

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Influência do comprimento de transpasse e do confinamento na  
emenda da armadura em vigas de concreto de alta resistência**

200334069

Flávio Henrique Lintz

Campinas, SP  
2003



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Influência do comprimento de transpasse e do confinamento na  
emenda da armadura em vigas de concreto de alta resistência.**

Flávio Henrique Lintz

---

**Orientador: Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Edificações.

Campinas, SP  
2003

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese.

19/10/03

Prof. Dr.

Matrícula:

04663-9

UNIDADE	80
Nº CHAMADA T/UNICAMP	L658i
V	EX
TOMBO BCI	56449
PROC.	16-127/03
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	07/12/03
Nº CPD	

CM00192150-7

Bib id 305138

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

L658i

Lintz, Flávio Henrique

Influência do comprimento de transpasse e do confinamento na emenda da armadura em vigas de concreto de alta resistência / Flávio Henrique Lintz.-- Campinas, SP: [s.n.], 2003.

Orientador: Vitor Antonio Ducatti.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

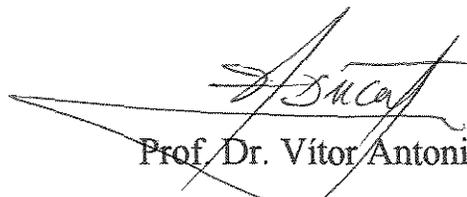
1. Concreto armado. 2. Vigas de concreto. 3. Ancoragem (Engenharia de estrutura). 4. Engenharia de estruturas. I. Ducatti, Vitor Antonio. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

Influência do comprimento de transpasse e do confinamento na  
emenda da armadura em vigas de concreto de alta resistência

Flávio Henrique Lintz

**Dissertação de Mestrado aprovada pela banca examinadora, constituída por:**



Prof. Dr. Vítor Antonio Ducatti

**Presidente e Orientador – FEC/UNICAMP**



Prof. Dr. Mauro Augusto Demarzo

**FEC/UNICAMP**



Prof. Dr. Antônio Ludovico Beraldo

**FEAGRI/UNICAMP**

Campinas, 26 de Fevereiro de 2003

## AGRADECIMENTOS

A Deus, a minha família e aos entes queridos que de alguma forma sempre estiveram comigo em todos os momentos.

Ao Professor Dr. Vítor Antonio Ducatti pela segura orientação, apoio, dedicação e paciência demonstrados em todas as etapas desta pesquisa.

A minha prima Eng<sup>a</sup> Rosa Cristina Cecchi Lintz e ao Eng<sup>o</sup> Amauri Gomes pelos conselhos dados durante todo mestrado.

Aos meus tios Dr. Gil Guerra Júnior e Dra. Andréa Trevas Maciel Guerra pela orientação na dissertação deste mestrado.

Aos amigos Eng<sup>o</sup> Marcos Funchal Nunes Carvalho, Arq<sup>a</sup> Livia Borges Sgobin e Eng<sup>o</sup> Marcos Sartori pela ajuda e companheirismo constantes nesta jornada.

Aos técnicos do laboratório da FEC-UNICAMP, José Reinaldo Marçal, Ademir de Almeida, Marcelo Francisco Ramos, Luciano Passos, Rodolfo Bonamigo, pela disposição na execução dos ensaios.

A todos os professores e funcionários da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp pela colaboração na realização deste trabalho.

A todos os colegas da FEC pelo estímulo, e a todos aqueles que, direta ou indiretamente, participaram para que este trabalho fosse concretizado.

UNICAMP  
BIBLIOTECA CENTRAL  
SEÇÃO CIRCULANTE

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xi
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	xv
<b>RESUMO</b> .....	xvii
<b>ABSTRACT</b> .....	xix
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 HISTÓRICO DO FENÔMENO DA ADERÊNCIA .....	3
<b>2 OBJETIVOS</b> .....	5
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	7
3.1 EFEITO DAS NERVURAS DAS BARRAS .....	8
3.2 INFLUÊNCIA DA ALTURA DAS NERVURAS .....	13
3.3 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DAS NERVURAS .....	14
3.4 INFLUÊNCIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS NERVURAS .....	14
3.5 EFEITO DA POSIÇÃO DA BARRA .....	15
3.6 EFEITO DA ALTA RESISTÊNCIA DO CONCRETO .....	18
3.7 EFEITO DO TEOR DE SÍLICA ATIVA .....	22
3.8 COMPOSIÇÃO DO CONCRETO .....	23
3.9 EQUAÇÕES DE CÁLCULO .....	25
3.10 ARMADURA TRANSVERSAL .....	32
<b>4 NORMAS</b> .....	33
4.1 NORMA ACI 318 (ACI, 1999) .....	33
4.1.1 Ancoragem da Armadura .....	36
4.1.2 Comprimento de Ancoragem para Barras de Tração .....	36
4.1.3 Comprimento de Emenda para Barras à Tração .....	39
4.2 COMITÊ EUROPEU INTERNACIONAL DU BETON/FIP (1990) .....	41
4.3 RECOMENDAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA (ABNT, 2001) .....	47
4.3.1 Principais Tipos de Emendas de Barras .....	47

4.3.1.1	Emendas mecânicas .....	47
4.3.1.2	Emendas por solda .....	48
4.3.1.3	Emendas por traspasse .....	48
4.3.2	<b>Proporção das Barras Emendadas .....</b>	<b>49</b>
4.3.3	<b>Comprimento de Traspasse de Barras Tracionadas Isoladas .....</b>	<b>50</b>
4.3.3.1	Armadura transversal na ancoragem .....	51
<b>5</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>53</b>
5.1	<b>CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....</b>	<b>54</b>
5.2	<b>ENSAIOS .....</b>	<b>56</b>
5.3	<b>DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE EMENDAS POR TRANSPASSE .....</b>	<b>57</b>
5.4	<b>FABRICAÇÃO DO CONCRETO .....</b>	<b>58</b>
5.5	<b>MOLDAGEM E CURA .....</b>	<b>60</b>
5.6	<b>CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS ENSAIADAS .....</b>	<b>61</b>
5.7	<b>INSTRUMENTAÇÃO E EQUIPAMENTOS .....</b>	<b>62</b>
5.8	<b>DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....</b>	<b>63</b>
5.8.1	<b>Resistência à flexão em vigas de concreto .....</b>	<b>63</b>
5.8.2	<b>Resistência à compressão de corpos de prova de concreto .....</b>	<b>63</b>
5.8.3	<b>Resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova de concreto .....</b>	<b>64</b>
5.8.4	<b>Módulo de Elasticidade do Concreto .....</b>	<b>64</b>
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>65</b>
6.1	<b>ENSAIO DAS VIGAS À FLEXÃO .....</b>	<b>67</b>
6.2	<b>PERDA DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO .....</b>	<b>80</b>
	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>83</b>
	<b>SUGESTÕES .....</b>	<b>86</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>87</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>98</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Forças atuantes entre a barra nervurada e o concreto .....	7
Figura 3.2	Barra ideal nervurada e com áreas de possíveis rupturas .....	11
Figura 3.3	Influência da mistura dos materiais na resistência a compressão .....	17
Figura 3.4	Influência da resistência à compressão na tensão de aderência máxima .....	20
Figura 3.5	Influência da resistência à compressão na tensão média de aderência .....	21
Figura 3.6	Influência do teor de sílica ativa na tensão de aderência .....	22
Figura 4.1	Valores de $k$ e $\lambda$ e notação de $c_d$ para a Tabela 4.2 .....	45
Figura 4.2	Emendas supostas como na mesma seção transversal .....	49
Figura 5.1	Forma geométrica das nervuras das barras .....	56
Figura 5.2	Etapas da fabricação do concreto: a) Pesagem dos materiais; b) Disposição das armaduras nas fôrmas; c) Lançamento do superplastificante; d) Homoginização do concreto .....	59
Figura 5.3	Adensamento dos corpos de prova e da viga de concreto na mesa vibratória .....	60
Figura 5.4	Vigas de concreto após o término da concretagem .....	60
Figura 5.5	Características geométricas das vigas .....	61
Figura 5.6	Vista geral do pórtico e viga posicionados para o ensaio de flexão .....	62
Figura 5.7	Prensa de ensaio: a) Ensaio da resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova de concreto; b) Ensaio do módulo de elasticidade do concreto .....	64
Figura 6.1	Posicionamento do corpo de prova na prensa de ensaio .....	67
Figura 6.2	Módulo de elasticidade do concreto .....	67

Figura 6.3	Vista geral do ensaio da viga 1 – CATSE 1 .....	69
Figura 6.4	Vista detalhada do ensaio da viga 6 – CATSE 2 .....	69
Figura 6.5	Destacamento do concreto na face: lateral e tracionada da viga 2 – SAT35 .....	70
Figura 6.6	Desenvolvimento das fissuras na face lateral da viga 3 – SAT40 .....	71
Figura 6.7	Distribuição das fissuras na face lateral até a ruptura da viga 4 – SAT45 .....	71
Figura 6.8	Destacamento do concreto na face: lateral e tracionada da viga 5 – SAT50 .....	72
Figura 6.9	Vista geral das vigas 6, 7, 8, 9 e 10 respectivamente de baixo para cima .....	73
Figura 6.10	Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 7 – CAT35 .....	74
Figura 6.11	Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 8 – CAT40 .....	74
Figura 6.12	Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 9 – CAT45 .....	74
Figura 6.13	Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 10 – CAT50 .....	74
Figura 6.14	Determinação das flechas: V1 e V6 .....	76
Figura 6.15	Determinação das flechas: V2 e V7 .....	76
Figura 6.16	Determinação das flechas: V3 e V8 .....	77
Figura 6.17	Determinação das flechas: V4 e V9 .....	77
Figura 6.18	Determinação das flechas: V5 e V10 .....	78
Figura 6.19	Tensão x Deformação das vigas 1 e 6 .....	79
Figura 6.20	Amostras de concreto retiradas das vigas 2 e 5 .....	80
Figura 6.21	Amostra do ensaio de resistência à tração por compressão diametral .....	81
Figura A.1	Análise granulométrica da areia .....	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1	Comprimento de ancoragem de barras e fios sob tração .....	34
Tabela 4.2	Porcentagem máx da $A_s$ emendada na região do comprimento de emenda .....	40
Tabela 4.3	Coefficientes para os fatores redutores do comprimento de ancoragem .....	44
Tabela 4.4	Coefficiente $\alpha_6$ .....	46
Tabela 4.5	Proporção máxima de barras tracionadas emendadas .....	50
Tabela 5.1	Características e composição do concreto .....	53
Tabela 5.2	Características físicas e químicas da sílica ativa .....	55
Tabela 5.3	Características dos aditivos superplastificantes .....	55
Tabela 5.4	Características das variáveis geométricas das vigas .....	58
Tabela 6.1	Resistência à compressão do concreto .....	65
Tabela 6.2	Resistência à tração por compressão diametral.....	66
Tabela 6.3	Resultados das cargas de ruptura .....	68
Tabela 6.4	Carga obtida em função do deslocamento vertical de 6mm .....	79
Tabela A.1	Análise granulométrica do agregado miúdo .....	99
Tabela A.2	Características do Cimento: Portland de Alta Resistência Inicial CP V – ARI ....	100
Tabela A.3	Análise granulométrica do agregado graúdo .....	101
Tabela A.4	Propriedades geométricas e mecânicas do aço .....	101
Tabela A.5	Carregamento x Flecha das vigas 1 a 5 .....	102
Tabela A.6	Carregamento x Flecha das vigas 6 a 10 .....	103

## RESUMO

LINTZ, Flávio H. Influência do comprimento de traspasse e do confinamento na emenda da armadura em vigas de concreto de alta resistência. 2003, 103p. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

O presente trabalho trata do estudo do comportamento da emenda por traspasse da armadura longitudinal em vigas sub-armadas de concreto de alta resistência submetidas à flexão. As emendas foram posicionadas na região de momento constante da viga onde não existe a influência das tensões de cisalhamento. Foi observado o comportamento dos mecanismos de aderência que fornecem os tipos de ruptura do cobrimento de concreto e as resistências de ancoragem e de emenda das barras. Os fatores que afetam a emenda por traspasse são apresentados numa extensa revisão bibliográfica. Esta revisão abrange os principais trabalhos, sobre a resistência de aderência, publicados desde o início do século vinte até os dias de hoje. Este imenso banco de dados (cerca de mil resultados de ensaios de vigas) contribuiu para a formulação e, conseqüente evolução, das equações das emendas e das ancoragens nos concretos armados de resistência normal e de alta resistência, as quais vem sendo adaptadas e utilizadas nas normas e códigos internacionais de dimensionamento do concreto. Neste trabalho são ensaiadas dez vigas com emenda por traspasse. Procurou-se constatar a influência do comprimento de emenda e da presença da armadura transversal de confinamento sobre a resistência da emenda. Os resultados de ensaios foram comparados com os valores fornecidos pelas equações empíricas apresentadas na literatura internacional e pelas equações constantes nas diversas normas sobre o assunto. Desta comparação chegou-se à conclusão que os resultados obtidos nos ensaios desta dissertação ficaram próximos daqueles fornecidos pelas referidas equações.

**Palavras Chave:** comprimento de emendas por traspasse, concreto de alto desempenho, concreto armado, aderência aço-concreto, ancoragem.

## ABSTRACT

LINTZ, Flávio H. Influência do comprimento de transpasse e do confinamento na emenda da armadura em vigas de concreto de alta resistência. 2003, 103p. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

This dissertation deals with the study of the behavior of lap splices of the longitudinal reinforcement in under-reinforced high strength concrete beams subjected to plain bending. The splices are positioned in the region of constant moment of the beam span where there is no influence of the shear stresses. It was observed the bond mechanisms performance that provide for the concrete cover rupture patterns and the development and lap splice strengths. The last developed equations and factors that affect the anchorage and lap splice strengths are discussed in a comprehensive previous studies report. This report comprises the major publications on bond strength from the seventies to nowadays. This large data bank (about thousand beam test results) has contributed to the formulation and, consequently to evolution of the anchorage and splice length equations in ordinary and high strength reinforced concrete, which have been adapted and utilized in the international building codes. This dissertation reports and discusses ten beam splice test results. The objectives were verifying the influences of splice length and of the transversal reinforcement (stirrups) on bond strength. The test results were compared with the values predicted by empirical equations reached in the international literature and the equations in several codes. From these comparisons one concluded that the results obtained through the experimental part of this work rested close to the values provided by the mentioned equations.

**Keywords:** lap splice length, high performance concrete, reinforced concrete; bond steel- concrete; anchorage.

## 1. INTRODUÇÃO

Uma das características essenciais do concreto armado é a aderência entre o aço e o concreto. Na verdade, este é o fundamento do concreto armado: para absorver os esforços solicitantes, o concreto e a armadura devem atuar em conjunto. Assim, os estudos sobre a aderência aço-concreto são de importância central.

Considera-se que o modelo do comportamento da aderência é representado pela relação entre a tensão de aderência e o deslizamento. Sendo a primeira idealizada pela tensão de cisalhamento na interface barra-concreto e a segunda pelo deslocamento relativo entre a armadura e o concreto, devido às diferenças entre suas deformações específicas.

O concreto armado consiste em barras de armadura de aço embutidas no concreto. O concreto é resistente aos esforços de compressão, mas pouco resistente a tração; já o aço apresenta-se resistente tanto na compressão quanto na tração. Combinando as vantagens dos dois materiais o concreto armado é largamente usado como material estrutural.

Nas estruturas de concreto armado, a aderência adequada deve ser desenvolvida para que as barras da armadura e o concreto trabalhem juntos e a tensão seja transmitida entre os dois materiais. A aderência entre as barras da armadura e o concreto é fornecida pela adesão química, pelo atrito, e pelo intertravamento mecânico. Para as barras lisas, a resistência de aderência é

dada pela aderência química e pelo atrito. Para as barras nervuradas, a resistência de aderência é maior do que as barras lisas devido ao travamento mecânico na interface aço-concreto, fornecida pelo console das nervuras das barras no concreto circundante.

O ensaio simples de arrancamento de barras de aço de armaduras embutidas em pequenos corpos de prova determinam a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento. No Brasil, a eficiência da aderência é medida usando-se o método da NBR-7477 (ABNT, 1982) (Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto), sendo as características de conformação superficial das barras as responsáveis pela aderência ao concreto, medidas por meio de fissuração em tirantes de concreto, armados com uma única barra ou fio.

Devido à evolução dos estudos sobre o concreto e o aparecimento de aditivos superplastificantes, a partir da década de 70, foi possível reduzir bastante a relação água/cimento, ~~introduzir materiais ultrafinos ( $< 0,1 \mu\text{m}$ ) na mistura, melhorando a argamassa e a zona de transição.~~ Como resultado, obteve-se concretos mais trabalháveis, com resistências mecânicas muito maiores e modificações nas demais propriedades.

Sempre que as barras da armadura são interrompidas ou cortadas devido a limitações geométricas ou de execução, como por exemplo, o comprimento comercializado das barras em 12m, as mesmas devem ser ancoradas ou emendadas. Desta forma, o aparecimento das emendas das barras em vigas, pilares, lajes e quaisquer outros elementos de concreto armado, é praticamente inevitável do ponto de vista construtivo.

A resistência de ancoragem e de emenda é dependente das características tanto das barras da armadura como do concreto. Tem sido demonstrado que as propriedades das nervuras das barras da armadura, tais como altura e espaçamento entre as nervuras, e ângulo da face da

nervura afetam significativamente a resistência de aderência. A resistência à compressão do concreto também desempenha um papel importante na aderência. Outros parâmetros que afetam a resistência de aderência incluem o diâmetro e o espaçamento entre as barras, posição das barras, revestimento das barras, cobrimento de concreto e o confinamento da armadura transversal (estribos).

Idealiza-se que uma equação mais acurada a fim de se estimar a resistência de ancoragem e de emenda por traspasse deve levar em conta, se possível, todos os parâmetros anteriormente mencionados.

O estudo em vigas de concreto inclui ensaios e análises focalizando o efeito da alta resistência à compressão do concreto, das características das nervuras das armaduras, do cobrimento do concreto e principalmente da presença da armadura transversal na região de emenda. Os resultados dos ensaios deste estudo juntamente com os obtidos da bibliografia internacional são usados para estabelecer equações de cálculo mais precisas e para estimar as resistências de ancoragem e de emenda.

## **1.1 HISTÓRICO DO FENÔMENO DA ADERÊNCIA**

A partir dos anos 50, a comunidade técnica passou a se interessar pelo estudo do comportamento da aderência nas estruturas. Apesar de ainda não existir um método único ou modelo definitivo para consideração dentro do cálculo estrutural, os métodos existentes para o mecanismo de aderência aço-concreto podem fornecer indicadores de segurança.

Procura-se explicar o mecanismo da aderência e da perda de aderência entre o concreto e o aço através de um denominador comum. Entre as investigações, é possível estabelecer a origem

do fenômeno de aderência para considerá-la no cálculo. As primeiras pesquisas relativas ao assunto, procuram identificar o conjunto dos parâmetros que influenciariam o comportamento de aderência. LUTZ e GERGELY (1967) concluíram que a aderência poderia ter três componentes principais: a adesão química, o atrito e o intertravamento mecânico.

Alguns ensaios, como o de arrancamento (*pullout test*), foram realizados para caracterizar o comportamento de aderência. EDWARDS e YANNOPOULOS (1972) relataram ser conveniente fazer-se uma analogia entre o “*pullout test*” e o ensaio de um trecho de viga com o intuito de simplificar a análise. No ensaio de viga, a força de tração, na barra para a qual se deseja investigar a aderência, provém do momento provocado por duas forças aplicadas perpendicularmente à peça (ensaio de flexão pura com 2 cargas aplicadas no terço médio da viga).

Geralmente, as características da aderência da barra são descritas com a relação entre a tensão de aderência local e o deslizamento local correspondente, ou seja, a tensão de aderência é a tensão de cisalhamento na interface dos materiais, definida como o quociente entre a força de tração medida na barra da armadura e a área nominal da barra em contato com o concreto circundante. O deslizamento é considerado como o deslocamento relativo da barra em relação ao concreto.

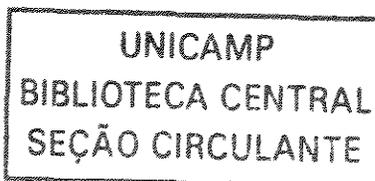
GOTO (1971) relatou através de ensaios experimentais que a formação de fissuras decorridas pela falta de aderência ocorre em consequência das fortes pressões atuantes sobre o concreto na face das nervuras da barra de aço. A existência dessas fissuras foi também comprovada analiticamente através do método dos elementos finitos por pesquisadores como EDWARDS e YANNOPOULOS (1972).

## 2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como principal objetivo estudar do comportamento da resistência de aderência e do comprimento de emenda por transpasse da armadura longitudinal em vigas de concreto de alta resistência; a revisão bibliográfica abrange os primeiros trabalhos sobre a resistência de aderência desde o início do século XX com ABRAMS (1913) até os mais recentes com ZUO e DARWIN (2000).

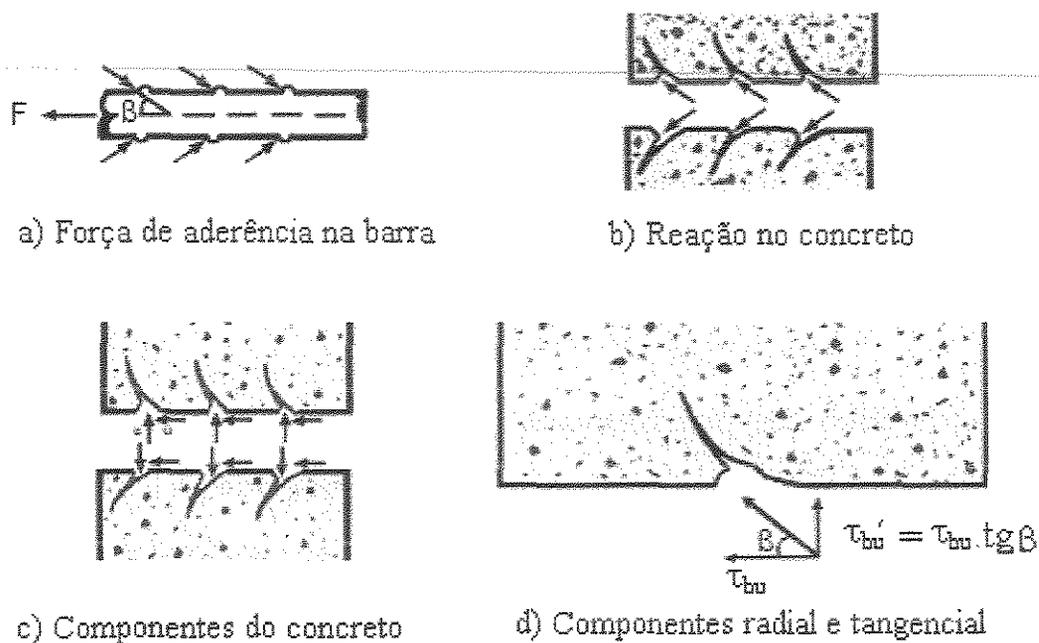
Outro objetivo, porém, não menos importante, que justifica o estudo é a falta de ensaios realizados com os materiais nacionais, e a simplicidade na execução da montagem dos modelos, não necessitando de mão-de-obra qualificada, o que ocorre nos casos de emenda por solda ou através de dispositivos mecânicos, e também em função do aparecimento cada vez mais freqüente de concretos de alta resistência ( $f_c > 50$  MPa), e dos poucos resultados experimentais obtidos internacionalmente quando comparados com concretos de resistência normal.

Além dos objetivos acima mencionados há de ser avaliado a carga de ruptura, o modo de ruptura, a influência da presença da armadura transversal de confinamento na região da emenda e as características de fissuração e fendilhamento das barras na região emendada.



### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A tensão de tração que atua numa barra de aço da armadura é transferida ao concreto, basicamente por travamento mecânico das nervuras com o concreto circundante. A força resultante exercida pela nervura sobre o concreto tem um ângulo de inclinação  $\beta$  com o eixo da barra (Figura 3.1) e a sua componente radial pode causar a ruptura por fendilhamento ou arrancamento no concreto.



$\beta$  = ângulo de inclinação;  $\tau_{bu}$  = tensão última de aderência.

FIGURA 3.1 – Forças atuantes entre a barra nervurada e o concreto.  
(ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977).

### 3.1 EFEITO DAS NERVURAS DAS BARRAS

Um dos estudos mais antigos sobre a aderência de barras de armadura lisas e nervuradas foi feito por ABRAMS (1913), ensaiando tanto os modelos de arrancamento, como os de vigas. Os resultados destes ensaios mostraram que as barras nervuradas produziram maior resistência de aderência em comparação aos das barras lisas. Este autor relatou ainda que, em ensaios de arrancamento de barras lisas, a resistência de aderência alcançou seu valor máximo para um deslizamento da barra de 0,25 mm. Para as barras nervuradas, o desempenho carga-deslizamento foi o mesmo que para as barras lisas até um deslizamento correspondente a sua máxima resistência de aderência (aderência química). Conforme o deslizamento continuava (Figura 3.1), as projeções (nervuras) nas barras nervuradas forneciam um incremento adicional na resistência de aderência pelo apoio direto no concreto adjacente (fricção e intertravamento).

ABRAMS (1913) observou ainda que a “área relativa de nervura”, definida como sendo a relação da área projetada medida perpendicularmente ao eixo da barra pela área superficial livre, para um mesmo comprimento, poderia ser usada como critério na avaliação da resistência de aderência das barras nervuradas. Para aumentar a resistência de aderência, o autor recomendou que esta relação não fosse menor que 0,20, resultado este observado nos menores espaçamentos entre as nervuras comercialmente utilizadas na época do estudo.

CLARK (1946) realizou ensaios de arrancamento local (*pull-out*) e de flexão em vigas, ensaiando 17 barras de aço comercialmente utilizadas e que apresentavam características geométricas e seções diferentes entre si. O desempenho da aderência para cada modelo de nervura foi avaliado medindo-se a tensão de aderência para valores predeterminados de deslizamento. Baseado nestas investigações, algumas sugestões do autor foram utilizadas a fim de se determinar um padrão para as deformações observadas, que foi introduzido na primeira norma – ASTM A 305-47T (1947), que em seguida foi modificada para ASTM A 305-49 (1949). Nestas normas, as recomendações incluíam um espaçamento médio mínimo entre as nervuras

igual a 70% e uma altura mínima das nervuras igual a 4,5% do diâmetro nominal para as barras com diâmetro menor ou igual a 5/8 de polegada (16 mm), e 5% para as barras maiores que 5/8. Até 1996, estas recomendações permaneceram inalteradas para as barras de armadura (ASTM A 615/A 615M-95b, ASTM A 616/A 616M-95b, ASTM A 617/ A 617M-95b, ASTM A 706/A 706M-95b, ASTM A 722-90 – todas de 1996).

Além dos critérios da especificação ASTM A 305-49 (1949), CLARK (1949) também relatou que o desempenho na aderência aumentava para barras com baixas relações entre a área de cisalhamento (perímetro da barra multiplicado pela distância centro a centro das nervuras) e a área de apoio (área da nervura projetada normalmente ao eixo da barra). O inverso desta relação, a área relativa de nervura ( $R_r$ ) é usada até os dias atuais frequentemente para descrever a geometria da nervura. Este autor recomendou ainda que a razão entre a área de cisalhamento e a área de apoio fosse limitada a um máximo de 10, se possível, 5 ou 6, que, por sua vez, torna um valor mínimo de  $R_r$  igual a 0,1 ou 0,17, não muito diferente das conclusões de ABRAMS (1913). Estas últimas conclusões não foram incluídas nas recomendações da ASTM (1949), portanto, os valores típicos da área relativa de nervura das barras atualmente usadas nos Estados Unidos variam entre 0,057 e 0,087 (CHOI *et al.*, 1991).

REHM (1957 e 1961) relatou que um dos dois modos de ruptura – fendilhamento ou arrancamento, pode ocorrer quando uma barra da armadura sofre deslizamento em relação ao concreto. Se a relação entre o espaçamento das nervuras e a sua altura for maior que 10 e o ângulo da face da nervura (em relação ao eixo longitudinal da barra) maior que 40°, o concreto em frente às nervuras será esmagado, formando cunhas e, em seguida, induzindo a tensões de tração perpendiculares ao eixo da barra, resultando em fissuração transversal e fendilhamento do concreto circundante. Se a mesma relação for menor que 7, com um ângulo de face de nervura maior que 40°, o concreto circundante às nervuras é gradualmente esmagado, resultando na ruptura por arrancamento.

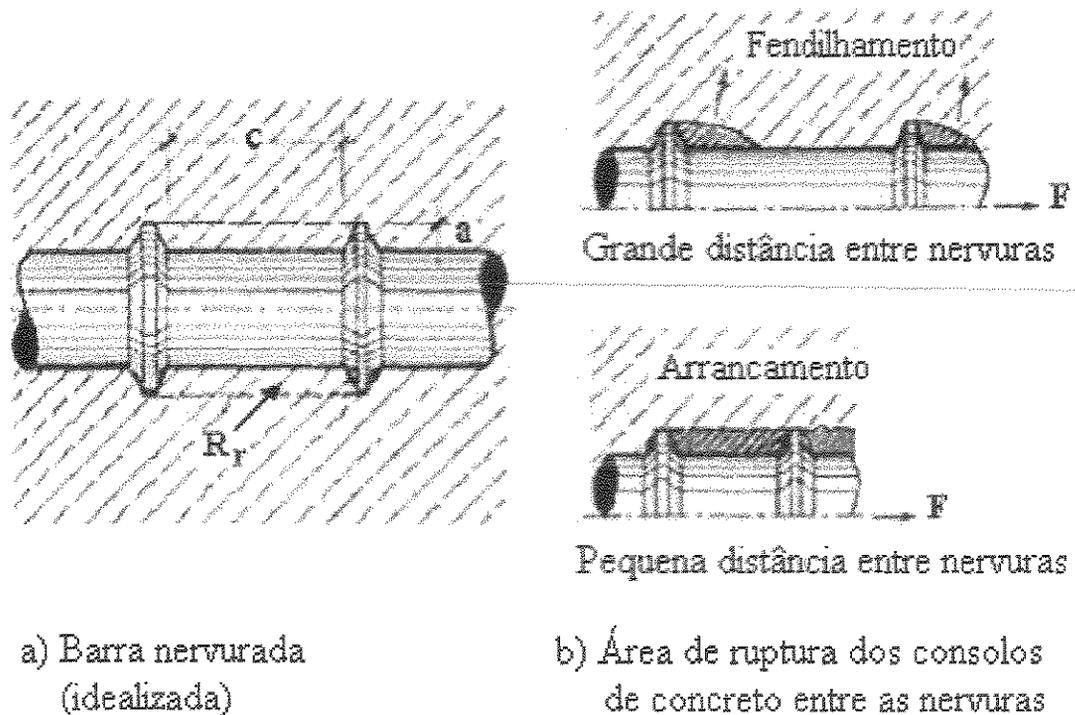
LUTZ e GERGELY (1967) relataram que, para uma barra nervurada com ângulo de inclinação da face maior que  $40^\circ$ , o deslizamento ocorre por progressivo esmagamento do concreto com um ângulo de face de  $30^\circ$  a  $40^\circ$ , que atua como uma cunha. Os autores também demonstraram que nenhum esmagamento do concreto ocorre se o ângulo da face da nervura for menor que  $30^\circ$ .

Estas observações foram confirmadas por SKOROBOGATOV e EDWARDS (1979), baseados em ensaios usando barras com ângulos de face de  $48,5^\circ$  e  $57,8^\circ$ . Estes autores demonstraram que estas diferenças no ângulo de inclinação da face não afetam a resistência de aderência, pois os ângulos com aberturas superiores a  $40^\circ$  proporcionam uma suavização do concreto esmagado em frente às nervuras.

LOSBERG e OLSSON (1979) ensaiaram três padrões comerciais de nervuras usados na Suécia, assim como algumas barras usinadas com diferentes valores de altura e espaçamento entre as nervuras. Estes autores observaram que as forças de aderência produzidas nos três modelos foram diferentes nos ensaios de arrancamento com predomínio da ruptura por arrancamento. Entretanto, quando o predomínio da ruptura por fendilhamento ocorria, como nos ensaios de viga e de arrancamento de anel, havia pouca diferença na forças de aderência para os três modelos de nervura.

LOSBERG e OLSSON (1979), assim como FUSCO (1995), concluíram que ensaios de arrancamento não são adequados para estudar o desempenho da aderência, uma vez que o estado de tensão resultante de um confinamento adicional fornecido ao concreto não representa o que ocorre nas estruturas reais. Na prática a ruptura por fendilhamento é mais comum, embora em ensaios de arrancamento este tipo de ruptura normalmente não ocorra. Esses autores ainda mostraram que o fendilhamento não depende do espaçamento entre as nervuras, e que para barras nervuradas as nervuras transversais (orientadas perpendicularmente ao eixo longitudinal das barras) propiciam um fendilhamento levemente superior àquele observado nas barras lisas.

SORETZ e HOLZENBEIN (1979) estudaram o efeito dos parâmetros do modelo de nervura, incluindo a altura, o espaçamento, a inclinação e a seção transversal da forma das nervuras. Três barras foram usinadas com diferentes alturas e espaçamentos entre as nervuras, mas com a mesma área relativa ( $R_r$ ) da nervura por comprimento da barra (Figura 3.2). Os autores observaram que, para os três modelos, as forças de aderência não mostravam diferenças significativas além de 1 mm de deslizamento. Entretanto, quando o deslizamento era maior que 1 mm, a força de aderência para a barra com a menor altura de nervura era aproximadamente 20% menor do que a dos outros dois modelos. Eles recomendaram uma combinação de altura mínima da nervura de 3% do diâmetro da barra e espaçamento entre as nervuras de 30% do diâmetro da barra, como geometria ótima para barras nervuradas para limitar o efeito de fendilhamento e aumentar a resistência de aderência.



a = altura das nervuras das barras; c = distância livre entre as nervuras;

$R_r$  = área relativa de nervura das barras; F = força horizontal.

FIGURA 3.2 – Barra ideal nervurada e com áreas de possíveis rupturas (REHM, 1969).

DARWIN e GRAHAM (1993) realizaram 156 ensaios de flexão em vigas, a fim de avaliar o efeito da característica da nervura na resistência de aderência. Os principais parâmetros no estudo foram a altura das nervuras, o espaçamento entre elas, a área relativa de nervura, a variação do cobrimento do concreto e a presença da armadura transversal. Barras de 1 polegada de diâmetro, especialmente usinadas, foram usadas neste estudo, juntamente com barras convencionais para efeito de comparação. As barras usinadas tinham 3 alturas diferentes de nervura (1,27 mm, 1,91 mm e 2,54 mm) e distâncias centro a centro das nervuras variando de 6,68 mm a 55,9 mm, produzindo áreas relativas de nervura de 0,20, 0,10 e 0,05. Estes autores concluíram que a resistência de aderência é independente do modelo de nervura se a barra estiver sob confinamento relativamente baixo (pequeno cobrimento de concreto e sem armadura transversal) e a resistência de aderência for governada pela ruptura por fendilhamento do concreto. Entretanto, se o confinamento adicional for fornecido por armadura transversal, a resistência de aderência aumenta com o aumento na área relativa de nervura. Os autores constataram ainda que a relação força-deslizamento das barras estava relacionada com a área relativa da nervura, mas independente da combinação específica da altura e distância entre as nervuras. A rigidez inicial da curva força-deslizamento aumentava com o aumento da área relativa da nervura. Além disso, as barras com as nervuras longitudinais orientadas num plano vertical (paralelo à fissuração por fendilhamento) forneceram maior aderência do que as barras com as nervuras longitudinais orientadas num plano horizontal (perpendicular à fissuração por fendilhamento).

CAIRNS e ABDULLAH (1995) investigaram 14 tipos de geometrias de barras utilizando corpos-de-prova com armadura com emenda por traspasse e confinadas por estribos. A área relativa da nervura das barras ensaiadas variou de 0,031 a 0,090, a inclinação das nervuras transversais de 40° a 90° e o ângulo da face da nervura de 28° a 51°. As barras foram dispostas de duas maneiras: alinhamento a 0° (com o plano das duas nervuras longitudinais paralelo à face de fendilhamento do concreto) e alinhamento a 90° (com o plano das nervuras longitudinais perpendicular à face de fendilhamento do concreto). Segundo os autores, não ocorreram efeitos significativos da inclinação do ângulo da face das nervuras na resistência de aderência, em contraposição às observações de DARWIN e GRAHAM (1993). Segundo estes últimos autores, a

força de aderência para o alinhamento a 0° foi maior do que para o alinhamento a 90°. CAIRNS e ABDULLAH (1995) concluíram ainda que a área relativa de nervura desempenha um importante papel na resistência de aderência. Os resultados dos seus ensaios indicaram que dobrando a área relativa de nervura, o comprimento de emenda e de ancoragem poderia ser reduzido em 20 %.

Em 1996, DARWIN *et al.* (1996a e b) publicaram dois artigos utilizando os mesmos ensaios. Estes autores analisaram 83 vigas com emendas por traspasse e 58 corpos-de-prova para ensaio de arrancamento modificado a fim de estudar os efeitos da área relativa de nervura na resistência de aderência. Os ensaios envolveram barras de armadura produzidas comercialmente com alto valor da área relativa de nervura (variando de 0,101 a 0,140) e barras convencionais (variando de 0,068 a 0,087). Também foram incluídos alguns exemplares para estudar a influência da área relativa de nervura na resistência de emenda de barras revestidas com epóxi. Os autores obtiveram resultados indicando que a resistência de aderência de barras não revestidas não é afetada pelo modelo de nervura quando não há confinamento por armadura transversal. Para as barras confinadas por armadura transversal, a resistência de aderência aumentou com aumentos no diâmetro das barras e da área relativa de nervura. Para as barras revestidas com epóxi, sob todas as condições de confinamento, a resistência de emenda aumentou com o aumento da área relativa de nervura.

### 3.2 INFLUÊNCIA DA ALTURA DAS NERVURAS

Em 1981, MARTIN e NOAKOWSKI (*apud* DUCATTI, 1993), utilizando um grande número de ensaios, constataram que o aumento da área relativa de nervura provocava diminuição significativa na resistência e rigidez da aderência, ocasionando menores valores para a carga última, e aumento na capacidade de fendilhamento do concreto. Valores de  $R_r$  entre 0,05 e 0,08 provaram ser ótimos do ponto de vista da aderência e da capacidade de fendilhamento.

Uma redução na altura das nervuras acompanhada de um aumento no espaçamento entre elas, de modo a manter o  $R_r$  fixo, mostrou ser vantajosa do ponto de vista da resistência do concreto uma vez que o risco de fendilhamento brusco por fissuras longitudinais fica reduzido (REHM, 1961; SORETZ e HOLZENBIEN, 1979). Assim, existe o risco de que o uso ilimitado da área relativa de nervura como critério único para descrever a aderência aço-concreto possa conduzir a decisões erradas, isto é, que barras com forte efeito do fendilhamento sejam preferidas em detrimento àquelas que apresentarem menor propensão a que este fato ocorresse.

### 3.3 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DAS NERVURAS

SORETZ e HOLZENBEIN (1979), utilizando diferentes modelos de barras nervuradas e posteriormente torcidas, com ângulos de inclinação das nervuras variando entre 45° a 90° em relação ao eixo da barra, mostraram uma pequena melhora da aderência, mas com piora rápida da flexibilidade (capacidade do dobramento das barras), com o aumento destes ângulos.

---

### 3.4 INFLUÊNCIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS NERVURAS

Na prática, a forma usual dessa seção é trapezoidal. Geralmente, busca-se um ângulo de inclinação suave das faces das nervuras trapezoidais para justificar menores riscos de fendilhamento do concreto.

Variando a seção transversal da nervura de um retângulo até um trapézio com face inclinada de 45%, SORETZ e HOLZENBIEN (1979) não registraram mudanças importantes nas características de aderência. Mesmo usando barras com altura reduzida das nervuras em seção transversal triangular, detectou-se apenas uma leve modificação na curva de aderência. O efeito do fendilhamento não foi influenciado, mas em compensação, a flexibilidade das barras

apresentou uma mudança favorável com diminuição importante da taxa de ruptura nos ensaios de redobramento. O aumento da inclinação das faces das nervuras transversais provocou uma diminuição na flexibilidade das barras, principalmente quando estas nervuras transversais se fundem com as longitudinais.

### 3.5 EFEITO DA POSIÇÃO DA BARRA

ABRAMS (1913) observou que a resistência de aderência era afetada pela posição da barra durante o lançamento do concreto. A resistência de aderência de barras com a posição horizontal durante a moldagem do concreto foi muito menor do que a resistência de aderência de barras com a posição vertical devido ao assentamento (acomodação) do concreto. CLARK, em 1946, utilizando ensaios de arrancamento, e, em 1949, com ensaios de viga, constatou que as resistências de aderência nos ensaios de arrancamento local e de vigas eram maiores quando as barras estavam mais próximas do fundo (face tracionada) do que do topo (face comprimida) dos corpos-de-prova. O posicionamento das barras de topo já tinha sido relatado por COLLIER (1947), e foi confirmado em vários estudos posteriores (MENZEL, 1952; FERGUSON e THOMPSON, 1962 e 1965; THOMPSON *et al.*, 1975; LUKE *et al.*, 1981; ZEKANY *et al.*, 1981; DONAHEY e DARWIN, 1983 e 1985; BRETTMANN *et al.*, 1984 e 1986; DE VRIES *et al.*, 1991).

A redução da resistência de aderência das barras superiores pode ser explicada devido à exsudação e ao assentamento do concreto sob a barra. Os efeitos da altura de lançamento do concreto sob as barras e do abatimento do concreto foram mostrados em vários estudos (MENZEL, 1952; FERGUSON e THOMPSON, 1965; LUKE *et al.*, 1981; ZEKANY *et al.*, 1981; BRETTMANN *et al.*, 1984 e 1986). Esses estudos demonstraram que a resistência de aderência nas barras situadas nas camadas superiores do concreto diminuiu com o aumento da altura da camada sob a barra e com o aumento do abatimento do concreto.

A comissão holandesa CUR (1963) constatou que a relação entre as resistências de aderência das barras superiores (compressão) e as inferiores (tração) diminui significativamente conforme o cobrimento seja diminuído. O efeito do cobrimento foi também relatado por DONAHEY e DARWIN (1985).

Num estudo conduzido por JEANTY *et al.* (1988), o fator para barras superiores foi encontrado como igual a 1,22 para ancoragem em vigas. ZEKANY *et al.* (1981) relataram valores médios da relação entre resistências de emenda das barras superiores para barras inferiores iguais a 0,90 e desvio padrão de 0,08.

O efeito “barra superior” foi introduzido no código ACI em 1951 (ACI 318-51). Barras superiores eram definidas como sendo barras horizontais com mais de 12 polegadas (30 cm) de concreto fresco lançado abaixo das barras. Baseado nos resultados de ensaios de CLARK (1946), um fator de redução de 0,7 foi usado para a resistência de aderência admissível nas barras superiores no ACI 318-51. No código ACI 318-71 (1971), o efeito barra superior foi considerado multiplicando o comprimento de ancoragem por um fator igual a 1,4, aproximadamente o inverso do fator de redução 0,7. Este fator foi reduzido para 1,3 no código ACI 318-89.

DUCATTI (1993) consideraram que nas barras verticais o desempenho da aderência é melhor quando a carga for aplicada na direção contrária à da sedimentação do concreto, devido ao acúmulo de argamassa porosa sob as nervuras, e no caso das barras horizontais, devido ao acúmulo da argamassa porosa na metade inferior das mesmas.

WELCH e PATTEN (1965), estudaram a influência da sedimentação (exsudação e assentamento) do concreto na aderência das barras horizontais do topo, assim como DUCATTI (1993) utilizando o ensaio ASTM C-234 (1991). Todos os autores concluíram que o crescente

assentamento do concreto conduz à redução da aderência com barras horizontais, lisas ou nervuradas, mesmo com pequenas camadas de concreto plástico abaixo dessas barras.

JIRSA *et al.* (1979) consideraram que não só a altura da camada, mas também o abatimento do concreto plástico influenciaram no comportamento de aderência.

HAYAKAWA e ITOH (1982) apud DUCATTI (1993) consideraram que a ordem da colocação dos materiais na misturadora e os tempos parciais de mistura diminuem a exsudação e o teor de ar incorporado das pastas, argamassas e concretos. Idealizaram o concreto SEC (Sand Enveloped with Cement), com procedimentos na ordem de colocação dos componentes e tempos determinados de mistura, conseguindo uma melhora no desempenho da aderência e compressão, conforme a Figura 3.3.

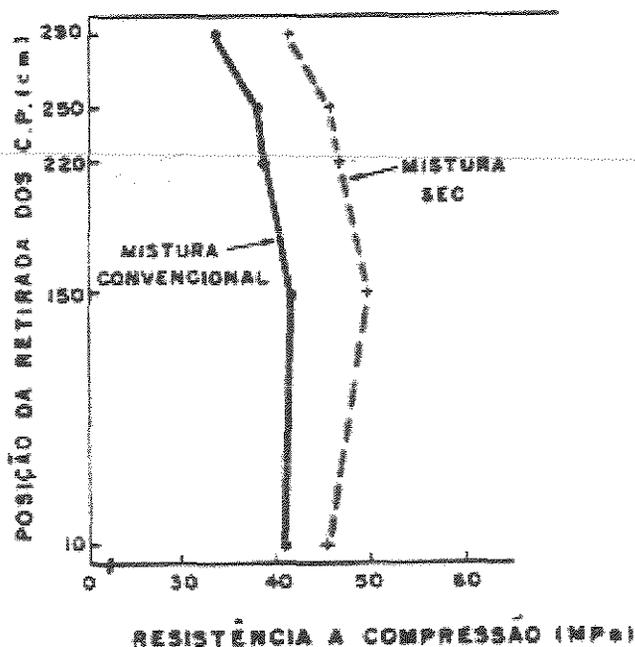


FIGURA 3.3 – Influência da mistura dos materiais na resistência à compressão.  
Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com armadura. DUCATTI (1993)

### 3.6 EFEITO DA ALTA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

AZIZINAMINI, STARK *et al.*, (1993), assim como AZIZINAMINI, CHISALA *et al.*, (1995) estudaram o efeito da alta resistência do concreto na resistência de aderência usando ensaios com vigas contendo emenda por traspasse. Os ensaios consideraram as barras da armadura longitudinal na face submetida aos esforços de tração e compressão, com cobrimentos de concreto igual a um diâmetro ( $d_b$ ) das barras emendadas. Os resultados dos ensaios indicaram que a tensão de aderência ( $\tau_{bu}$ ), normalizada com relação à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, ( $\sqrt{f_c}$ ), diminui com a redução da resistência à compressão do concreto e que esta taxa de diminuição aumenta conforme aumenta o comprimento de emenda.

$$\tau_{bu} = \frac{f_{st}}{4l_b} \quad (3.7.1)$$

onde  $f_{st}$  = resistência à tração do aço e  $l_b$  = comprimento de emenda.

Os autores anteriormente citados notaram que a capacidade de apoio “área relativa de nervura” do concreto está relacionada a resistência à compressão do concreto, ( $f_c$ ), enquanto que a capacidade de tração está relacionada com as características geométricas da nervura. Portanto, a taxa de aumento da capacidade de apoio “acréscimo da área relativa de nervura” é maior do que aquela correspondente à de tração. Para o concreto de alta resistência, a maior capacidade de apoio do concreto evita o seu esmagamento do concreto defronte as nervuras das barras, o que reduz o deslizamento local.

Os autores acima mencionados concluíram que, no caso de concreto de alta resistência, um número menor de nervuras participa (trabalha) ao resistir às forças aplicadas do que no caso do concreto normal, o que, acoplado com o pequeno cobrimento de concreto, resulta numa ruptura por fendilhamento do concreto antes de ser alcançada uma distribuição uniforme de tensão de aderência no estado último. Uma outra observação é que as emendas situadas na parte

de cima da viga indicam uma resistência de aderência levemente superior aquelas correspondente às emendas situadas na parte inferior no caso de concretos de alta resistência. Os autores acreditaram que esta última observação deve-se à pior qualidade do concreto na parte inferior das barras posicionadas na borda superior da peça, o que reduz a capacidade de apoio do console de concreto adjacente às nervuras, permitindo maior esmagamento do concreto ao longo do comprimento de traspasse, maior deslizamento, e uma distribuição mais uniforme da tensão de aderência. A participação de um maior número de nervuras ao longo do comprimento de emenda, por sua vez, resulta em maior resistência de aderência. Os autores concluíram também que, devido ao comportamento de ruptura frágil no concreto de alta resistência, uma quantidade mínima de estribos torna-se necessária para as emendas por traspasse para assegurar um nível adequado de ductilidade.

ESFAHANI e RANGAN (1998 a, b) investigaram a influência da resistência do concreto na resistência de aderência usando vigas com emenda por traspasse na armadura e corpos-de-prova de arrancamento modificado. A resistência do concreto variou de 26 a 75 MPa para os espécimes em forma de extremidade de viga (*pull-out* melhorado) e de 66 a 98 MPa para as vigas com emenda. Nenhuma armadura de confinamento foi usada. Os autores observaram que a extensão do concreto esmagado em frente às nervuras nos espécimes (*pull-out* melhorado) variou dependendo da resistência do concreto. Para concreto normal ( $f_c = 26$  MPa), o esmagamento sempre ocorreu tanto para pequenos cobrimentos como para maiores cobrimentos. Para concretos de 50 MPa, o esmagamento somente ocorreu para os grandes cobrimentos. Para concreto de 75 MPa, nenhum esmagamento foi observado.

Os autores também notaram que, para a mesma relação  $C/d_b$ , ( $C$  = valor máximo entre: o cobrimento, o cobrimento lateral e a metade da distância de centro a centro das barras), a resistência de aderência normalizada em relação à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto foi, ao contrário do que fora relatado por AZIZINAMINI e seus colaboradores em 1993 e 1995, mais alta para o concreto de alta resistência do que para o concreto de resistência normal.

A influência da resistência à compressão do concreto nas tensões de aderência média ( $\tau_{bm}$ ) e máxima ( $\tau_{bm\max}$  - tensão de fendilhamento) respectivamente, obtidas através do ensaio ASTM C-234 (1991), encontra-se demonstrada nas figuras 3.4 e 3.5.

As letras V, S e I referem-se ao posicionamento das barras de aço nos corpos-de-prova:

V refere-se à barra de aço posicionada no vertical;

S refere-se à barra de aço posicionada na horizontal superior;

I refere-se à barra de aço posicionada na horizontal inferior.

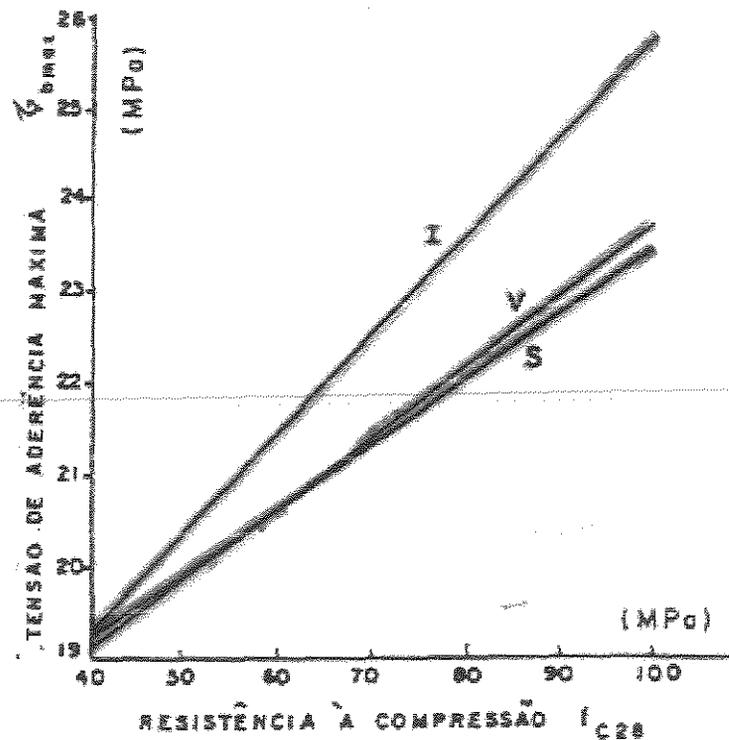


FIGURA 3.4 – Influência da Resistência à Compressão na Tensão de Aderência Máxima – DUCATTI (1993)

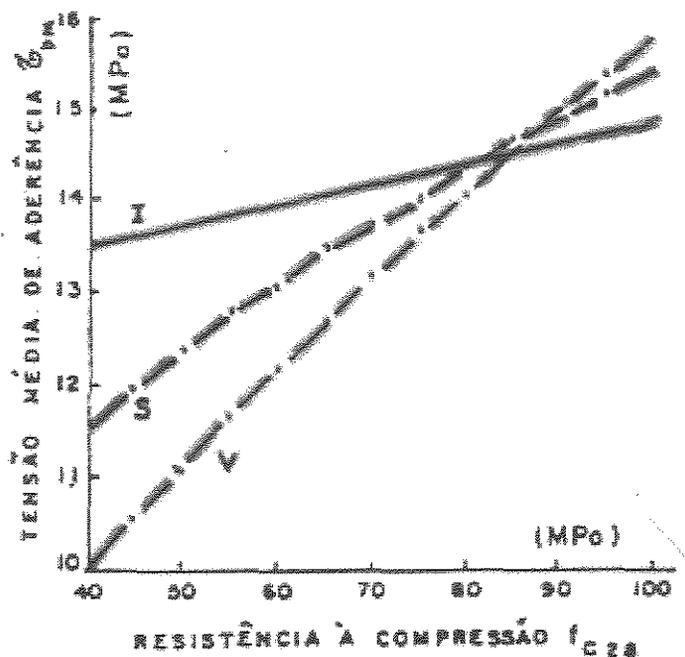


FIGURA 3.5 – Influência da resistência à compressão na tensão média de aderência  
DUCATTI (1993)

Nota-se a tendência das tensões médias ( $\tau_{bm}$ ) correspondentes aos três corpos-de-prova concorrerem para um único valor correspondente ao intervalo da resistência à compressão de 80 a 90 MPa, o que anula a influência do posicionamento das barras em relação à direção do lançamento do concreto nas fôrmas. Segundo DUCATTI (1993), o fato precisa ser confirmado com outros tipos de ensaios que empreguem, por exemplo, corpos-de-prova de outras dimensões.

As curvas de ( $\tau_{bm\acute{a}x}$ ) em função da resistência à compressão confirmam a conclusão de SOROUSHIAN et al (1991), de que a resistência última de aderência aumenta proporcionalmente com a raiz quadrada da resistência à compressão.

### 3.7 EFEITO DO TEOR DE SÍLICA ATIVA

BURG (1983) verificou utilizando concretos com sílica ativa ( $C = 450 \text{ kg/m}^3$ , relação água/cimento = 0,35, relação materiais secos por cimento, MS/C= 0 a 0,40), e o método de ensaio de arrancamento local ASTM C 234 (1991), que a curva de aderência do concreto com um (1) dia de concretagem apresenta variação linear da tensão de aderência em função da substituição do cimento por sílica ativa (Figura 3.6). Medindo a porosidade em pastas de cimento e sílica ativa o autor concluiu que a aderência à armadura aumenta numa razão similar à diminuição da porosidade.

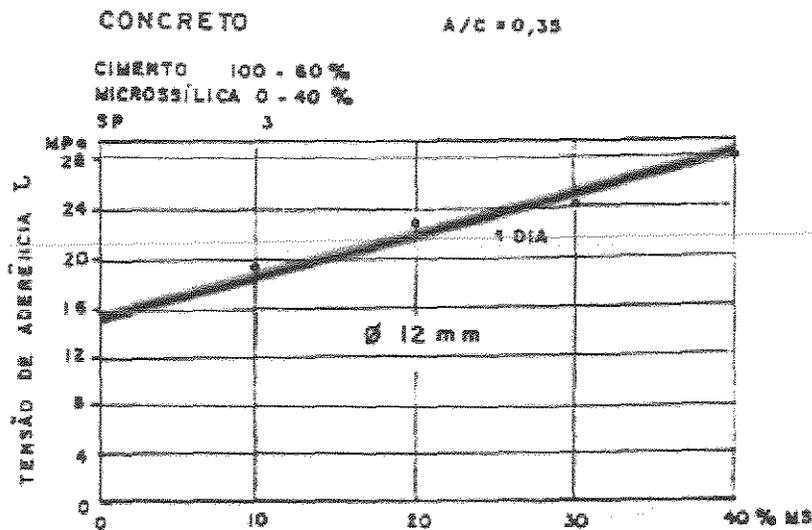


FIGURA 3.6 – Influência do Teor de Sílica Ativa na Tensão de Aderência. – DUCATTI (1993)

LORRAIN e KHÉLAFI (1988) apud DUCATTI (1993), concluíram em sua pesquisa que a resistência última da ligação por aderência está diretamente correlacionada à resistência mecânica do concreto; a resistência à aparição e à propagação da ruína da ligação por aderência resulta não somente da resistência mecânica, mas também da microestrutura do concreto; a dosagem de aglomerantes, relação a/c, comprimento de ancoragem, rugosidade da superfície da barra de aço, são efeitos benéficos.

GJORV *et al.*, (1990) concluíram em suas pesquisas que adições crescentes de sílica ativa (0 a 16%) por massa de cimento apresentam efeito crescente na resistência de arrancamento em ensaios ASTM C-234, em especial na faixa de alta resistência à compressão do concreto. Segundo os autores, a sílica ativa afeta a morfologia e a microestrutura da zona de transição entre a pasta de cimento e o aço. Dessa forma, a porosidade e a espessura da zona de transição fica reduzida. O efeito da sílica ativa é ainda explicado devido à redução de água livre na interface durante a moldagem dos corpos-de-prova, proporcionando menor orientação preferencial dos cristais de hidróxido de cálcio na interface aço-concreto, e a densificação da zona de transição por causa da reação pozolânica entre o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  e a sílica ativa (PAULON, 1981 ; DUCATTI, 1993).

### 3.8 COMPOSIÇÃO DO CONCRETO

MAULINE e ASTROVA (1965) observaram que a aderência melhora quando se diminui a relação a/c e a quantidade do agregado miúdo.

RIBEIRO (1985) observou que qualquer modificação no traço, que não altere a resistência mecânica do concreto, não influenciará no comportamento da aderência.

Testes realizados pelo Comitê Euro-Internacional do Beton - CEP/FIP (1977) em amostras de arrancamento (*pull-out-test*) e em vigas indicaram que a resistência de aderência em barras circulares envolvidas em concreto leve é, normalmente, inferior se comparada com a do concreto convencional.

BRETTMANN, *et al.*, (1986) estudaram o efeito da presença de aditivos superplastificantes na resistência de aderência e concluíram que concretos com grande

abatimento obtiveram uma resistência de aderência mais baixa do que concretos com menores abatimentos, com a mesma resistência à compressão, independentemente da presença de aditivo.

CARRASQUILLO (1988), apud DUCATTI (1993), estudando a adição de dois tipos de superplastificantes, um à base de melanina formaldeído sulfonado e outro de naftaleno formaldeído sulfonado, observou diferentes resultados entre o naftaleno e a melanina. A adição da naftaleno ao concreto provocou um aumento na resistência à compressão e conseqüente aumento da resistência de aderência, enquanto que a adição de melanina ao concreto resultou numa diminuição na resistência à compressão e conseqüente diminuição da resistência de aderência; porém, essa diminuição foi insignificante e a resistência de aderência não foi afetada.

MONTEIRO *et al.* (1990), estudando o efeito da adição de sílica ativa na aderência aço-concreto, concluíram que a mesma contribuiu para o aumento da resistência de aderência. De acordo com os autores, a sílica ativa provocou uma redução na espessura e na porosidade da zona de transição o que acarretou densificação dessa zona.

VIERA (1994) estudou os efeitos da adição de sílica ativa e da relação a/c na aderência concreto-aço e concluiu que a relação a/c tem um efeito significativo na resistência de aderência de barras nervuradas; quanto menor for a relação a/c maior será a resistência de aderência. A adição de 10% de sílica ativa provocou uma resistência de aderência de 15% a 20% maior do que aquela observada em concretos sem adição.

HWANG *et al.*, (1994) estudaram o efeito da adição conjunta de 7,5% de sílica ativa e 12,5% de cinza volante em vigas com concretos de alto desempenho na resistência de aderência. Os autores observaram diminuição de 15% na resistência de aderência quando comparada com vigas sem adições ao concreto, ou seja, a adesão aço-concreto foi reduzida pela presença da sílica ativa.

Apesar da maioria dos estudiosos da aderência observarem piora na resistência de aderência com o uso de sílica ativa, FU e CHUNG (1998) observaram uma melhora na resistência de aderência com uso de adições de sílica ativa ou adições a base de polímeros, constatando que adições conjuntas de 15% de sílica ativa e 0,4% de polímeros à base de metilcelulosa foram mais efetivas na melhora da resistência de aderência que os efeitos isolados dessas adições.

ESFAHANI (2000) estudando o efeito da adição de sílica ativa na resistência de aderência aço-concreto, observou um aumento de 5% na resistência de aderência com 17% de adição de sílica ativa quando comparados aos corpos-de-prova sem adição. Também observou que o aumento na resistência a compressão provocou aumento na resistência de aderência.

### 3.9 EQUAÇÕES DE CÁLCULO

As expressões para a resistência de ancoragem e de emenda são baseadas em resultados experimentais. Estudos de MATHEY e WATSTEIN (1961) e de FERGUSON e THOMPSON (1962) forneceram a base das expressões do Código ACI de 1963 para determinar o comprimento de ancoragem. A aderência na flexão foi descrita a partir da tensão de aderência induzida pela transferência da força entre o concreto e as barras de aço na tração. Nos estudos, constatou-se que a tensão de aderência última era uma função da relação entre o comprimento de transferência ou de engastamento e o diâmetro da barra, ( $l_d/d_b$ ) e a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, ( $\sqrt{f_c}$ ). No ACI 318-63 a tensão última de aderência, ( $\tau_u$ ) tanto para a aderência na flexão como para a aderência na ancoragem foi limitada em:

$$\tau_{bu} = \frac{9,5\sqrt{f_c}}{d_b} \leq 800 \text{ psi} (5,52 \text{ MPa}) \quad (1.1)$$

A condição de equilíbrio,  $A_s f_{st} = \pi d_b l_d \tau_{bu}$ , fornece

$$\tau_{bu} = \frac{f_s d_s}{4 l_d} \quad (1.2)$$

onde  $f_{st}$  = tensão na barra, em psi, e  $A_s$  = área da barra, em in<sup>2</sup>.

O comprimento de ancoragem e de emenda por traspasse foram obtidos das equações (1.1) e (1.2), a fim de se estabelecer os limites de segurança para essas ancoragens e emendas.

Começando com a versão do código de 1977 (ACI 318-77), o comprimento de transferência pode ser calculado diretamente supondo que as tensões fossem distribuídas uniformemente ao longo da barra e que, no comprimento de transferência, a barra deve absorver 125 % de sua tensão de escoamento, o que fornece:

$$l_d = \frac{A_s (1,25 f_{yd})}{\pi d_b \tau_{bu}} \quad (1.3)$$

e, utilizando-se a Eq. (1.1), chega-se à:

$$l_d = \frac{A_s (1,25 f_{yd})}{\pi d_b \left( \frac{9,5 \sqrt{f_c}}{d_b} \right)} \approx \frac{0,04 A_s f_{yd}}{\sqrt{f_c}} \quad (1.4)$$

Em um estudo estatístico da resistência de aderência de barras da armadura, ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) desenvolveram uma expressão para as resistências de ancoragem e de emenda por traspasse em termos da tensão média de aderência:

$$\tau_{bu} = \left( 1,2 + \frac{3C_m}{d_b} + \frac{50d_b}{l_d} + \frac{A_{tr}f_{yt}}{500sd_b} \right) \sqrt{f_c} \quad (1.5)$$

com o limite

$$K_{tr} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{500sd_b} \leq 3 \quad (1.6)$$

na qual  $C_m$  = o menor entre o cobrimento mínimo de concreto ou a metade da distância livre entre as barras, em pol.;  $A_{tr}$  = área da armadura transversal normal ao plano de fendilhamento que passa pelas barras ancoradas, em pol.<sup>2</sup>;  $f_{yd}$  = tensão de escoamento da armadura transversal, em psi; e  $s$  = espaçamento entre estribos da armadura transversal, em pol. A Eq. (1.5) foi baseada nos resultados de ensaios de 62 vigas, sendo 4 delas com as barras em estudo na borda inferior, tracionada, com cobrimento mínimo lateral (*side-cast bars*); 1 com as barras em estudo na borda superior, tracionada, com cobrimento mínimo vertical (*top-cast bars*); e finalmente 57 vigas com as barras em estudo na borda inferior, tracionada, com cobrimento mínimo vertical (*bottom-cast bars*).

Baseado nas recomendações do Comitê 408 do ACI (1977), Aderência e Ancoragem da Armadura [que foi baseado no trabalho de ORANGUN et al. (1977)], o código ACI 318 de 1989 classificou as barras ancoradas e emendadas em três categorias. Diferentes fatores e equações foram usados para levar em conta o diâmetro das barras, o cobrimento do concreto, e a distância livre entre as barras na transferência dos esforços. Um limite máximo de 100 psi (0,69 MPa) para  $\sqrt{f_c}$  foi aplicado devido à insuficiência de resultados experimentais para concretos acima de

10.000 psi (69 MPa). Os procedimentos usados para determinar os comprimentos de ancoragem no código ACI 318 de 1989 eram muito complexos por causa das múltiplas equações e categorias baseadas em cobrimento do concreto, distância entre as barras ancoradas e confinamento pela armadura transversal.

Para reduzir a complexidade do cálculo do comprimento de ancoragem, o código ACI 318 de 1995 ofereceu procedimentos mais simples para o cálculo dos comprimentos de ancoragem e de emenda que, como no ACI 318 de 1989, foram baseados no trabalho de ORANGUN *et al.* (1977). Os novos procedimentos de cálculo não só simplificaram o processo do projeto como também refletiram a resistência de emenda e de ancoragem melhor do que qualquer um dos códigos anteriores. No código ACI 318 (1995), os comprimentos de ancoragem e de emenda podem ser calculados usando ou uma equação simplificada ou uma mais detalhada.

Dois critérios são aplicados para selecionar as equações simplificadas para serem usadas no projeto: 1° - Se nem a distância livre entre barras nem o cobrimento for menor que  $d_b$  e pelo menos um mínimo de estribos exigidos pelo código foi usado no comprimento de ancoragem,  $l_d$ , 2° - Se o espaçamento livre entre as barras não for menor que  $2d_b$  e o cobrimento for maior ou igual a  $1d_b$ , para barras não revestidas na borda tracionada, inferior, em concreto de peso normal, tem-se:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_{yd}}{25\sqrt{f_c}} \text{ para barras com } l_d \leq 19 \text{ mm.} \quad (1.7)$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_{yd}}{20\sqrt{f_c}} \text{ para barras com } l_d \geq 22 \text{ mm.} \quad (1.8)$$

Para os casos que não satisfazem nenhum dos dois critérios, adota-se:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3f_{yd}}{50\sqrt{f_c}} \text{ para barra com } l_d \leq 19 \text{ mm.} \quad (1.9)$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3f_{yd}}{40\sqrt{f_c}} \text{ para barras com } l_d \geq 22 \text{ mm.} \quad (1.10)$$

A equação mais detalhada no código ACI 318-95 é

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \frac{\lambda f_{yd}}{\sqrt{f_c} \left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \quad (1.11)$$

onde  $\lambda = 0,8$  para barras de 19 mm ou menores e 1,0 para barras de 22 mm ou maiores,  $c$  = é o menor entre: a distância do centro da barra à superfície de concreto mais próxima e a metade da distância centro a centro das barras ancoradas ou emendadas,  $K_{tr} = A_{tr} f_{yt} / (1500sn)$ ,  $n$  = o número de barras sendo ancoradas ou emendadas, e  $(c + K_{tr})/d_b \leq 2,50$ . Para uma emenda de classe B (quando a área da armadura for menor do que duas vezes a exigida pela análise no comprimento integral de emenda ou quando mais do que a metade do total de barras for emendada no comprimento de emenda exigido),  $l_d$  deve ser multiplicado por um fator 1,3 para se obter o comprimento de emenda, o mesmo fator usado no código ACI 318-89.

Usando técnicas de regressão com variáveis fictícias sobre os resultados de 147 ensaios de ancoragem e emenda por traspasse, DARWIN *et al.*, (1992) desenvolveram uma equação para barras ancoradas ou emendadas que não são confinadas por armadura transversal.

$$\frac{A_b}{\sqrt{f_c}} = 6,67l_s (c_m + 0,5d_b) \left( 0,92 + 0,08 \frac{CM}{c_m} \right) + 300A_b \quad (1.12)$$

na qual  $A_b$  = área da barra ancorada ou emendada, em in<sup>2</sup>,  $l_s$  = o comprimento de ancoragem ou da emenda, e  $c_m$  e  $c_M$  = cobrimento do concreto mínimo e máximo, respectivamente ou, o menor entre a metade da distância entre as barras e o cobrimento lateral do concreto. No lado esquerdo da Eq. (1.13), a força total de aderência é normalizada em relação à  $\sqrt{f_c}$  para levar em conta o efeito de diferentes resistências do concreto. A Eq. (1.12) inclui os parâmetros do comprimento de ancoragem/emenda, cobrimento do concreto, espaçamento das barras, diâmetro das barras, e  $c_M / c_m$ . Deve ser notado que, dos 147 espécimes, 20 continham barras com cobrimento lateral (*side-cast bars*) e 33 continham barras com cobrimento de concreto na face tracionada.

Em estudos mais recentes, DARWIN *et al.*, (1996a, 1996b) utilizaram um grande banco de dados, incluindo 133 espécimes contendo emendas e ancoragens nos quais as barras não eram confinadas por armadura transversal e 166 espécimes nos quais as barras eram confinadas por armadura transversal, para desenvolver critérios de projeto. Diferente dos estudos anteriores (ORANGUN *et al.*, 1977 e DARWIN *et al.*, 1992), somente barras inferiores foram incluídas na análise. Uma das principais observações nos estudos foi que  $\sqrt[4]{f_c}$  melhor representa o efeito da resistência do concreto na resistência de ancoragem e de emenda do que o valor tradicionalmente adotado de  $\sqrt{f_c}$ .

Uma outra observação importante envolveu o papel desempenhado pela área relativa de nervura ( $R_r$ ), pois demonstrou-se ter um importante efeito na resistência de aderência de barras confinadas por armadura transversal. As análises confirmaram que a relação entre a força de aderência e o comprimento de ancoragem/emenda é linear, mas não proporcional e que a resistência de escoamento da armadura transversal não desempenha um papel na eficiência da armadura transversal na resistência de ancoragem/emenda.

Baseado nestes estudos, a equação ótima de ajuste em termos da força de aderência última,  $T_b = A_b f_{st}$  em lb, para barras com e sem armadura transversal pode ser classificada como:

A equação para barras sem armadura transversal é

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt[4]{f_c}} = [63l_d(c_m + 0,5d_b) + 2130A_b] \left( 0,1 \frac{c_M}{c_m} + 0,9 \right) + 2226t_r t_d \frac{NA_r}{n} + 66 \quad (1.13)$$

A equação para barras com armadura transversal é

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt[4]{f_c}} = [63l_d(c_m + 0,5d_b) + 2130A_b] \left( 0,1 \frac{c_M}{c_m} + 0,9 \right) \quad (1.14)$$

na qual  $c_M = \text{máximo de } c_b \text{ e } c_s$ ,  $c_m = \text{mínimo de } c_b \text{ e } c_s$ ,  $c_b = \text{cobrimento inferior}$ ,  $c_s = \text{mínimo de } c_{si} + 0,25 \text{ (in) e } c_{so}$ ,  $c_{si} = \text{metade da distância livre entre barras}$ ,  $c_{so} = \text{cobrimento lateral}$ ,  $n = \text{número de barras ancoradas ou emendadas no plano de fendilhamento}$ ,  $N = \text{número de barras transversais}$ ,  $t_r = 9,6R_r + 0,28$ ; e  $t_d = 0,72d_b + 0,28$ . Uma equação de projeto para determinar o comprimento de ancoragem/emenda foi obtida descartando o termo final 66 na Eq. (1.13), fazendo  $f_s = f_y$ , e aplicando o fator de redução de resistência baseado na confiabilidade,  $\phi_d = 0,9$  DARWIN et al. (1995):

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{\frac{f_{yd}}{\sqrt[4]{f_c}} - 1900 \left( 0,1 \frac{c_m}{c_m} + 0,9 \right)}{72 \left( \frac{c + K_{TR}}{d_b} \right)} \quad (1.15)$$

na qual

$$c = (c_m + 0,5d_b)(0,1 c_M / c_m + 0,9), \quad (1.16)$$

$$K_{tr} = 35,5 t_r t_d A_{tr} / s_n \quad (1.17)$$

$$(c + K_{tr})/d_b \leq 4,0. \quad (1.18)$$

### 3.10 ARMADURA TRANSVERSAL

Em estudo experimental realizado com 19 vigas AZIZINAMINI *et al.* (1993), concluíram que aumentar o comprimento de emendas por traspasse, não é um caminho eficiente para melhorar a performance da aderência das barras confinadas no concreto de alta resistência, e que o lançamento de uma quantidade mínima de estribos sobre a região emendada é uma solução segura e eficiente. Os autores sugerem usar o comprimento de emendas mínimo com uma quantidade mínima de estribos, referente à 50% da área de aço das barras emendadas, o que proporcionaria uma ductilidade adequada ao componente estrutural.

Em estudo mais amplo com 51 vigas, AZIZINAMINI *et al.* (1995) avaliaram a influência do comprimento de emenda, diâmetro da barra, tipo da deformação, posição da moldagem, resistência à compressão do concreto, e quantidade de reforço transversal na região emendada. Os autores concluíram que, no caso de concretos de alta resistência, com pequenos cobrimentos, aumentar o comprimento de emendas não é uma maneira eficiente para aumentar a resistência de aderência.

## 4 NORMAS SOBRE O ASSUNTO

A seguir são apresentadas as recomendações da Norma ACI 318 (ACI, 1999); *Comité Euro-Internacional du Beton* - CEB/FIP (1990) e a Norma Brasileira NB 1 (ABNT, 2001) a respeito do comprimento de ancoragem e da emenda por traspasse para as estruturas de concreto armado.

### 4.1 NORMA ACI 318 (ACI, 1999)

---

A seguir, é apresentada a equação geral do comprimento de ancoragem (Equações 4.1 e 4.2), expressa em termos do diâmetro da barra ou fio, e, também, a tabela com comprimento de ancoragem de barras e fios sob tração (Tabela 4.1):

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{3}{40} \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\chi}{\left(\frac{C + K_r}{\phi}\right)} \quad (4.1)$$

onde

$$K_r = \frac{A_v f_{yt}}{1500sn} \quad (4.2)$$

TABELA 4.1 – Comprimento de ancoragem de barras e fios sob tração

	$\varnothing \leq 20\text{mm}$	$\varnothing \geq 22\text{mm}$
Espaçamento livre entre as barras sendo ancoradas ou com emendas não inferiores ao $\varnothing$ , cobrimento livre não inferior ao $\varnothing$ , e estribos ao longo do $\lambda_b$ não inferiores aos valores mínimos deste código; ou espaçamento livre das barras sendo ancoradas ou com emendas não inferiores a $2\varnothing$ e cobrimento livre não inferior ao $\varnothing$ .	$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{f_{yd}\alpha\beta\chi}{25\sqrt{f_c}} \quad (4.3)$	$\frac{\lambda_b}{d_b} = \frac{f_{yd}\alpha\beta\chi}{20\sqrt{f_c}} \quad (4.4)$
Outras situações	$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{3f_{yd}\alpha\beta\chi}{50\sqrt{f_c}} \quad (4.5)$	$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{3f_{yd}\alpha\beta\chi}{40\sqrt{f_c}} \quad (4.6)$

Fonte: (ACI 318, 1999)

sendo:

$\lambda_b$  = comprimento de ancoragem (polegadas)

$\varnothing$  = diâmetro nominal da barra (polegadas)

$f_{yd}$  = tensão de escoamento do aço (psi)

$f_{yt}$  = tensão de escoamento do aço à tração da armadura transversal (psi)

$\alpha$  = constante referente à posição da armadura na moldagem do modelo

$\beta$  = constante referente à influência das pinturas na superfície da barra

$\gamma$  = constante referente à dimensão do diâmetro da barra

$\chi$  = constante referente ao tipo de agregado

$\sqrt{f_c}$  = raiz quadrada da resistência à compressão (psi)

$C$  = fator que representa o menor cobrimento da barra ou fio, cobrimento lateral ou cobrimento sobre a barra ou fio (em ambos os casos medidos entre os eixos da barra ou fio), ou metade do espaçamento dos eixos das barras e fios (polegadas)

$K_{tr}$  = fator referente à contribuição da armadura de confinamento (estribos) que cruza o plano de fendilhamento

$A_{tr}$  = área total da seção transversal da armadura na região que cruza a emenda por traspasse (polegadas ao quadrado)

$s$  = espaçamento máximo entre os eixos da armadura transversal na seção da emenda (polegadas)

$n$  = número de barras ou fios emendados na seção do comprimento de emendas.

As unidades norte americanas são apresentadas em psi, onde 1 psi equivale a 145 Mpa, e, em polegadas, onde 1 polegada equivale a 25,4 mm.

O limite de 2.5 para o termo  $(C+K_{tr})/\phi$  assegura a proteção contra a ruptura por arrancamento (*pullout*), conforme as recomendações já citadas por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977).

O conceito de comprimento de transferência para ancoragem da armadura foi introduzido pela primeira vez na Norma ACI 318 de 1971, para substituir a dupla exigência de aderência na flexão e aderência na ancoragem contida nas edições anteriores. Não era mais preciso considerar o conceito de aderência na flexão, que salientava o cálculo dos picos nominais das tensões de aderência.

A consideração de uma resistência média de aderência em um comprimento total de transferência é mais significativa, porque todos os ensaios de aderência levam-na em consideração e por que existem variações difíceis de calcular dos valores extremos das tensões de aderência locais vizinhas às fissuras de flexão.

O conceito de comprimento de transferência é baseado na tensão média de aderência atingível no comprimento de ancoragem da armadura. Ele é exigido pela tendência das barras altamente tracionadas de fendilhar nas seções delgadas de concreto confinante. Uma simples barra embutida num bloco maciço de concreto pode não requerer um comprimento de transferência tão grande, no entanto, uma camada de barras, mesmo em um grande volume de concreto, pode criar um plano enfraquecido com fendilhamento longitudinal ao longo do plano das barras.

#### **4.1.1 Ancoragem da Armadura**

A partir de um ponto de pico de tensão na armadura é necessário algum comprimento de transferência ou de ancoragem para transmitir a tensão ao concreto, sendo necessário nos dois lados dos tais pontos de pico de tensão. Frequentemente a armadura continua por uma distância considerável de um lado do ponto de tensão crítica tal que os cálculos necessários envolvem somente o outro lado, por exemplo, a armadura do momento negativo continuando além do apoio para o meio do próximo vão.

#### **4.1.2 Comprimento de Ancoragem para Barras de Tração**

Na Norma ACI 318 de 1989, as maiores mudanças foram feitas nos procedimentos para o cálculo de comprimentos de ancoragem de barras e de fios nervurados submetidos à tração. Embora as revisões de 1989 fossem baseadas em vasta pesquisa e opinião de profissionais experientes, muitos que aplicavam as provisões de 1989 no cálculo, no detalhamento e na fabricação, achavam-nas demasiadamente complexas para utilização. Além disso, em algumas circunstâncias, as revisões requeriam comprimentos de ancoragem mais longos do que os necessários, indicados pela experiência anterior. O Comitê 408 (ACI, 1990) reexaminou os procedimentos básicos do comprimento de ancoragem de tração com a finalidade de formular um

formato mais fácil, embora mantendo a concordância com os resultados da pesquisa e com a opinião de profissionais. Na Norma ACI 318 de 1995, o formato para determinar os comprimentos de ancoragem de barras e de fios barras nervuradas submetidos à tração foi totalmente revisado. A revisão, entretanto, foi baseada na mesma equação geral para o comprimento de ancoragem anteriormente endossada pelo Comitê 408 (ACI, 1990).

Após extensa discussão, o comitê decidiu mostrar tantos multiplicadores anteriores quanto possíveis na equação básica, bem como rearranjar os termos, e eliminar os fatores contendo  $\phi_d$ . Isto resultou na equação do comprimento de ancoragem (expressa em termos do diâmetro da barra ou do fio).

A Equação geral (4.1) da Norma ACI 318 (ACI, 1999) permite ao projetista verificar o efeito de todas as variáveis que interferem no dimensionamento do comprimento de ancoragem sendo permitido desconsiderar os termos, quando tais omissões resultem em grandes comprimentos de ancoragem ou emenda. Avaliando a Equação 4.1 para determinadas situações de projeto, e para dada resistência do concreto e classe do aço, obtém-se o comprimento de ancoragem básico em função do diâmetro da barra. Entretanto, recomenda-se ao projetista o cálculo  $\lambda_b$  baseado em  $(C+k_{tr})\phi$  para cada caso. O Comitê 408 (ACI, 1990) escolheu o formato final estabelecido pela Tabela 4.1, que permite ao projetista escolher qualquer das duas seguintes abordagens:

1) A Tabela 4.1 da Norma ACI 318 (ACI, 1999) apresenta uma abordagem mais simplificada e relata a maioria dos casos práticos, utilizando valores de cobrimento e espaçamento ao longo da armadura de confinamento, desde que resultem em um valor de  $(C+K_{tr})/\phi \leq 2,5$ .

Comparando as equações previstas pelos códigos anteriores e checando um grande banco de dados de resultados experimentais mantidos pelo Comitê 408 (ACI, 1990), recomenda-

se que para as barras de  $\varnothing \leq 20$  mm, deve-se usar  $\gamma = 0,80$ . Esta é a base para a primeira confusão da Tabela 4.1 da Norma ACI 318 (ACI, 1999). Com cobrimentos muito menores, e na ausência de uma quantidade mínima de estribos, ou espirais, o limite do espaçamento livre mínimo entre as barras e o cobrimento de concreto recomendado resulta em valores mínimos de C de um  $\varnothing$ . Desta forma, para as outras situações, os valores são multiplicados por 1,5 para refazer a equivalência com a Equação 4.1.

Devido à segurança e a falta de ensaios sobre resistência de aderência em barras confinadas em concreto de alta resistência, a Norma ACI 318 (ACI, 1999), impôs um limite de 70 MPa para o cálculo de comprimento de ancoragem e comprimento de emendas por traspasse à tração. Também o código recomenda que o comprimento de emendas por traspasse  $\lambda_{0t}$  não pode ser menor do que 300 mm.

Considerando uma estrutura de concreto leve ( $\chi = 1$ ), com armaduras sem revestimento ( $\beta = 1,0$ ), com barras na face tracionada com diâmetro  $\geq 22$  mm ( $\gamma = 1,0$ ), com  $f_c = 4000$  psi (26 MPa) e com armadura de classe 60 (414 MPa), temos:

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{(60,000) \times (1,0) \times (1,0) \times (1,0)}{25 \times \sqrt{4000}} = 38$$

$$\frac{\lambda_b}{\phi} = \frac{3 \times (60,000) \times (1,0) \times (1,0) \times (1,0)}{50 \times \sqrt{4000}} = 57$$

Desta maneira, o projetista sabe que para o cobrimento mínimo de concreto igual a um  $\varnothing$  e espaçamento livre entre as armaduras longitudinais de  $2\varnothing$ , ou mínimo espaçamento livre de um  $\varnothing$ , com uma quantidade mínima de espirais e estribos na região da emenda por traspasse,

temos  $\lambda_b = 38\phi$ , mas para espaçamentos ou cobrimentos de barras próximas é recomendado  $\lambda_b = 57\phi$ .

2) Uma abordagem basicamente similar em relação à Equação original do Comitê 408 é incluída na Equação 4.1. Isto permite ao usuário avaliar  $(C + K_{tr})/\phi$  para cada combinação particular do cobrimento, espaçamento e armadura transversal, provocando um ou mais cálculos do comprimento de ancoragem. Um limite sobre  $(C + K_{tr})/\phi$  de 2,5 é aplicado para manter o código de 1989 que é baseado no modo de ruptura por arrancamento como forma de controle da ruptura.

As previsões da Tabela 4.1 e da Equação 4.1 resultam em uma abordagem de cálculo mais simplificada, permitindo aproximações desde que mantida a abordagem geral do Comitê 408, no qual são necessárias muitas repetições.

---

#### 4.1.3 Comprimento de Emenda para Barras à Tração

O comprimento de ancoragem das equações obtidas na Tabela 4.1 e pela Equação geral 4.1 deve ser multiplicado por fatores para se obter o comprimento de emenda por traspasse, conforme o tipo de classe das emendas (A ou B):

- a) para emendas de classe A:  $\lambda_{ot} = 1.0 \lambda_b$ , e
- b) para emendas classe B:  $\lambda_{ot} = 1.3 \lambda_b$

As classes de emendas são separadas conforme a área da seção transversal da armadura longitudinal existente,  $A_{s,ef}$  dividida pela área da seção transversal da armadura longitudinal,

calculada para resistir ao esforço solicitante,  $A_{s,cal}$ , e em função da porcentagem máxima da  $A_{s,cal}$  emendada na região do comprimento da emenda por traspasse (Tabela 4.2).

TABELA 4.2 – Porcentagem máxima da  $A_s$  emendada na região do comprimento de emenda

$\frac{A_{s,ef}}{A_{s,cal}}$	50	100
$\geq 2$	Classe A	Classe B
$< 2$	Classe B	Classe B

Fonte: (ACI 318, 1999)

## 4.2 COMITÊ EURO- INTERNACIONAL DU BETON/FIP (1990)

A seguir são apresentadas as recomendações para o projeto de comprimento de ancoragem e emendas por traspasse. O comprimento de ancoragem básico necessário para a transferência da força de escoamento, da armadura de diâmetro  $\emptyset$  é (Equações 4.7 e 4.8):

$$\lambda_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (4.7)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (4.8)$$

---

O comprimento de ancoragem necessário de projeto  $\lambda_{nec}$  (Equação 4.9):

$$\lambda_{b,nec} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \lambda_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq \lambda_{b,min} \quad (4.9)$$

onde:

$A_{s,cal}$  = seção do aço calculada necessária por projeto ( $\text{cm}^2$ )

$A_{s,ef}$  = seção de aço efetivamente utilizada ( $\text{cm}^2$ )

$f_{yd}$  = resistência do aço à tração de cálculo (MPa)

$f_{yk}$  = resistência característica do aço à tração (MPa)

$\alpha_1$  = coeficiente referente à forma de ancoragem (reta, gancho, laço)

$\alpha_2$  = coeficiente referente à uma ou mais barras transversais soldadas ao longo do comprimento de ancoragem

$\alpha_3$  = coeficiente referente ao efeito de confinamento pelo cobrimento

$\alpha_4$  = coeficiente referente ao efeito de confinamento pela armadura transversal

$\alpha_5$  = coeficiente referente ao efeito da pressão transversal no plano de fendilhamento, ao longo do comprimento de ancoragem

$\lambda_b$  = comprimento de ancoragem básico

$\lambda_{b, nec}$  = comprimento de ancoragem necessário

$\lambda_{b, min}$  = comprimento de ancoragem mínimo, que deve satisfazer as seguintes condições:

barras tracionadas:  $\lambda_{b, min} > \text{máximo} (0,3 \lambda_b, 10\varnothing, \text{ ou } 10 \text{ cm})$ ; e,

barras comprimidas:  $\lambda_{b, min} > \text{mínimo} (0,6 \lambda_b, 10\varnothing, \text{ ou } 10 \text{ cm})$ .

O produto ( $\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$ ) é limitado para:

- armaduras de alta aderência, em  $> 0,7$ , e
- armaduras lisas ou endentadas em  $1,0$

---

O valor de projeto para a tensão de aderência  $f_{bd}$  é (Tabela 4.3 e Equações 4.10 a 4.13):

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (4.10)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, inf}}{\gamma_c} \quad (4.11)$$

$$f_{ctk, inf} = 0.7 f_{ctm} \quad (4.12)$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (4.13)$$

onde:

$f_{ctd}$  = resistência de projeto do concreto à tração do concreto (MPa);

$f_{ctk,inf}$  = resistência característica inferior à tração do concreto (MPa);

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$f_{ctm}$  = resistência média do concreto à tração direta (MPa); e,

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto (MPa).

$\eta_1$  = considera o tipo de armadura

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

$\eta_1 = 1,4$  para barras dentadas; e

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

$\eta_2$  = posição da armadura durante a concretagem

$\eta_2 = 1,0$  para boas condições de aderência, tais como:

a) barras com inclinação de 45 a 90° em relação à horizontal, durante a concretagem;

b) barras com inclinação menor que 45° em relação à horizontal, que estejam acima de 25 cm da

face inferior, ou no mínimo a 30 cm da face superior, durante a concretagem; e,

$\eta_2 = 0,7$  para todos os outros casos.

$\eta_3$  = considera o diâmetro da armadura

$\eta_3 = 1,0$  para ( $\phi \leq 32$  mm); e,

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

TABELA 4.3 – Coeficientes para os fatores redutores do comprimento de ancoragem

Fator influenciador	Tipo de ancoragem	Barra tracionada	Barra comprimida
Tipo de ancoragem	Reta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Curva	$\alpha_1 = 0,7^*$	
Barras transversais soldadas	Reta ou curva com barras transversais soldadas	$\alpha_2 = 0,7$	$\alpha_2 = 0,7$
Confinamento pelo concreto	Reta	$\alpha_3 = 1 - 0,15 \frac{cd - \emptyset}{\emptyset}$ $\geq 0,7 \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
	Curva	$\alpha_3 = 1 - 0,15 \frac{cd - \emptyset}{\emptyset}$ $\geq 0,7 \alpha_3 \leq 1,0$	
Confinamento pela armadura transversal	Reta	$\alpha_4 = 1 - k\lambda^{**}$	$\alpha_4 = 1,0$
	ou Curva	$\geq 0,7 \alpha_4 \leq 1,0$	
Confinamento por pressão transversal	Reta	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$
	ou Curva	$\geq 0,7 \alpha_5 \leq 1,0$	$\geq 0,7 \alpha_5 \leq 1,0$

Fonte: (CEB/FIP, 1990)

\* se  $cd > 3\emptyset$  e  $\alpha_1 = 1,0$ , temos:

$$** \lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$$

$\sum A_{st}$  = seção transversal da armadura transversal ao longo do comprimento de ancoragem

$\sum A_{st,min}$  = seção transversal da armadura transversal mínima

$A_s$  = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração,

Onde:

$k$  = Coeficiente para armadura transversal e longitudinal

$k = 0,1$ , para armadura transversal envolvendo a armadura longitudinal, com a segunda localizada na curva da primeira

$k = 0,05$ , para armadura longitudinal externa envolvendo a armadura longitudinal, com a segunda localizada na parte reta da primeira;

$k = 0$ , para armadura longitudinal externa à armadura transversal

$P$  = pressão transversal (Mpa) ao longo de  $\lambda_{b,nec}$  e perpendicular ao plano de fendilhamento, no estado limite último.

Os valores  $c_d$  a serem introduzidos na Tabela 4.3 estão apresentados na Figura 4.1

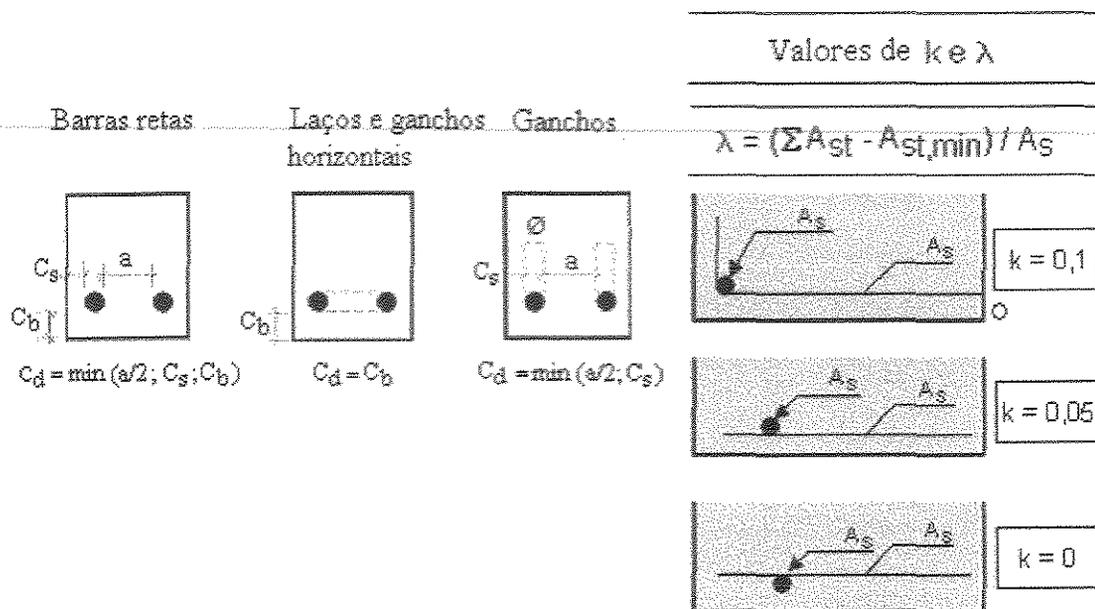


FIGURA 4.1 – Valores de  $k$  e  $\lambda$  e notação de  $c_d$  para a Tabela 4.2 (CEB/FIP, 1990).

A armadura transversal deve estar uniformemente distribuída ao longo de:

$\lambda_{b,nec}$  no caso de barras tracionadas.

$\lambda_{b,nec} + 4\phi$ , no caso de barras comprimidas. No mínimo uma unidade da armadura transversal deve estar localizada ao longo da região de  $4\phi$ , além da barra ancorada.

No caso de ancoragens curvas, ao menos uma unidade da armadura transversal deve localizar-se na região da curva. A seção mínima de  $A_{st}$  é 25% da seção de uma das barras ancoradas. No caso de emendas por traspasse, o comprimento de projeto especificado é (Equação 4.14):

$$\lambda_{b,min} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \lambda_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq \lambda_{b,min} \quad (4.14)$$

$\lambda_{b,min}$  = comprimento de emenda por traspasse mínimo, que deve satisfazer a condição:

$\lambda_{b,min} >$  máximo ( $0,3 \alpha_6 \lambda_b$ ,  $15\phi$  ou  $20$  cm), com  $\alpha_6$  fornecido na Tabela 4.3.

TABELA 4.4 – Coeficiente  $\alpha_6$

Porcentagem de barras emendadas em relação à seção total de aço				
$\leq 20 \%$	25 %	33 %	50 %	$> 50 \%$
1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Fonte: (CEB/FIP, 1990)

Os coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ , e  $\alpha_5$  são os mesmos da Tabela 4.3, porém no cálculo de  $\alpha_4$ , a  $\sum A_{st,min}$  deve ser adotado com  $1.0A_s$ ,  $A_s$  = área da seção transversal de uma das barras emendadas.

### **4.3 RECOMENDAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA**

Emendar armadura é inevitável, em construções de pequeno, médio e grande porte. Quanto à maneira com que é realizada depende do conhecimento e dos custos. Atualmente é possível emendar as barras de aço do concreto armado de diversas maneiras (por traspasse, por solda, por luvas com preenchimento metálico ou rosqueadas). A Norma Brasileira de Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – NB 1 (ABNT, 2001), atualmente revisada, prescreve as recomendações sobre os critérios de projeto para determinação do comprimento de emendas por traspasse. A seguir, também são mencionadas algumas informações complementares ao estudo do comprimento de emendas, segundo a NBR 8548 (ABNT, 1984).

#### **4.3.1 Principais Tipos de Emendas de Barras**

- a) por luvas com preenchimento metálico ou rosqueadas
- b) por solda
- c) por traspasse
- d) por outros dispositivos devidamente justificados

##### **4.3.1.1 Emendas mecânicas**

São as emendas obtidas predominantemente por luvas e destinadas a unir dois segmentos de uma barra, podendo ser dos seguintes tipos:

- a) emenda com luva rosqueada;
- b) emenda com luva prensada; e,
- c) emenda com luva preenchida.

#### 4.3.1.2 Emendas por solda

São as emendas obtidas exclusivamente por solda e destinadas a unir dois segmentos de uma barra, podendo ser dos seguintes tipos:

- a) emenda por solda de topo por caldeamento;
- b) emenda por solda de topo com eletrodo;
- c) emenda por solda transpassada com eletrodo; e,
- d) emenda por solda de qualquer outro tipo que não os citados anteriormente.

#### 4.3.1.3 Emendas por transpasse

As emendas por transpasse não são utilizadas para bitolas de armação superiores a 32 mm e explicitamente proibidas em tirante, com o objetivo de evitar problemas com deformação excessiva. A idéia básica é transferir o esforço de uma barra para outra por meio da ancoragem de ambas com o concreto, ou seja, tudo se passa como se uma das barras ancorasse no concreto e este, também por aderência, transferisse o esforço que recebeu para a outra barra.

No caso de feixes, o diâmetro do círculo da mesma área, para cada feixe, não deve ser superior a 45 mm. Podem ser feitas emendas por transpasse em feixes de barras, respeitando as considerações citadas no parágrafo anterior, para as barras constituintes do feixe e se forem emendadas uma de cada vez, sem que em qualquer seção do feixe emendado resulte de mais de quatro barras. As emendas das barras do feixe devem ser separadas entre si 1,3 vezes o comprimento de emenda individual de cada uma.

### 4.3.2 Proporção das Barras Emendadas

Considera-se como na mesma seção transversal as emendas alinhadas ou cujas extremidades mais próximas estejam afastadas de menos de 20% do comprimento do trecho de traspasse. Quando as barras têm diâmetros diferentes, o comprimento de traspasse deve ser calculado pela barra de maior diâmetro, conforme a Figura 4.2.

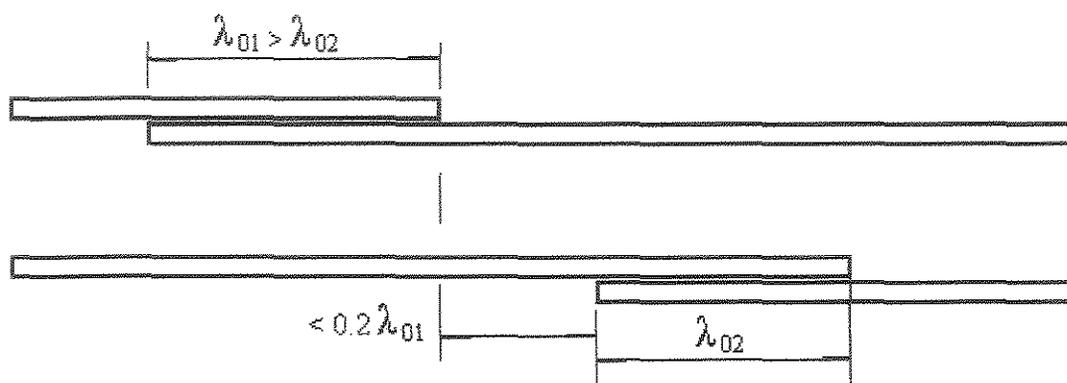


FIGURA 4.2 – Emendas supostas como na mesma seção transversal (ABNT, 2001).

A proporção máxima de barras tracionadas da armadura principal emendadas por traspasse na mesma seção transversal da peça está indicada na Tabela 4.4, item 4.2 do CEB/FIP (1990).

A adoção de proporções maiores que as indicadas deve ser justificada quanto à integridade do concreto na transmissão dos esforços e quanto à capacidade resistente da emenda, como um conjunto, frente à natureza das ações que a solícitem.

TABELA 4.5 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas

Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	em apenas uma camada	100 %	100 %
	em mais de uma camada	50 %	50 %
Lisa	$\varnothing < 16 \text{ mm}$	50 %	25 %
	$\varnothing \geq 16 \text{ mm}$	25 %	25 %

Fonte: (ABNT, 2001)

### 4.3.3 Comprimento de Traspasse de Barras Tracionadas Isoladas

As seguintes situações podem ocorrer:

a) quando a distância livre entre as barras emendadas estiver compreendida entre 0 e  $4\varnothing$ , o comprimento do trecho de traspasse para barras tracionadas deve ser (Equação 4.15):

$$\lambda_{0t} = \alpha_6 \lambda_{b,nec} > \lambda_{0t,min} \quad (4.15)$$

sendo:

$\lambda_{0t,min}$  = maior valor entre  $0,6\alpha_{0t}\lambda_b$ ,  $15\phi$  e 200 mm

$\alpha_{0t} = \alpha_6$  = coeficiente que determina a porcentagem de barras emendadas na mesma seção, conforme a Tabela 4.4, item 4.2 .

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

#### 4.3.3.1 Armadura transversal na ancoragem

Consideram-se as armaduras transversais existentes ao longo do comprimento de ancoragem, quando a soma das áreas dessas armaduras for maior ou igual às especificadas abaixo:

##### a) Barras com $\varnothing < 32$ mm

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

##### b) Barras com $\varnothing \geq 32$ mm

Deve-se verificar a armadura em duas direções transversais no conjunto das barras ancoradas. Essas armaduras transversais devem suportar os esforços de fendilhamento segundo os planos críticos, respeitando o espaçamento máximo de 5 vezes o diâmetro da barra ancorada.

## 5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A moldagem das vigas foram realizadas no LEMC (Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção) da UNICAMP. Foram realizados ensaios de flexão com vigas, e ensaios de resistência à compressão, de módulo de elasticidade do concreto e tração por compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos de concreto aos 28 dias de idade. Primeiramente é apresentado a Tabela 5.1 da composição do concreto utilizado, e a seguir à caracterização dos materiais e o programa experimental. O traço estabelecido na tab. 5.1, foi proveniente de uma parte do trabalho experimental realizado por DUCATTI (1993) no laboratório do INSA em Toulouse/França.

TABELA 5.1 – Características e composição do concreto

Materiais	
Cimento	425 kg/m <sup>3</sup>
Areia	670 kg/m <sup>3</sup>
Brita	1425 kg/m <sup>3</sup>
Água	145 kg/m <sup>3</sup>
Sílica ativa	42,5 kg/m <sup>3</sup>
Superplastificante (volume)	2,5 litros
Relação água/cimento	0,34
Traço unitário	1 : 1,6 : 3,0 : 0,34
Teor de argamassa (%)	46 %

## 5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

### a) CIMENTO

Foi utilizado Cimento Portland de Alta Resistência Inicial CP V – ARI. Sua composição química, e as características físicas e mecânicas são apresentadas na Tabela A.2 (ver anexos), atendem as recomendações da NBR 5733 (ABNT, 1991).

### b) AGREGADO MIÚDO

Foi utilizado agregado proveniente da região de Campinas. As características físicas da areia são apresentadas na Figura A.1 e Tabela A.1 (ver anexos), atendem as recomendações da NBR 7217 (ABNT, 1987).

### c) AGREGADO GRAÚDO

Foi utilizado agregado de origem granítica da região de Campinas. As características físicas da brita são apresentadas na Tabela A.3 (ver anexos).

### d) SÍLICA ATIVA

Foi utilizada, sílica ativa conforme a Tabela 5.2

TABELA 5.2 – Características físicas e químicas da sílica ativa

<b>Características Físicas e Químicas</b>	
Massa específica	2.220 kg/m <sup>3</sup>
Superfície específica	20.000 m <sup>2</sup> /kg
Formato da partícula	Esférico
Diâmetro médio	0,2 µm
Teor de SiO <sub>2</sub>	Mín. 85%
Umidade	Máx. 3%
Equivalente Alcalino	Máx. 0,5%

e) SUPERPLASTIFICANTE

Na fabricação das vigas foi utilizado aditivo superplastificante, com as seguintes características:

TABELA 5.3 – Características dos Aditivos Superplastificantes

<b>Propriedades</b>	<b>Aditivo</b>
<b>Típicas</b>	
Forma	Líquido viscoso
Cor	Marrom
Massa específica	1,250 ± 0,02 g/cm <sup>3</sup>
pH	6,6 ± 1
Viscosidade	128 ± 30 cps (20°)

## f) AÇO

Foram utilizadas barras de aço com alta aderência sem revestimento, conforme a NBR 7480 (1982) e NBR 6152 (1992) e características geométrica e mecânicas conforme a Tabela A.4 (ver anexos). A Figura 5.1 representa a forma geométrica das nervuras das barras utilizadas no ensaio.

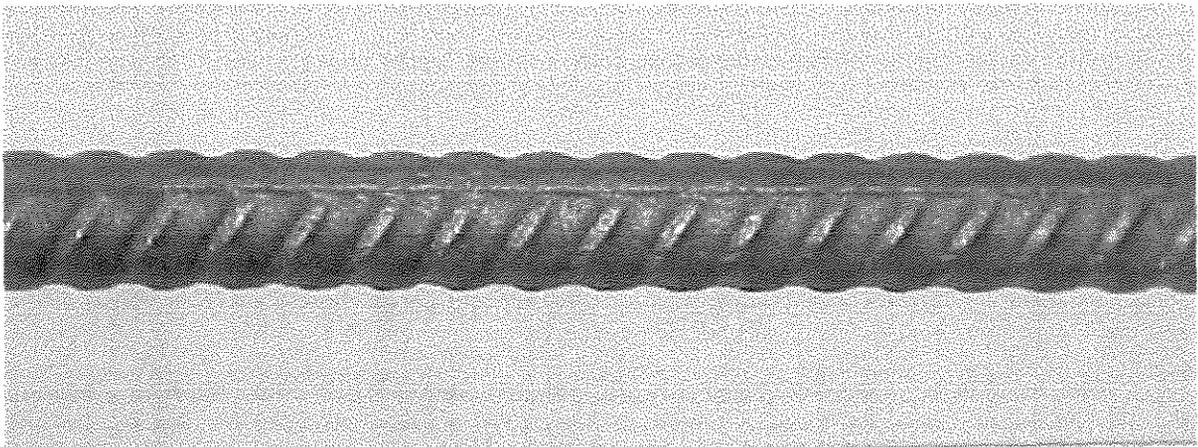


FIGURA 5.1 – Forma geométrica das nervuras das barras

## 5.2 ENSAIOS

A fabricação foi realizada em duas etapas: na primeira etapa, as vigas 1, 2, 3, 4 e 5, com 6 corpos de prova para a medida da resistência à compressão, 6 corpos de prova para a medida da tração por compressão diametral e 2 corpos de prova para a medida da módulo de elasticidade.

Na segunda etapa foram moldadas as vigas 6, 7, 8, 9 e 10 com 12 corpos de prova sendo, 6 corpos de prova para a medida da resistência à compressão, 6 corpos de prova para a medida da tração por compressão diametral e 2 corpos de prova para a medida do módulo de elasticidade.

Antes das vigas serem concretadas, as armaduras foram instrumentadas com 2 (dois) extensômetros elétricos colados na face inferior das armaduras longitudinais, somente nas vigas 1 e 6 (sem emenda e com armadura transversal).

Os corpos de prova utilizados para medir o módulo de elasticidade foram ensaiados até sua ruptura, aproveitando-os para medida da resistência à compressão.

### **5.3 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE EMENDAS POR TRANSPASSE**

De acordo com a NB-1 (2001), antiga NBR 6118 (1978), o comprimento de emendas por transpasse recomendado é de 30 vezes o diâmetro da barra de aço tracionada e neste caso, para uma barra de 12,5 mm, o comprimento mínimo seria 375 mm, por isso trabalhamos com um valor arredondado de 400 mm como referência.

Nos ensaios realizados utilizamos emendas por transpasse de 500mm, 450mm, 400mm e 350mm e cobertura de concreto na face tracionada igual a 19 mm.

As vigas 1 e 6 (sem emendas por transpasse) tiveram a finalidade de servir como referência para comparação com as demais.

As vigas 2, 3, 4 e 5 não apresentam armadura transversal na região de emenda por transpasse, enquanto as vigas 7, 8, 9 e 10 apresentam armadura transversal na região de emenda por transpasse.

TABELA 5.4 – Características das variáveis geométricas das vigas

VIGA	Cobrimento lateral (C <sub>s</sub> ) mm	Cobrimento da face tracionada (C <sub>b</sub> ) mm	Armadura transversal	Emenda por traspasse
1 - CATSE1	19	19	Sim	Não
2 - SAT35	19	19	Não	35 cm
3 - SAT40	19	19	Não	40 cm
4 - SAT45	19	19	Não	45 cm
5 - SAT 50	19	19	Não	50 cm
6 - CATSE2	19	19	Sim	Não
7 - CAT35	19	19	Sim	35 cm
8 - CAT40	19	19	Sim	40 cm
9 - CAT45	19	19	Sim	45 cm
10 - CAT50	19	19	Sim	50 cm

Sendo:

Em todas as vigas, o diâmetro da barra longitudinal da região tracionada foi 12,5 mm, o diâmetro da armadura transversal (estribos) de 4,2 mm, e a armadura de porta estribo de 8 mm, a resistência à compressão do concreto foi de  $\geq 80$  MPa, e aço com tensão de escoamento de 500 MPa.

#### 5.4 FABRICAÇÃO DO CONCRETO

A dosagem, foi realizada conforme a orientação dada por MAUREL (1999), que consiste em otimizar os teores de sílica ativa na pasta que preencherá o pacote granulométrico dos agregados, e teores de cimento em torno de 400 a 450 kg/m<sup>3</sup>, e composição dos materiais conforme Tabela 5.1. Antes do lançamento dos materiais na betoneira, foram realizadas as pesagens dos materiais (cimento, areia, brita, sílica ativa, teor de superplastificante e água), e

depois misturados previamente o cimento com a sílica ativa a seco. O lançamento dos materiais na betoneira obedeceu a seguinte sequência:

- 1) 50% do agregado graúdo;
- 2) 50% da água;
- 3) Todo o cimento com sílica;
- 4) 90% dos 50% da água restante misturada com superplastificante;
- 5) O restante do agregado graúdo;
- 6) Os últimos 10% da água mistura com superplastificante;
- 7) Todo agregado miúdo.



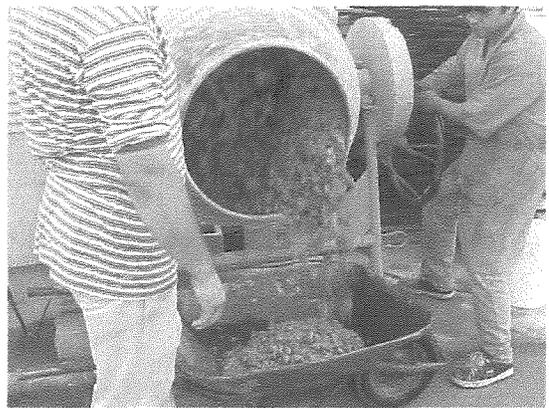
a)



b)



c)



d)

Figura 5.2 – Etapas da fabricação do concreto: a) Pesagem dos materiais; b) Disposição da armaduras nas fôrmas; c) Lançamento do superplastificante; d) Homogeneização do concreto.

## 5.5 MOLDAGEM E CURA

Antes de iniciar a moldagem das fôrmas e dos cilindros estes foram vedados nas juntas com uma mistura de cera mais óleo mineral, e posteriormente lubrificados internamente com óleo mineral. O adensamento das vigas e dos corpos de prova cilíndricos foram realizadas com a utilização de mesa vibratória, conforme a Figura 5.3.

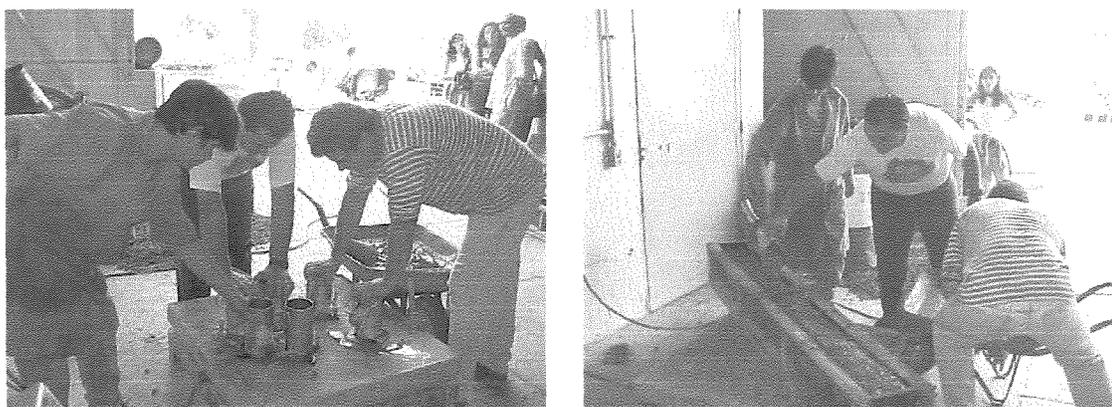


Figura 5.3 – Adensamento dos corpos de prova e da viga de concreto na mesa vibratória

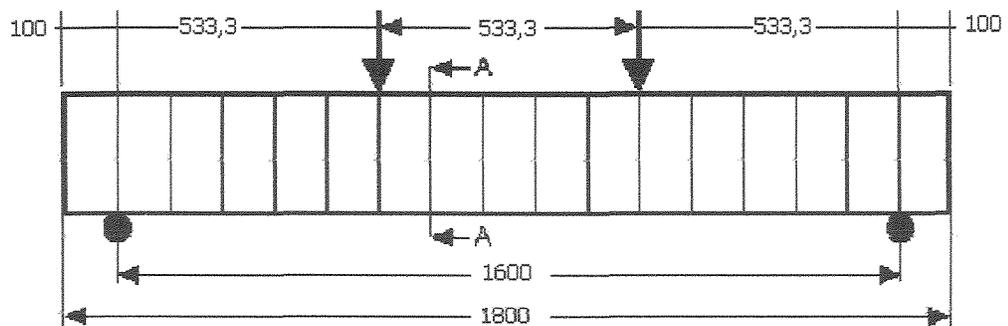
Após a moldagem das vigas (Fig. 5.4) foram cobertas por uma lona plástica posteriormente para manter a umidade e evitar evaporação da água, durante uma semana, e em seguida foram desformadas. Os corpos de prova de concreto cilíndricos após 24 horas foram desformados e conservados imersos em água saturada de cal, conforme as recomendações da NBR 5738 (1994).



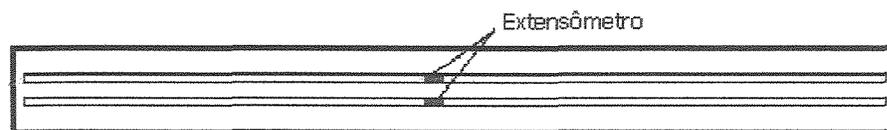
Figura 5.4 – Vigas de concreto após término da concretagem

## 5.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS ENSAIADAS

É apresentado a seguir as características geométricas das vigas ensaiadas.

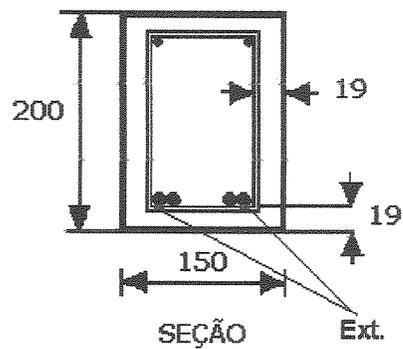


VISTA



PLANTA

Face inferior da viga – barras tracionadas



Obs.: medidas em mm

FIGURA 5.5 – Características geométricas das vigas

## 5.7 INSTRUMENTAÇÃO E EQUIPAMENTOS

Segue abaixo a relação dos principais equipamentos e materiais de instrumentação:

- a) extensômetros elétricos com sensibilidade de 0,01mm;
- b) pórtico para ensaios com capacidade de 400 kN para ensaios estáticos e dinâmicos, conforme a Fig. 5.6;
- c) prensa hidráulica para ensaios de compressão com capacidade de 1200 kN;
- d) indicadores de deformação para uso em extensometria elétrica;
- e) aquisidor de dados acoplado a microcomputador;
- f) macacos hidráulicos com capacidade de 70 kN até 500 kN.

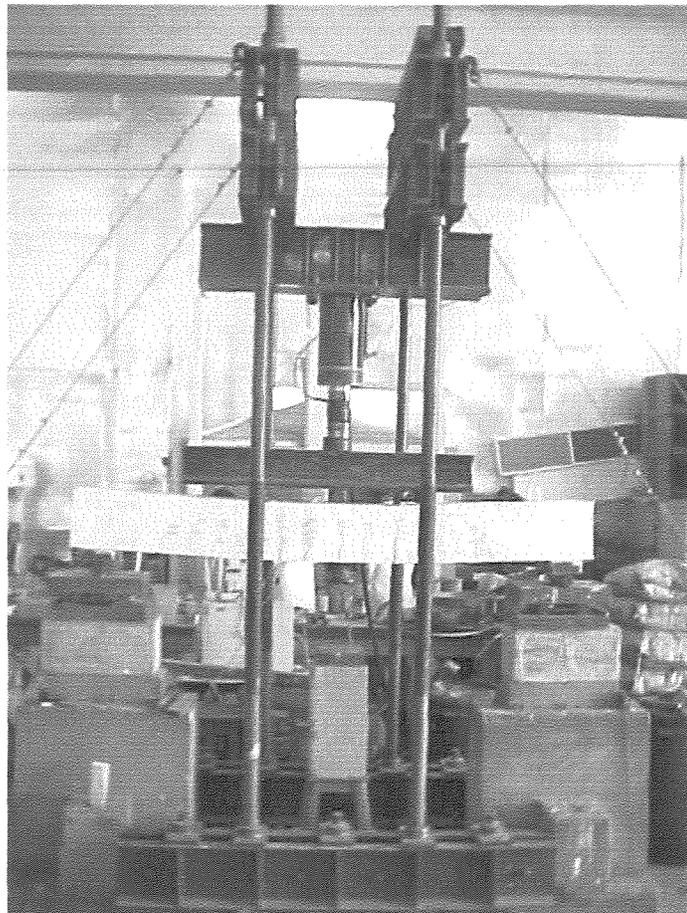


FIGURA 5.6 – Vista geral do pórtico e viga posicionados para o ensaio de flexão

## **5.8 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS**

### **5.8.1 Resistência à flexão em vigas de concreto**

Após os 28 dias da concretagem as vigas foram posicionadas no pórtico conforme a Figura 5.6. Já posicionadas no pórtico, os extensômetros elétricos posicionados e colocados nas armaduras das vigas e ligados a um sistema de aquisição de dados acoplado a um microcomputador. Finalizando as medidas preliminares foi colocado um relógio na região central da viga para medir o deslocamento vertical (flechas). A sequência do ensaio é descrita abaixo:

- a) foram aplicados incrementos de carga de 0,5tf através um macaco hidráulico até atingir a ruptura do espécime;
- b) para todas as vigas a distância da aplicação das cargas foi no seu terço de seu comprimento;
- c) para cada incremento de carga de 0,5 tf foi medida a flecha e marcada as fissuras na viga; e,
- d) simultaneamente foram processados no sistema de aquisição de dados as cargas e as deformações das armaduras.

### **5.8.2 Resistência à compressão de corpos de prova de concreto**

Determina-se a resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, conforme as recomendações da NBR 5739, (ABNT, 1980). Antes dos corpos-de-prova serem ensaiados, devem ser capeados com uma mistura de enxofre a quente, de maneira que a camada formada em cada extremidade satisfaça às condições geométricas e apresente espessura máxima de 2 mm. Os corpos de prova já capeados foram colocados diretamente sobre o prato inferior da prensa, de maneira que fiquem rigorosamente centrados em relação ao eixo de carregamento. A velocidade de carregamento da prensa de ensaio (Figura 5.7), ao transmitir a carga de compressão deve ser equivalente a  $(0,25 \pm 0,05)$

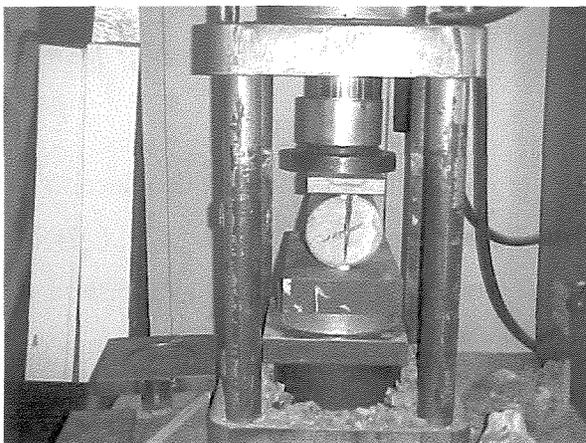
MPa. Os resultados da resistência foram medidos em megapascal, de cada corpo de prova, dividindo a carga de ruptura pela área da seção do corpo de prova.

### 5.8.3 Resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova de concreto

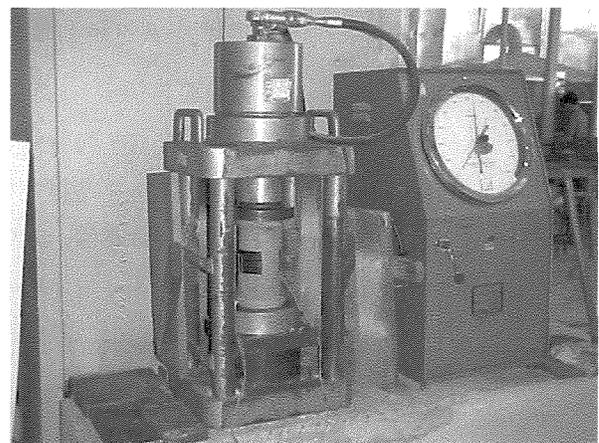
Determina-se a resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, conforme as recomendações da NBR 5739, (ABNT, 1980), conforme a figura 5.7a.

### 5.8.4 Módulo de Elasticidade do Concreto

Determina-se o módulo de elasticidade de corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, conforme as recomendações da NBR 8522, (ABNT, 1980), conforme a figura 5.7b.



a)



b)

Figura 5.7 – Prensa de ensaio: a) Resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova de concreto; b) Ensaio do módulo de elasticidade do concreto

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Primeiramente são apresentados os resultados da resistência à compressão axial, da resistência à tração por compressão diametral, as tabelas de carregamento x flechas, o gráfico das flechas, da tensão x deformação, da carga aplicada x tensão de aderência, das dez vigas ensaiadas.

TABELA 6.1 – Resistência à compressão do concreto

Concretagens	Corpos-de-prova	$f_c$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
1 <sup>a</sup>	I	81,0	80,00	5,00	6,25
	II	82,0			
	III	81,0			
	IV	85,0			
	V	76,0			
	VI	72,0			
2 <sup>a</sup>	I	93,0	93,0	2,00	2,15
	II	93,0			
	III	96,0			
	IV	92,0			
	V	92,0			
	VI	92,0			

TABELA 6.2 – Resistência à tração por compressão diametral

Concretagens	Corpos-de-prova	$f_{ct}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
1 <sup>a</sup>	I	6.0	6,75	0,52	7,70
	II	7.1			
	III	7.3			
	IV	6.9			
	V	7.0			
	VI	6.2			
2 <sup>a</sup>	I	7.3	5,88	0,93	15,81
	II	5.0			
	III	6.1			
	IV	4.8			
	V	6.4			
	VI	5.7			

Considerando os resultados da Tab. 6.1, podemos verificar que ocorreu uma grande dispersão dos valores obtidos. Após uma análise detalhada observou-se que a prensa de ensaio apresentava problemas de regulagem em seu mostrador, sendo confirmado posteriormente após a aferição do equipamento.

Através dos resultados obtidos na Tab. 6.2, constatou-se que a resistência à tração por compressão diametral, estabeleceu em torno de 6% da resistência à compressão para concretos de alta resistência conforme MEHTA e MONTEIRO (1994).

A seguir na figura 6.1 é apresentado o posicionamento do corpo de prova e na figura 6.2 o resultado do módulo de elasticidade da média de quatro corpos de prova ensaiados.



Figura 6.1 – Posicionamento do corpo de prova na prensa de ensaio

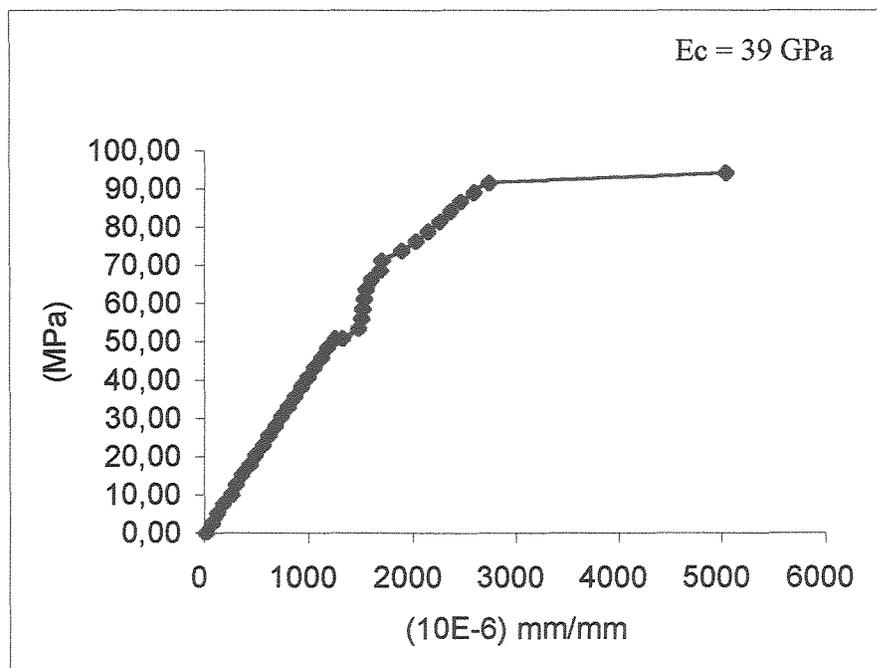


FIGURA 6.2 – Módulo de elasticidade do concreto

## 6.1 ENSAIO DAS VIGAS À FLEXÃO

Na tabela 6.3 são apresentadas os resultados obtidos da carga de ruptura de ensaio.

TABELA 6.3 – Resultados das cargas de ruptura

Concretagens	VIGA	Emenda por traspasse	Armadura transversal	P <sub>prevista</sub> (tf)	P <sub>ensaio</sub> (tf)	P <sub>ensaio</sub> /P <sub>cálculo</sub> (tf)
1 <sup>a</sup>	1	Não	Sim	10,20	9,00	0,88
	2	35	Não		8,50	0,83
	3	40	Não		8,50	0,83
	4	45	Não		8,50	0,83
	5	50	Não		8,50	0,83
2 <sup>a</sup>	6	Não	Sim	10,50	10,00	0,95
	7	35	Sim		9,50	0,90
	8	40	Sim		10,00	0,95
	9	45	Sim		10,50	1,00
	10	50	Sim		10,50	1,00

Comparando-se as vigas 1 e 6 (Figura 6.3 e 6.4) de armadura contínua e confinadas pela armadura transversal e com resistência à compressão média de 80 e 93 MPa respectivamente, ambas romperam de forma mais dúctil em relação às vigas com emenda, devido a menor concentração das tensões na região da emenda, mas devido à menor resistência à compressão a viga 1 rompeu com carga 15% menor do que a prevista, enquanto que a viga 2 rompeu com 5% a menos.

Observou-se também que as fissuras das vigas 1 e 6 se desenvolveram no sentido do posicionamento dos estribos em toda a extensão dos espécimes na região tracionada, acompanhando as fissuras de flexão nas laterais da peça.

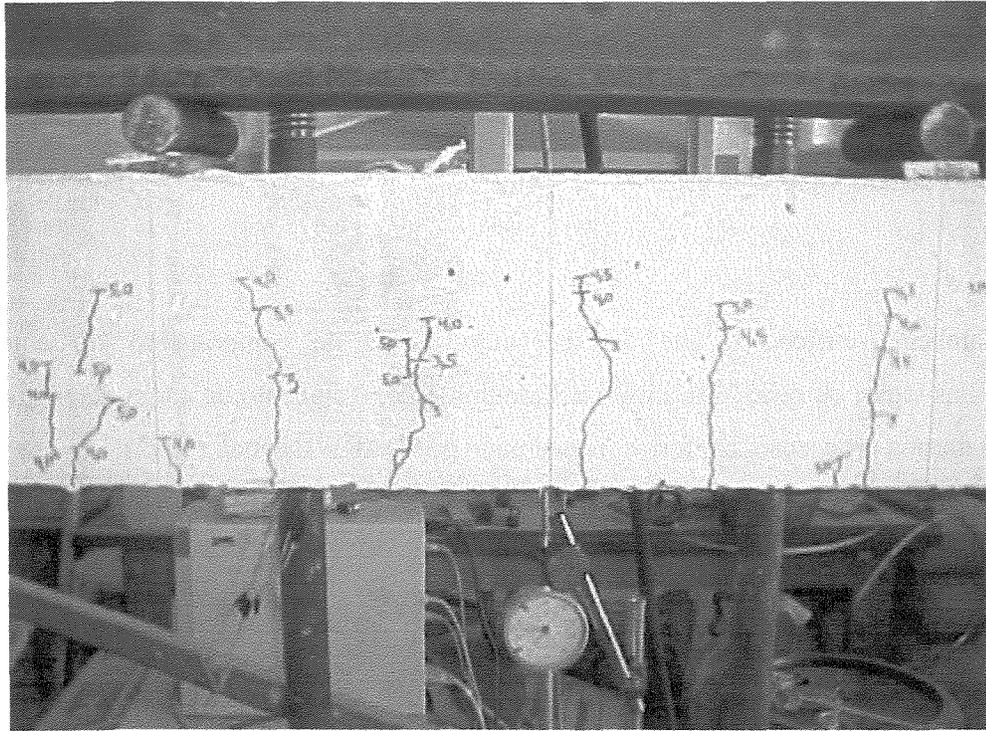


Figura 6.3 – Vista geral do ensaio da viga 1 – CATSE 1

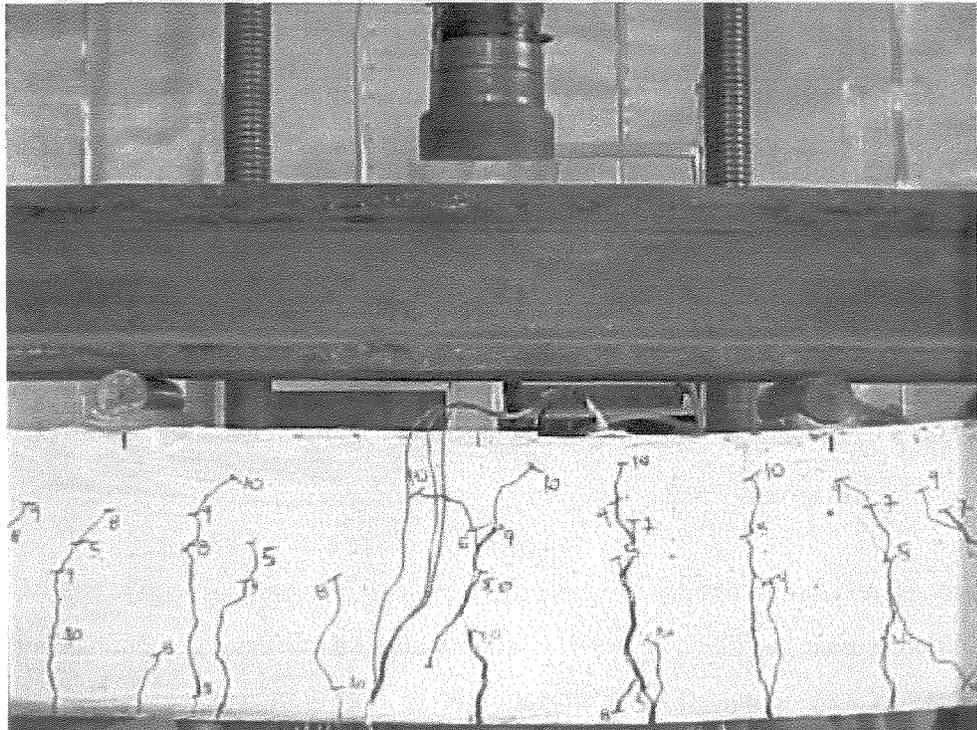


Figura 6.4 – Vista detalhada do ensaio da viga 6 – CATSE 2

Em relação às vigas 2, 3, 4 e 5 (Figuras 6.5 a 6.8) com emenda por transpasse igual a 35, 40, 45 e 50 cm respectivamente, sem armadura transversal na região da emenda, e com resistência à compressão média de 80,0 MPa todas as vigas romperam de forma frágil e repentina em relação às demais vigas com estribos.

Também verificou-se que acrescentando 5 cm de comprimento de emenda por transpasse nas vigas, ou seja, 11% a mais no comprimento, o aumento da carga de ruptura não foi ocorreu na mesma proporção, conforme mencionado por DARWIN et al. (1992).

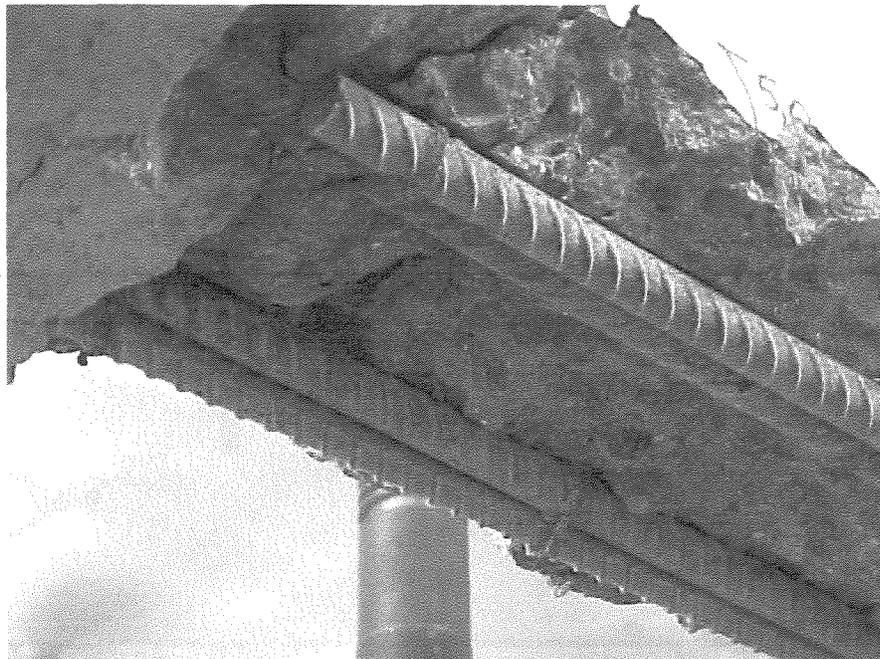


Figura 6.5 – Destacamento do concreto na face: lateral e tracionada da viga 2 – SAT35

Com os resultados obtidos foi possível verificar que para as vigas 2, 3, 4 e 5, com resistência à compressão média de 80 MPa, e sem armadura transversal de confinamento no terço médio da viga, a carga de ensaio ficou em torno de 15 a 20% inferior aos valores da carga de ruptura prevista em cálculo, devido a falta da contribuição dos estribos na região da emenda, tornando a estrutura mais frágil.

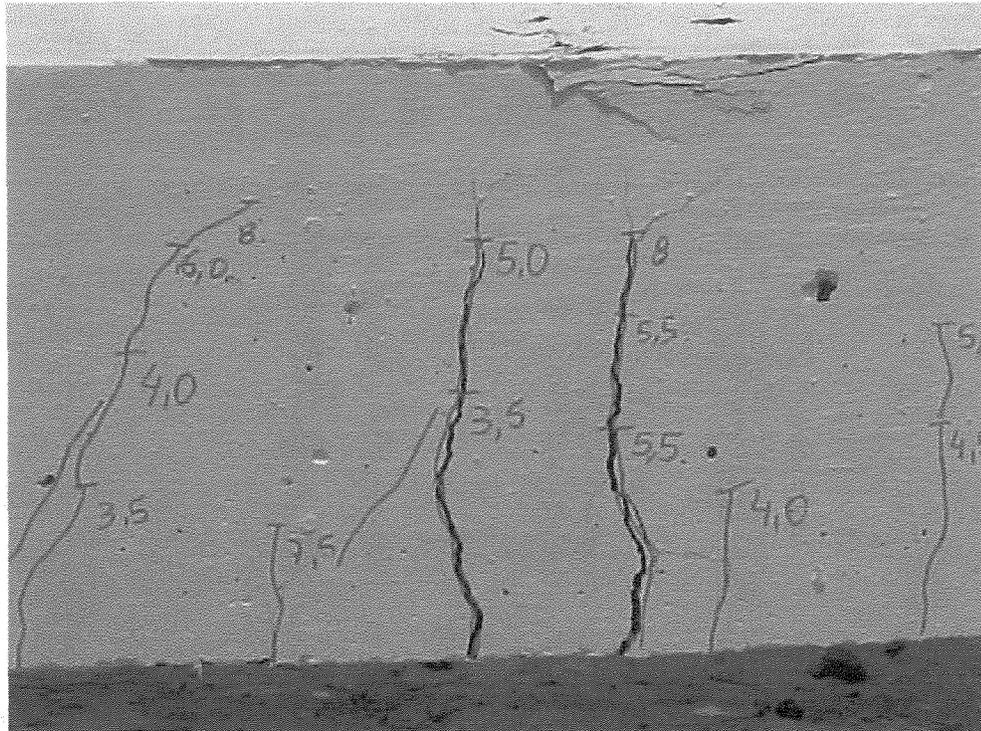


Figura 6.6 – Desenvolvimento das fissuras na face lateral da viga 3 – SAT40

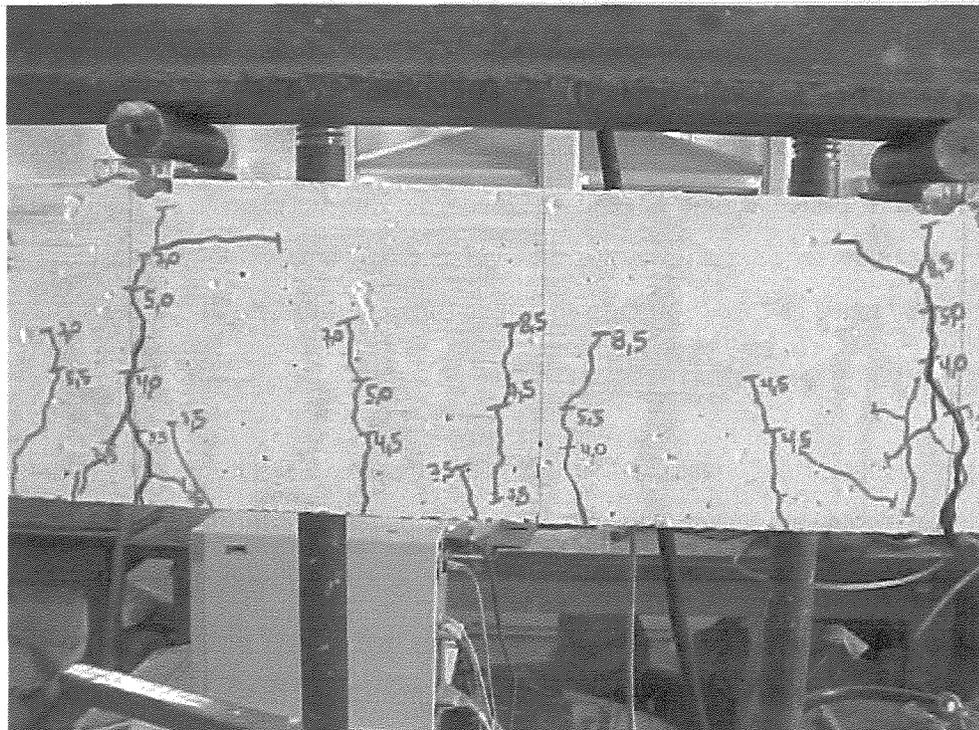


Figura 6.7 – Distribuição das fissuras na face lateral até a ruptura da viga 4 – SAT45

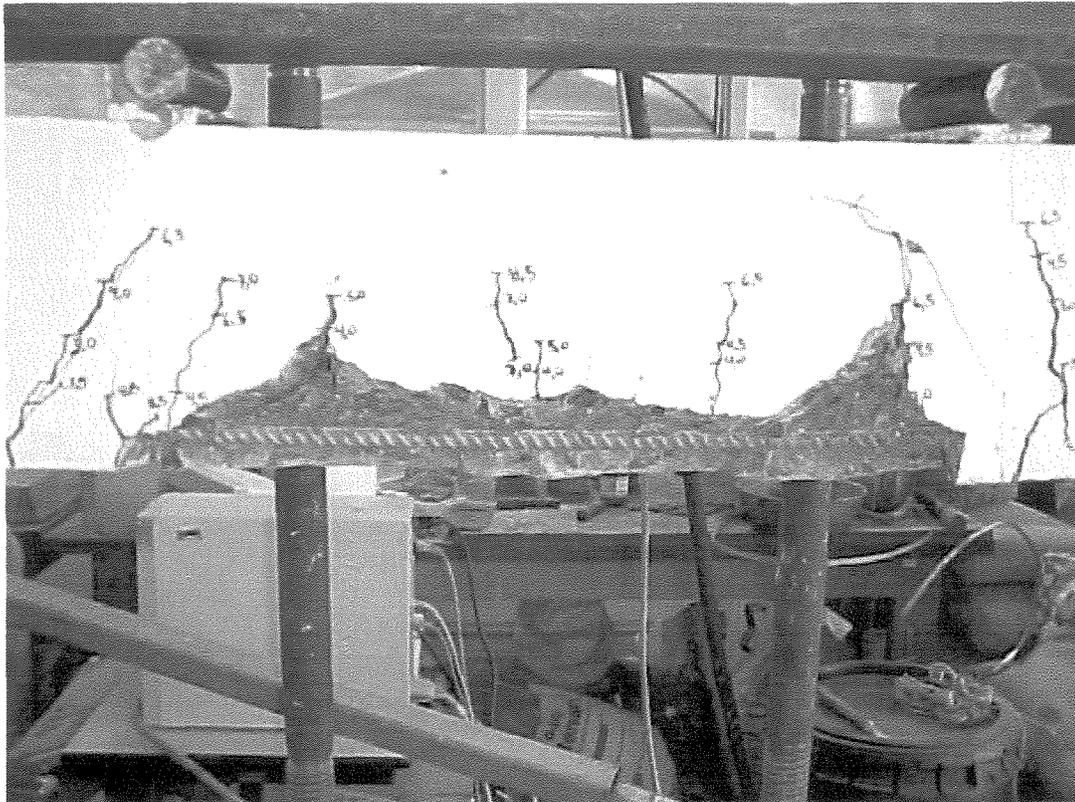


Figura 6.8 – Destacamento do concreto na face: lateral e tracionada da viga 5 – SAT50

Podemos observar através das figuras 6.5 e 6.8 que há destacamento do concreto em relação à armadura principal, não havendo acúmulo de nata de cimento nas barras. A mesma observação não pode ser feita através das figuras 6.6 e 6.7, uma vez que o destacamento não é visível; porém em todos os casos a ruptura se deu de forma abrupta, frágil.

Após a ruptura das vigas SAT50 e SAT35 (últimas a serem ensaiadas da 1ª etapa), o ensaio foi intencionalmente levado adiante para que se pudesse confirmar o fenômeno da ruptura frágil. Também foi verificado que as vigas 7, 8, 9 e 10 acrescentando-se 5 cm (11%) no comprimento de emenda por transpasse, o acréscimo da carga de ruptura foi de somente 5%. Com relação às demais vigas 6, 7, 8, 9 e 10, com resistência à compressão média de 93 MPa, e com armadura transversal de confinamento, os resultados da carga de ruptura de ensaio em relação a carga prevista de cálculo foram aproximadamente iguais.

A seguir é apresentada a figura 6.9 que mostra a vista panorâmica das vigas da 2ª concretagem. Podemos observar que as vigas com emenda de transpasse maior apresentaram maior concentração de fissuras no terço médio das vigas.

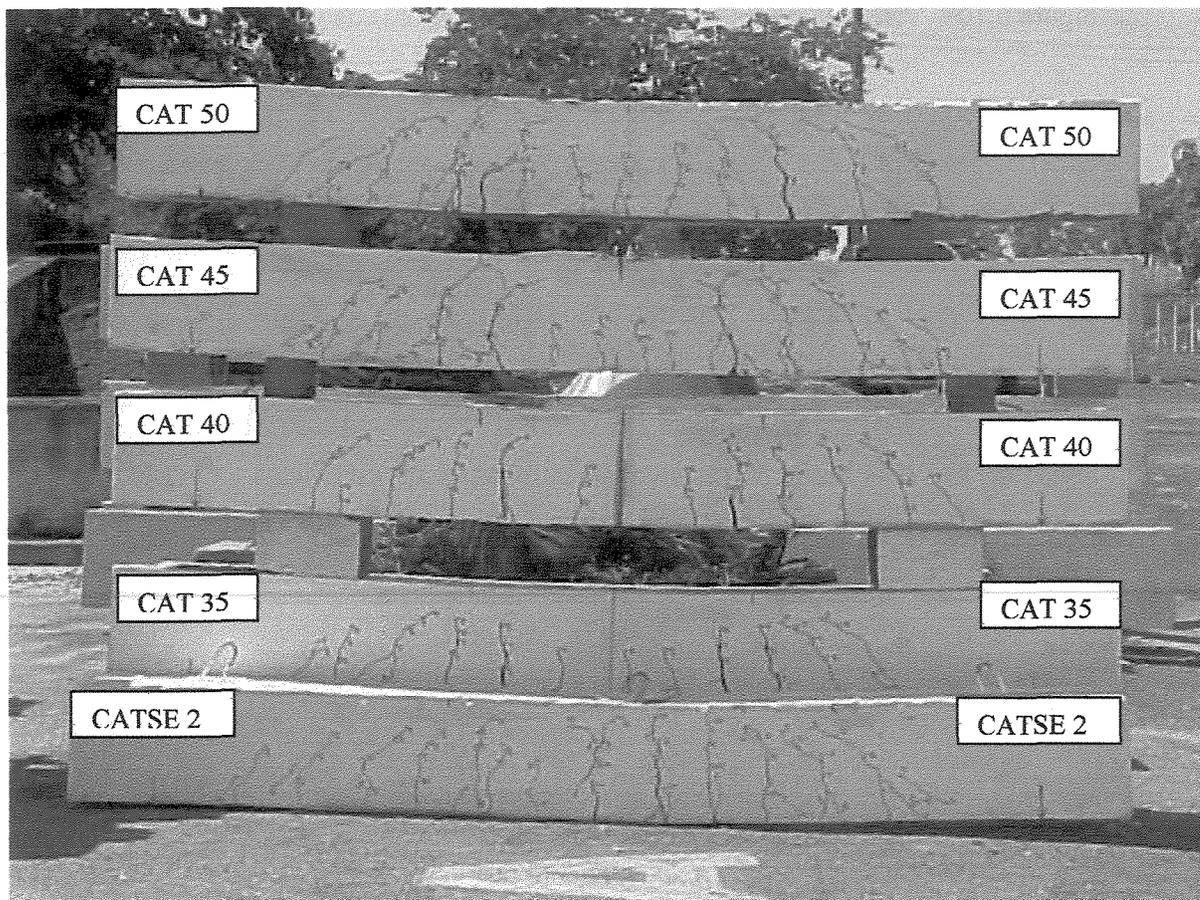


Figura 6.9 – Vista geral das vigas 6, 7, 8, 9 e 10 respectivamente de baixo para cima

Com relação às vigas 7, 8, 9 e 10 (Figuras 6.10 a 6.13) com emenda por traspasse igual a 35, 40, 45 e 50 cm respectivamente, e confinadas pela armadura transversal e resistência à compressão média de 93,0 MPa romperam de forma menos dúctil em relação às vigas 1 (Figuras 6.3) e viga 6 (Figura 6.4), devido a maior concentração das tensões na região da emenda, principalmente nas extremidades da emenda.

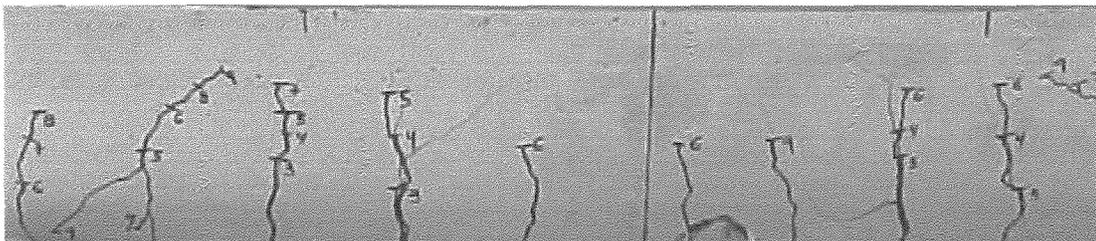


Figura 6.10 – Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 7 – CAT35

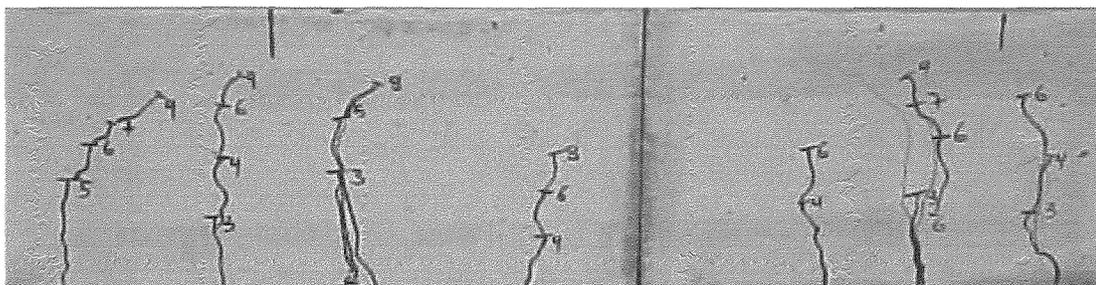


Figura 6.11 – Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 8 – CAT40



Figura 6.12 – Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 9 – CAT45



Figura 6.13 – Vista lateral do desenvolvimento das fissuras da viga 10 – CAT50

Também foi observado que as fissuras das vigas 7, 8, 9 e 10 se desenvolveram no sentido do posicionamento dos estribos em toda a extensão dos espécimes na região da face tracionada acompanhando as fissuras de flexão nas laterais da peça de uma forma menos contínua quando comparada às vigas 1 e 6. Observou-se que com o aumento do comprimento da emenda por traspasse não obtêm-se ganhos muito significativos na resistência de aderência entre os materiais, ou seja, o aumento é linear mas não proporcional ao aumento do comprimento de emenda, e também não se garante uma ruptura dúctil com aumento do comprimento de emenda e com acréscimo da tensão de escoamento do aço, conforme preconiza DARWIN et alii (1992).

Com relação à influência dos estribos na região do terço médio das vigas 7, 8, 9 e 10 em relação às vigas 2, 3, 4 e 5 sem estribos, ocorreu um acréscimo na carga de ruptura, ou seja, se considerarmos a resistência média de ruptura das vigas com estribos,  $f_{cm} = 10,125$  MPa e a resistência média das vigas sem estribos,  $f_{cm} = 8,5$  MPa, verificamos um acréscimo de 19%.

Conforme estudo experimental realizado por AZIZINAMINI et alii (1999b) com 10 vigas, submetidas à flexão pura com resistência à compressão do concreto variando de 90 e 104 MPa, valores superiores aos limites impostos pelas normas correntes (ACI, CEB, NB 1). Foi confirmado novamente que os estribos na região central do vão, proporcionam um nível de ductilidade maior no momento da ruptura quando comparado às vigas sem estribos na região central do vão. AZIZINAMINI et alii (1999a, 1999b) recomendam a necessidade da utilização de uma quantidade mínima de estribos na região da emenda para absorver os esforços de flexão, também confirma os mesmos resultados DARWIN et alii (1996a, b) e ZUO e DARWIN (2000). É recomendado por AZIZINAMINI et alii (1993) estabelecer um comprimento de emenda por traspasse mínimo com uma quantidade mínima de estribos (50% da área de aço das barras emendadas), o que proporcionaria uma ductilidade adequada no componente estrutural.

A seguir são apresentados as Figuras 6.14 a 6.18 da carga x deslocamentos verticais (flechas) dos pares de vigas com mesmo comprimento de emenda, com e sem confinamento.

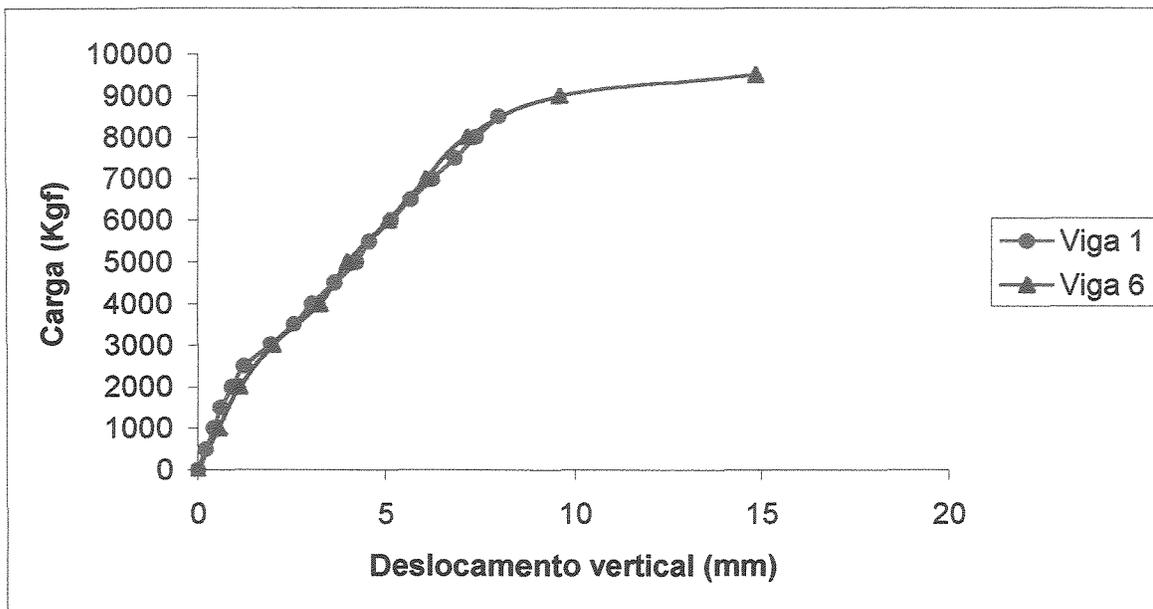


FIGURA 6.14 – Determinação das flechas: V1 e V6

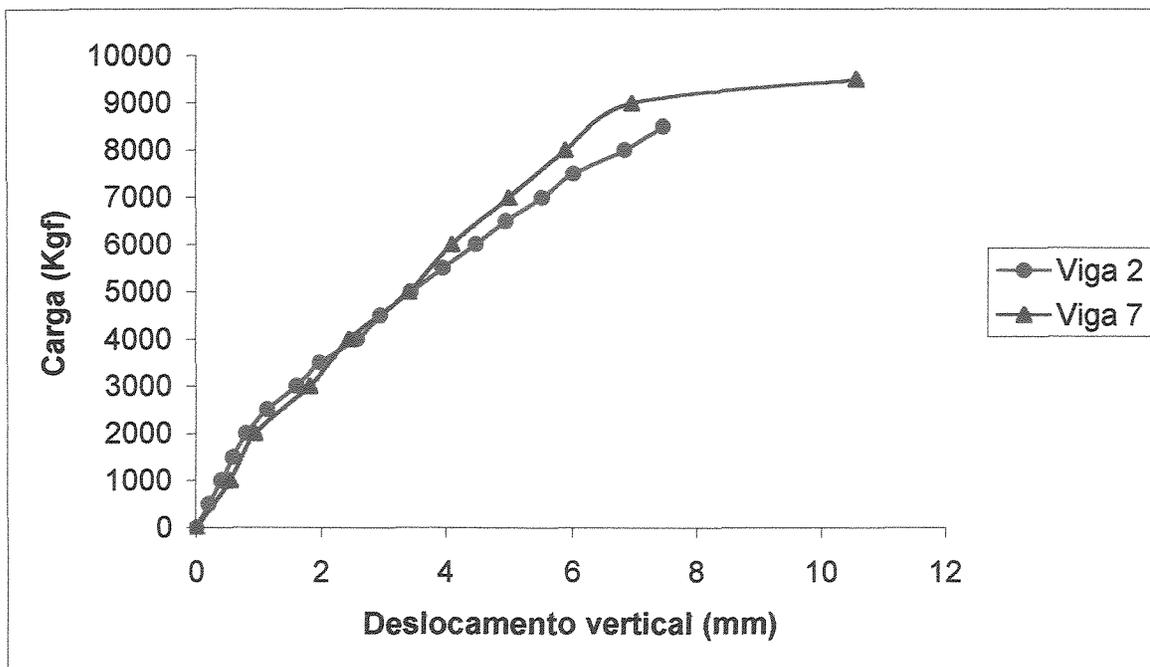


FIGURA 6.15 – Determinação das flechas: V2 e V7

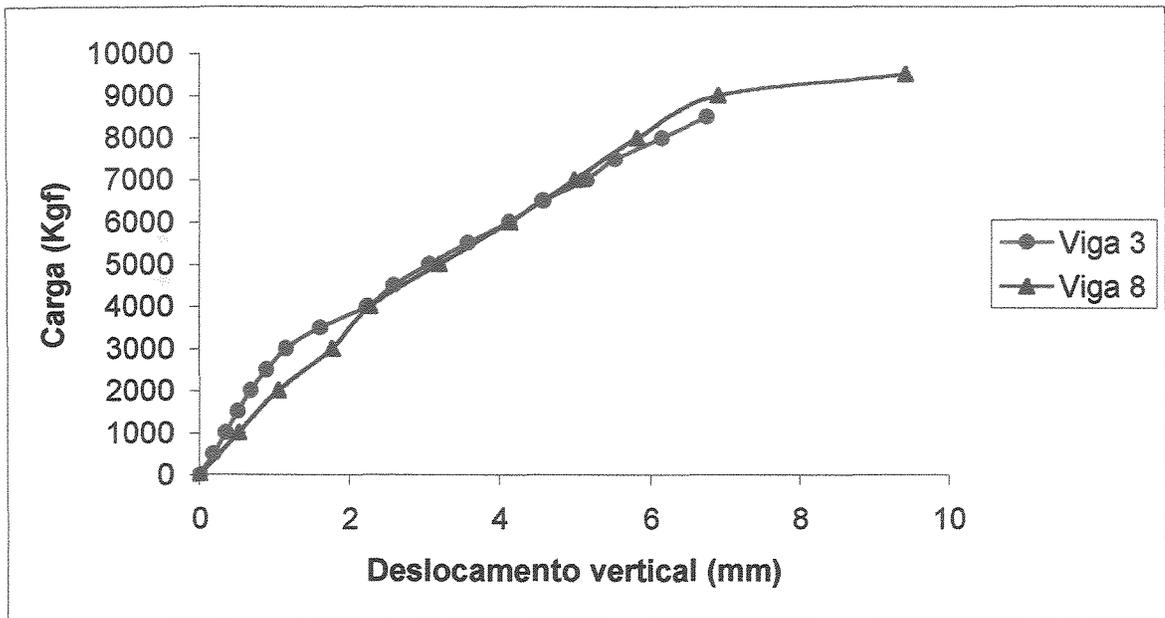


FIGURA 6.16 – Determinação das flechas: V3 e V8

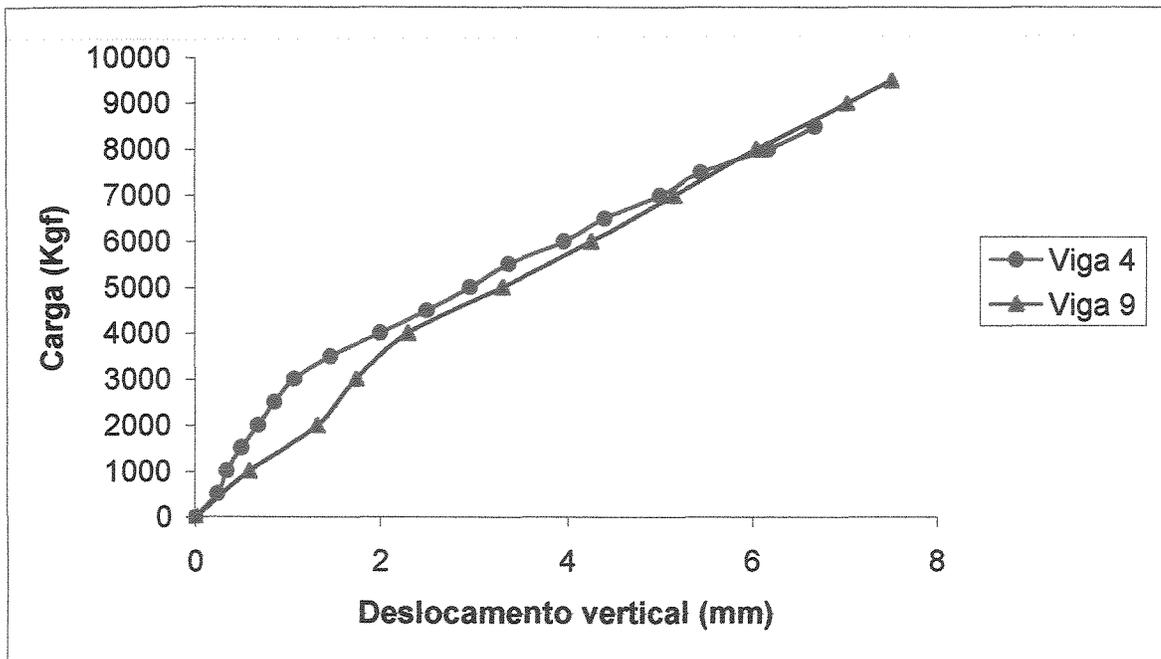


FIGURA 6.17 – Determinação das flechas: V4 e V9

UNICAMP  
BIBLIOTECA CENTRAL  
SEÇÃO CIRCULANTE

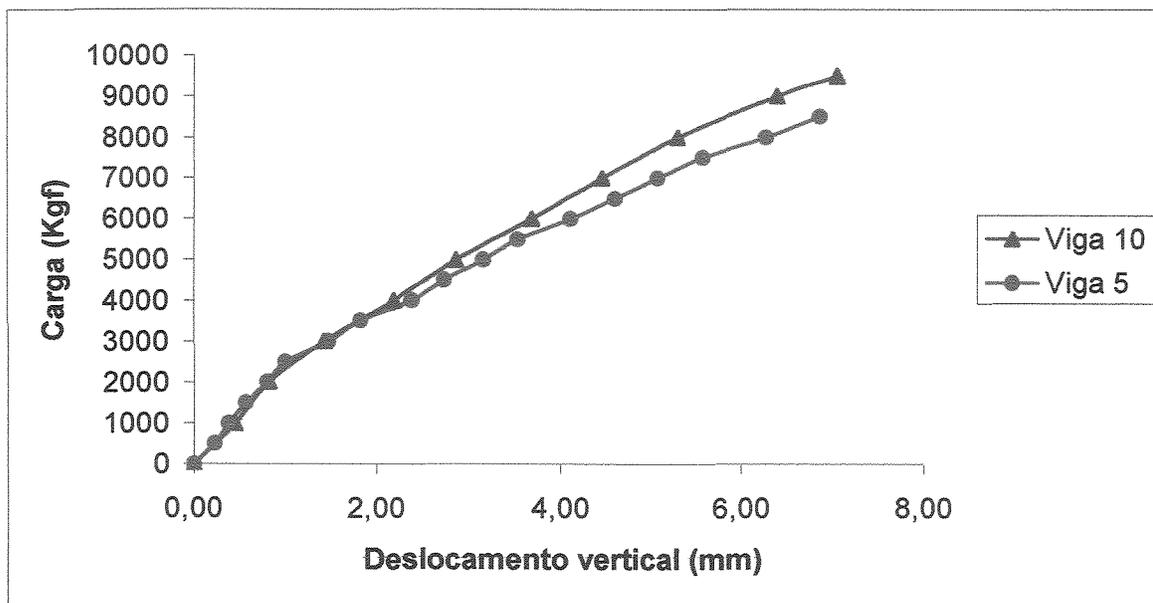


FIGURA 6.18 – Determinação das flechas: V5 e V10

Na tabela 6.4 foi fixado um deslocamento vertical aleatório de 6mm com o objetivo de observar o comportamento estrutural das vigas ensaiadas. Como já era esperado, as vigas 1 e 6 revelaram a mesma proporcionalidade entre a carga e o deslocamento vertical; já no caso dos pares de vigas com e sem confinamento não houve a mesma tendência. Para um mesmo deslocamento vertical quando comparamos as vigas 1 e 6 com as demais observamos uma perda entre 12 a 23% da carga em relação ao deslocamento vertical adotado de 6mm.

Esta redução verificada de 12 a 23% das vigas 1 e 6 ocorreu provavelmente em função das barras de aço na região considerada serem contínuas, enquanto que as demais vigas 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9 e 10 com emenda por transpasse na região considerada, apresentarem o dobro da seção de aço.

Com relação aos pares de vigas ensaiadas considerando o deslocamento vertical de 6mm, verificamos através das figuras 6.15, 6.16 e 6.18 um aumento de 5% da carga das vigas

sem confinamento para as vigas com confinamento, enquanto que a figura 6.17 não ocorreu nenhum acréscimo da carga para o mesmo deslocamento.

Tabela 6.4 – Carga obtida em função do deslocamento vertical de 6mm

Vigas	Carga (Kgf)
1	6500
6	6500
2	7400
7	8000
3	7700
8	8100
4	7800
9	7800
5	7700
10	8500

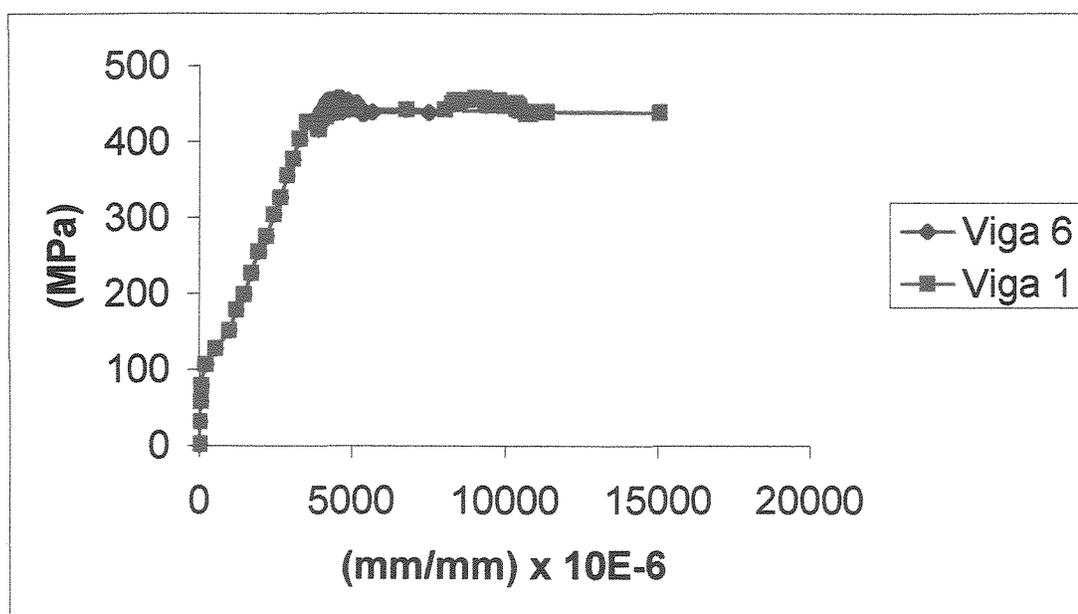


FIGURA 6.19 – Tensão x Deformação das vigas 1 e 6

## 6.2 PERDA DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Em relação à perda de aderência entre o concreto e a armadura verificou-se que a ruptura na interface não ocorreu nem por arrancamento e nem predominantemente por fendilhamento, ou seja, observou-se exposição da superfície da armadura logo após o término do ensaio, devido ao destacamento de concreto nas faces tracionadas, fato evidenciado nas figuras 6.5, 6.8 e 6.20 nenhum acúmulo de concreto entre as nervuras, conforme preconiza REHM (1969), ver Figura 3.2, devido à presença de sílica ativa na matriz de concreto.

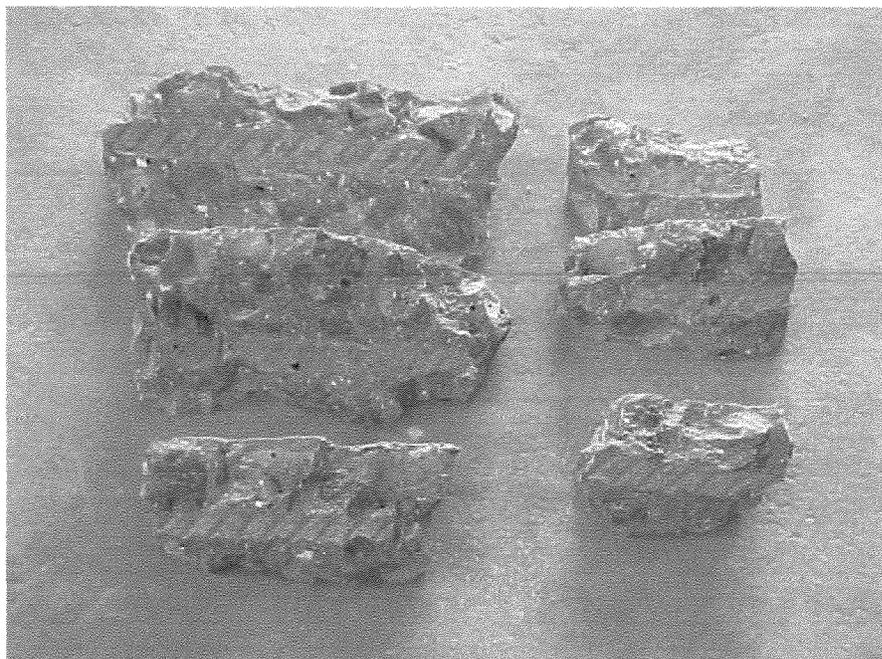


Figura 6.20 – Amostras de concreto retiradas das vigas 2 e 5

Realizando ensaio de arrancamento localizado ASTM C 234 (1991) modificado, EZELDIN et alii (1989), concluíram que a presença de sílica ativa aumenta a resistência de aderência, mas em contrapartida torna o concreto mais frágil.

GOLDMAN et alii (1989), relata que a contribuição da sílica ativa, resulta na melhora da aderência agregado-matrix, que é associada com a formação de poros menores na zona de transição.

Conforme pode ser verificado pela amostra de concreto de alta resistência obtida no ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Figura 6.21), a ruptura ocorreu predominantemente entre os agregados graúdos, devido à influência da presença da sílica ativa.

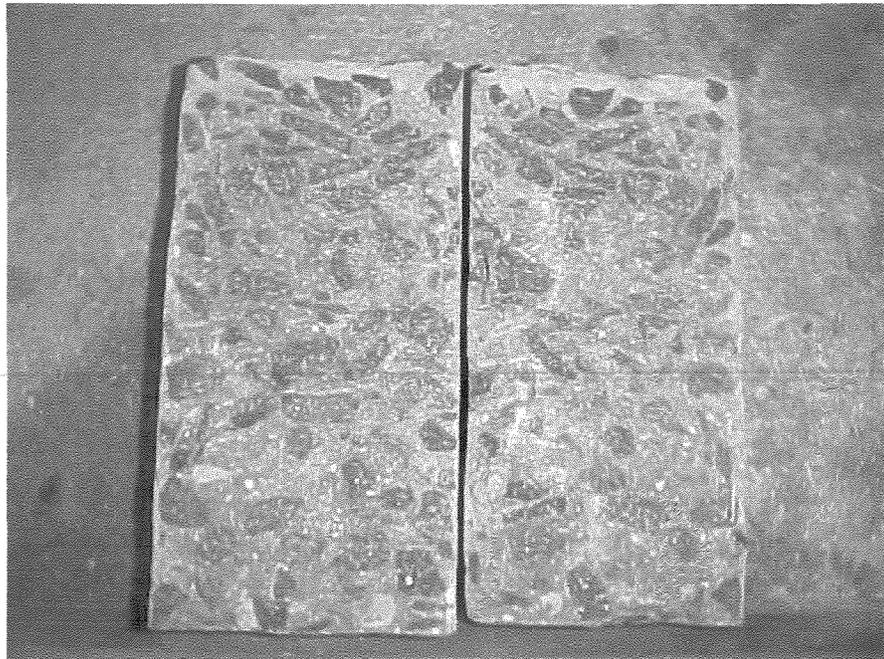


Figura 6.21 – Amostra do ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Segundo HWANG et alii (1994), em estudo experimental com 8 vigas de concreto de alta resistência, com barras de diâmetro igual a 28 mm, verificou-se que a influência da sílica ativa sobre a resistência de aderência ao fendilhamento e também concluiu:

a) a sílica ativa diminuiu a resistência de aderência de barras nervuradas em matrizes de concreto de alta resistência, com relação água/cimento entre 0.28 e 0.33;

- b) a substituição 10% de cimento por sílica ativa, corresponderia a 85% da resistência de aderência de uma viga sem sílica ativa, sem levar em conta o confinamento da armadura transversal.
- c) fissuras longitudinais antes e após a ruptura foram sensivelmente mais abundantes e mais regularmente distribuídas do que os espécimes com sílica ativa; e,
- d) a perda da aderência foi atribuída à menor adesão entre o concreto e o aço devido à presença de sílica ativa.

Em recente estudo experimental com 16 vigas, com duas emendas na região de transpasse, e dimensionadas para que o comprimento de emenda rompesse na aderência, fendilhando o concreto, antes que atingisse o escoamento do aço, HAMAD et alii (1998), concluíram que a substituição de 5 a 20% de cimento por sílica ativa reduziu em média na resistência de aderência, sem levar em consideração a posição de moldagem e o teor superplastificante.

Conforme os relatos sugeridos, podemos concluir que a presença de sílica ativa torna a matriz de concreto mais densa, ou seja, impossibilitando assim o fendilhamento na interface concreto-aço com a presença de concreto entre as nervuras da barra, conforme preconiza REHM (1969).

## CONCLUSÃO

È importante frisar que em nenhum momento este trabalho tem a pretensão de estabelecer uma regra definitiva para o comportamento estrutural das vigas avaliadas, devido à quantidade de ensaios reduzida e insuficiente para se estabelecer uma tendência estatística.

Dentre os fatores que motivaram a realização deste trabalho destacam-se a falta de resultados na literatura nacional e internacional sobre comprimento de emenda por traspasse, a facilidade de execução no processo construtivo e também a demanda crescente na utilização de concretos de resistência à compressão mais altas no cotidiano das construções modernas.

Foi observado através da evolução histórica das equações, que constantes propostas para novas alterações em relação às normas sempre foram apresentadas. Destacam-se entre elas equações do artigo publicado por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), considerado um dos estudos mais importante referentes a comprimento de ancoragem e emenda por traspasse.

Outros trabalhos mereceram destaque nesta dissertação devido a sua grande quantidade de ensaios realizados e pelo acúmulo de grande banco de dados armazenados no transcorrer das pesquisas, elaborados a partir de 1992 até 2000 por DARWIN e colaboradores.

Neste trabalho de dissertação foram rompidas 10 vigas de concreto armado de alta resistência (80 MPa) com emenda por traspasso na região central da viga submetidas ao ensaio de flexão pura, com o objetivo de verificar o comportamento mecânico dos materiais aço-concreto.

Dentre os fatores principais analisados foi concluído que as vigas com armadura transversal “estribos” na região da emenda por traspasso obtiveram um comportamento mais dúctil e romperam com cargas mais elevadas do que as vigas sem armadura transversal, a presença de armadura transversal proporcionou um melhor confinamento e distribuição das tensões de compressão e tração na região solicitada. Foi observado que o gancho percentual médio em relação ao carregamento foi da ordem de 14,82%, uma vez que as cargas médias de ruptura nas vigas sem armadura transversal foram da ordem de 8,5tf e as cargas médias de ruptura nas vigas com armadura transversal foram da ordem de 10,0 tf.

As vigas com emenda e sem armadura transversal, vigas 2, 3, 4 e 5 tiveram um aproveitamento inferior em relação as vigas 7, 8, 9 e 10 com armadura transversal, o que proporcionou um ganho de resistência significativo nas cargas de ruptura obtidas nos ensaio.

Apesar das vigas romperem por fendilhamento, foi observado que nas barras não permaneceu nenhum acúmulo de concreto entre as nervuras após o ensaio, isto ocorreu provavelmente devido à alta resistência da matriz de concreto, e a presença de sílica, composto que torna a estrutura mais densa, reduzindo assim a aderência na zona de transição aço-concreto, análise já constatada por HWANG et alii (1994).

É importante ressaltar também que as vigas 1 e 6 (com armadura contínua) apresentaram no gráfico das deflexões (flechas) uma inclinação menor do que as demais viga (2, 3, 4, 5, 7, 8, 9 e 10). Essa menor inclinação no gráfico das flechas se deve provavelmente ao fato da menor taxa

de armadura, 1.4% (2 Ø12,5 mm na região tracionada) quando comparada as vigas 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9 e 10 com taxa de armadura igual a 2.8% (4 Ø12,5 mm na região tracionada), em relação a seção transversal do concreto igual a 450 cm<sup>2</sup> (15x30) cm.

É importante frisar as análises realizadas através dos resultados de ensaios e pelo banco de dados verificados por DARWIN et alii (1992) e ZUO e DARWIN (2000) e AZIZINAMINI et alii (1993, 1999a,b) que constataram que a presença de uma quantidade mínima de armadura transversal é necessária na região da emenda por transpasse, para assegurar uma maior ductilidade até atingir a ruptura da peça, e que o aumento do comprimento de emenda por transpasse e da tensão do aço não são proporcionais aos ganhos de resistência de aderência, conforme afirma as normas correntes ACI 318 (ACI, 1999); CEB/FIP (1990) e NB 1 (2001).

Conclui-se que é importante investigar melhor os bancos de dados disponíveis e realizar mais ensaios com vigas, a fim de estabelecer novas propostas de dimensionamento de comprimento de emenda por transpasse mais precisas; que relatem maior critério de confiabilidade e segurança as variáveis envolvidas: diâmetro da barra, área da barra, área relativa de nervura da barra, seção geométrica de concreto, tensão de escoamento do aço, cobrimento de concreto, presença de sílica ativa, teor de aditivo superplastificante, disposição das barras durante a concretagem e presença ou ausência de armadura transversal na região da emenda), para a aplicação no dimensionamento de vigas de concreto de alta, média e baixa resistência à compressão para os ensaios de flexão.

## SUGESTÕES

A seguir algumas sugestões para a realização de novos trabalhos e para o aperfeiçoamento desta pesquisa.

Realização de ensaios variando a resistência à compressão do concreto, o tipo do agregado graúdo, o diâmetro da barra, a forma geométrica das armaduras das vigas;

Realização de mais ensaios, para obtenção de dados, que fundamentem com maior precisão novas equações empíricas; baseadas em princípios estatísticos, para o dimensionamento do comprimento de emenda por traspasse; e,

Acrescentar novos compósitos (por exemplo: fibras de aço), para verificar a aderência entre os materiais e seu comportamento mecânico.

Em relação à norma brasileira o comprimento de emenda por traspasse adotado foi da ordem de duas vezes superiores aos valores recomendados pelo CEB/FIP (1990), mesmo sendo originária da mesma, portanto é importante que se faça uma análise mais detalhada dos fatores recomendados pela norma brasileira para que se possa estabelecer mudanças que favoreça a segurança e a estabilidade do componente estrutural.

## REFERÊNCIAS

ABRAMS, D.A. Tests of bond between concrete and steel. In: **Bulletin no. 71**. Urbana: Engineering Experimentation Station, University of Illinois, Dec., 1913. 238 p.

ACI 318-51. **Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-51)**. American Concrete Institute, 1951.

ACI 318-63. **Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-63)**. American Concrete Institute, 1963.

ACI 318-71. **Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-71)**. Detroit: American Concrete Institute, 1971. 78 p.

ACI 318-77. **Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-63)**. American Concrete Institute, 1977.

ACI Committee 318, **Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318/318r –95**, American Concrete Institute, Farmington Hills, 369 p., 1989.

ACI 318/318r-95. **Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318/318r –95)**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 1989. 369 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739. **Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222. **Argamassa e Concreto: determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7477. **Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armadura de concreto armado.** São Paulo, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480. **Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.** Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522. **Determinação do módulo de deformação estática e diagrama – Tensão-deformação.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217. **Análise granulométrica da areia.** Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5733. **Cimento Portland de alta resistência inicial.** Rio de Janeiro 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6152. **Materiais Metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração.** Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738. **Confecção e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos.** Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB1. **Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 2001.

ASTM A 305-47T. **Tentative specifications for minimum requirements for deformations of deformed steel bars for concrete reinforcement.** Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1947.

ASTM A 305-49. **Specifications for minimum requirements for deformations of deformed steel bars for concrete reinforcement.** Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1949.

ASTM C 234-91a. **Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforced steel.** Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1991.

ASTM A 615/A 615M-95b. Standard specification for deformed and plain billet-steel bars for concrete reinforcement. In: **1996 Annual Book of ASTM Standards – Vol. 1.04.** West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1996. p. 302-307.

ASTM A 616/A 616M-95b. Standard specification for rail-steel deformed and plain bars for concrete reinforcement. In: **1996 Annual Book of ASTM Standards - Vol. 1.04.** West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1996. p. 308-312.

ASTM A 617/A 617M-95b. Standard specification for axle-steel deformed and plain bars for concrete reinforcement. In: **1996 Annual Book of ASTM Standards - Vol. 1.04.** West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1996. p. 313-317.

ASTM A 706/A 706-95b. Standard specification for low-alloy steel deformed bars for concrete reinforcement. In: **1996 Annual Book of ASTM Standards - Vol. 1.04.** West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1996. p. 344-348.

ASTM A 722-90. Standard specification for uncoated high-strength steel for prestressing concrete. In: **1996 Annual Book of ASTM Standards - Vol. 1.04.** West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1996. p. 359-362.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J.J.; GHOSH, S.K. Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 90, n. 5, p. 554-561, sept./oct. 1993.

AZIZINAMINI, A.; CHISALA, M.; ROLLER J.H.; GHOSH, S.K. Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. **Engineering Structures**, v. 17, n. 7, p. 512-522, 1995.

AZIZINAMINI, A.; DARWIN, D.; ELIGEHAUSEN, R.; PAVEL, R.; e GHOSH, S. K. Proposed modifications to ACI 318-95 tension development and lap splice for high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 6, p. 922-926, Nov./Dec. 1999a.

AZIZINAMINI, A.; PAVEL, R.; HATFIELD, E.; e GHOSH, S. K.; Behavior of lap spliced reinforcing bars embedded in high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 5, p. 826-834, May/June 1999b.

BRETTMANN, B. B.; DARWIN, D.; DONAHEY, R.C. Effect of superplasticizers on concrete – steel bond strength. In: **SL Report 84-1**. Lawrence: University of Kansas Center of Research, 1984. p. 33.

BRETTMANN, B. B.; DARWIN, D.; DONAHEY, R.C. Bond of reinforcement to superplasticized concrete. **ACI Structural Journal**, vol. 83, n. 1, p. 98-107, jan./feb. 1986.

BURG, G. R. U. Slump loss, air loss, and field performance of concrete. **ACI Structural**, pp. 332-339, Jul./Aug. 1983.

CAIRNS, J.; ABDULLAH, R.B. Influence of rib geometry on strength of epoxy-coated reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 92, n.1, p. 23-31, jan./feb. 1995.

CARRASQUILLO, P. Pullout test on straight bars embedded in superplasticized concrete. **ACI Materials Journal**. P. 90-94, mar/apr 1988.

CHOI, O. C.; HADJE-GHAFFARI, H.; DARWIN, D.; McCABE, S.L. Bond of epoxy-coated reinforcement: bar parameters. **ACI Materials Journal**, v. 88, n. 2, p. 207-217, mar./apr., 1991.

CLARK, A.P. Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 43, n. 4, p. 381-400, dec., 1946.

CLARK, A.P. Bond of concrete reinforcing bars. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 46, n. 3, p. 161-184, nov., 1949.

COLLIER, S.T. Bond characteristics of commercial and prepared reinforcing bars. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 43, n. 10, p. 1125-2233, june, 1947.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON – CEB/FIP. **Lightweight aggregate concrete: manual of design and technology**. Lancaster: The Construction Press Ltd., 1977.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Bond action and bond behaviour of reinforcement**. Paris: Bulletin d'information, 151, 1982. 153 p.

CUR. Commissie voor Uitvoering van Research Ingesteld door de Betonvereniging. *Önderzoek naar de samenwerking van geprofileerdstal met beton*”, Report No. 23, 1963. The Netherlands (Translation No. 112, 1964, Cement and Concrete Association, London, *An Investigation of the Bond of Deformed Steel Bars with Concrete*”, 28pp.

DARWIN, D; McCABE, S.L; IDUN, E.K.; SCHOENEKASE, S. P. Development length criteria: bars not confined by transverse reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 89, n. 6, p. 709-720, nov./dec., 1992.

DARWIN, D.; GRAHAM, E.K. Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 6, p. 646-657, nov./dec., 1993.

DARWIN, D.; IDUN, EMMANUEL K.; ZUO, JUN.; THOLEN, MICHAEL L. Reability-based strength reduction factor for bond. SL Report, p. 95-5, University of Kansas Center for Research, Lawrence, 47pp, May, 1995.

DARWIN, D.; THOLEN, M. L.; IDUN E. K.; ZUO, J. Splice length of high relative rib area reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v. 93, n. 1, p. 95-107, jan./feb., 1996a.

DARWIN, D.; ZUO, J.; THOLEN, M.L.; IDUN E.K. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v. 93, n. 3, p. 347-359, may/june, 1996b.

DE VRIES, R.A.; MOEHLE, J. P.; HESTER, W. Lap splice strength of plain and epoxy-coated reinforcement. In: **Report n. UCB/SEMM-91/02**. Berkley: University of California, jan., 1991. 86p.

DONAHEY, R.; DARWIN, D. Effects of construction procedures on bond in bridge decks. In: **SM Report, n. 7**. Lawrence: University of Kansas Center for Research, jan., 1983. 129 p.

DONAHEY, R.C.; DARWIN, D. Bond of top-cast bars in bridge deckz. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 82, n. 1, p. 57-66, jan./feb., 1985.

DUCATTI, V.A. **Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura**. São Paulo: Escola Politécnica – USP. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, USP, 1993. 292p.

EDWARDS, A. D.; YANNOPOULOS, P. J. Local bond stress-slip relationship under repeated loading. *Magazine of Concrete Research*. v. 30. n. 103, June 1978, pp. 62-72.

ESFAHANI, M.R.; RANGAN, V.R. Local bond strength of reinforcing bars in normal strength and high-strength concrete (HSC). **ACI Structural Journal**, v. 95, n. 2, p. 96-106, mar./apr., 1998a.

ESFAHANI, M.R.; RANGAN, V.R. Bond between normal strength and high-strength concrete (HSC) and reinforcing bars in splices in beams. **ACI Structural Journal**, v. 95, n. 3, p. 272-280, mar./apr., 1998b.

ESFAHANI, M. R. Effect of silica fume, superplasticizer and concrete strength on steel-concrete bond . Another book. In: International Symposium on High Performance Concrete, Florida, Sep. 2000, p. 154-161.

FERGUSON, P. M.; THOMPSON, J. N. Development length of high strength reinforcing bars in bond. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 59, n. 7, p. 887-922, jul., 1962.

FERGUSON, P.M.; THOMPSON, J.N. Development length for large high strength reinforcing bars. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 62, n. 1, p. 71-94, jan., 1965.

FU, X.; CHUNG, D.D.L. Effects of water-cement ratio, curing age, silica fume, polymer admixtures, steel surface treatments, and corrosion on bond between concrete and steel reinforcing bars. **ACI Materials Journal**, v. 95, n.6, p. 725-734, 1998.

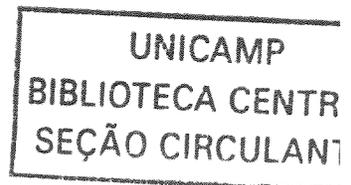
FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

GJORV, O.E.; MONTEIRO, P.J.M.; MEHTA, P.K. Effect of condensed silica fume on the steel-concrete bond. **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 6, p. 573-80, nov.-dec, 1990.

GOTO, Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 68, n. 4, p. 244-251, apr., 1971.

HWANG, S-J.; LEE, Y-Y.; LEE, C-S. Effect of silica fume on the splice strength of deformed bars of high-performance concrete. **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 3, p. 294-302, may-june 1994.

HAYAKAWA, M.; ITOH, Y. A new concrete mixing method for improving bond mechanism. In: BARTOS, P. (Ed). **Bond in Concrete**. London: Applied Science Publishers, 1982. p. 282-288.



HESTER, C.J.; SALAMIZAVAREGH, S.; DARWIN, D.; McCABE, S.L. Bond of epoxy coated reinforcement to concrete: splices. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 1, p. 89-102, jan./feb., 1993.

SHYH-JIANN, H.; YING-YEOU, L.; CHIWEI-SHYE, L. Effect of silica fume on the splice strength of deformed bars of high-performance concrete. **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 3, p. 294-302, may-june, 1994.

IDUN, E.K.; DARWIN, D. Improving the development characteristics of steel reinforcing bars. In: **SM Report - n. 41**. Lawrence: University of Kansas Center for Research, aug., 1995. 267 p.

JEANTY, P.R.; MITCHELL, D.; MIRZA, M.S. Investigation of 'top bar' effects in beams. **ACI Structural Journal**, v. 85, n. 3, p. 251-257, may/june, 1988.

JIRSA, J.O.; LUTZ, L.A.; GERGELEY P. Rationale for suggested development, splice and standard hook provisions for deformed bars in tension. **Concrete International**, v. 62, p. 47-62, july, 1979.

LONHARDT, F. e MONNIG, E. **Construções de concreto: Princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1984. v. 1.

LORRAIN, M.; KHÉLAFI, H. Sur la résistance de la liaison armature-béton de haute résistance. **Annales de l'Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics. Beton 260**, n. 470, p. 117-28, 1988.

LOSBERG, A.; OLSSON, P. Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars. **ACI Structural Journal (Proceedings)**, v. 76, n. 1, p. 5-18, jan., 1979.

LUKE, J.J.; HAMAD, B.S.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E. The influence of cast position on development and splice length of reinforcing bars. In: **Research Report - n. 242-1**. Austin: Center of Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas, June, 1981. 153 p.

LUTZ, L.A.; GERGELY, P. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. **ACI Structural Journal**, v. 64, p. 711-721, nov., 1967.

MARTIN, H.; NOAKOWSKI P. Verbundverhalten von betonstahl untersuchng auf der grundlage von ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. Heft 319, pp. 99-175, 1981.

MATHEY, R. G. e WATSTEIN, D. Investigation of bond in beams and pull-out specimens with high-yield-strenght deformed bars. **ACI Journal**, Proceedings v. 57, n. 9, p. 1071-1090, mar. 1961.

MATHEY, R.G.; CLIFTON, J.R. Bond of coated reinforcing bars in concrete. **Journal of Structural Division**, v. 102, n. ST1, p. 215-219, jan., 1976.

MAULINE, N.M.; ASTROVA, T.I. Etude de l'influence de la composition du béton sur la adhérence acier-beton. **Bulletin d'Information du Comité Euro-Internacional du Beton**, n. 48, p. 240-252, avr., 1965.

MAUREL, O. **Contribution a l'étude de la fissuration des membrures tendues en beton arme de hautes performances**. Toulouse: L'Institut National des Sciences Appliaquees de Toulouse, 1999. These (Docteur) - L'Institut National des Sciences Appliaquees de Toulouse, 1999.

MENZEL, C. Effect of settlement of concrete on results of pull-out tests. In: **Research Department Bulletin 41**. Portland: Research and Development Laboratories of Portland Cement Association, nov., 1952. 42 p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*, Pini, São Paulo, 1994.

ORANGUN, C.O.; JIRSA, J.O.; BREEN J. E. A reevaluation of test data on development length and splices. *ACI Structural Journal (Proceedings)*, v. 74, n. 3, p. 114-122, mar., 1977.

PAULON, W. A. **Reações álcali-agregado em concreto**. São Paulo: Escola Politécnica - USP, 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, USP, 1981. 123p.

REHM, G. The fundamental law of bond. In: Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete, 1957, Stockholm. **Proceedings**. Stokholm: Tekniska Hogskolans Rotaprintryckeri, 1958.

REHM, G. Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton". *Deustcher Ausschuss fur Stahlbeton*. No. 1381, pp. 59, (C & CA Library Translation No. 134, 1968. "The Basic principle of the Bond between Steel and Concrete, 1961.

RIBEIRO J. L. D. **Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência de barras nervuradas**. Porto Alegre: Faculdade de Engenharia – UFRS, 1985. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, UFRS, 1985.

SKOROBOGATOV, S.M.; EDWARDS, A.D. The influence of geometry of deformed steel bars on their bond strength in concrete. *Institute of Civil Engineers (Proceedings)*, v. 67, n. 2, p. 327-339, june, 1979.

SORETZ, S.; HOLZENBIEN H. Influence of rib dimensions of reinforced bars on bond and bendability. *ACI Structural Journal*, p. 111-125, jan., 1979.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.B.; PARK, G.H.; ASLANI, F. Bond of deformed bars to concrete: effects of confinement and strenght of concrete. *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 3, p. 227-232, may/june, 1991.

TAN, C.; DARWIN, D.; THOLEN, M.L.; ZUO, J. Splice strength of epoxy-coated high relative rib area bars. In: **SL Report 96-2**. Lawrence: University of Kansas Center of Research, may, 1996. 69p.

THOMPSON, M.A.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E.; MEINHEIT D.F. Behavior of multiple lap splices in wide sections. In: **Research Report - n. 154-1**. Austin: Center for Highway Research, University of Texas, feb., 1975. 75p.

VIERA, F. M. P. **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssilica**. Porto Alegre: Faculdade de Engenharia – UFRS. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, UFRS, 1994.

ZEKANY, A. J.; NEUMANN, S.; JIRSA, J.O. Influence of shear on lapped splices in reinforced concrete. In: **Research Report - n. 242-2**. Austin: Center for Transportation Research Bureau of Engineering Research, University of Texas, july, 1981. 88p.

ZUO, JUN., e DARWIN, D. Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 97, n. 4, 630-641.july/aug.2000.

WELCH G. B.; PATTEN, J.F. Bond strenght of reinforcement affected by concrete sedimentation. **Journal of the American Concrete Institute (Proceedings)**, v. 62, n. 12, p. 251-263, 1965.

ZUO, JUN.; DARWIN, D. Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, v. 97, n. 4, 630-641.July/Aug.2000.

UNICAMP  
BIBLIOTECA CENTRAL  
SEÇÃO CIRCULANTE

## **ANEXOS**

TABELA A.1 – Análise granulométrica do agregado miúdo

Peneiras (mm)	Material retido (gramas)	Média retida (%)	Média retida acumulada (%)
4,8	36,2	4	4
2,4	81,5	8	12
1,2	167,9	17	29
0,6	312,6	31	60
0,3	229,8	23	83
0,15	129	13	96
Fundo	43,0	4	100
Total	1000	100	284
Módulo de finura	2,84		
Dim. Máx. Caract. (mm)	4,8		
Graduação (NBR 7217)	Média		

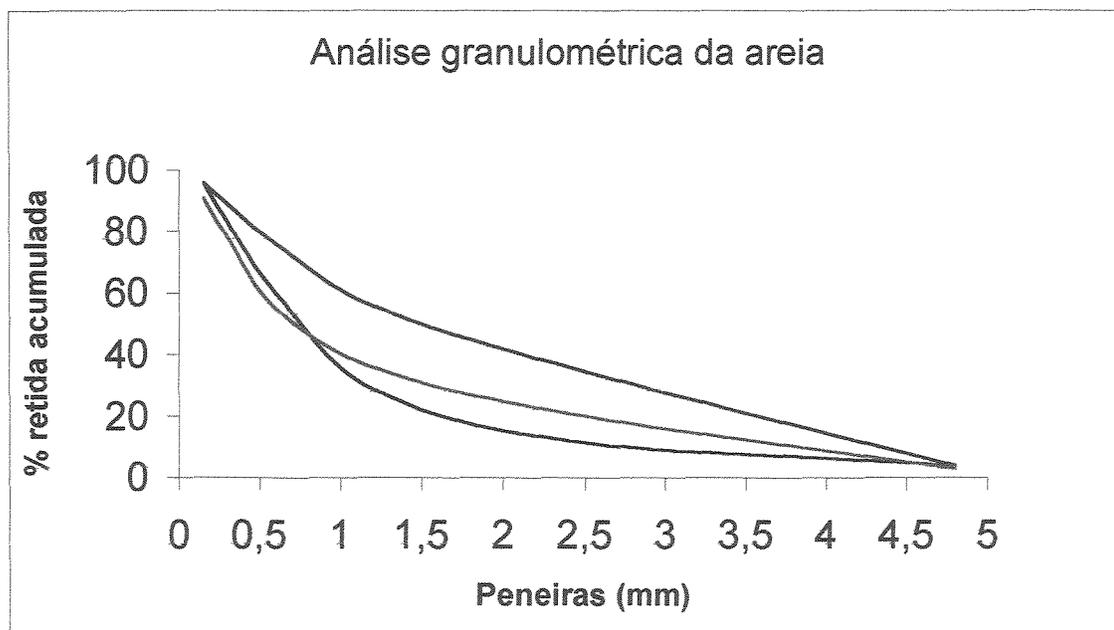


FIGURA A.1 – Análise granulométrica da areia

TABELA A.2 – Características do Cimento: Portland de Alta Resistência Inicial CP V – ARI

Composição Química	
SiO <sub>2</sub>	19,45%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,86%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,12%
Cao	64,44%
MgO	0,62%
SO <sub>3</sub>	2,94%
K <sub>2</sub> O	0,70%
PF (1000°C)	2,92%
Características Físicas	
Finura (Blaine)	461,80 m <sup>2</sup> /kg
Início de pega	138 min.
Fim de pega	200 min.
Características mecânicas	
Resistência à Compressão	
1 dia	29,20 MPa
3 dias	42,60 MPa
7 dias	46,90 MPa
28 dias	56,10 MPa

TABELA A.3 – Análise granulométrica do agregado graúdo

<b>Peneiras (mm)</b>	<b>Material retido(g)</b>	<b>Média retida(%)</b>	<b>Média retida acum.(%)</b>
38	0	0	0
32	0	0	0
25	0	0	0
19	50	1	1
12,5	3150	51	52
9,5	1400	23	75
6,3	1200	20	95
4,8	150	2	97
2,4	0	0	97
1,2	0	0	97
0,6	0	0	97
0,3	0	0	97
0,15	* 0	0	97
Fundo	200	3	100
Total	6150	100	658
Módulo de finura	6,58		
Dim. Max. Caract. (mm)	12,5		

TABELA A.4 – Propriedades geométricas e mecânicas do aço

<b>Bitola (mm)</b>	<b>Tipo de aço</b>	<b>So (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z (mm)</b>	<b>fst (MPa)</b>	<b>fy (MPa)</b>	<b>fst/fy</b>
16	CA 50 -A	2.02	12.2	586.76	729.75	0.80
16	CA 50 -A	2.02	11.8	587.87	731.13	0.80

Tabela A.5 – Carregamento x Flecha das vigas 1 a 5

VCATSE-viga 1		VSAT35-viga 2		VSAT40-viga 3		VSAT45-viga 4		VSAT50-viga 5	
Carga (Kgf)	Flecha (mm)								
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
500	0,21	500	0,21	500	0,18	500	0,24	500	0,23
1000	0,42	1000	0,41	1000	0,34	1000	0,34	1000	0,38
1500	0,61	1500	0,59	1500	0,50	1500	0,50	1500	0,57
2000	0,90	2000	0,80	2000	0,67	2000	0,68	2000	0,80
2500	1,22	2500	1,14	2500	0,88	2500	0,85	2500	1,00
3000	1,93	3000	1,61	3000	1,14	3000	1,07	3000	1,48
3500	2,57	3500	1,99	3500	1,61	3500	1,46	3500	1,83
4000	3,06	4000	2,59	4000	2,23	4000	2,00	4000	2,39
4500	3,66	4500	2,95	4500	2,59	4500	2,50	4500	2,74
5000	4,25	5000	3,44	5000	3,07	5000	2,97	5000	3,17
5500	4,57	5500	3,96	5500	3,58	5500	3,38	5500	3,54
6000	5,15	6000	4,48	6000	4,13	6000	3,96	6000	4,11
6500	5,68	6500	4,96	6500	4,57	6500	4,40	6500	4,60
7000	6,28	7000	5,51	7000	5,14	7000	5,00	7000	5,08
7500	6,89	7500	6,02	7500	5,52	7500	5,45	7500	5,58
8000	7,44	8000	6,84	8000	6,16	8000	6,18	8000	6,27
8500	8,01	8500	7,47	8500	6,76	8500	6,68	8500	6,86

Tabela A.6 – Carregamento x Flecha das vigas 6 a 10

VCATSE 2-viga 6		VCAT35-viga 7		VCAT40-viga 8		VCAT45-viga 9		VCAT50-viga 10	
Carga (Kgf)	Flecha (mm)	Carga (Kgf)	Flecha (mm)	Carga (Kgf)	Flecha (mm)	Carga (Kgf)	Flecha (mm)	Carga (Kgf)	Flecha (mm)
0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
1000	0,55	1000	0,55	1000	0,51	1000	0,59	1000	0,45
2000	1,10	2000	0,94	2000	1,04	2000	1,32	2000	0,82
3000	2,00	3000	1,82	3000	1,76	3000	1,74	3000	1,43
4000	3,28	4000	2,45	4000	2,27	4000	2,30	4000	2,19
5000	4,00	5000	3,40	5000	3,20	5000	3,31	5000	2,87
6000	5,09	6000	4,10	6000	4,14	6000	4,25	6000	3,69
7000	6,10	7000	5,00	7000	4,98	7000	5,15	7000	4,46
8000	7,20	8000	5,89	8000	5,82	8000	6,05	8000	5,30
9000	9,59	9000	6,96	9000	6,91	9000	7,03	9000	6,39
9500	14,84	9500	10,57	9500	9,42	9500	7,51	9500	7,05