo de SIMPLÍCIO (2008) foi superior ao experimental, com uma diferença de 45,26%. A tensão de aderência última experimental foi bastante superior ao restante dos modelos, atingindo uma diferença de 81,59% para o modelo de BARBOSA (2001).

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Todos os modelos apresentaram deslizamento inferior ao experimental. O modelo de ALMEIDA FILHO (2006) foi o que mais se aproximou do experimental, com uma diferença de 11,38%.

c) CC+E-B10-CG

A figura 5.48 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para a média dos corpos de prova e para os modelos teóricos, e a tabela 5.21 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

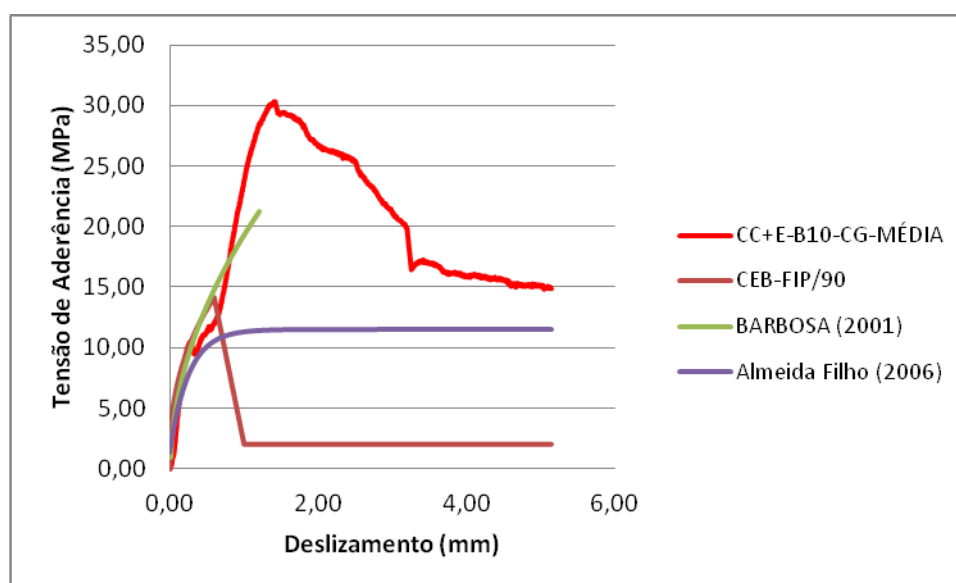


Figura 5.48 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.21 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC+E-B10-CG-MÉDIA	30,52	-	1,42	-
CEB-FIP/90	14,14	53,67	0,6	57,75
BARBOSA (2001)	7,22	76,34	0,14	90,14
ALMEIDA FILHO (2006)	11,52	62,25	2,18	-53,52

Da figura 5.48 e tabela 5.21, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos apresentaram tensão de aderência última inferior ao experimental. A diferença foi de 76,34% para o modelo de BARBOSA (2001).

- Em relação ao deslizamento último, $s(\tau_{bu})$:

Somente o modelo de ALMEIDA FILHO (2006) apresentou deslizamento último superior ao experimental, com uma diferença de 53,52%.

✓ Barra de 16 mm

a) CC-B16-CG

A figura 5.49 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.22 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

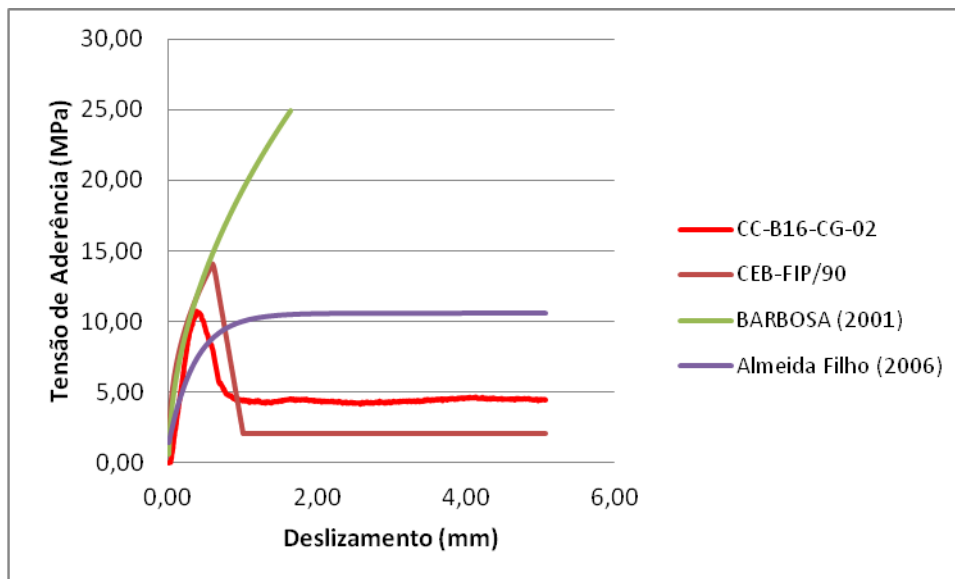


Figura 5.49 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.22 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e $s(\tau_{bu})$ experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	$s(\tau_{bu})$ [mm]	Δ (%)
CC-B16-CG-02	10,73	-	0,37	-
CEB-FIP/90	14,14	-31,78	0,6	-62,16
BARBOSA (2001)	7,80	27,31	0,17	54,05
ALMEIDA FILHO (2006)	10,58	1,40	2,89	-681,08

Da figura 5.49 e tabela 5.22, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Apenas o modelo do CEB-FIP/90 foi superior ao experimental, com uma diferença de 31,78%. A diferença foi de apenas 1,40%, para o modelo de ALMEIDA FILHO (2006).

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

Somente o modelo de BARBOSA (2001) apresentou deslizamento último inferior ao experimental, com uma diferença de 54,05%.

b) CCFA-B16-CG

A figura 5.50 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.23 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

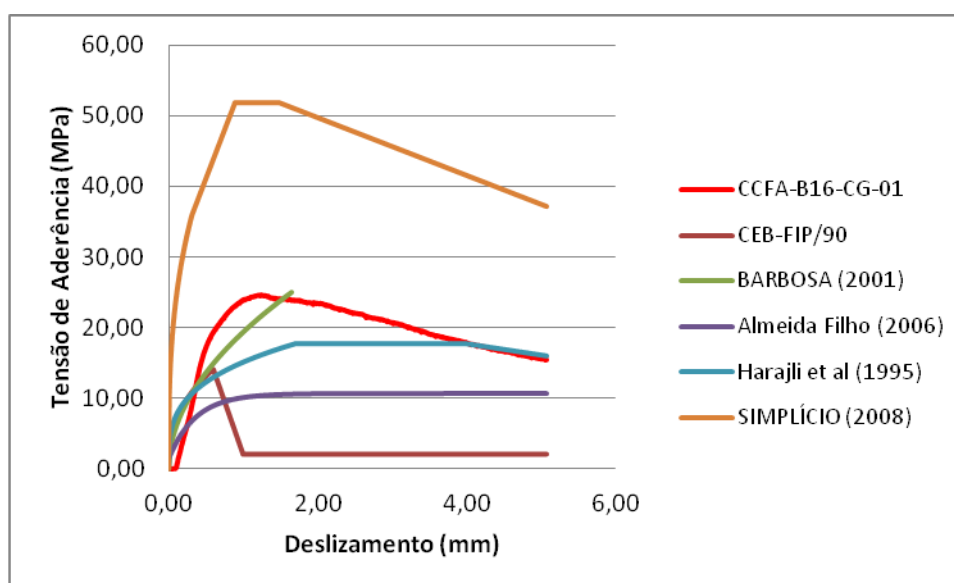


Figura 5.50 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.23 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e s (τ_{bu}) experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	s (τ_{bu}) [mm]	Δ (%)
CCFA-B16-CG-01	24,64	-	1,24	-
CEB-FIP/90	14,14	42,61	0,6	51,61
BARBOSA (2001)	7,80	68,34	0,17	86,29
ALMEIDA FILHO (2006)	10,58	57,06	2,89	-133,06
HARAJLI et al. (1995)	17,68	28,25	1,71	-37,90
SIMPLÍCIO (2008)	51,86	-110,47	0,89	28,23

Da figura 5.50 e tabela 5.23, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Apenas o modelo de SIMPLÍCIO (2008) foi superior ao experimental, com uma diferença de 110,47%.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

Os modelos de ALMEIDA FILHO (2006) e HARAJLI et al. (1995) apresentaram deslizamento último superior ao experimental.

c) CC+E-B16-CG

A figura 5.51 apresenta a curva tensão de aderência x deslizamento para o corpo de prova 1 e para os modelos teóricos, e a tabela 5.24 apresenta os resultados da tensão de aderência última e deslizamento correspondente à tensão de aderência última.

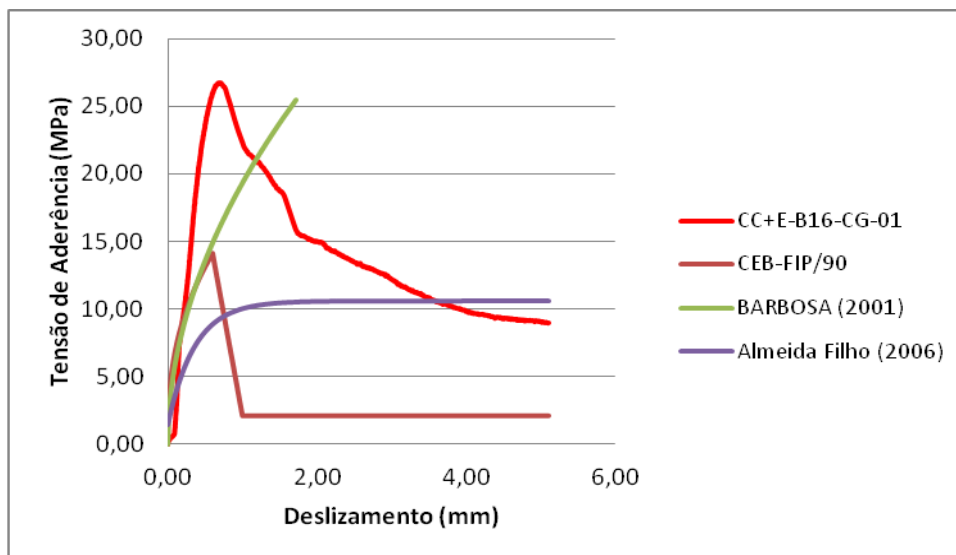


Figura 5.51 – Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimental e teóricos

Tabela 5.24 – Comparação dos resultados de τ_{bu} e s (τ_{bu}) experimental com os modelos teóricos

Modelo	τ_{bu} (Mpa)	Δ (%)	s (τ_{bu}) [mm]	Δ (%)
CC+E-B16-CG-01	26,77	-	0,68	-
CEB-FIP/90	14,14	47,18	0,6	11,76
BARBOSA (2001)	7,80	70,86	0,17	75,00
ALMEIDA FILHO (2006)	10,58	60,48	2,89	-325,00

Da figura 5.51 e tabela 5.24, conclui-se que:

- Em relação à tensão de aderência última (τ_{bu}):

Todos os modelos teóricos apresentaram resultados inferiores ao experimental. O resultado mais distante do experimental foi o de BARBOSA (2001), com uma diferença de 70,86%.

- Em relação ao deslizamento último, s (τ_{bu}):

Somente o modelo de ALMEIDA FILHO (2006) apresentou deslizamento último superior ao experimental, com uma diferença de 325%.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 – CONCLUSÃO

A aderência da barra de aço ao concreto é de fundamental importância no comportamento estrutural. O seu estudo é complexo e deve ser permanente, principalmente devido ao surgimento dos “novos materiais” e do concreto de alta resistência.

Esta pesquisa teve a proposta de estudar os efeitos das fibras e dos estribos no comportamento da ancoragem. Para isso, foi feito inicialmente o ensaio de arrancamento de acordo com o RILEM-FIP-CEB (1973), onde foi determinada a tensão de aderência, que posteriormente foi comparada com normalizações e formulações teóricas. Em seguida foram realizados ensaios de arrancamento propostos, cujos resultados foram comparados à modelos teóricos e também foram comparados os efeitos das fibras e dos estribos no comportamento da ancoragem.

A realização de ensaios pilotos é de fundamental importância para estudar o comportamento dos modelos experimentais. Os problemas ocorridos durante a investigação experimental poderiam ter sido previstos caso tivesse sido realizado ensaio piloto.

Na comparação entre as curvas tensão de aderência x deslizamento para os modelos experimentais e para os diversos modelos teóricos, constata-se uma discrepância entre as mesmas, que pode ser justificada pela diferença entre as variáveis estudadas pelos diversos autores (resistência à compressão do concreto, dimensões dos modelos, cobrimento, comprimento de ancoragem etc.).

A seguir, são apresentadas as conclusões do trabalho, obtidas a partir da análise dos resultados dos ensaios realizados.

6.1.1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Com relação ao comportamento do concreto reforçado com fibras, verificou-se que a adição de 2% de fibras de aço reduziu a resistência à compressão do concreto em até 33,23%, provavelmente em função do tamanho das fibras e da porcentagem utilizada, conforme já observado anteriormente. Constatou-se um aumento da resistência à tração de até 20,24%. Foi verificada também uma redução do módulo de elasticidade e do slump test de até 37,61% e 4,79%, respectivamente.

6.1.2 – MODELO PROPOSTO PELO RILEM

- Todos os corpos de prova apresentaram ruptura por arrancamento (usual para concreto confinado).
- Com o aumento do diâmetro da barra, houve aumento da tensão de aderência;
- As normas brasileira e americana apresentam valores bastante inferiores da tensão de aderência, resultando em comprimentos de ancoragem maiores. A comparação dos valores experimentais de tensão de aderência com os valores especificados pela norma brasileira indicou uma segurança de mais de 50%. O valor usado para comparação foi o τ_{1R} , tensão de aderência correspondente ao deslizamento de 0,1 mm, especificada por LEONHADT (1977) como a resistência de aderência de cálculo (f_{bd});
- Comparando as curvas tensão de aderência x deslizamento dos modelos experimentais com os teóricos, percebe-se que para a barra de 10 mm, o modelo do CEB-FIP/90 foi o que mais se aproximou do experimental, e que HUANG et al (1996) superestimou a tensão de aderência. Para a barra de 16 mm, todos os modelos teóricos se mostraram a favor da segurança.
- Com relação às formulações para o cálculo da tensão de aderência, percebeu-se que todos os modelos, com exceção de KEMP (1983), superestimaram a tensão de aderência.
- Constatou-se ainda que o deslizamento correspondente à tensão de aderência última (ruptura da ligação) é da ordem de 1 mm.

6.1.3 – MODELOS PROPOSTOS

A partir dos resultados dos ensaios percebeu-se que o trecho inicial da curva tensão de aderência x deslizamento apresentou um grande deslizamento correspondente a um baixo carregamento, isso porque o transdutor estava fixado à placa de aplicação de ações, o que fez com que ele registrasse um deslocamento inicial correspondente à acomodação da máquina. Logo, recomenda-se que os transdutores estejam fixados aos corpos de prova.

Constataram-se também muitos problemas de leitura durante os ensaios. Recomenda-se então a utilização de mais de um transdutor para garantir um resultado mais coerente.

Outro fato a ser destacado, é que com o corte dos modelos para a redução do comprimento de ancoragem, a barra de aço também foi cortada. Com isso, ocorreram perturbações e concentrações de tensões na barra, que modificaram o comportamento da aderência.

As principais conclusões estão destacadas a seguir:

- Os corpos de prova somente com concreto apresentaram ruptura predominante por fendilhamento, enquanto que nos modelos com fibras de aço e estribos a forma de ruptura predominante passou a ser por arrancamento.
- O uso de fibras de aço aumentou substancialmente a tensão de aderência quando utilizadas nos modelos com barras com ancoragem em gancho, e reduziu a tensão de aderência nos modelos com barras com ancoragem reta.
- Fração volumétrica de 2% de fibras de aço é um valor elevado, o que causou problemas durante a moldagem, reduzindo a aderência nos modelos com barras com ancoragem reta.
- Os concretos com fibras de aço apresentaram um comportamento de aderência mais dúctil;
- As fibras de aço impediram o fendilhamento do concreto;
- O aumento da resistência à tração do concreto proporcionado pelas fibras resulta na redução do comprimento de ancoragem básico.
- Barras com ancoragem em gancho de 90° apresentam um melhor comportamento de aderência, comparado às barras com ancoragem reta;
- Os estribos elevaram a tensão de aderência última, devido ao confinamento provocado por ele, mas não provocaram um comportamento dúctil;

- O deslizamento último, correspondente à tensão de aderência última, é aumentado com a adição de fibras e estribos aos modelos.

6.2 – SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

- Estudo com diferentes volumes de fibra e fibras com fator de forma diferente;
- Adição de estribos com diferentes áreas e espaçamentos;
- Estudar a influência de outros diâmetros da barra de aço e de outras resistências à compressão do concreto;
- Realização de modelagem numérica para o concreto com fibras e armadura transversal;
- Estudo do ensaio de arrancamento sob ações cíclicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA FILHO, F. M. (2006). **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis**. 291p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006;

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 544, (1987) State of the art report on fiber reinforced concrete – ACI Manual of Concrete Practice, v. 5, Detroit (ACI 544.1R-86);

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008). ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete. 505 p;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR 7477:1982. Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado;

_____ (1982). NBR 7251:1982. Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária;

_____ (1987). NBR 7217:1987. Agregados – Determinação da composição granulométrica;

_____ (1987). NBR 9776:1987. Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman – Método de ensaio;

_____ (1992). NBR 6152:1992. Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração;

_____ (1996). NBR 7480:1996. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação;

_____ (1998). NBR NM 67 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Rio de Janeiro, 1998, 8 p.

_____ (2003). NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro;

- _____ (2007). NBR 5739:2007. Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos;
- _____ (2007). NBR 15530:2007. Fibras de aço para concreto – Especificações;
- _____ (2008). NBR 8522:2008. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão;
- _____ (2010). NBR 7222:2010. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos;
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1997). ASTM C 1018 – Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading), West Conshohocken, p. 533-540.
- BARBOSA, M. T. G. (2001) – **Avaliação do Comportamento da Aderência em Concretos de Diferentes Classes de Resistência**. 215p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2001;
- BASTOS, P. S. S. (1999) – **Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçado com fibras de aço**. 270p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999;
- BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990) - Fibre reinforced cementitious composites. Essex, Inglaterra. Elsevier Science Publishers LTD;
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1993). CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'Information, no 203-205, 1993;
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. (2004) – Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003. São Carlos: EdUFSCar, 2001, 2004. 374p;
- CASTRO, C. M. (2002). **Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas**. 155p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002;
- CHAN, Y.-W.; CHEN, Y.-S.; LIU, Y.-S. (2003). Effect of consolidation on bond of reinforcement in concrete of different workabilities. ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 4, July-august, p. 294-301;

CHAN, Y.-W.; CHEN, Y.-S.; LIU, Y.-S. (2003). Development of bond strength of reinforcement steel in self-consolidating concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 4, July-august, p. 490-498;

CHAPMAN RA, SHAH SP. Early-age bond strength in reinforced concrete. *ACI Mater J* 1987;84(6):501-10.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. (1997) – Prestressed concrete structures. Response Publications, Canada;

DANIN A. R. (2010). **Estudo da aderência entre concreto e armadura: Análise da influência das fibras de aço**. 277p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010;

DE NARDIN, S.; ALMEIDA FILHO, F. M.; OLIVEIRA FILHO, J.; HAACH, V. G.; EL DEBS, A. L. H. C. (2005). non-linear analysis of the bond strength behavior on the steel-concrete interface by numerical models and pull-out tests. In: *ASCE Congress: Structures 2005*, 171, No. 107, 2005;

DUMÊT, T. B. (2003). **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço**. 330p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003;

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V. V. (1983) – Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report no UCB/EERC- 83/23, University of California, Berkeley. 162 p;

EZELDIN, A. S; BALAGURU, P. N. (1989). Bond behavior of normal and high strength fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 5, Sept. Oct., p. 515-524;

FERNANDES, R. M. (2000). **A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto**. 155p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000;

FIGUEIREDO, A. D. (2000) – Concreto com fibras de aço. Boletim Técnico BT/PCC/260 do Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo;

FURLAN JR., S. (1995) – **Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão**. 386p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995;

FUSCO, P. B. (1981). Relatório N° 14.857, **Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo S. A.** São Paulo, 1981;

FUSCO, P.B. (1995). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Pini;

GIONGO, J.S. (2006). – **Concreto armado: ancoragem por aderência**. São Carlos, EESC-USP;

GOTO, Y. (1971) – Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI journal*, April 1971;

HARAJLI, M. H. (1994). Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete. *ACI Struct J*;91(5):511–20.

HARAJLI, M. H.; HOUT, M. A.; JALKH, W. (1995). Local bond stress-slip behavior of reinforced bars embedded in plain and fiber concrete. **ACI Materials Journal**, jul-aug.

HRIBAR, J.A.; VASKO, R.C. (1969). End anchorage of high strength steel reinforcing bars. *Journal of the American Concrete Institute*, Detroit, v.66, n.11, p.875-883, Nov;

HUANG Z., ENGSTRON B. and MAGNUSSON J. Experimental Investigation of the Bond and Anchorage Behavior of Deformed Bars in High Strength Concrete. 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High Performance Concrete. Proceedings vol. 3, 29-31, Paris 1996;

KEMP EL. Bond in reinforced concrete: behavior and design criteria. *ACI J Proc* 1983; 83(1):50-57;

KHANDAKER, M.; (2008). Bond characteristics of plain and deformed bars in lightweight pumice concrete, *Construction and Building Materials* p. 1491–1499;

LAN CHUNG; JANG-HO JAY KIM AND SEONG-TAE YI., (2008) Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, *Cement & Concrete Composites*, p. 603–611;

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977/78) - Construções de concreto. Rio de Janeiro, Interciência. v. 1 e 3;

LI, J.; GAO, X.; AND ZHANG, P.; (2006). Experimental investigation on the bond of reinforcing bars in high performance concrete under cyclic loading, *Materials and Structures* Accepted: 28 September 2006, 18 p;

LUNDGREN, K.; MAGNUSSON, J. (2001). Three-dimensional modeling of anchorage zones in reinforced concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, New York, v.127, n.7, p.693-699, July;

MARQUES, J.L.G.; JIRSA, J.O. (1975). A study of hooked bar anchorages in beam-column joints. *Journal of the American Concrete Institute*, Detroit, v.72, n.5, p.198- 209, May;

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (2008). *Concreto: estrutura, propriedades, materiais*. São Paulo: Pini;

MINOR, J.; JIRSA, J.O. (1975). Behavior of bent bar anchorages. *Journal of the American Concrete Institute*, Detroit, v.72, n.4, p.141-149, Apr;

MORENO JR., A.L.; ROSSI, N. (2002). Resistência de aderência da armadura passiva no concreto de alto desempenho. In: *JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 18 p., 2002, Brasília. Anais... Brasília: UnB. 1 CDROM;

ORAGUN, C. O.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E. (1977). A reevaluation of test data on development length and splices. *ACI Journal*, Vol. 74, No. 3, Mar., p. 114-122.

PILLAI, S. U.; KIRK, D. W.; ERKI, M. A. (1999). *Reinforced concrete design*. McGraw-Hill Ryserson, Whitby, ON, Canada;

PINHEIRO LIBÂNIO M.; CASSIANE D. MUZARDO (2003). *Notas de Aula Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios – Aderência e Ancoragem*, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, Brasil;

PINTO JR., N. O. (1999). Tenacidade e resistência equivalente à tração na flexão de concretos de alto desempenho reforçados com fibras de aço de baixo e alto teor de carbono. *Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção*, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 16p;

PROMON ENGENHARIA (1976). Tabelas para dimensionamento de concreto armado (segundo NB 1/76). São Paulo, McGraw – Hill do Brasil, 269p;

REYES, F. E. G. (2009). **Análise da aderência entre barras de aço e concretos (CC, CAA e CAAFA), sob influência de ações monotônicas e cíclicas**. 253p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009;

RILEM-FIP-CEB (1973). Bond test for reinforcing steel. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-Out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. RILEM Journal Materials and Structures, v.6, n.32, p.96-105. Mar./Apr;

Rossi, N. “Resistência de Aderência Concreto-Aço: Efeitos da Resistência à Compressão do Concreto e do Comprimento de Aderência”. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2002;

SILVA R. C.; GIONGO J. S. (2002). Ancoragem no apoio extremo em vigas de concreto armado: análises teórica e experimental. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. Anais... São Paulo: IBRACON;

SIMPLÍCIO, M. A. S. (2008). **Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras**. 263p. Tese (Doutorado) – Curso de Pós-Graduação da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K. B. (1989). Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. ACI Materials Journal, Vol. 86, No. 2, Mar.-April, p. 217-222;

SOROUSHIAN, P; MIRZA, F; ALHOZAIMY, A. (1994) – Bonding of Confined Steel Fiber Reinforced Concrete to Deformed Bars. ACI Materials Journal. vol 91 n. 2, Mar/Apr 1994, p 141-149;

VALLE, A. (1994). **Estudo da aderência entre concreto e armadura sob carregamento cíclico**. 171p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.