

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**Comprimento de emenda por traspasse da armadura
de flexão em vigas de concreto de alta resistência**

Marcos Funchal Nunes de Carvalho

Campinas, SP
2002

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**Comprimento de emenda por traspasse da armadura
de flexão em vigas de concreto de alta resistência**

Marcos Funchal Nunes de Carvalho

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

2002

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

C253c Carvalho, Marcos Funchal Nunes de
 Comprimento de emenda por traspasse da armadura
 de flexão em vigas de concreto de alta resistência /
 Marcos Funchal Nunes de Carvalho.--Campinas, SP:
 [s.n.], 2002.

 Orientador: Vitor Antonio Ducatti.
 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
 Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

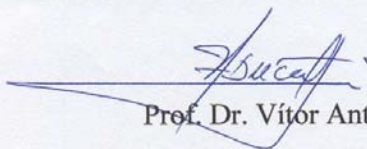
 1. Ancoragem (Engenharia de estruturas). 2.
 Concreto de alta resistência. 3. Engenharia civil. 4.
 Concreto armado. 5. Vigas de concreto. I. Ducatti,
 Vitor Antonio. II. Universidade Estadual de Campinas.
 Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

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

**Comprimento de emenda por traspasse da armadura
de flexão em vigas de concreto de alta resistência**

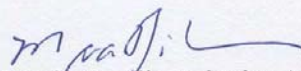
Marcos Funchal Nunes de Carvalho

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



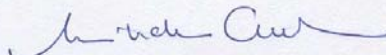
Prof. Dr. Vítor Antonio Ducatti

Presidente e Orientador – UNICAMP



Profª. Drª. Maria Cecília Teixeira Amorim

UNICAMP



Profª. Drª. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs

USP – SÃO CARLOS

Campinas, 17 de Dezembro de 2002

AGRADECIMENTOS

À Deus que esteve comigo em todos os momentos.

A minha família pelo grande apoio e incentivo.

Ao professor Vítor Antonio Ducatti pela excelente orientação dedicada durante toda as atividades do trabalho.

Aos colegas e amigos Marcos Sartori e Flávio Henrique Lintz pela ajuda e companheirismo.

À Pró-Reitoria de Pós-Graduação pela bolsa de Demanda Social (CAPES), fornecida para o financiamento da pesquisa.

Aos professores e funcionários do laboratório de estruturas e materiais de construção da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp pela colaboração na realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xiv
RESUMO	xviii
ABSTRACT	xix
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
2.1 OBJETIVO GERAL	3
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
3.1 HIPÓTESES SOBRE A RUPTURA DA ADERÊNCIA NA TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS DE TRAÇÃO NO CONCRETO ARMADO	8
3.2 VIGAS DE CONCRETO COM BARRAS EMENDADAS	12
3.2.1 BARRAS EMENDADAS SEM ARMADURA TRANSVERSAL	12
3.2.2 BARRAS EMENDADAS COM ARMADURA TRANSVERSAL	19
3.2.3 MODIFICAÇÃO DA FÓRMULA EMPÍRICA PARA APLICAÇÃO EM PROJETO	23
3.2.4 FATORES PARA DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE EMENDA	24
3.3 EVOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES PROPOSTAS POR ORANGUN, JIRSA E BREEN	25

3.3.1	EMENDAS SEM ARMADURA TRANSVERSAL	25
3.3.2	DESENVOLVIMENTO DA EQUAÇÃO	28
3.3.3	MODIFICAÇÃO DA EQUAÇÃO	29
3.3.4	EMENDA POR TRASPASSE EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	36
3.3.5	BARRAS COM ARMADURA DE CONFINAMENTO	43
3.3.6	EQUAÇÕES PARA PROJETO DE COMPRIMENTO DE EMENDA	50
3.4	INFLUÊNCIA DA ÁREA RELATIVA DE NERVURA DA ARMADURA NO COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRASPASSE	52
3.4.1	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIO	54
3.4.2	PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM A RESISTÊNCIA NA EMENDA .	55
4.	NORMAS SOBRE O ASSUNTO	61
4.1	NORMA ACI 318 (ACI, 1999)	61
4.1.1	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM PARA BARRAS À TRAÇÃO	64
4.1.2	COMPRIMENTO DE EMENDA PARA BARRAS À TRAÇÃO	67
4.1.3	BARRAS REVESTIDAS POR EPÓXI	67
4.2	COMITÊ EUROPEU INTERNACIONAL DU BETON-FIP (1990)	70
4.3	RECOMENDAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA NB 1 (2001)	76
4.3.1	PRINCIPAIS TIPOS DE EMENDAS DE BARRAS	76
4.3.1.1	Emendas mecânicas	76
4.3.1.2	Emendas por solda	77
4.3.1.3	Emendas por traspasse	77
4.3.2	PROPORÇÃO DAS BARRAS EMENDADAS	78
4.3.3	COMPRIMENTO DE TRASPASSE DE BARRAS TRACIONADAS, ISOLADAS	79
4.3.3.1	Armatura transversal na ancoragem	80
5.	MATERIAIS E MÉTODOS	81
5.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	82
5.1.1	CIMENTO	82
5.1.2	AGREGADO MIÚDO	82
5.1.3	AGREGADO GRAÚDO	83

5.1.4	SÍLICA ATIVA	83
5.1.5	SUPERPLASTIFICANTE	83
5.1.6	AÇO	84
5.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	85
5.2.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS ENSAIADAS	86
5.2.2	DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS	88
5.2.3	ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA DO ENSAIO	88
5.2.4	FABRICAÇÃO DO CONCRETO	90
5.2.5	DISPOSIÇÃO DAS BARRAS DURANTE A CONCRETAGEM	91
5.2.6	MOLDAGEM E CURA	92
5.2.7	INSTRUMENTAÇÃO E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	92
5.2.8	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	93
5.2.8.1	Resistência à flexão em vigas de concreto	93
5.2.8.2	Resistência à compressão de corpos de prova de concreto	96
5.2.8.3	Resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova	96
5.2.8.4	Módulo de elasticidade do concreto	96
6.	RESULTADOS OBTIDOS	97
6.1	CARGA DE RUPTURA	97
6.2	DETERMINAÇÃO DAS FLECHAS	99
6.3	TENSÃO x DEFORMAÇÃO DAS VIGAS	100
6.4	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA	101
6.5	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	102
6.6	MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO	103
7.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	105
7.1	PERDA DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	109
7.2	ENSAIO DAS VIGAS À FLEXÃO	110
	CONCLUSÕES	115
	SUGESTÕES	119
	ANEXOS	121
	REFERÊNCIAS	135

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1	Barra ideal nervurada e com áreas de possíveis rupturas. Fonte: REHM (1969)	6
FIGURA 3.2	Forças atuantes entre a barra nervurada e o concreto. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)	8
FIGURA 3.3	Modelo de ruptura de barras ancoradas no concreto. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)	10
FIGURA 3.4	Cobrimento e espaçamento entre as barras. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1975)	11
FIGURA 3.5	Elemento para determinação do comprimento de ancoragem	11
FIGURA 3.6	Variação de $\tau_{ens}/f_c^{1/2}$ com $\varnothing/\lambda_{ot}$ para a relação média $C/\varnothing = 1.50$. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)	16
FIGURA 3.7	Efeito do grande espaçamento entre as barras. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)	18
FIGURA 3.8	Armadura transversal. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)	20
FIGURA 3.9	Influência da armadura transversal. Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)	22
FIGURA 3.10	$A_b f_s / f_c^{1/2}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_s / f_c^{1/2}$ (Cálculo-eixo x). Fonte: DARWIN et alii (1992)	27
FIGURA 3.11	Barras com emendas por traspasse e por ancoragem, sem armadura transversal. Fonte: DARWIN et alii (1992)	30

FIGURA 3.12	Fissuras de aderência: (a) $C_s > C_b$ e (b) $C_b < C_s$. Fonte: DARWIN et alii (1992)	32
FIGURA 3.13	$A_b f_{st} / f_c^{1/2}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st} / f_c^{1/2}$ (Cálculo-eixo x). Fonte: DARWIN et alii (1992)	35
FIGURA 3.14	$A_b f_{st} / f_c^{1/2}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st} / f_c^{1/2}$ (Cálculo-eixo x). Fonte: DARWIN et alii (1996b)	41
FIGURA 3.15	$A_b f_{st} / f_c^{1/4}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st} / f_c^{1/4}$ (Cálculo-eixo x). Fonte: DARWIN et alii (1996b)	42
FIGURA 3.16	Relação (ensaio/cálculo – eixo y) versus $(C + K_{tr}/\emptyset - \text{eixo x})$. Fonte: DARWIN et alii (1996b)	48
FIGURA 4.1	Valores de k e λ e notação de c_d para a Tabela 4.2. Fonte: CEB-FIP (1990)	74
FIGURA 4.2	Emendas supostas como na mesma seção transversal. Fonte: NB 1 (ABNT, 2001)	78
FIGURA 5.1	Exigências para barras de alta aderência. Fonte: NBR 7480 (ABNT, 1982)	84
FIGURA 5.2	Forma geométrica das nervuras das barras ensaiadas	84
FIGURA 5.3	Características geométricas das vigas 1 e 2	86
FIGURA 5.4	Características geométricas das vigas 3, 4 e 7	87
FIGURA 5.5	Características geométricas das vigas 5, 6	87
FIGURA 5.6	Vista geral do ensaio de flexão	94
FIGURA 5.7	Posicionamento do defletômetro no meio do vão	95
FIGURA 6.1	Detalhe do panorama de fissuração da viga 1	98
FIGURA 6.2	Detalhe do panorama de fissuração da viga 2	98
FIGURA 6.3	Detalhe do panorama de fissuração da viga 3	98
FIGURA 6.4	Detalhe do panorama de fissuração da viga 4	98
FIGURA 6.5	Detalhe do panorama de fissuração da viga 5	98
FIGURA 6.6	Detalhe do panorama de fissuração da viga 6	98
FIGURA 6.7	Detalhe do panorama de fissuração da viga 7	98
FIGURA 6.8	Determinação das flechas das vigas 1/2/3/4/5/6 e 7	99
FIGURA 6.9	Ensaio de resistência à tração por flexão pura	100

FIGURA 6.10	Módulo de elasticidade do concreto	103
FIGURA 7.1	Seção transversal adotada para o cálculo da Tabela 7	106
FIGURA 7.2	Comprimento de emenda por traspasse para $f_y = 500$ MPa	108
FIGURA A.1	Análise granulométrica da areia	122
FIGURA A.2	Curva tensão x deformação para a barra de aço de 20 mm	123
FIGURA A.3	Curva tensão x deformação para a barra de aço de 6.3 mm	124
FIGURA A.4	Início da aplicação dos carregamentos no terço médio da viga	125
FIGURA A.5	Esmagamento do concreto na região comprimida da viga	125
FIGURA A.6	Vista lateral. Avanços das fissuras durante o carregamento	126
FIGURA A.7	Progressão das fissuras no momento da ruptura	126
FIGURA A.8	Detalhe da progressão das fissuras no momento da ruptura	127
FIGURA A.9	Detalhe das fissuras no instante da ruptura da viga	127
FIGURA A.10	Instante da ruptura na região de emenda por traspasse	128
FIGURA A.11	Detalhe do destacamento de concreto na região de emenda	128
FIGURA A.12	Instante da ruptura próximo a extremidade da emenda	129
FIGURA A.13	Detalhe da evolução das fissuras	129
FIGURA A.14	Instante da ruptura por esmagamento na região comprimida	130
FIGURA A.15	Detalhe do ponto de aplicação de carga na região central da viga	130
FIGURA A.16	Detalhe do ponto de aplicação de carga na região central da viga	131
FIGURA A.17	Detalhe das nervuras da armadura em uma amostra de concreto	131

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1	Valor de K em função do diâmetro da barra. Fonte: DARWIN et alii (1992)	34
TABELA 3.2	Barras emendas sem armadura transversal na região da emenda. Fonte: ZUO e DARWIN (2000)	53
TABELA 3.3	Coeficientes para determinação de r^2 . ZUO e DARWIN (2000)	55
TABELA 3.4	Valores do coeficiente de determinação para diferentes valores de p. Fonte: ZUO e DARWIN (2000)	56
TABELA 3.5	Relação entre resultados de (ensaio obtidos/estimados por cálculo). Fonte: ZUO e DARWIN (2000)	59
TABELA 4.1	Comprimento de ancoragem de barras e fios nervurados sob tração. Fonte: ACI 318 (ACI, 1999)	62
TABELA 4.2	Porcentagem máxima A_s emendada na região do comprimento de emenda	67
TABELA 4.3	Coeficientes para os fatores redutores do comprimento de ancoragem. Fonte: CEB-FIP (1990)	73
TABELA 4.4	Coeficiente α_6 . Fonte: CEB-FIP (1990)	75
TABELA 4.5	Proporção máxima de barras tracionadas emendadas. Fonte: NB1 (ABNT, 2001)	79
TABELA 5.1	Composição do concreto. Fonte: MAUREL (1999)	82
TABELA 5.2	Características físicas e químicas da sílica ativa	83
TABELA 5.3	Aditivos superplastificantes	83
TABELA 5.4	Características das variáveis geométricas das vigas	85

TABELA 5.5	Variáveis para o cálculo da carga de ruptura prevista e do momento .	89
TABELA 6.1	Resultados das cargas de ruptura	97
TABELA 6.2	Resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto	101
TABELA 6.3	Resistência à tração por compressão diametral	102
TABELA 7.1	Resultado do comprimento de emenda por traspasse calculado	105
TABELA B.1	Cimento portland de alta resistência inicial CP V – ARI	132
TABELA B.2	Análise granulométrica do agregado graúdo	133
TABELA B.3	Análise granulométrica do agregado miúdo	134
TABELA B.4	Propriedades geométricas e mecânicas do aço	134

LISTA DE SÍMBOLOS

a) LETRAS MINÚSCULAS

a	– Altura das nervuras das barras
a_b	– Área da seção da armadura transversal
b_w	– Largura da alma de uma viga
c	– Distância livre entre as nervuras
c_d	– Coeficiente para determinação do cobrimento
d	– Altura útil – Distância da aplicação entre as cargas
f	– Fator que relata a porção do diâmetro da barra que contribuem para a – Resistência de aderência ao longo do comprimento de emenda
f_c	– Resistência à compressão do concreto
f_{bd}	– Tensão de aderência de cálculo da armadura passiva
f_{ck}	– Resistência característica à compressão do concreto
f_{ctd}	– Resistência de projeto do concreto à tração
$f_{ctk,inf}$	– Resistência característica inferior à tração do concreto
f_{ctm}	– Resistência média do concreto à tração direta
f_{cm}	– Resistência à compressão média do concreto
f_{st}	– Tensão de ruptura do aço à tração
f_{yd}	– Tensão de escoamento do aço
f_{yk}	– Tensão de escoamento característica do aço
f_{yt}	– Tensão de escoamento da armadura transversal

- h – Altura da seção
- h_m – Altura média das nervuras
- k – Coeficiente para cálculo de comprimento de ancoragem
- n – Número de barras emendadas ou ancoradas envolvidas pelos estribos
- p – Pressão transversal
 - Potência que melhor caracteriza a resistência à compressão do concreto
- r^2 – Coeficiente de determinação
- s – Espaçamento médio entre os estribos da armadura transversal
- t_d – Coeficiente que relata o diâmetro da barra
- t_r – Coeficiente que relata a área relativa de nervura

b) LETRAS MAIÚSCULAS

A_b	– Área da barra longitudinal
A_s	– Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_s'	– Área da seção da armadura longitudinal de compressão
$A_{s, cal}$	– Seção do aço calculada necessária por projeto
$A_{s, ef}$	– Seção de aço efetivamente utilizada
A_{st}	– Área de estribos (dois ramos) para o comprimento de ancoragem
$A_{st, min}$	– Área da seção da armadura transversal mínima
A_{tr}	– Área da armadura transversal
C	– Cobrimento do concreto (menor valor entre C_b e C_s)
C_b	– Cobrimento da armadura em relação à face tracionada da viga
C_s	– Cobrimento do concreto em relação à face lateral da viga
C_{si}	– Metade do espaçamento livre entre as barras longitudinais
C_m	– Menor cobrimento entre C_s e C_b
C_M	– Maior cobrimento entre C_s e C_b
C_1, C_2	– Coeficientes para determinação do coeficiente de variação
F	– Força horizontal
K	– Coeficiente em função do diâmetro das barras longitudinais
K_{tr}	– Fator que representa a armadura transversal
N	– Número de estribos na região da emenda
P	– Carga de ruptura prevista de cálculo
R_r	– Área relativa de nervura das barras
T_b	– Força máxima de aderência em uma barra de aço emendada ou ancorada
T_c	– Contribuição do concreto na resistência de aderência
T_s	– Contribuição do aço na resistência de aderência

c) LETRAS GREGAS

α	– Constante em função da posição da armadura longitudinal na moldagem
α_{0t}	– Coeficiente que determina a porcentagem de barras emendadas na mesma seção
α_1	– Coeficiente que considera a forma de ancoragem (reta, gancho, laço)
α_2	– Considera a influência de uma ou mais barras transversais ao longo do comprimento de ancoragem
α_3	– Coeficiente que considera o efeito do confinamento pelo cobrimento
α_4	– Coeficiente que considera o efeito do confinamento pela armadura transversal
α_5	– Coeficiente que considera o efeito da pressão ao plano de fendilhamento
β	– Constante em função das barras serem ou não revestidas por epóxi
χ	– Constante que relata a massa específica do agregado
$\varnothing$	– Diâmetro das barras da armadura longitudinal
$\varnothing_d$	– Fator de redução da resistência de aderência
γ	– Constante em função do diâmetro das barras da armadura longitudinal
γ_c	– Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
λ_b	– Comprimento de ancoragem básico
$\lambda_{b, nec}$	– Comprimento de ancoragem necessário
λ_{0t}	– Comprimento de emenda por traspasse
$\lambda_{0t, min}$	– Comprimento de emenda por traspasse mínimo
η	– Fator que considera o tipo de armadura para cálculo da tensão de aderência
τ_{bu}	– Tensão média de aderência
$\tau_{bu'}$	– Componente radial da tensão média de aderência
τ_{cal}	– Tensão de aderência de cálculo
τ_{ens}	– Tensão de aderência de ensaio
τ_{tr}	– Diferença entre a tensão de aderência obtida no ensaio e a calculada
τ'_{cal}	– Tensão de aderência de cálculo com armadura de confinamento na emenda

RESUMO

CARVALHO, Marcos F. N. de. Comprimento de emenda por traspasse da armadura de flexão em vigas de concreto de alta resistência. 2002, 142 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Neste trabalho são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de ruptura por flexão pura de sete vigas de concreto armado de alta resistência (resistência média do concreto à compressão entre setenta a cem megapascal), com as armaduras longitudinais principais emendadas por traspasse, com presença e ausência da armadura transversal (estribos) situada no trecho da viga submetido à momento constante, ou seja, sem esforço cortante atuante na região da emenda por traspasse. Os parâmetros considerados no estudo são: cobrimento do concreto em relação à face da peça, diâmetro das barras, conformação superficial das barras, “área relativa de nervura” da barra e tensão de escoamento da armadura longitudinal. O dimensionamento dos modelos ensaiados seguiu a orientação dos trabalhos publicados pelo grupo de pesquisa da Universidade de Kansas/USA, liderados por David Darwin; Norma Americana ACI 318 (ACI, 1999); da Norma do Comité Européu Internacional du Béton-FIP (1990) e da Norma Brasileira NB1 (ABNT, 2001).

Palavras-chave: emenda por traspasse, comprimento de ancoragem, concreto de alta resistência, concreto armado, aderência aço-concreto, engenharia estrutural.

ABSTRACT

CARVALHO, Marcos F. N. Comprimento de emenda por traspasse da armadura de flexão em vigas de concreto de alta resistência. 2002, 142 p., Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

In this work the gotten results of the tests of failure for flexure of seven beams of reinforced concrete of high strength are presented (average resistance of the concrete to the compression is between seventy and one hundred megapascal), with the main longitudinal bars spliced by transfer and confined by transverse reinforcement, with presence and absence of the transverse reinforcement (stirrups) situated in the stretch of the beam submitted to the constant moment, or either, without shear stress in the region of the splice length. The test parameters considered in the study are: concrete cover bars in relation to the face of the beam, diameter of the bars, superficial conformation of the bars, relative rib area, the bar yield of the longitudinal bars. The sizing of the tested models followed the orientation of the works published for the group of research of the University of Kansas/USA, led for David Darwin; of the American Norm ACI 318 (ACI, 1999); of the Norm of the Comité Euro-Internacional du Béton (1990) and of Brazilian Norm NB1 (ABNT, 2001).

Keywords: development length, splice length, high strength concrete, reinforced concrete, bond steel concrete, structural engineering.

Conforme FUSCO (1995) as parcelas de aderência são normalmente classificadas em três fases:

Primeira, na aderência por adesão entre o aço e a nata de cimento existe uma ação de colagem, que provém da adesão ou de forças capilares. Este efeito de colagem ou de adesão depende também da rugosidade e da limpeza da superfície das armaduras, esse efeito, isolado não é suficiente para uma boa ligação, pois é destruído no caso de pequenos deslocamentos.

Segunda, na aderência por atrito uma vez rompida a adesão, para o menor deslocamento relativo, aparece uma resistência de atrito entre o aço e o concreto, desde que existam pressões transversais às armaduras. Essas pressões transversais podem ser causadas por tensões de compressão transversais devidas às cargas, pela retração ou pela expansão do concreto. O coeficiente de atrito é alto devido à rugosidade da superfície do aço.

Terceira, na aderência mecânica através do engrenamento mecânico, do tipo encaixe, entre a superfície da armadura e o concreto, formam-se consolos de concreto que são solicitados ao corte antes que a barra de aço possa deslizar no concreto. A resistência ao corte é o tipo de ligação mais efetiva e confiável e é imprescindível para que se possam aproveitar as resistências elevadas do aço.

A perda de aderência entre o concreto e as barras tracionadas da armadura pode ocorrer de duas formas: arrancamento (*pullout*) quando um amplo confinamento é fornecido pelo concreto circundante, ou seja, o cobrimento de concreto e o espaçamento livre entre as barras são relativamente maiores do que o diâmetro das armaduras; e o fendilhamento (*splitting*) do concreto ao longo da barra, quando o cobrimento de concreto em relação à face da peça, e o espaçamento entre barras são insuficientes para resistir à tração lateral no concreto resultante do efeito cunha que nasce da ação das nervuras, DUCATTI (1993).

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

A realização deste trabalho tem como objetivo contribuir ao estudo do comprimento de emenda por traspasse da armadura em vigas de concreto de alta resistência mostrando a evolução histórica das equações de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977); da Norma do Comité Européu Internacional du Beton-FIP (1990); da Norma Americana ACI 318 (1999); e da Norma Brasileira NB1 (ABNT, 2001) e das equações propostas por um grupo de pesquisa liderado por David Darwin de Kansas/USA que realizaram uma avaliação detalhada do “estado da arte” sobre comprimento de emenda por traspasse que consta na literatura internacional e buscaram estabelecer equações mais acuradas, ou seja, que representassem com maior precisão os parâmetros interferentes no mecanismo de transferência dos esforços entre o aço e o concreto.

Este grupo sugere novas propostas, destacando entre elas a troca da tensão de aderência pela força de aderência e estabelecem que a relação entre o comprimento de emenda e a tensão de ruptura ou escoamento do aço é linear mas não proporcional, ao invés de proporcional como nas normas correntes.

Outros fatores relevantes que justificaram 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.

O aparecimento cada vez mais freqüente de concreto de alta resistência ($f_c > 50$ MPa), e sua crescente demanda motivaram o estudo. Outro fator relevante foram os poucos resultados de ensaios experimentais obtidos internacionalmente com concretos de alta resistência (5%) quando comparados com concretos de resistência normal (95%), para o cálculo do comprimento de emenda por traspasse em vigas de concreto.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Analisar os limites de resistência à compressão do concreto, impostos pelas normas e equações propostas para realização dos ensaios de tração na flexão em vigas de concreto de alta resistência.

Analisar a relação carga de ruptura de ensaio pela carga de ruptura estimada em cálculo; identificar o modo de ruptura; a interferência da variação do cobrimento de concreto na aderência aço-concreto e na carga de ruptura e estudar a interferência da presença da armadura transversal (estribos) de confinamento na região da emenda por traspasse.

Verificar as características de fissuração, fendilhamento ou arrancamento das barras na região da emenda considerada.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Conforme FUSCO (1995), a existência do concreto armado decorre essencialmente da solidariedade existente entre o concreto e o aço. Essa solidariedade entre os materiais impede que haja escorregamento entre a armadura e o concreto devido à existência da aderência. A aderência é composta de diversas parcelas, que decorrem de diferentes fenômenos que intervêm na ligação dos dois materiais. Na realidade, a separação nas três parcelas de aderência (adesão, atrito, mecânica) é meramente esquemática, não sendo possível determinar cada uma delas isoladamente.

A conformação superficial das barras ou “área relativa de nervura”, R_r , é de importância fundamental à fixação dos valores da tensão de aderência. O acréscimo de deformações geométricas (nervuras) nas superfícies das barras proporciona um aumento nos valores da resistência de aderência.

Em barras nervuradas (Figura 3.1), o valor da resistência por aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura a e da distância livre entre elas, c . REHM (1969), descreveu que a área relativa de nervura fornece uma medida de comparação para barras de perfis diferentes. Esta superfície relativa de nervura é a relação entre a área do “anel de concreto” que envolve a barra entre os eixos das nervuras, dividido pelo produto do perímetro nominal da barra e o espaçamento dos eixos das nervuras, c .

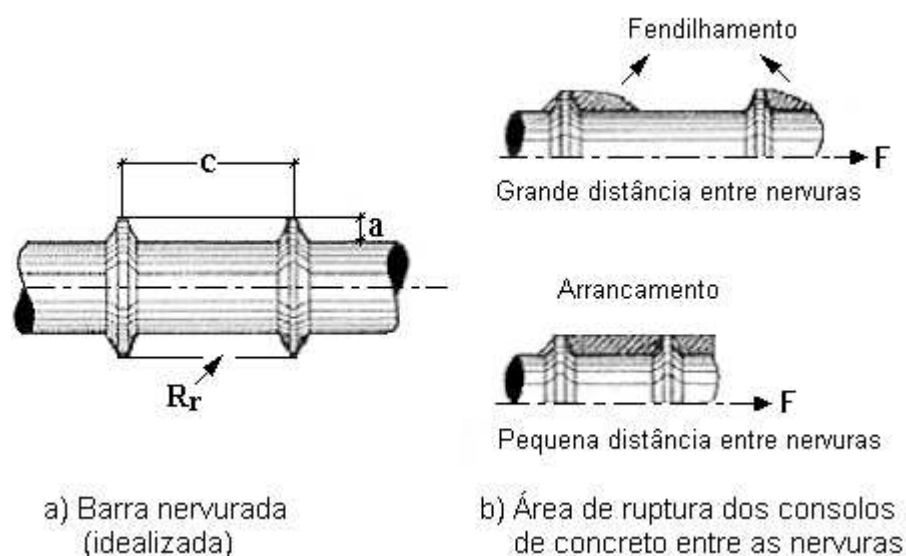


FIGURA 3.1 – Barra ideal nervurada e com áreas de possíveis rupturas

Fonte: REHM (1969)

Nas barras de alta aderência, essas saliências são dispostas intencionalmente ao longo da superfície da barra.

Nota-se que o efeito de aderência também está presente nas chamadas barras lisas em virtude das irregularidades superficiais inerentes ao processo de laminação, conforme as investigações feitas por REHM (1969).

Este fato pode ser constatado por meio de ensaios comparativos de arrancamento (*pullout*) de barras laminadas, barras torneadas e polidas. Nas barras lisas, a aderência mecânica e a aderência por atrito praticamente se confundem.

Segundo o CEB 151 (1982), o aumento da área relativa de nervura da barra melhora o comportamento de aderência, para faixas de valores entre 0.05 a 0.08, ou seja, para faixas maiores, poderá ocorrer um modo de ruptura indesejado “arrancamento” ao invés do fendilhamento, que consiste no comportamento de ruptura desejado entre os materiais.

HAMAD (1995), também avaliou a influência da geometria das nervuras sobre o comportamento aderência-deslizamento com barras de alta aderência em peças de concreto armado.

Em um trabalho experimental utilizou as seguintes variáveis de estudo: ângulo das nervuras (30, 45, 60, 75 e 90°), espaçamento das nervuras (35, 45, 50, 55 e 60% do diâmetro da barra), e altura das nervuras (5, 7.5, 10 e 12.5% do diâmetro da barra) e resistência à compressão do concreto (20.7 e 41.4 MPa).

Na primeira etapa, realizou 56 ensaios de arrancamento localizado (*pullout*). Na segunda etapa, realizou 13 ensaios em vigas de concreto armado com 2000 mm de comprimento e seção transversal 236 mm x 305 mm, com duas emendas na região de traspasse e cobrimento igual a 38 mm.

HAMAD (1995), concluiu que nos ensaios de arrancamento, a ruptura dos corpos de-prova, foi estabelecida pelo fendilhamento do cobrimento do concreto, em todos os casos. Mas em relação às vigas, que não foram colocadas armaduras transversais (estribos) na região da emenda, ocorreu a formação aleatória das fissuras. Todos os resultados indicaram que a resistência de aderência das barras variaram em função do ângulo, espaçamento e altura das nervuras, mas foram independentes da resistência à compressão do concreto.

De acordo com os resultados, foi recomendado aço laminado à quente, 60 ksi (414 MPa), com nervuras formando ângulo de 60°, espaçamento de 50% do diâmetro da barra, e altura da nervura de 10% do diâmetro da barra.

3.1 HIPÓTESES SOBRE A RUPTURA DA ADERÊNCIA NA TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS DE TRAÇÃO NO CONCRETO ARMADO

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 β com o eixo da barra (Figura 3.2) e a sua componente radial pode causar a ruptura por fendilhamento ou arrancamento no concreto.

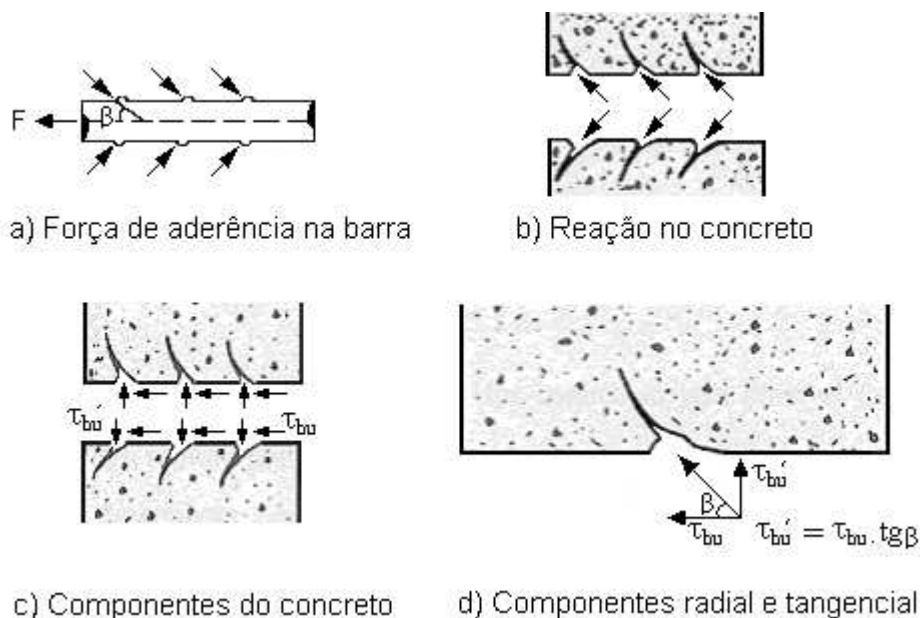


FIGURA 3.2 – Forças atuantes entre a barra nervurada e o concreto.

Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)

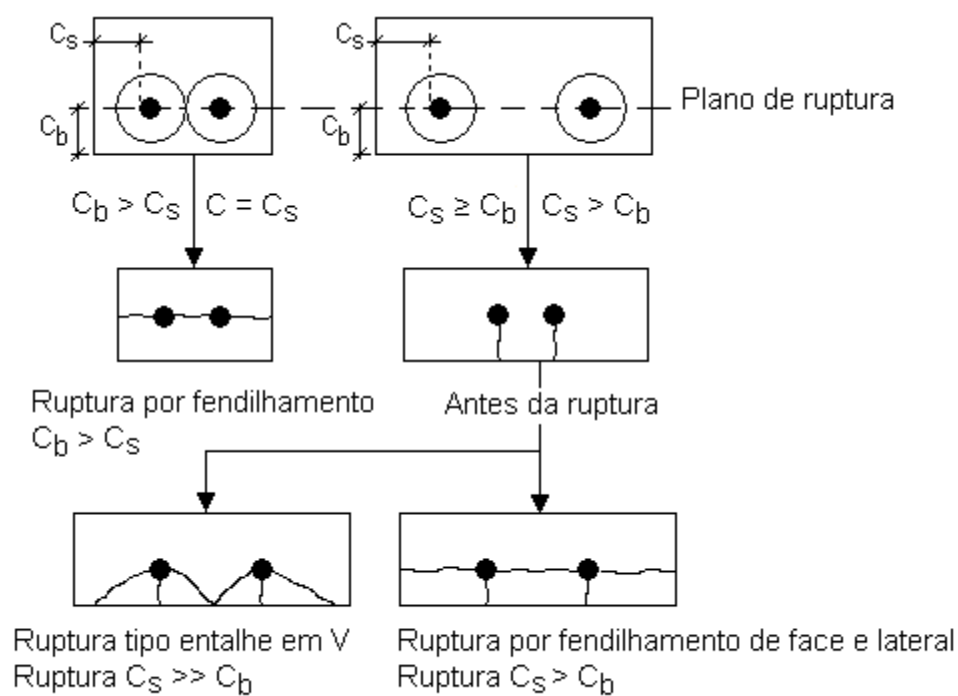
Idealiza-se a tensão de aderência como sendo a componente paralela τ_{bu} ao eixo da barra, o que faz com que a componente radial, $\tau_{bu}' = \tau_{bu} \cdot \text{tg} \beta$, ou seja, a tensão de aderência é a tensão de cisalhamento na interface dos materiais, definida como o quociente entre a força de tração medida na barra da armadura e a área nominal da barra em contato com o concreto circundante.

A tensão de aderência também pode ser imaginada como a pressão hidrostática exercida radialmente, de dentro para fora, num tubo cilíndrico de concreto, cujo diâmetro interno é o próprio diâmetro da barra e pode assumir o menor valor entre:

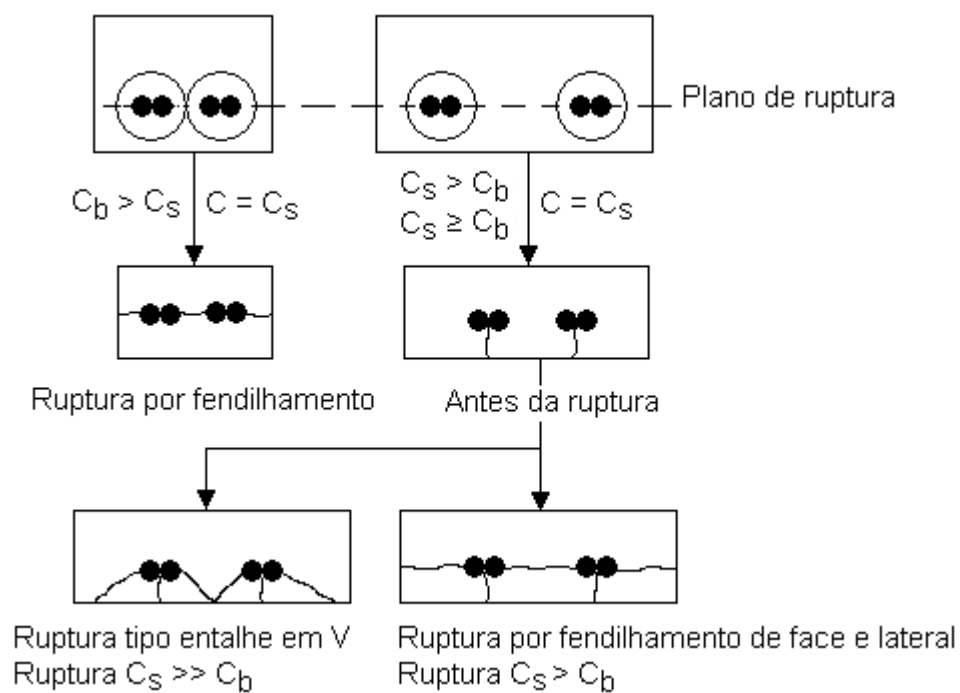
- a) o cobrimento C_b da face da armadura longitudinal em relação a face tracionada da peça fletida; ou,
- b) o cobrimento lateral da peça ou a metade da distância C_s , entre duas barras longitudinais da armadura numa mesma camada (Figura 3.3a). Em resumo, o parâmetro C é o menor valor entre o cobrimento de concreto sobre a armadura e a metade da distância entre duas barras emendadas. A Figura 3.4 ajuda melhor a esclarecer a definição do parâmetro C .

A capacidade de resistência desta “parede” cilíndrica depende da resistência à tração do concreto. Quando $C_b > C_s$, uma fissura horizontal se desenvolve no nível das barras, chamada ruptura por fendilhamento lateral. Quando $C_s > C_b$, uma ruptura típica de face e lateral se formam com fissuração longitudinal ao longo de todo o cobrimento propagando para a face tracionada da peça, seguida de fissuração no plano horizontal das barras. Quando $C_s \gg C_b$, uma ruptura com forma de um entalhe “V” se forma, com fissuração longitudinal vertical na face tracionada da peça, seguida por uma fissuração inclinada, na mesma face.

Numa emenda por traspasse onde as barras são colocadas lado a lado, os dois cilindros de influência das tensões a serem considerados para cada barra interagem-se para formarem na seção transversal um anel oval (Figura 3.3b). Os modelos de ruptura desta ligação são análogos àqueles das barras simples ancoradas.



a)



b)

FIGURA 3.3 – Modelo de ruptura de barras ancoradas no concreto
Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)

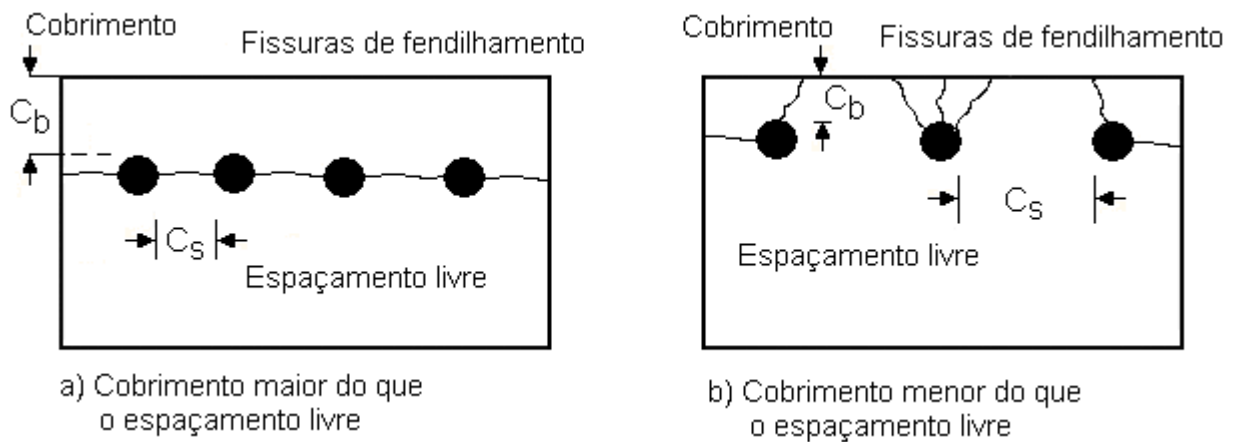


FIGURA 3.4 – Cobrimento e espaçamento entre as barras
 Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1975)

As medidas das deformações nas barras ao longo das emendas por traspasse foram realizadas por FERGUSON e BRICENO (1969), TEPFERS (1973) apud ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) e concluíram que a variação da deformação nestas posições torna-se quase linear quando a carga se aproxima do valor correspondente à ruptura. Portanto, neste instante a tensão tangencial τ_{bu} é constante e pode ser determinada a partir da máxima tensão de tração na barra, pela equação de equilíbrio, conforme a Figura 3.5.

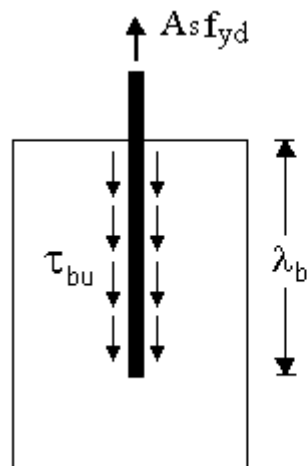


FIGURA 3.5 – Elemento para determinação do comprimento de ancoragem

$$\tau_{bu} = \frac{f_{yd}}{\lambda_b} \cdot \frac{\phi}{4} \quad (3.1)$$

Sendo

τ_{bu} = tensão média de aderência, MPa;

ϕ = diâmetro da barra, cm;

f_{yd} = tensão de escoamento do aço à tração, MPa;

λ_b = comprimento de ancoragem, cm.

Tendo em vista que o ângulo β , é a chave do problema de transferência da tensão de tração da armadura para o concreto que a envolve e que pode variar substancialmente de acordo com as características das nervuras e com as hipóteses feitas, ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) decidiram trilhar um caminho que aparentava ser mais promissor, uma abordagem empírica, que consiste em fazer ajustes de curvas por análise de regressão não linear com os 62 resultados de ensaios com vigas que foram realizadas por CHINN, FERGUSON e THOMPSON (1955), FERGUSON e BREEN (1965), CHAMBERLIN (1958) e FERGUSON e KRISHNASWAMY (1971) apud ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977).

3.2 VIGAS DE CONCRETO COM BARRAS EMENDADAS

3.2.1 BARRAS EMENDADAS SEM ARMADURA TRANSVERSAL

Em 1977, ORANGUN, JIRSA e BREEN desenvolveram uma equação para o cálculo do comprimento de emenda e ancoragem para barras de aço. Esta equação foi baseada na análise por regressão não linear de 62 resultados de ensaios de flexão de vigas de concreto armado, com resistência à compressão máxima de 21 MPa. A equação recomendada é proposta e comparada com as equações da Norma ACI 318 (ACI, 1971).

A comparação mostra que se considerarmos as vigas com cobrimento de concreto espaçamento mínimo entre as barras e sem armadura transversal na região da emenda, ocorrerá um aumento no comprimento de ancoragem de 10 a 25%, e aumentado-se o cobrimento de concreto ou adicionando-se armadura transversal, o comprimento de emenda para barras com diâmetro maiores que 20 mm podem ser reduzidos até 60%.

As exigências da Norma ACI 318 (ACI, 1971) se baseavam na substituição da tensão ruptura do aço à tração, f_{st} por $1.25 f_{yd}$, ou seja, supunha-se que usando uma tensão no aço 25 % maior do que a tensão de escoamento, as exigências de ductilidade seriam satisfeitas. Como nestas mesmas provisões do ACI, é suposto variar proporcionalmente com f_{st} , o comprimento de transferência (comprimento de ancoragem) seria aumentado de 25 % para que se desenvolvesse o escoamento na barra ancorada, conforme a Equação (3.2).

$$\lambda_b = \frac{A_b f_{st}}{\tau_{bu} \phi} = \frac{A_b (1.25 f_{yd})}{\left(\frac{9.5 \sqrt{f_c}}{\phi} \right) \phi} \cong \frac{0.04 A_b f_{yd}}{\sqrt{f_c}} \quad (3.2)$$

λ_b = comprimento de ancoragem, pol;

A_b = área da barra, pol²;

ϕ = diâmetro das barras da armadura longitudinal, pol.;

f_{yd} = tensão de escoamento do aço, psi;

f_c = resistência à compressão do concreto, psi.

Observação: Em unidades norte-americanas o diâmetro e o comprimento de emenda são apresentados em polegadas e a tensão em psi: 1 pol. = 25.4mm; 1 psi = 0.007MPa. Outro aspecto que é considerado no trabalho é a grande variação da simbologia existente entre as normas e equações para representar uma mesma variável, neste caso será uniformizado conforme a simbologia da Norma Brasileira NB1 (2001).

Conforme as recomendações da Norma ACI 318 (ACI, 1971), para determinar o comprimento de emenda por traspasse, λ_{ot} , é necessário multiplicar o comprimento de ancoragem, por um fator (1.7) para as situações em que mais de 50% das barras estão emendadas em uma região de máxima tensão e computar o efeito do momento na região da emenda.

Devido à limitação das variáveis para o cálculo do comprimento de emenda e de ancoragem pela Norma ACI 318 (ACI, 1971), ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), estabeleceram que seriam necessárias reavaliações das especificações de projeto com os 62 resultados de ensaios obtidos, conforme mencionado anteriormente.

Os resultados de ensaios utilizados por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) indicaram que a tensão média da aderência, para uma emenda por traspasse numa região de momento fletor constante e sem armadura transversal, depende da resistência a tração do concreto, do parâmetro do cobrimento C (definido na Fig. 3.3), do diâmetro $\varnothing$ da barra e do comprimento da emenda λ_{ot} .

Ensaaios de aderência conduzidos por MATHEY e WATSTEIN (1961) apud ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) indicaram que a tensão u varia linearmente com $\varnothing/\lambda_{ot}$. Na consideração dos resultados dos 62 ensaios que serviram de base para a análise de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) foram levados em conta os seguintes fatores:

- a) que a ruptura na emenda ocorre imediatamente após o aparecimento das fissuras, ou na face tracionada da peça fletida ou nas suas laterais (Figura 3.3). Esta hipótese tem como utilidade o fato de reduzir a influência do cobrimento e do espaçamento sobre o cálculo das emendas a um só parâmetro, uma vez que o aparecimento de fissuras em uma destas faces já denuncia a ruptura da emenda e o fim do ensaio;
- b) todas as vigas ensaiadas têm uma ou duas barras emendadas por traspasse, com as extremidades das emendas em contato entre si;
- c) todas as emendas estão situadas na mesma seção transversal das vigas;

- d) todas as vigas são ensaiadas a flexão com momento fletor constante ao longo da região da emenda por traspasse, ou seja, não haverá esforço cortante atuante na seção;
- e) as revisões nos resultados dos ensaios indicaram que as rupturas por fendilhamento após as barras longitudinais entrarem em escoamento são dependentes da deformação plástica relativa entre o aço e o concreto; e,
- f) somente as vigas nas quais a armadura emendada não alcançou o limite de escoamento foram consideradas.

Conforme ORANGUN, JIRSA e BREEN constataram o fendilhamento pode ser produzido no cobrimento de concreto antes que o aço alcance o escoamento da armadura, enquanto que para uma outra viga com diferente geometria a ruptura por fendilhamento pode ocorrer, mas após a barra sofrer uma grande deformação plástica. Em ambos os casos as resistências de aderência medidas nos ensaios são as mesmas, mas os fenômenos que as produziram são diferentes. Deve-se considerar também o caso de quando a barra entra em escoamento sem a ruptura do cobrimento da armadura, conseqüentemente o ensaio é dado como terminado mesmo que não ocorra o fendilhamento do concreto. Sendo assim, como o processo empírico visa a obtenção de uma equação que forneça uma estimativa da resistência de ancoragem e não da ductilidade do concreto armado, somente os modelos nos quais não ocorreram o escoamento do aço devem ser incluídos na análise. A análise por regressão não linear, envolvendo os 62 resultados de ensaios das vigas citadas, fornece a seguinte equação que representa o melhor ajuste entre os parâmetros adimensionais: $\tau_{bu}/\sqrt{f_c}$, C/ϕ e ϕ/λ_{ot} , para as vigas com momento constante ao longo da emenda por traspasse:

$$\frac{\tau_{bu}}{\sqrt{f_c}} = 1.22 + 3.23 \frac{C}{\phi} + 53 \frac{\phi}{\lambda_{ot}} \quad (3.3)$$

τ_{bu} = tensão média de aderência, psi;

f_c = resistência à compressão do concreto, psi;

C = cobrimento mínimo (C_s , C_b), pol.;

C_s = menor cobrimento entre: metade do espaçamento livre entre as barras, ou cobrimento lateral do concreto), pol.;

C_b = cobrimento do concreto na face tracionada, pol.;

$\emptyset$ = diâmetro da barra; pol.;

λ_{ot} = comprimento de emenda, pol.

Os resultados foram agrupados de acordo com a relação $C/\emptyset$. As tensões de aderência obtidas no ensaio τ_{ens} , ($\tau_{ens} = \frac{\phi f_{st(medido)}}{4\lambda_b}$) dividido por $\sqrt{f_c}$, são lançados em gráfico versus a relação $\emptyset/\lambda_{ot}$, com relação $C/\emptyset$ variando de 1.30 a 1.75, sendo apresentado na Figura 3.6, a relação $C/\emptyset = 1.5$.

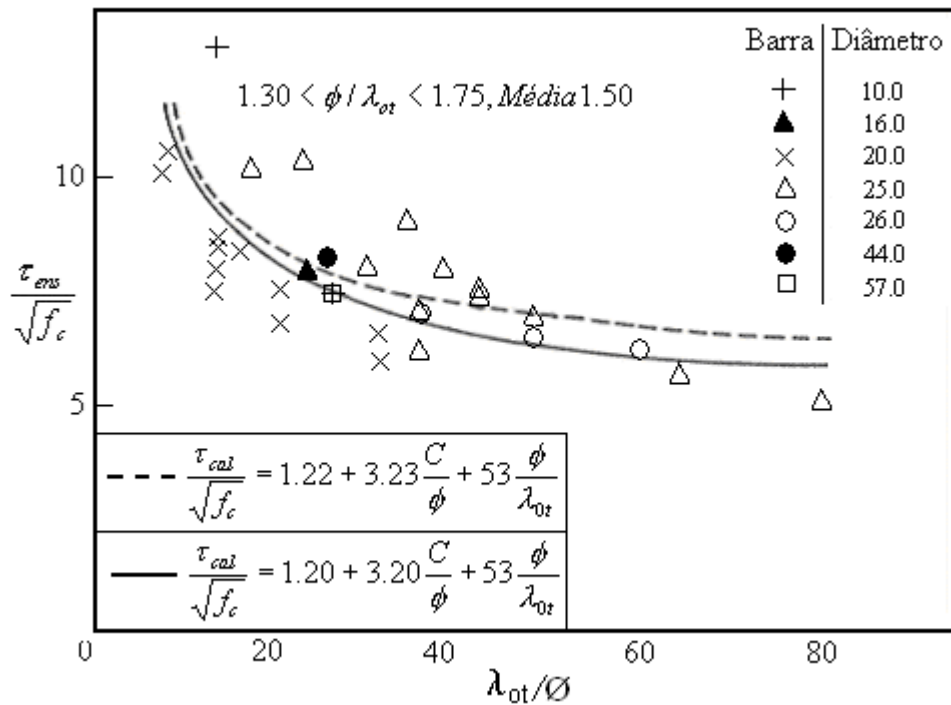


FIGURA 3.6 – Variação de $\tau_{ens}/f_c^{1/2}$ com $\lambda_{ot}/\emptyset$ para a relação média $C/\emptyset = 1.50$

Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)

A Equação (3.3) é estabelecida para uma relação média $C/\emptyset = 1.50$ das vigas ensaiadas. A Eq. (3.4), fornece os valores da tensão de aderência calculados, é obtida

por arredondamento dos coeficientes da Eq. (3.3), com o propósito de produzir uma curva ajustada pouco abaixo da curva da Eq. (3.4) e favorecer futuras adaptações numéricas na equação, temos:

$$\frac{\tau_{cal}}{\sqrt{f_c}} = 1.2 + 3.2 \frac{C}{\phi} + 50 \frac{\phi}{\lambda_{0t}} \quad (3.4)$$

τ_{cal} = tensão média de aderência, sem armadura transversal, psi.

Para avaliar a precisão da equação ajustada em relação aos resultados de ensaios é calculado a relação τ_{ens}/τ_{cal} entre os resultados da aderência obtidos nos ensaios τ_{ens} e os valores da aderência calculados τ_{cal} . O valor médio desta relação é de 1.07, e desvio padrão de 0.15, para os 62 resultados de ensaios. Desprezando-se 8 resultados, com relação cobrimento lateral sobre o cobrimento da face tracionada $C_s/(C_b\phi)$ maiores que 3.0, o valor médio da relação τ_{ens}/τ_{cal} caiu para 1.03 e o desvio padrão para 0.12 nos 52 ensaios remanescentes. Percebe-se que, pelas Eq. (3.3) e (3.4), que a resistência de ancoragem aumenta conforme a relação cobrimento sobre diâmetro da barra, C/ϕ aumenta. A medida que esta relação se torna muito grande (C/ϕ) o modo de ruptura da aderência pode tornar-se um arrancamento direto, ao invés de fendilhamento do concreto, sendo este último o processo de ruptura desejado.

A maioria dos dados nos quais as Eq. (3.3) e (3.4) se baseiam são para $C/\phi \leq 2.50$, então para fim de projeto quando a relação exceder 2.50, as Equações (3.3) e (3.4) devem ser avaliadas usando $C/\phi = 2.50$.

Para estimar a resistência de aderência nos ensaios realizados por FERGUSON e THOMPSON (1962, 1965) e por CHAMBERLIN (1956), obtém-se os resultados a seguir:

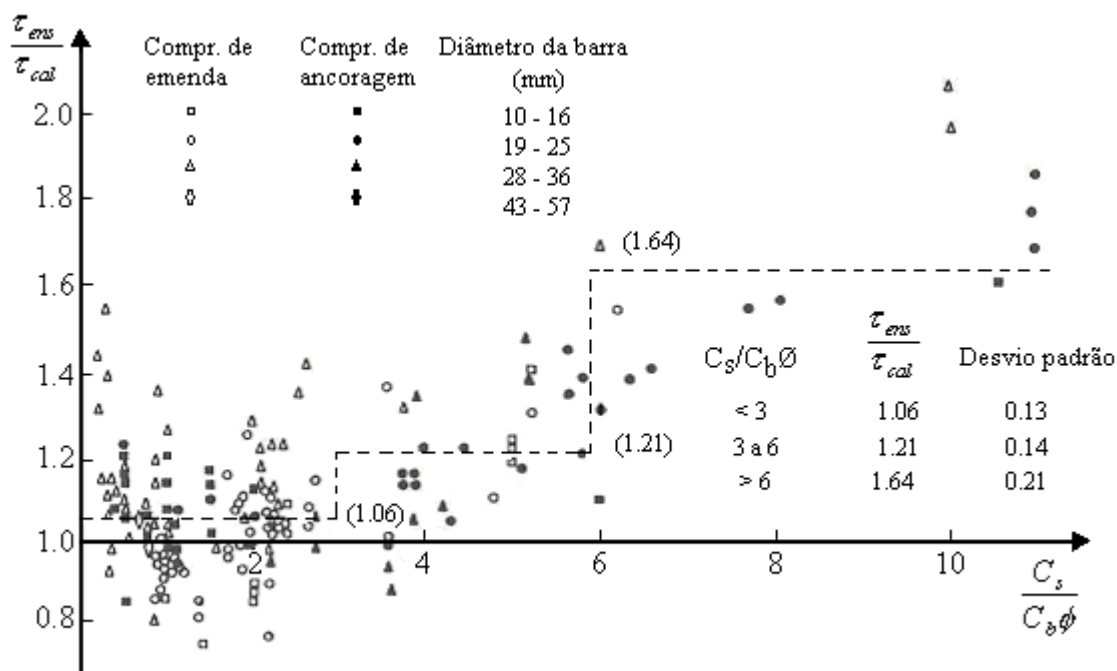


FIGURA 3.7 – Efeito do grande espaçamento entre as barras

Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)

Não parece haver nenhuma tendência definitiva em termos de separação dos resultados de ensaios com emendas daqueles com ancoragem das barras. Portanto, para um mesmo diâmetro da barra, cobrimento, espaçamento e resistência do concreto o mesmo comprimento é requerido tanto para uma emenda como para ancoragem.

A redução dos parâmetros de confinamento do concreto a uma simples relação (cobrimento sobre o diâmetro da barra) simplifica a equação empírica, que parece funcionar bem para valores da relação $C_s/(C_b\phi)$ menores que 3.0 (Figura 3.7). Entretanto, com grandes cobrimentos laterais ou espaçamentos entre emendas, o concreto de fora do cilindro imaginário que rodeia a barra tende a impedir o fendilhamento no plano que passa pela fileira das barras. A evidência deste impedimento está comprovada no tipo de ruptura em forma de V observados na (Figura 3.3), nos ensaios com grande espaçamento entre as emendas.

Ao examinar as relações τ_{ens}/τ_{cal} fica óbvio que com valores crescentes de $C_s/(C_b\phi)$, τ_{ens}/τ_{cal} aumentam proporcionalmente. O valor médio da relação τ_{ens}/τ_{cal} é

mostrado na Figura 3.7 em linha tracejada para 3 faixas de variação de $C_s/(C_b\phi)$. Para aplicação em projetos pode ser suficiente modificar o comprimento de emenda e de ancoragem naqueles casos em que $C_s/(C_b\phi)$ forem maiores do que 3.0, ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977).

3.2.2 BARRAS EMENDADAS COM ARMADURA TRANSVERSAL

ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) avaliaram também a influência da armadura transversal analisando os resultados de ensaios de comprimento de emenda realizados por FERGUSON e BRICENO (1969), FERGUSON e KRISHNASWAMY (1971), FERGUSON e BREEN (1965) e de comprimento de ancoragem feitos por FERGUSON e THOMPSON (1965) e MATHEY e WATSTEIN (1961).

Somente ensaios nos quais a ruptura ocorreu antes da barra entrar em escoamento foram incluídos. A influência da armadura transversal reflete no parâmetro $A_{tr}f_{yd}/(s\phi)$, onde A_{tr} é a área da armadura transversal definida na Figura 3.8, f_{yd} é a resistência de escoamento do aço, s é o espaçamento médio entre os estribos da armadura transversal e ϕ o diâmetro das barras ancoradas ou emendadas.

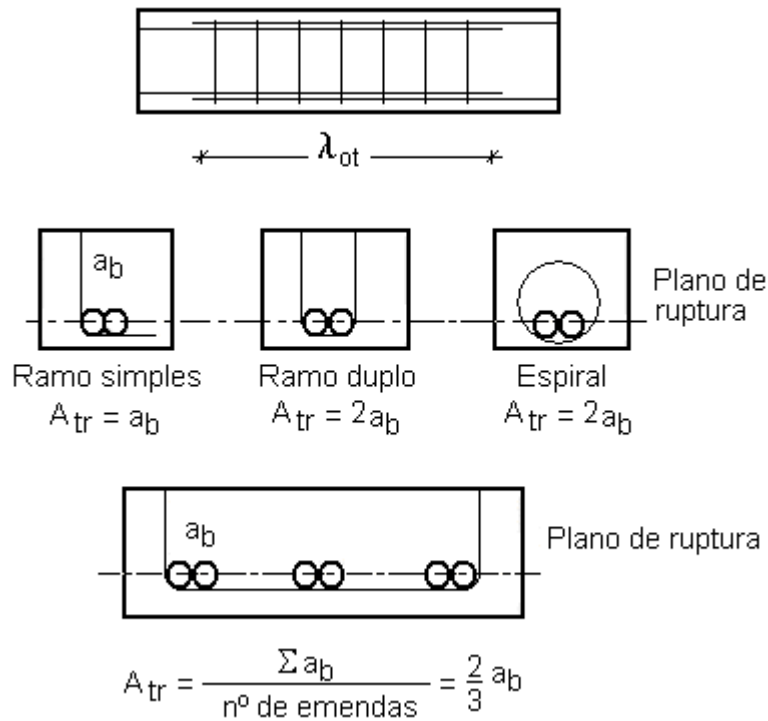


FIGURA 3.8 – Armadura transversal

Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)

Como $A_{tr}f_{yd}$ representa a força que pode ser exercida nos estribos, é de se esperar que a eficiência destes sejam inversamente proporcionais aos seus espaçamentos e ao diâmetro das barras da armadura longitudinal, que eles envolvem.

Para os ensaios que empregaram armadura transversal, os valores de τ_{tr} e $\tau_{tr}/(\sqrt{f_c})$ foram lançados em gráfico versus a relação $A_{tr}f_{yd}/(s\phi)$. O termo τ_{tr} representa a diferença entre a tensão de aderência obtida no ensaio, τ_{ens} e a tensão de aderência calculada, τ_{cal} . A correlação é a mesma tanto para τ_{ens} como para $\tau_{tr}/(\sqrt{f_c})$. Como seria de esperar, quanto maior é a armadura transversal em relação ao diâmetro da barra da emenda, maior é a resistência ou o incremento da resistência de aderência. Os ensaios realizados por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), com a presença da armadura

transversal, indicaram que um limite de $\tau_{tr} = 3\sqrt{f_c}$, seria razoável. O ajuste de uma reta aos pontos experimentais (Figura 3.9) conduziu à seguinte equação:

$$\frac{\tau_{tr}}{\sqrt{f_c}} = \frac{1}{500} \left(\frac{A_{tr} f_{yd}}{s\phi} \right) \leq 3.0 \quad (3.5)$$

Combinando a Equação (3.5) com (3.4), a resistência da emenda com armadura transversal: $\tau'_{cal} = \tau_{cal} + \tau_{tr}$, ou,

$$\tau'_{cal} = \left[1.2 + \frac{3C}{\phi} + \frac{50\phi}{\lambda_b} + \frac{A_{tr} f_{yd}}{500s\phi} \right] \sqrt{f_c} \quad (3.6)$$

Onde

τ'_{cal} é a resistência da emenda por transpasse contendo armadura transversal.

Para 27 resultados de ensaios de emendas apresentados por FERGUSON e BREEN (1965), FERGUSON e BRICENO (1969) e FERGUSON e KRISHNASWAMY (1971) e THOMPSON et alii (1975) consideraram que a média, τ_{ens}/τ'_{cal} é igual a 1.10 e desvio padrão 0.05, apud ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977).

Para 27 resultados com comprimento de ancoragem apresentados na Figura 3.9 por FERGUSON e THOMPSON (1962) e MATHEY e WATSTEIN (1961) consideraram o valor médio τ_{ens}/τ'_{cal} igual a 1.03 e desvio padrão de 0.15, apud ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977).

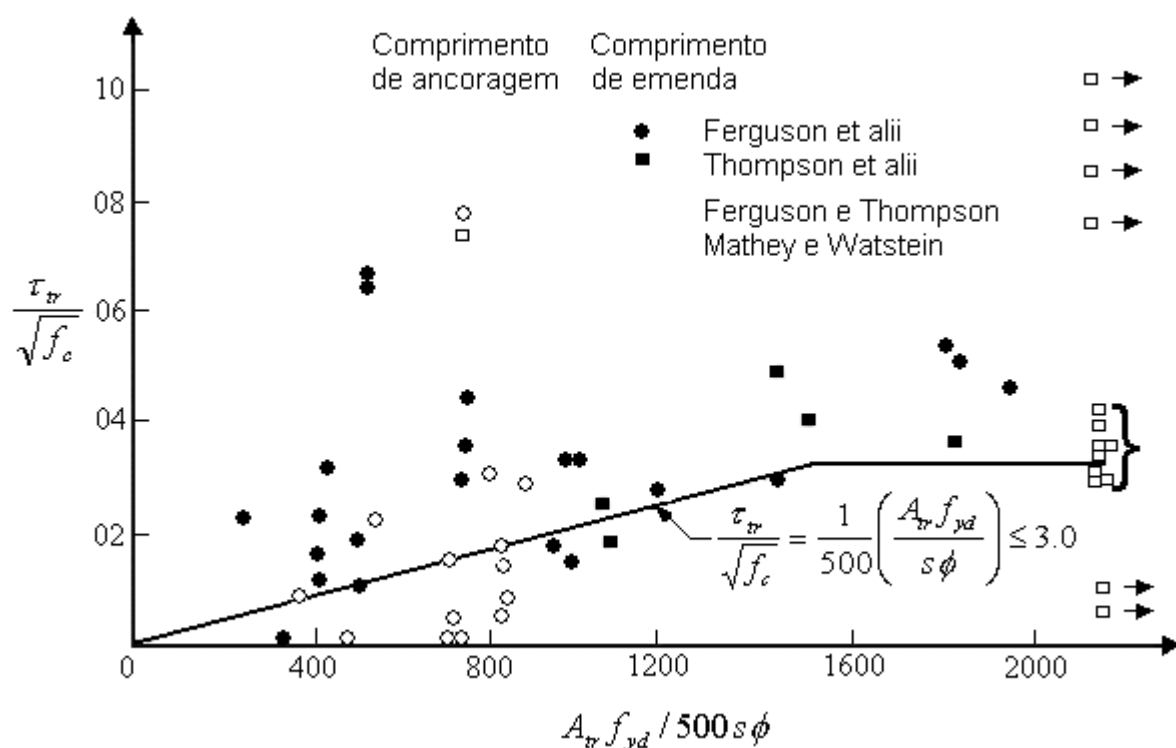


FIGURA 3.9– Influência da armadura transversal.

Fonte: ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977)

É interessante observar que, dos 54 ensaios considerados acima, a armadura transversal está presente em cada barra longitudinal, isto é, todas as barras longitudinais emendadas estão envolvidas por um ramo do estribo, mas quando várias barras longitudinais estão contidas em apenas um ramo do estribo (Figura 3.8) a armadura transversal pode não ser tão eficaz na restrição ao fendilhamento das armaduras, ocasionando um plano de enfraquecimento na seção.

3.2.3 MODIFICAÇÃO DA FÓRMULA EMPÍRICA PARA APLICAÇÃO EM PROJETO

Para fim de cálculo em projetos de concreto armado torna-se necessário modificar a Equação (3.5) para determinar o comprimento de ancoragem ou de emenda por transpasse ao invés da tensão média de aderência. Como $\tau_{bu} = \frac{f_{yd}}{\lambda_b} \frac{\phi}{4}$, a Eq. (3.6) pode ser resolvida para λ_b :

$$\lambda_b = \phi \left[\frac{f_{st}}{(4\sqrt{f_c})} - 50 \right] / \left[1.2 + \frac{3C}{\phi} + \frac{A_{tr} f_{yd}}{(500s\phi)} \right] \quad (3.7)$$

O termo $\left[\frac{f_{st}}{(4\sqrt{f_c})} - 50 \right]$ pode ser reescrito como $\left[\frac{f_{st} - 200(\sqrt{f_c})}{4\sqrt{f_c}} \right]$. Como $f_{st} - 200(\sqrt{f_c})$ muda pouco com a variação da resistência à compressão do concreto f_c , pode ser suposto com segurança que $f_{st} - 200(\sqrt{f_c})$ seja igual $(f_s - 11000)$ psi, considerando $f_c \cong 3000$ psi (21 MPa) e aplicando-se o valor de f_{yd} para o aço americano de classe 60, 60000 psi (414 MPa), temos:

$$\lambda_b = \frac{49000\phi}{\left\{ 4.8\sqrt{f_c} \left[1 + \frac{2.5C}{\phi} + \left(\frac{A_{tr} f_{yd}}{600s\phi} \right) \right] \right\}} \quad (3.8)$$

Simplificando a Equação (3.8):

$$\lambda_b = \frac{10200\phi}{\sqrt{f_c} \left(1 + \frac{2.5C}{\phi} + K_{tr} \right)} \quad (3.9)$$

C = menor cobrimento entre: cobrimento lateral (C_s) ou da parte tracionada (C_b); ou metade do espaçamento livre entre as barras, pol.;

K_{tr} = índice da armadura transversal empregada ao longo da barra ancorada.

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yd}}{600s\phi} \leq 2.5 \quad (3.10)$$

A_{tr} = área da armadura transversal paralela à camada de barras, pol²;

f_{yd} = tensão de escoamento na armadura transversal, psi;

s = espaçamento médio entre os estribos da armadura transversal, psi.

3.2.4 FATORES PARA DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE EMENDA

O comprimento de ancoragem, obtido na Equação (3.9) deve ser multiplicado pelos seguintes fatores para determinação do comprimento de emenda por traspasse, λ_{0t} :

- a) para os aços da armadura longitudinal de tração, com tensão de ruptura à tração igual à classe 40, 40000 psi (280 MPa): $\lambda_{0t} = 0.6\lambda_b$;
- b) para os aços da armadura longitudinal de tração, com tensão de ruptura à tração igual à classe 75, 75000 psi (518 MPa): $\lambda_{0t} = 1.3\lambda_b$;
- c) para armadura longitudinal de tração moldada na parte da região comprimida de concreto “topo”, ou seja, com 300 mm de concreto abaixo da barra: $\lambda_{0t} = 1.3\lambda_b$;
- d) para a relação $C_s/(C_b\phi) \gg 3.0$: $\lambda_{0t} = 0.9\lambda_b$; e,
- e) para a relação $C_s/(C_b\phi) \gg 6.0$: $\lambda_{0t} = 0.7\lambda_b$.

3.3 EVOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES PROPOSTAS POR ORANGUN, JIRSA E BREEN

3.3.1 EMENDAS SEM ARMADURA TRANSVERSAL

Em estudos realizados por DARWIN e colaboradores (1992), em grande escala na Universidade de Kansas/USA, obtiveram equações que representassem com maior precisão os efeitos que interferem na determinação do comprimento de emenda e de ancoragem em barras de aço não confinadas pela armadura transversal situadas no trecho da viga submetido à momento constante, ou seja, sem esforço cortante atuante na região da emenda. Para verificar os parâmetros que influenciam na resistência de aderência aço-concreto, foram avaliadas as seguintes variáveis: cobrimento do concreto, espaçamento entre as barras longitudinais e armadura transversal, sendo este parâmetro abordado em função da resistência de aderência.

Esta nova equação proposta desenvolvida a seguir é similar à Equação (3.3) proposta anteriormente por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), mas utilizando-se agora um banco de dados mais amplo e aplicando-se técnicas mais refinadas para determinação das equações.

A pequena relação da variação entre os resultados obtidos nos ensaios pelos resultados estimados pelas equações de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), foram uma das razões pelas quais levaram DARWIN et alii (1992) a selecionarem as equações para o desenvolvimento dos estudos. ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) compararam a relação da tensão de aderência de ensaios τ_{ens} , com a tensão de aderência calculada τ_{cal} com relação $C_s/(C_b\emptyset)$, onde: C_s , C_b , e $\emptyset$ são definidos na Equação (3.4).

Conforme foi verificado anteriormente a relação τ_{ens}/τ_{cal} aumenta com crescimento da relação $C_s/(C_b\emptyset)$.

A abordagem usada por DARWIN et alii (1992) difere da abordagem usada por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977). Entre as mudanças, destaca-se principalmente a troca da tensão de aderência, τ_{bu} pela força de aderência, $A_b f_{st}$ como uma medida da resistência de aderência. A troca é feita porque a tensão de aderência é usualmente expressa como uma média do valor de ruptura, quando de fato, a tensão de aderência varia significativamente ao longo do comprimento da barra na ruptura, MAINS (1951). Sendo assim a resistência de aderência é uma propriedade estrutural, ao invés de uma propriedade dos materiais, ou seja, a força de aderência fornece uma melhor medida da resposta do componente do que a tensão de aderência.

Para ajudar remover os efeitos das diferenças na resistência do concreto, a força de aderência $A_b f_{st}$ (A_b = área da barra longitudinal tracionada, f_{st} = tensão de ruptura do aço) é normalizada com relação a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, $\sqrt{f_c}$. $A_b f_{st} / \sqrt{f_c}$, serve como uma medida da resistência à tração do concreto ou talvez mais apropriadamente, a energia de fratura do concreto. Se as Equações (3.3) e (3.4) são modificadas para expressar a força da barra na ruptura, normalizada com relação $\sqrt{f_c}$, as seguintes equações são obtidas

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 3.23\pi\lambda_{0t}(C + 0.378\phi) + 212A_b \quad (3.11)$$

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 3\pi\lambda_{0t}(C + 0.4\phi) + 200A_b \quad (3.12)$$

Os valores de $A_b f_{st} / \sqrt{f_c}$ dos ensaios foram plotados versus a resistência estimada de cálculo pela Equação (3.11) na Figura 3.10, sendo que somente 53 dos 62 resultados foram usados por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) para estabelecer a Eq. (3.3), utilizando somente as barras 20 mm, 25 mm e 36 mm (as barras: 10, 12.7, 16, 45 e 57 mm não foram apresentadas).

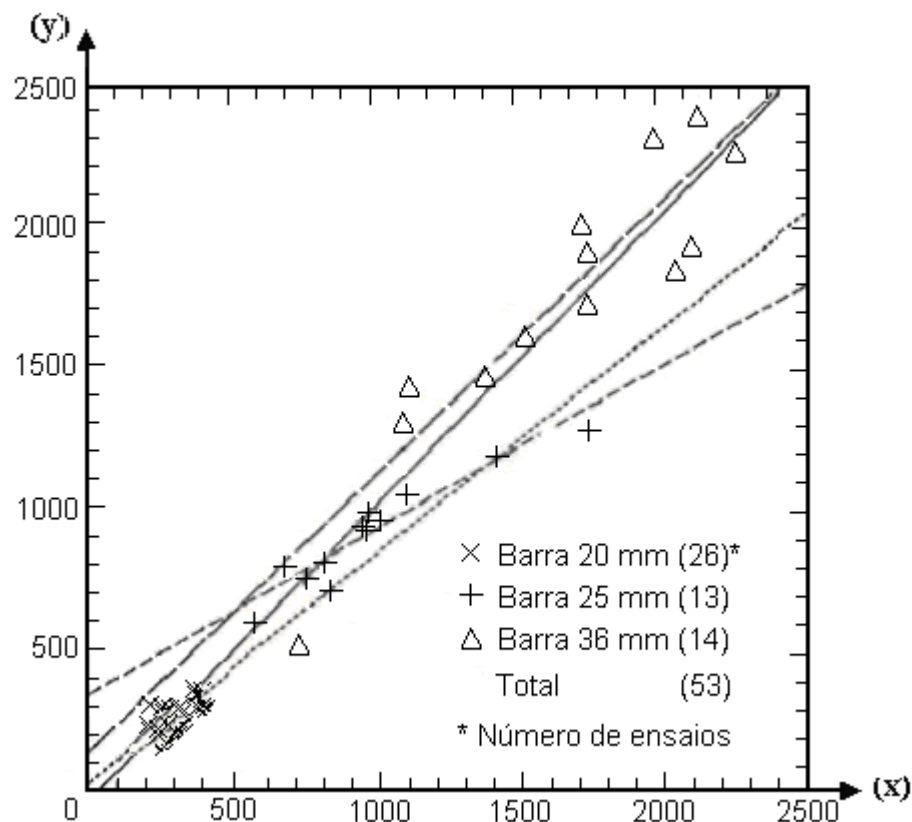


FIGURA 3.10 – $A_b f_{st}/f_c^{1/2}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st}/f_c^{1/2}$ (Cálculo-eixo x)

Fonte: DARWIN et alii (1992)

As quatro retas plotadas na Figura 3.10 representam a curva de ajuste por regressão linear simples, para cada uma das três barras, e uma reta contínua que representa a curva de ajustes dos resultados com todas as barras consideradas.

A Figura 3.10, também mostra que, quando as barras 20, 25 e 36 mm, são analisadas separadamente, a reta de melhor ajuste “reta contínua” difere significativamente da reta de ajuste da tendência geral.

3.3.2 DESENVOLVIMENTO DA EQUAÇÃO

A Equação (3.12) expressa a resistência de ancoragem e de emenda, em relação à $\sqrt{f_c}$, e com a soma de dois termos, $3\pi\lambda_{0t}(C+0.4\phi)$ e $200A_b$. No primeiro termo, $\lambda_{0t}(C+0.4\phi)$ representa uma área, e com $\lambda_{0t}C$ apresentando uma área de concreto fraturado. O fato do termo também aparecer $\lambda_{0t}\phi$ não é surpresa, sendo assim, medindo a resistência de aderência seria apresentada para barras sem cobrimento de concreto na face tracionada. O termo $200A_b$ tem sido interpretado como representando uma área de fratura adicional na extremidade da barra da armadura, LOSBERG e OLSSON (1979). Sob quaisquer circunstâncias, as expressões incluem um termo que depende do comprimento de ancoragem, cobrimento ou espaçamento livre entre as barras e o diâmetro.

Um estudo dos ensaios para desenvolver as Equações (3.3), (3.4), (3.11) e (3.12) ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) e DARWIN et alii (1992) determinaram que critérios estatísticos podem ter sido violados não intencionalmente, ou seja, foi constatado por DARWIN et alii (1992) que as barras de 25 mm e 36 mm utilizadas por FERGUSON e BREEN (1965), tinham um grande cobrimento lateral maior do que a barras de 20 mm ensaiadas por CHINN, FERGUSON e THOMPSON (1955), sem manter um acréscimo no cobrimento, o que resultaria numa relação C_s/C_b aumentada. Como ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) notaram, que um acréscimo na relação resultaria em um aumento no valor da tensão de aderência. Esta influência não foi observada nos dados anteriores para realizar a análise de regressão não linear que produziu a Equação (3.3).

Foi constatado também que as barras 20 mm dos corpos de prova ensaiados por CHINN, FERGUSON e THOMPSON (1955), foram moldadas com agregados graúdos de diâmetro máximo de 6 mm, ou seja, agregados graúdos pequenos são comumente produzidos para concreto com baixa energia de fratura, e desta maneira

uma resistência de aderência mais baixa, do que concretos com mesma resistência à compressão contendo agregados maiores, VAN MIER (1991). E finalmente aços com resistências mais altas foram usados para as barras maiores (25 e 36 mm), em relação às barras menores (20 mm), resultando em ensaios de corpos de prova induzindo a produzir valores mais elevados das tensões de tração na ruptura para as barra 25 e 36 mm do que para a barra de 20 mm.

3.3.3 MODIFICAÇÃO DA EQUAÇÃO

Para ajudar reduzir os efeitos destas tendências de favorecimento nos dados, e para isolar as influências do comprimento de ancoragem, cobrimento e diâmetro da barra, a primeira aproximação da resistência de aderência na emenda.

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 10 \lambda_{0t} (C + f \phi) \quad (3.13)$$

sendo

f é o fator que leva em conta a parcela do diâmetro da barra que contribue para a resistência de aderência ao longo do comprimento λ_{0t} . Após algum estudo, o valor de 0,5 foi estabelecido para o fator **f**.

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 10 \lambda_{0t} (C + 0.5 \phi) \quad (3.14)$$

Para analisar a influência do espaçamento e cobrimento das barras, foram usados 147 resultados de ensaios, representando tanto ensaios de comprimento de ancoragem e de emendas, por CHINN, FERGUSON e THOMPSON (1955), CHAMBERLIN (1956, 1958), FERGUSON e THOMPSON (1962, 1965), FERGUSON e BREEN (1965), FERGUSON e BRICENO (1969), e THOMPSON et alii (1975) apud

DARWIN et alii (1992), usando barras 12.7, 20, 22, 25 e 36 mm. Conforme as recomendações da Norma ACI 318 (ACI, 1989) foram utilizados somente os resultados de ensaios com espaçamento livre entre as barras longitudinais de pelo menos um diâmetro de barra ou 25 mm.

Usando a Equação (3.14) para calcular “resistência de aderência estimada”, o próximo passo é determinar o efeito da relação $C_s/C_b \neq 1.0$. Para fazer isto, a relação dos ensaios de resistência estimada pela Eq. (3.14) são plotados versus C_M/C_m na Figura 3.11, na qual C_M e C_m , são respectivamente, iguais ao maior e ao menor cobrimento entre C_s e C_b .

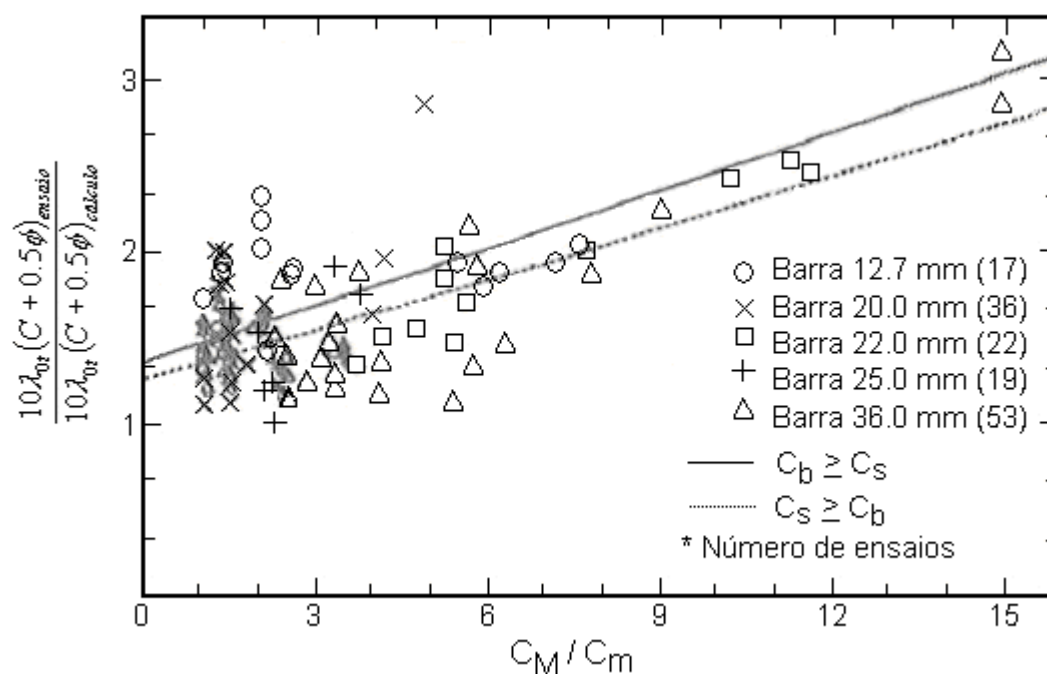


FIGURA 3.11 – Barras com emendas por traspasse e por ancoragem, sem armadura transversal. Fonte: DARWIN et alii (1992)

Os resultados são plotados versus C_M/C_m , ao invés de $C_s/(C_b\phi)$ como feito por ORANGUN et alii (1975, 1977). Um estudo dos dados mostrou que a correlação estatística com a relação (cálculo/ensaio) melhora quando:

a) o diâmetro da barra é retirado da análise, ou seja, substituindo-se C_M/C_m por $C_s/(C_b\phi)$.

b) os dois casos, $C_s \geq C_b$ e $C_b \geq C_s$, são tratados separadamente. Os resultados fornecem as expressões ótimas de ajuste para:

Para $C_s \geq C_b$

$$\frac{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{ensaio}}{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{cálculo}} = 1.144 + 0.091 \frac{C_M}{C_m} \quad (3.15a)$$

Para $C_b \geq C_s$

$$\frac{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{ensaio}}{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{cálculo}} = 1.238 + 0.103 \frac{C_M}{C_m} \quad (3.15b)$$

Os valores mais altos da relação na equação *ensaio/cálculo* na Equação (3.15b), $C_b \geq C_s$, refletem provavelmente a maior área da superfície de fratura que é produzida pela fissuração entre as barras do que pela fissuração entre a barra e a superfície de concreto.

Quando $C_s \geq C_b$, a principal fissura de aderência propaga da barra à superfície de concreto, Fig. 3.12a. Portanto, o comprimento da fissura é aproximadamente próximo do cobrimento.

Quando $C_b \geq C_s$, a principal fissura de aderência propaga entre as barras, Fig. 3.12b, porque as fissuras no concreto não são perfeitamente coplanares, é pouco provável que as fissuras propagando entre duas barras paralelas ou duas emendas se alinharem exatamente.

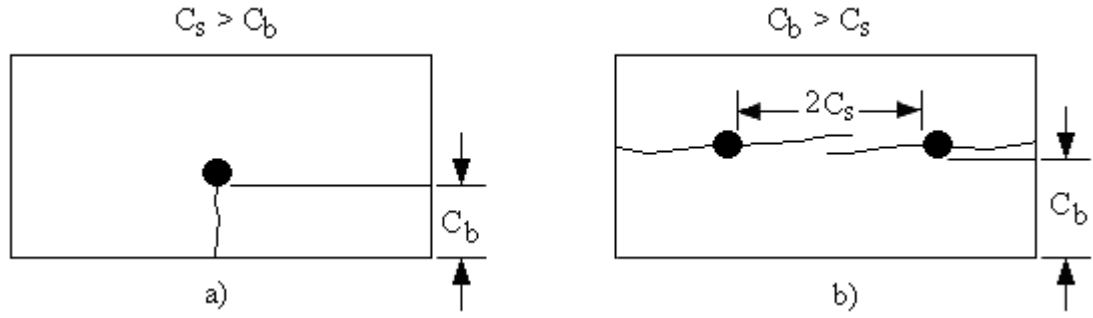


FIGURA 3.12 – Fissuras de aderência: (a) $C_s > C_b$ e (b) $C_b < C_s$.

Fonte: DARWIN et alii (1992)

Desta forma, quando fissuras de barras adjacentes ou emendas coalescem, seu comprimento médio efetivo é maior do que C_s . Um comprimento médio maior significa que, usando $C = C_s$, como no caso quando $C_b > C_s$, subestima a resistência mais do que usando $C = C_b$, quando $C_b > C_s$.

Para o próximo passo da análise, o coeficiente nas Equações (3.15a) e (3.15b) são modificados para proporcionar uma relação de 1.0 quando $C_s/C_b = 1.0$.

Para $C_s \geq C_b$

$$\frac{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{ensaio}}{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{cálculo}} = 0.923 + 0.077 \frac{C_M}{C_m} \quad (3.16a)$$

Para $C_b \geq C_s$

$$\frac{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{ensaio}}{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{cálculo}} = 0.926 + 0.074 \frac{C_M}{C_m} \quad (3.16b)$$

As Equações (3.16a) e (3.16b) são razoavelmente similares, sendo que uma única aproximação possa ser usada, quando $C_s \neq C_b$.

$$\frac{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{ensaio}}{10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)_{cálculo}} = 0.92 + 0.08 \frac{C_M}{C_m} \quad (3.17)$$

A combinação das Equações (3.14) e (3.17) fornece uma expressão para resistência de aderência, corrigida em função do espaçamento e cobrimento.

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 10\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)(0.92 + 0.08 \frac{C_M}{C_m}) \quad (3.18)$$

Um gráfico com os resultados dos valores de ensaios versus os valores dos cálculos estimados pela Equação (3.18) demonstram que, como na equação original de ORANGUN, JIRSA e BREEN (Figura 3.10), a tendência global nos dados é estreitamente representada pela expressão única Equação (3.18). Mas também mostra que, como observado na Figura 3.10, as tendências obtidas para os diâmetros individuais não coincidem com a tendência global dos dados.

Para melhorar o ajuste da Equação (3.18) com os dados, os resultados são reanalisados usando a técnica das variáveis fictícias, DRAPER e SMITH (1981).

Esta análise é baseada na suposição que as Equações (3.16a,b) representem perfeitamente todos os aspectos do desempenho na aderência, com exceção do diâmetro da barra. A expressão obtida por análise de regressão de variáveis fictícias é

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 6.73\lambda_{0t}(C + 0.5\phi)(0.92 + 0.08 \frac{C_M}{C_m}) + K \quad (3.19)$$

Onde o valor obtido de **K** é mostrado na Tabela 3.1

TABELA 3.1 – Valor de K em função do diâmetro das barras.

Valor de K em função do diâmetro da barra		
Diâmetro da barra	K (pol. ²)	K/A _b
4	60	299
6	127	290
7	298	496
8	327	414
11	650	417

Fonte: DARWIN et alii (1992)

* Em unidades norte americanas o diâmetro da barra é apresentado em “oitavos de polegada”. Por exemplo: Ø = 8 (Tabela 3.1) corresponde a 25 mm em unidades do Sistema Internacional.

Com diâmetro da barra crescente, o valor **K** aumenta mais rapidamente do que o diâmetro da barra ou até mesmo do que a área da barra. Contudo **K** pode ser representado como 300A_b, exceto para as barras 20 mm, onde 300A_b superestima levemente o valor de **K** (290 A_b).

Como é mostrado, substituindo o termo **K** por 300A_b na Equação (3.20), resulta em uma expressão que é ligeiramente mais conservadora. Para simplificar os cálculos, o coeficiente 6.73 na Equação (3.19) é arredondado para 2/3 de 10, ou seja, 6.67, fornece a seguinte expressão final:

$$\frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = 6.67 \lambda_{0t} (C + 0.5\phi) (0.92 + 0.08 \frac{C_M}{C_m}) + 300 A_b \quad (3.20)$$

Os resultados obtidos nos ensaios são comparados com as resistências estimadas pela Eq. (3.20) na Figura (3.13), que apresenta as retas de melhor ajuste individual e global. Esta figura mostra que as retas indicadas para as barras individuais são próximas da reta contínua da tendência geral. Uma significativa melhora em relação à Figura 3.10, e uma indicação que a Eq. (3.20) representa melhor os parâmetros de controle da resistência de aderência do que a Eq. (3.11).

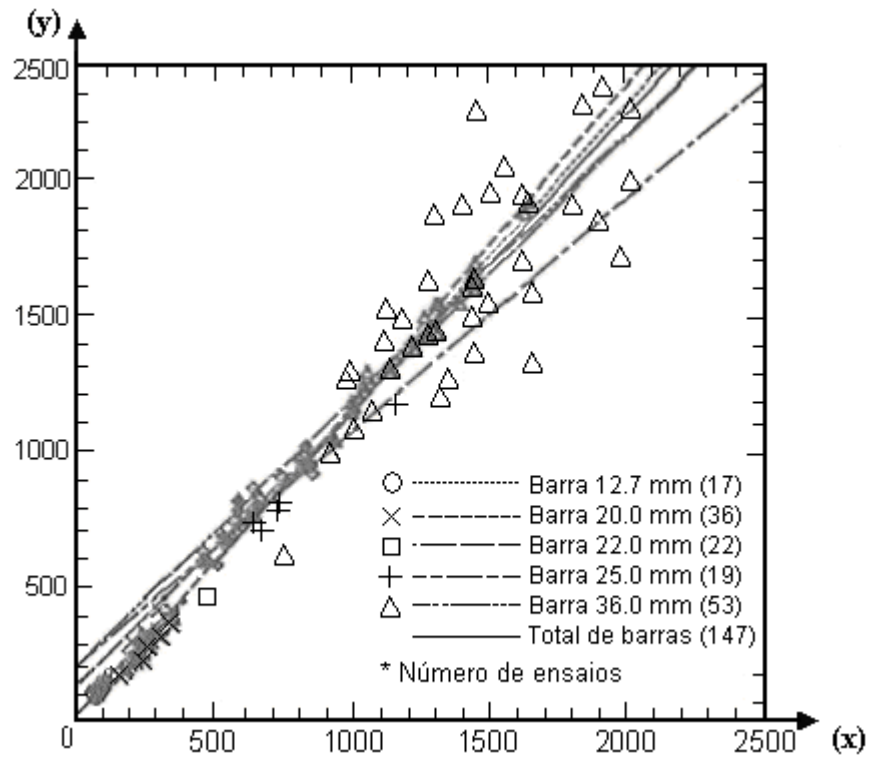


FIGURA 3.13 – $A_b f_{st} / \sqrt{f_c}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st} / \sqrt{f_c}$ (Cálculo-eixo x)
Fonte: DARWIN et alii (1992)

Resolvendo a Equação (3.20), em função do comprimento de emenda, λ_{0t} temos:

$$\lambda_{0t} = \frac{0.15 \left(\frac{f_{st}}{\sqrt{f_c}} - 300 \right) A_b}{(C + 0.5\phi) \left(0.92 + 0.08 \frac{C_M}{C_m} \right)} \quad (3.21)$$

Em resumo, DARWIN et alii (1992) concluíram que:

- a) a Equação (3.20) proporciona uma representação mais precisa para determinação do comprimento de emenda, do que as equações de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977);
- b) inerentemente fornece melhor orientação quando há uma significativa diferença entre a metade do espaçamento livre entre as barras, C_s e o cobrimento do concreto na face tracionada, C_b ;
- c) indica que a força da barra aumenta de uma maneira linear, mas não proporcional com o comprimento de emenda ou transferência e de uma maneira aproximadamente linear com o cobrimento do concreto e do espaçamento entre as barras; e,
- d) foi obtida fundamentalmente reconhecendo e limitando os efeitos e tendências de interferência não intencionais de parâmetros nos resultados de ensaio; e,
- e) a relação de não proporcionalidade observada entre a força da barra e o comprimento de transferência significa que o comprimento necessário de transferência deve aumentar mais rapidamente do que a tensão de ruptura no aço, f_{st} . O comprimento de transferência aumenta de 10% a mais quando f_{st} aumenta de 60000 psi (414 MPa) para 75000 psi (517 MPa), portanto 25%.

3.3.4 EMENDA POR TRASPASSE EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Em 1996 DARWIN et alii, publicaram dois artigos muito importantes sobre emenda por traspasse: “Resistência de emenda de barras de armadura com alta área relativa de nervura”, DARWIN et alii (1996b) e “Critérios de comprimento de ancoragem para barras de armadura com área relativa de nervura convencional e alta”, DARWIN et alii (1996a).

A área relativa de nervura é a relação da área da nervura projetada no eixo da barra pelo produto do perímetro nominal da barra e o espaçamento dos centros das nervuras.

Na primeira publicação, DARWIN et alii (1996a) descreveram os ensaios e analisaram os resultados de 83 vigas contendo emenda por traspasse em barras de armadura com área relativa de nervura variando de 0.065 a 0.140.

O concreto utilizado nestas vigas continha dois tipos diferentes de agregados graúdos cuja finalidade era de avaliar a influência das propriedades destes agregados na resistência de aderência. Sessenta vigas continham barras não revestidas por “epóxi”, e confinadas pela armadura transversal. Treze vigas continham barras não revestidas e sem armadura de confinamento, e dez vigas continham barras revestidas com epóxi, sendo nove sem e uma com armadura de confinamento.

Os ensaios foram analisados para determinar o efeito da área relativa de nervura e o diâmetro da barra no acréscimo de resistência de aderência fornecido pela armadura de confinamento (estribos). Os ensaios foram também usados para fornecer uma indicação preliminar do efeito da alta área relativa de nervura na emenda por traspasse de barras revestidas com epóxi.

Na segunda publicação, as análises estatísticas de resultados de ensaios de 133 vigas contendo barras ancoradas e emendadas, não confinadas por armadura transversal e 166 vigas contendo emendas e ancoragens confinadas por armadura transversal, foram usadas por DARWIN et alii (1996b), para desenvolver uma expressão da força de aderência na ruptura, como uma função da resistência do concreto, do cobrimento de concreto em relação à face da peça, do espaçamento entre barras longitudinais, do comprimento de emenda/ancoragem, da armadura transversal e das propriedades geométricas das barras.

Os resultados fornecidos por esta expressão foram usados para formular critérios de projeto que incorporam um fator de redução da resistência de aderência confiável (ϕ_d) que permite o cálculo de um valor único para o comprimento de ancoragem e para o comprimento de emenda. Os motivos que levaram este grupo de pesquisadores a empreender esta pesquisa de longo alcance podem ser resumidos no que se descreve adiante.

Os padrões de nervura das barras de armadura usadas atualmente foram estabelecidos há mais de 50 anos. Neste intervalo, as propriedades dos materiais e os procedimentos de projeto mudaram, resultando em sistemas de armação mais congestionados, no uso de materiais mais resistentes e na aplicação de revestimentos para prevenir a corrosão da armadura. Baseado num melhor entendimento da interação armadura/concreto, foram elaboradas mudanças nos requisitos de projeto para prédios e pontes de concreto armado, para levar em conta mais acuradamente o comportamento estrutural e as propriedades dos materiais. Entretanto, as correspondentes mudanças não aconteceram na armadura.

Segundo DARWIN et alii (1996b), as cláusulas do Capítulo 12 da Norma de Construção ACI 318 (1995), que tratam de comprimento de ancoragem e emenda da armadura por traspasse, embora tornassem o processo de cálculo mais fácil e refletisse melhor o conceito de resistência de emenda e ancoragem do que qualquer versão anterior fornecia suas expressões de cálculo baseadas em análises estatísticas feitas há 20 anos no trabalho de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977).

Durante os últimos trinta anos mais resultados de ensaios tornaram-se disponíveis e as análises estatísticas aplicadas a este banco de dados expandido revelaram várias falhas nas expressões dos códigos correntes do ACI 318 e também dos originais de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), para representar precisamente as resistências de emenda e ancoragem. Por exemplo, as análises atuais demonstram que a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto não mais caracteriza precisamente o efeito da resistência do concreto na resistência de aderência para a

faixa completa de resistências do concreto utilizado hoje em dia e a resistência de escoamento f_{yd} , da armadura transversal desempenha um papel não mensurável na contribuição da armadura de confinamento para a resistência de aderência. Além disso, o estudo de ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) e o mais recente estudo de DARWIN et alii (1992), incluíram sem querer, resultados com vigas contendo barras em condições não favoráveis de aderência, como barras de topo de vigas e barras muito próximas da face lateral, em análises que representava barras na borda inferior de vigas, isto é, em boas condições de aderência.

Em resumo, os motivos que determinaram a retomada do estudo por Darwin e colaboradores podem ser relacionados como a seguir:

- a) aplicação da técnica de análise estatística utilizando variável fictícia, que permite isolar ou eliminar a tendência de determinados parâmetros entre os dados, influir mais favoravelmente no ajuste de curvas experimentais;
- b) expressão do banco de dados para incluir os resultados de ensaios nos últimos anos;
- c) as resistências dos concretos abrangem uma faixa maior do que as usadas nos primeiros estudos; e,
- d) os dados incluem barras com maior faixa de valores de área relativa de nervura.

DARWIN et alii (1996b) empregaram os resultados de 133 ensaios de vigas com emendas e ancoragem, em barras na armadura principal, para apresentar uma nova equação, que levava em conta os motivos justificados na seção anterior. O uso da $\sqrt{f_c}$ para representar o efeito da resistência à compressão do concreto na resistência de aderência produziu a seguinte expressão para a força total de aderência para barras não confinadas pela armadura transversal.

$$\frac{T_c}{\sqrt{f_c}} = \frac{A_b f_{st}}{\sqrt{f_c}} = [8.76 \lambda_{0t} (C_m + 0.5 \phi) + 187 A_b] \left(0.14 \frac{C_M}{C_m} + 0.86 \right) \quad (3.22)$$

C_m, C_M = valor do cobrimento mínimo, máximo de C_s ou C_b ($C_M/C_m \leq 3.5$);
 C_s = menor valor entre ($C_{si} + 0.25 \text{ pol.}$) ou C_{so} ;
 C_{si} = metade do espaçamento livre entre as barras;
 C_b = cobrimento da face tracionada da armadura, pol.
 T_c = fator que relata a contribuição do concreto na resistência de aderência, lbf;
 f_{st} = tensão de ruptura do aço à tração, psi.; e,
 (1 libra força = 0.45 kgf);

A Equação (3.22) foi obtida seguindo os procedimentos de DARWIN et alii (1992). A curva de ajuste ótimo foi obtida entre $T_c / \sqrt{f_c}$ e o produto $\lambda_{0t} (C_m + 0.5\phi)$ usando a análise de variáveis fictícias na qual os dados são separados com base nos diâmetros das barras empregadas. Em seguida os resultados desta análise inicial foram empregados para melhorar o ajuste incluindo um coeficiente de média ponderada para representar a área A_b da barra. Ao contrário do que foi feito em DARWIN et alii (1992), as diferenças entre C_m e C_M foram avaliadas após o coeficiente para A_b ter sido obtido.

O termo $(0.14 C_m/C_M + 0.86)$ foi obtido com base na análise da curva “ótima” comparando as relações entre resultados dos ensaios/resultados estimados (estes obtidos o termo em colchete do lado direito da Eq. 3.22, com resultado estimado) com as relações C_m/C_M . O termo leva em conta o aumento da resistência observado nos ensaios quando $C_m \neq C_M$. Ao determinar C_s , numa parcela de 0.25 polegadas (6 mm) foi somada a C_{si} , metade do espaçamento livre entre as barras, porque esta parcela a mais resulta em uma melhor combinação com os dados do ensaio.

O fato que o valor efetivo de C_{si} ser levemente superior à metade do espaçamento entre barras é favoravelmente devido ao maior comprimento real das possíveis fissuras que acontecem quando o concreto fendilha entre as barras do que através do cobrimento (ver Figura 3.12). Quando os resultados dos ensaios utilizados para estabelecer a Equação (3.22) são reavaliados baseados nas classes de resistência, os corpos de prova feitos com concreto de menor resistência produzem as mais altas resistências, como mostra a Figura 3.14.

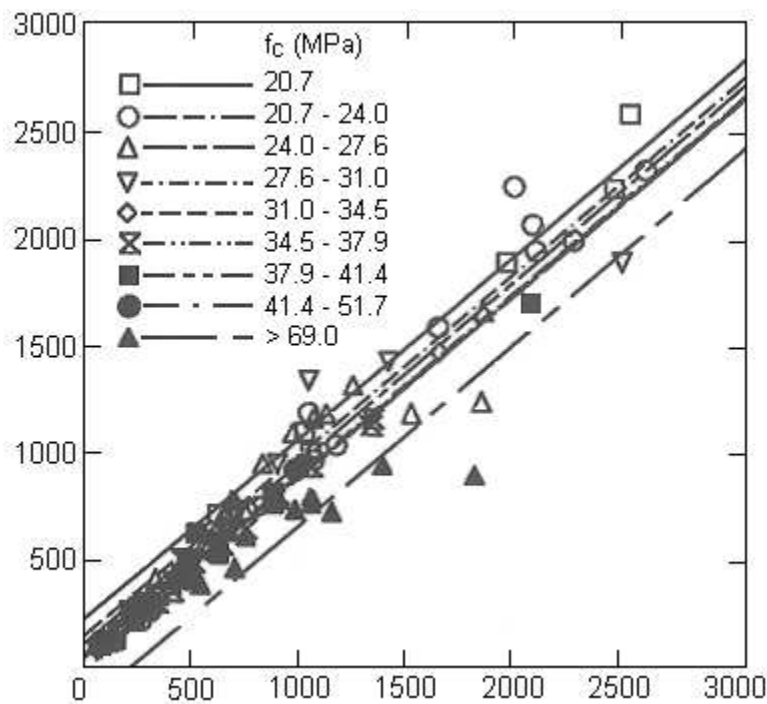


FIGURA 3.14 – $A_b f_{st} / f_c^{1/2}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st} / f_c^{1/2}$ (Cálculo-eixo x)

Fonte: DARWIN et alii (1996b)

Para as classes de resistência de concreto avaliadas, a partir de 21 MPa e acima de 69 MPa, os interceptos das retas com o eixo vertical diminuem conforme a resistência do concreto aumentam. A reta que representa o concreto com resistência à compressão acima de 69 MPa está expressivamente abaixo daquelas dos demais dados. As comparações demonstram que $\sqrt{f_c}$ fornece uma boa representação para resistências do concreto entre 31 e 52 MPa, fora desta faixa, $\sqrt{f_c}$ não fornece uma boa representação.

Baseado nestas constatações, DARWIN et alii (1996b) fizeram uma série de reanálises, utilizando o mesmo procedimento estatístico anteriormente descrito, variando a potência de f_c . Por essas tentativas chegaram a uma potência 0.24. Por motivos óbvios foi adotada a potência 0.25 (raiz quarta de f_c), ajustando a equação temos:

$$\frac{T_c}{f_c^{1/4}} = \frac{A_b f_{st}}{f_c^{1/4}} = [63\lambda_{0t}(C_m + 0.5\phi) + 2130A_b] \left(0.14 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) \quad (3.23)$$

Como ilustra a Fig. 3.14, a Eq. (3.23) produz notavelmente menor dispersão em função da resistência do concreto do que a Eq. (3.22). As retas de ajustagem ótima para todas as classes de resistência do concreto quase coincidem, com exceção dos exemplares com resistências do concreto acima de 69 MPa. Este desvio é o resultado da quantidade limitada de dados de ensaios de emenda/ancoragem usando concretos de alta resistência.

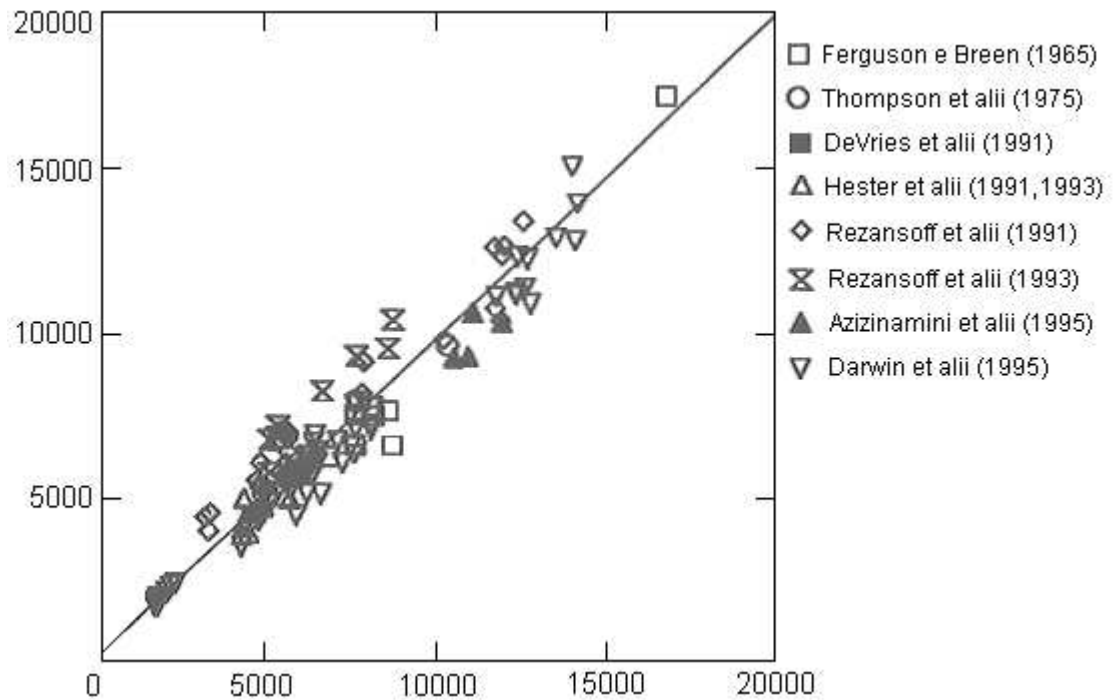


FIGURA 3.15 – $A_b f_{st} / f_c^{1/4}$ (Ensaio-eixo y) versus $A_b f_{st} / f_c^{1/4}$ (Cálculo-eixo x)
Fonte: DARWIN et alii (1996b)

3.3.5 BARRAS COM ARMADURA DE CONFINAMENTO

Pela análise estatística utilizada no trabalho de DARWIN et alii (1996b) chegaram a uma equação matemática onde a máxima força de resistência de aderência na barra emendada, T_b , é dada pela somatória entre as parcelas de contribuição, T_c e T_s , conforme a Equação (3.24).

$$T_b = T_c + T_s \quad (3.24)$$

T_c = parcela de contribuição do concreto na resistência de aderência; e,

T_s = parcela de contribuição da armadura transversal na seção.

ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), DARWIN et alii (1996b) procuraram relacionar T_s , por tentativas, com combinações de parâmetros potenciais de confinamento. Os principais parâmetros escolhidos foram: a resistência de escoamento da armadura transversal f_{yt} e a área da armadura transversal por barra emendada/ancorada NA_{tr}/n , na qual N é o número de estribos na região da emenda; A_{tr} é a área de cada estribo ou gancho cruzando o plano do possível fendilhamento adjacente à barra que está sendo ancorada ou emendada, e n é o número de barras ancoradas ou emendadas envolvidas pelos estribos.

Foram também considerados na análise os parâmetros t_r e t_d , que representam os efeitos da área relativa de nervura e o diâmetro da barra, respectivamente, da barra ancorada/emendada na força T_s ,

Resultados de 166 vigas confinadas por estribos foram usadas inicialmente, mas no decorrer da análise, constatou-se vigas com relação $\lambda_{ot}/\emptyset < 16$. Sendo assim 32 resultados com $\lambda_{ot}/\emptyset < 16$ foram retirados da análise. A remoção destes dados não prejudicou a avaliação dos dados, segundo DARWIN et alii (1996b), valores baixos de comprimento de emenda não são usados na prática.

$$t_r = 9.60R_r + 0.28 \quad (3.25)$$

$$t_d = 0.72\phi + 0.28 \quad (3.26)$$

As Equações (3.25) e (3.26) foram baseadas em análise de resultados de ensaios para 70 vigas contendo emendas em barras de 16, 25 e 36 mm, com área relativa de nervura variando de 0.065 a 0.140, confinadas por armadura transversal, DARWIN et alii (1996a). Para armadura convencional, t_r varia caracteristicamente entre 0.82 e 1.11 (para R_r entre 0.056 e 0.086), com um valor médio de 0.98 (para um valor médio de $R_r = 0.0727$, DARWIN et alii (1996b)). O termo t_d assume os valores 0.73, 1.00 e 1.30 para barras 16, 25 e 36 mm, respectivamente.

Para determinar os principais parâmetros que controlam o confinamento, T_s é comparado com quatro combinações dos parâmetros: $(NA_{tr}f_{yt})/n$, $(NA_{tr})/n$, $(t_r NA_{tr})/n$ e $(t_r t_d NA_{tr})/n$.

Examinando as análises que relacionam T_s com os parâmetros do confinamento, DARWIN et alii (1996b) constataram a existência de diferenças definitivamente importantes nos resultados de ensaios para diferentes pesquisadores. Assim, por exemplo, as resistências de aderência obtidas por REZANSOFF et alii (1991) são sempre maiores daqueles obtidos por CHOI et alii (1991), HESTER et alii (1993) e DARWIN et alii (1996a).

As diferenças, provavelmente são devidas às diferenças nas propriedades do concreto e, talvez, aos procedimentos de ensaio. O efeito das propriedades do concreto na resistência de aderência chega a provocar variações de 35 a 45% na eficácia da armadura de confinamento com a mudança do tipo e quantidade de agregado graúdo no traço do concreto, conforme constatou DARWIN et alii (1995, 1996b). Sendo assim, para remover as variações causadas por diferenças nas propriedades do concreto e outras diferenças entre os laboratórios de ensaios para estudos de T_s em função dos

parâmetros de confinamento utilizaram análise com variável fictícia na qual os dados são separados com base na origem dos ensaios e no diâmetro das barras.

Dos 134 resultados de ensaios usados na análise, o valor de área relativa de nervura, R_r era conhecido para 85% das peças ensaiadas. Para o restante das vigas, foram adotados os valores médios correspondentes aos diâmetros das barras cujos R_r eram conhecidos.

Assim os valores médios 0.0752 para barras de 16 mm, 0.0758 para barra 19 mm, 0.0731 para barra 25 mm e 0.0674 para barra 36 mm, são baseados em amostras medidas nos trabalhos que datam 1987.

CHOI et alii (1991), HESTER et alii (1993) e DARWIN et alii (1995) incluindo amostras de barras fornecidas por outros pesquisadores REZANSOFF, AKANNI e SPARLING (1993), AZIZINAMINI et alii (1995). O valor médio global de $R_r = 0.0727$ representa as barras de 16 mm e maiores valores $R_r = 0.0727$ é empregado para barras de diâmetros diferentes de 16, 19, 25 e 36 mm. Em resumo, os dados incluem corpos de prova com resistência de concretos entre 13 e 109 MPa e barras com área relativa de nervura entre 0.059 e 0.14.

Baseado em análises com variáveis fictícias e usando o valor da média ponderada dos interceptos em $T_s/f_c^{1/4} = 0$, as expressões de ajuste ótimo para as quatro combinações são:

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 26.7 \frac{NA_{tr} f_{yt}}{n} + 355 \quad (3.27)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.757$)

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 2391 \frac{NA_{tr}}{n} + 89 \quad (3.28)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.787$)

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 2093t_r \frac{NA_{tr}}{n} + 110 \quad (3.29)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.840$)

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 1867t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 177 \quad (3.30)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.839$)

Quanto mais próximo de 1.0 for o coeficiente de determinação r^2 , melhor será a correlação entre T_s/f_{st} e a combinação de parâmetros. O coeficiente de determinação tem valor mais baixo na Equação (3.27) quando $NA_{tr}f_{yt}/n$ é usado para representar o efeito da armadura transversal na resistência de aderência. A remoção de f_{yt} da variável de controle na Equação (3.28) aumenta r^2 para 0.787. O fato de que esta melhora ocorreria faz sentido, uma vez que tem sido demonstrada que a armadura transversal raramente escora no momento da ruptura de uma emenda ou de uma ancoragem, AZIZINAMINI (1995). A inclusão de t_r na análise da Equação (3.29), sugerida pelo estudo experimental de DARWIN et alii (1996a), aumenta r^2 para 0.840, enquanto que uma nova inclusão de t_d , na Equação (3.30), também como resultado de pesquisa de DARWIN et alii (1996a), provoca ligeira queda em r^2 , para 0.839.

Por razões que ficarão claras ao decorrer do desenvolvimento destas equações, o resultado obtido com a Equação (3.30) será usada no passo seguinte da análise.

DARWIN et alii (1996b) combinou a Equação (3.23) com a Equação (3.30), substituindo N por λ_{0t}/s , desprezou o intercepto médio de 177 e resolveu a equação para o comprimento de emendas/ancoragem obtendo:

$$\lambda_{0t} = \frac{A_b \left[\frac{f_{st}}{f_c^{1/4}} - 2130 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) \right]}{63 \left[(C_m + 0.5\phi) \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) + \frac{29.6t_r t_d A_{tr}}{sn} \right]} \quad (3.31)$$

Modificando a Eq. (3.32) para exprimir λ_{0t} em termos de diâmetro da barra $\emptyset$ tem-se

$$\frac{\lambda_{0t}}{\emptyset} = \frac{\frac{f_{st}}{f_c^{1/4}} - 2130 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right)}{80.2 \left(\frac{C + K_{tr}}{\emptyset} \right)} \quad (3.32)$$

onde:

$$C = (C_m + 0.5 \emptyset)(0.1 C_M/C_m + 0.9)$$

$$K_{tr} = 29.6 t_{rd} A_{tr}/sn$$

O termo $(C + K_{tr})/\emptyset$ no denominador da Equação (3.32) é a medida da contribuição fornecida pelo cobrimento, pelo espaçamento das barras e pela armadura transversal. Aumentos neste termo, entretanto, irão causar uma mudança na forma de ruptura da aderência de fendilhamento (*splitting*), para arrancamento (*pullout*), com a resistência de aderência limitada pela resistência do concreto entre as nervuras, ao invés das forças de cintamento provenientes do concreto e do aço ao redor. Quando isto acontece, as resistências de aderência serão menores em relação à resistência prevista.

As relações resultados de (ensaio)/(estimados), baseados na soma das Eq. (3.23) e (3.30), são comparadas com $(C + K_{tr})/\emptyset$ para os 134 ensaios com $\lambda_{0t}/\emptyset > 16$ mm, conforme a Figura 3.16.

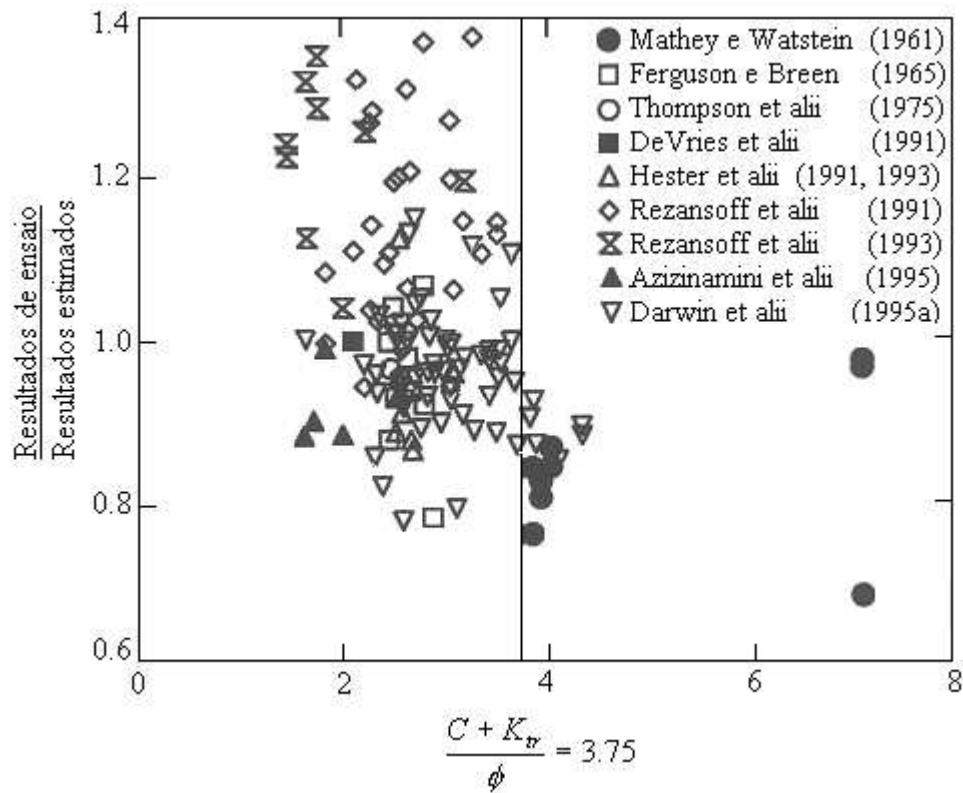


Figura 3.16 – Relação (ensaio/cálculo – eixo y) versus $(C + K_{tr})/\phi$ – eixo x)
 Fonte: DARWIN et alii (1996b)

A Figura 3.16 mostra que as relações dos resultados (ensaio/estimados) estão sempre abaixo de 1.0 para valores de $(C + K_{tr})/\phi > 3.75$.

Baseado nesta observação DARWIN et alii (1996b) refizeram a análise que resultou nas Equações (3.33), (3.34), (3.35) e (3.36) utilizando 119 resultados dos 134 espécimens anteriormente usados. Os resultados desta análise foram às equações seguintes:

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 30.3 \frac{NA_{tr} f_{yt}}{n} + 430 \quad (3.33)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.758$)

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 2521 \frac{NA_{tr}}{n} + 148 \quad (3.34)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.783$)

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 2412 t_r \frac{NA_{tr}}{n} + 71 \quad (3.35)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.853$)

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 2226 t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 66 \quad (3.36)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.857$)

Combinando as Equações (3.36) e (3.23) foi obtido a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \frac{T_b}{f_c^{1/4}} &= \frac{T_c + T_s}{f_c^{1/4}} = \frac{A_b f_{st}}{f_c^{1/4}} = \\ &= [63 \lambda_{0t} (C_m + 0.5\phi) + 2130 A_b] \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) + 2226 t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 66 \end{aligned} \quad (3.37)$$

Descartando o valor 66 da coordenada de interceptação com o eixo y, e resolvendo a equação para λ_{0t} em função de A_b e ϕ obteve-se

$$\lambda_{0t} = \frac{A_b \left[\frac{f_s}{f_c^{1/4}} - 2130 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) \right]}{63 \left[(C_m + 0.5\phi) \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) + \frac{35.3 t_r t_d A_{tr}}{sn} \right]} \quad (3.38)$$

Isolando λ_{0t}/ϕ

$$\frac{\lambda_{0t}}{\phi} = \frac{\frac{f_s}{f_c^{1/4}} - 2130 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right)}{80.2 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.39)$$

$C = (C_m + 0.5\phi)(0.1C_m / C_m + 0.9)$; e, $K_{tr} = 35.3t_r t_d A_{tr} / sn$. As Equações (3.39) e (3.32) são idênticas, com exceção para o coeficiente K_{tr} .

Um novo gráfico comparando a relação (valores de ensaios/valores estimados) pela Equação (3.37) com $(C + K_{tr})/\phi$, onde o K_{tr} tem seu valor dado pela nova definição, é mostrado na Figura (3.15). Constatou-se que a soma da Equação (3.23) com a Equação (3.36) fornece provisões acuradas para as vigas com $(C + K_{tr})/\phi < 4.0$.

Para as 119 vigas utilizadas para deduzir a Eq. (3.37) ($C/\phi = 1.33$ a 2.64 , $K_{tr}/\phi = 0.12$ a 2.55) a média das relações ensaio/previsão foi 1.01 com coeficiente de variação (CV) = 0.125; duas das vigas estabeleceram $(C + K_{tr})/\phi > 4.0$.

Uma comparação dos resultados de ensaio com os valores previstos pela Eq. (3.37) para os 117 vigas com $\lambda_{0t}/\phi > 16$ e $(C + K_{tr})/\phi < 4.0$ (usando $K_{tr} = 35.3t_r t_d A_{tr} / sn$).

3.3.6 EQUAÇÕES PARA PROJETO DE COMPRIMENTO DE EMENDA

As Eq. (3.38) e (3.39) não podem ser usadas diretamente no projeto para calcular λ_{0t} , pelo fato destas equações serem baseadas em curvas médias de ajustagem.

Supondo que a Eq. (3.37) seja utilizada a resistência de aderência será abaixo do valor estimado “cálculo” cerca de 50% das situações. Portanto para se estabelecer

níveis de segurança confiáveis foi estabelecido um fator de redução de resistência (ϕ_d) baseado em níveis desejados de confiabilidade.

O fator de redução da resistência de aderência, $\phi_d = 0,9$ foi obtido seguindo os procedimentos de ELLINGWOOD et alii (1980), e MIRZA e MacGREGOR (1986), e LUNDBERG (1993), para aplicação em comprimento de emenda e de ancoragem.

Portanto as Equações são apresentadas, incorporando ϕ_d na Eq. (3.37) sem o termo final 66, e substituindo a tensão de escoamento f_{yd} por f_{st} .

$$\frac{A_b f_{yd}}{f_c^{1/4}} = \phi_d \{ [63 \lambda_{0t} (C_m + 0.5\phi) + 2130 A_b] \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) + 2226 t_r t_d \frac{N A_{tr}}{n} \} \quad (3.40)$$

Isolando λ_{0t}/ϕ

$$\frac{\lambda_{0t}}{\phi} = \frac{\frac{f_{yd}}{f_c^{1/4}} - 2130 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right)}{80.2 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.41)$$

Simplificando, temos:

$$\frac{\lambda_{0t}}{\phi} = \frac{\frac{f_{yd}}{f_c^{1/4}} - 1900 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right)}{72 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.42)$$

3.4 INFLUÊNCIA DA ÁREA RELATIVA DE NERVURA DA ARMADURA NO COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRASPASSE

Neste trabalho “Influência da área relativa de nervura no comprimento de emenda por traspasse em vigas de concreto de alta resistência e normal”, ZUO e DARWIN (2000), dão continuidade ao estudo anterior com a finalidade de caracterizar mais acuradamente o comportamento da região emendada ou ancorada, através da modificação das características geométricas das barras, da verificação da influência das propriedades do concreto, e do desenvolvimento de equações que representem o comportamento da resistência de aderência e determinem o comprimento de emenda.

Em trabalhos anteriores DARWIN e GRAHAM (1993) e DARWIN et alii (1996a, 1996b) estabeleceram que um acréscimo na área relativa de nervura, R_r , aumentaria a resistência de aderência entre a armadura e o concreto para as peças confinadas pela armadura transversal, sendo também confirmado neste recente trabalho por ZUO e DARWIN (2000).

Neste trabalho foram avaliados no total 64 resultados de ensaios de emendas por traspasse (41 emendas em vigas foram confinadas pela armadura transversal e 23 emendas em vigas sem confinamento) sendo a barra com área relativa de nervura variando de 0.069 a 0.141, e as barras de aço sem revestimento (epóxi) e diâmetros variando de 16 a 36 mm. Quanto à resistência do concreto variou de 29 a 104 MPa, sendo considerado como resistência normal variando de 29.3 a 43.4 MPa e alta resistência variando de 57.7 a 107.9 MPa. A quantidade de agregado graúdo de basalto e calcário variou de 941 a 1132 kg/m³, sendo considerado como quantidade normal de agregado variando de 941 a 985 kg/m³ e alta quantidade variando de 1070 a 1132 kg/m³.

Na seção transversal das vigas as quantidade de barras emendadas foram de duas e três emendas na seção. As dimensões das vigas variaram entre: 30 a 47 cm

para largura e 39 a 42 cm para a altura da seção, sendo o comprimento das vigas igual 4.8 metros. O comprimento das emenda variou entre 41 a 101 cm na região central das vigas.

O ensaio utilizado para medir a resistência da emenda das vigas foi por flexão pura, considerando momento constante no terço médio do vão, onde estão situadas as emendas por traspasse. Sendo as cargas aplicadas nas vigas próximas as extremidades das emendas por traspasse.

Após realizados os ensaios foi observado por ZUO e DARWIN (2000) que as vigas moldadas com concreto de resistência normal, e com barras emendadas por traspasse e sem armadura transversal na região da emenda, o modo de ruptura foi de forma repentina seguida de uma queda rápida da carga após a ruptura.

Na Tabela 3.2 é apresentado o resultado das barras emendadas não confinadas pela armadura transversal na região da emenda.

TABELA 3.2 – Barras emendas sem armadura transversal na região da emenda.

Concreto	Nº de ensaios	Relação dos resultados ensaiados/estimados em cálculo		
		Máximo	Mínimo	Média
NNC	35	1.25	0.90	1.00
NEC	6	1.06	0.98	1.01
EEC	4	1.00	0.88	0.96
NNB	2	1.15	1.06	1.11
EEB	9	1.27	0.99	1.13

Fonte: ZUO e DARWIN (2000)

Designação do concreto: RQA: R = resistência do concreto (N = normal, E = elevada); Q = quantidade de agregado (N = normal, E = elevada) e tipo do agregado (C = calcário, B = basalto).

Na situação em que as barras foram emendadas e confinadas pelos estribos, a ruptura foi de forma mais dúctil seguida por uma queda mais lenta da carga após a ruptura; mas para as vigas de concreto de alta resistência não confinadas por estribos, a ruptura foi de forma mais frágil, quando comparada às barras emendadas confinadas pelos estribos, em todas as situações de ensaio.

3.4.1 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DE ENSAIO

Baseado em estudos relatados por DARWIN e colaboradores (1996b), concluíram que a raiz quarta da resistência à compressão $f_c^{1/4}$, Equação (3.23), caracteriza melhor a influência da resistência do concreto na resistência das barras emendadas por traspasse com ou sem armadura transversal; mas recentemente com uma quantidade maior de dados coletados com concretos de alta resistência, surgiu-se questionamentos se a $f_c^{1/4}$ seria ainda apropriada para caracterizar a contribuição do concreto na resistência de aderência.

Baseado em um banco de dados consistindo de 177 vigas contendo barras emendadas e ancoradas não confinadas pela armadura transversal, com resistência à compressão do concreto variando de 18 a 107.9 MPa, a máxima força de aderência para barras não confinadas pela armadura transversal; portanto a contribuição do concreto T_c , pode ser escrita conforme a Equação (3.43) expressa por ZUO e DARWIN (1998).

$$\frac{T_c}{f_c^{1/4}} = \frac{A_b f_{st}}{f_c^{1/4}} = [59.8 \lambda_{0t} (C_m + 0.5\phi) + 2350 A_b] \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) \quad (3.43)$$

O banco de dados usado para estabelecer a Eq. (3.43) incluem 38 vigas a mais, comparando-se com os estudos realizados por DARWIN et alii (1996b), e um aumento

de 7 para 19 % na quantidade de ensaios com concreto de alta resistência ($f_c > 55$ MPa).

3.4.2 PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM A RESISTÊNCIA NA EMENDA

Uma nova equação é proposta por ZUO e DARWIN (2000), e tem como objetivo determinar a potência p (1/2, 1/4, 3/4 e 1), que melhor caracterize a f_c . Portanto, para investigar as propriedades do concreto nos ensaios, foram utilizados somente agregados graúdos de origem calcária e área relativa de nervura da barra R_r , foi limitada em 0.119 para as barras com diâmetro de 25 mm e 0.127 para as barras de 36 mm.

Analizando estatisticamente as variáveis pelo método do coeficiente de determinação, r^2 que consiste em obter um valor mais próximo de 1.0, o que caracteriza uma menor variância entre os parâmetros, a fim de obter uma melhor correlação para T_c/f_c^p e NA_{tr}/n . Desta forma os diferentes valores de p são resumidos na Tabela 3.3.

TABELA 3.3 – Coeficientes para determinação de r^2

Barra (mm)	Número de ensaios		r^2			
	$f_c \leq 50$ (MPa)	$50 \leq f_c < 110$ (MPa)	$p = 1/4$	$p = 1/2$	$p = 3/4$	$p = 1$
25.4	23	9	0.48	0.58	0.66	0.71
25.4	5	10	0.76	0.90	0.92	0.87
36.0	11	2	0.57	0.63	0.66	0.66

Fonte: ZUO e DARWIN (2000)

Os resultados mostram que, $p = 3/4$ é a potência que produz coeficiente de determinação mais alto, $r^2 = 0.92$.

Através de uma análise estatística com um banco de dados extenso com mais de 160 resultados de ensaio, foi constatado que a melhor potência que caracteriza a influência da resistência do concreto sobre a resistência do aço T_s , depende de duas variáveis: o diâmetro da barra, $\emptyset$ e a área relativa de nervura, R_r , portanto o valor de p é dado pela seguinte expressão

$$\frac{T_s}{f_c^p} = C_1(t_r t_d) \frac{NA_{tr}}{n} + C_2 \quad (3.44)$$

Os coeficientes C_1 , C_2 , t_r e t_d , e o coeficiente de determinação são resumidos na Tabela 3.4.

TABELA 3.4 – Valores do coeficiente de determinação para diferentes valores de p

p	C_1	C_2	t_r	t_d	r^2
1/4	1977	455	$7.90R_r + 0.41$	$0.87\emptyset + 0.13$	0.787
1/2	247	40.4	$8.80R_r + 0.34$	$0.83\emptyset + 0.34$	0.836
3/4	30.9	3.59	$9.60R_r + 0.28$	$0.78\emptyset + 0.22$	0.858
1.0	3.823	0.322	$10.30R_r + 0.23$	$0.73\emptyset + 0.27$	0.860

Fonte: ZUO e DARWIN (2000)

O próximo passo é combinar a Eq. (3.44) com a Eq. (3.43), para se obter uma expressão para cálculo de projeto, temos

$$\frac{T_s}{f_c^{3/4}} = 31.14 t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 3.99 \quad (3.45)$$

(Coeficiente de determinação, $r^2 = 0.856$)

A Equação (3.45) considera a influência das propriedades do concreto na situação em que as barras longitudinais são emendadas e confinadas pela armadura transversal (estribos) obtida através da análise de 33 resultados de ensaios

(KADORIKU, 1994) combinados com outros 163 ensaios de um banco de dados, MATHEY e WATSTEIN (1961), FERGUSON e BREEN (1965), THOMPSON et alii. (1975), DE VRIES, MOEHLE e HESTER (1991), HESTER et alii (1993), REZANSOFF, KONKANDAR e FU (1991), REZANSOFF, AKANNI e SPARLING (1993), AZIZINAMINI (1995), DARWIN et alii (1996a), ZUO e DARWIN (1998), conforme as Tabelas 3.3 e 3.4.

Combinando as Equações (3.43) e (3.45), temos:

$$\frac{T_b}{f_c^{1/4}} = \frac{T_c + T_s}{f_c^{1/4}} = \frac{A_b f_{st}}{f_c^{1/4}}$$

$$[59.8\lambda_{0t}(C_m + 0.5\phi) + 2350A_b] \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) + \left(31.14t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 3.99 \right) f_c^{1/2} \quad (3.46)$$

Simplificando a Equação (3.46) e isolando o termo λ_{0t} no primeiro membro, e descartando o intercepto 3.99 temos:

$$\lambda_{0t} = \frac{A_b \left[\frac{f_{st}}{f_c^{1/4}} - 2350 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) \right]}{59.8 \left[(C_m + 0.5\phi) \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right) + 0.52 \frac{t_r t_d A_{tr}}{sn} f_c^{1/2} \right]} \quad (3.47)$$

Em função dos termos λ_{0t}/ϕ a equação (3.47) fica

$$\frac{\lambda_{0t}}{\phi} = \frac{\frac{f_{st}}{f_c^{1/4}} - 2350 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right)}{76.1 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.48)$$

onde

$$K_{tr} = (0.52t_r t_d A_{tr}/sn) f_c^{1/2};$$

$$\begin{aligned}
t_r &= 9.6 R_r + 0.28; \\
t_d &= 0.78 \varnothing + 0.22; \\
\lambda_{0t}/\varnothing &\geq 16; \\
C &= (C_m + 0.5\varnothing)(0.1 C_M/C_m + 0.9); \text{ e,} \\
(C + K_{tr})/\varnothing &\leq 4.0
\end{aligned}$$

Para aplicação em projetos é necessário que a Eq. (3.48) seja multiplicada por um fator de redução da resistência $\varnothing_d = 0.9$, conforme já descrito por DARWIN et alii (1998). Este fator de redução é obtido através de análises estatísticas com a finalidade de desenvolver uma equação única que determine tanto o comprimento de ancoragem como o comprimento emenda, evitando assim a necessidade de multiplicar o comprimento de ancoragem por fatores para determinar o comprimento de emenda por traspasse, conforme recomenda a Norma ACI 318 (1999).

Multiplicando por 0.9 e considerando a tensão de ruptura do aço, f_{st} igual à tensão de escoamento do aço f_{yd} , temos:

$$\frac{\lambda_{0t}}{\phi} = \frac{\frac{f_{yd}}{f_c^{1/4}} - 2100 \left(0.1 \frac{C_M}{C_m} + 0.9 \right)}{68 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.49)$$

Considerando $C_M/C_m = 1.0$, temos:

$$\frac{\lambda_{0t}}{\phi} = \frac{\frac{f_{yd}}{f_c^{1/4}} - 2100}{68 \left(\frac{C + K_{tr}}{\phi} \right)} \quad (3.50)$$

Através da Tabela 3.5 é possível comparar as Eq. (3.49) e (3.50) com a equação da norma de construção ACI 318 (ACI, 1999), e verificar as margens de segurança e economia.

TABELA 3.5 – Relação entre resultados de (ensaio obtidos/estimados por cálculo)

Características		Vigas sem armadura transversal			Vigas com armadura transversal		
		Relação resultado de (ensaio/cálculo)			Relação resultado de (ensaio/cálculo)		
		Norma ACI 318 *	Eq. (3.49)	Eq. (3.50)	Norma ACI 318	Eq. (3.49)	Eq. (3.50)
Ø > 22 (mm)	Máximo	2.37	1.45	1.73	2.19	1.60	1.94
	Mínimo	0.64	0.85	0.85	0.85	0.91	0.94
	Média	1.22	1.12	1.20	1.34	1.18	1.26
	COV	0.24	0.10	0.14	0.23	0.14	0.18
	Vigas	16 %	10 %	9 %	10 %	13 %	7 %
Ø ≤ 20 (mm)	Máximo	1.78	1.41	1.55	1.81	1.61	1.61
	Mínimo	0.78	0.96	1.08	0.70	0.94	1.07
	Média	1.22	1.15	1.27	1.00	1.27	1.35
	COV	0.22	0.10	0.11	0.21	0.10	0.11
	Vigas	32%	5 %	0 %	59 %	3 %	0 %

Fonte: ZUO e DARWIN (2000)

* Equação da Norma ACI 318 (1999), conforme item 4.1, do capítulo 4.

As seguintes conclusões foram obtidas com os resultados das 64 vigas avaliadas por ZUO e DARWIN, e mais as vigas acrescentadas na Tabela 3.5 da Norma ACI 318 (1999):

a) para barras emendadas não confinadas pela armadura transversal, a raiz quarta da resistência à compressão $f_c^{1/4}$, caracteriza melhor os efeitos da resistência do concreto sobre a resistência nas emendas;

- b) para emendas confinadas pela armadura transversal, $f_c^{3/4}$, caracteriza melhor os efeitos da resistência do concreto sobre a resistência nas emendas fornecida pela armadura transversal;
- c) o uso de agregado graúdo mais resistente resulta em um acréscimo na resistência de aderência na região da emenda, sendo confinada ou não pela armadura transversal;
- d) para emendas confinadas pela armadura transversal, a quantidade elevada de agregado graúdo, contribui para a resistência na emenda;
- e) a resistência nas emendas das barras confinada pela armadura transversal aumenta com o acréscimo da área relativa nervura e o diâmetro da barra;
- f) para emendas não confinadas pela armadura transversal a energia de fratura é muito mais elevada na presença de agregado graúdo de basalto em comparação com agregado de calcário nas relações de valores obtidos nos ensaios pelos valores estimados em cálculos, resultando portanto num acréscimo da resistência a propagação de fissuras, retardando a ruptura por fendilhamento e conseqüentemente aumentando a resistência de aderência na emenda; e,
- g) nas vigas sem armadura transversal os valores das relações obtidos nos ensaios pelos valores estimados em cálculos demonstram que os agregados graúdos de basalto foram aproximadamente 15% maiores do que os agregados de calcário, ou seja, agregados graúdos mais resistentes produzem resistências de aderência mais alta na região da emenda.

4 NORMAS SOBRE O ASSUNTO

A seguir são apresentadas às recomendações da Norma ACI 318 (ACI, 1999); Comitê Europeu Internacional do Beton-FIP (1990) e a Norma Brasileira NB1 (ABNT, 2001) sobre comprimento de ancoragem e emenda por traspasse para estruturas de concreto armado.

4.1 NORMA ACI 318 (ACI, 1999)

Equação geral do comprimento de ancoragem (expressa em termos do diâmetro da barra ou fio).

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

onde

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500sn} \quad (4.2)$$

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

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

Fonte: ACI 318 (ACI, 1999)

Sendo

λ_b = comprimento de ancoragem, em polegadas;

$\varnothing$ = diâmetro das barras da armadura longitudinal, em polegadas;

f_{yd} = tensão de escoamento do aço, em psi;

f_{yt} = tensão de escoamento do aço à tração da armadura transversal, em psi;

α = constante que relata a posição da armadura longitudinal na peça;

β = constante em função das barras serem ou não revestidas por epóxi;

γ = constante em função do diâmetro das barras da armadura longitudinal;

χ = constante que relata a massa específica do agregado;

$\sqrt{f_c}$ = raiz quadrada da resistência à compressão, em 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, em pol.;

K_{tr} = fator que representa a 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, em pol.²;

s = Espaçamento médio entre os estribos da armadura transversal, em pol.; e,

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

As unidades norte americanas são apresentadas em: psi (1 psi = 0.007 MPa) e em polegadas (1 polegada equivale à 25.4 mm).

Sendo 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 foram introduzidos 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 é mais preciso considerar o conceito de aderência na flexão, que colocava ênfase no cálculo dos picos nominais das tensões de aderência. A consideração de uma resistência média de aderência num comprimento total de transferência é mais significativa, em parte porque todos os ensaios de aderência consideram uma resistência média de aderência no comprimento de ancoragem da armadura e porque 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. Os comprimentos de transferência são exigidos por causa da 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 comprimento de transferência muito grande; entretanto uma camada com muitas barras, em um grande volume de concreto, podem criar um plano enfraquecido favorecendo o fendilhamento longitudinal ao longo do plano das barras.

4.1.1 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM PARA BARRAS À TRAÇÃO

Na Norma ACI 318 de 1989, maiores mudanças foram feitas nos procedimentos para o cálculo de comprimento de ancoragem de barras e fios nervurados submetidos à tração. Embora as revisões de 1989 fossem baseadas em vasta pesquisa e opinião de profissionais experientes, muitos daqueles que aplicavam as provisões de 1989 no cálculo, no detalhamento e na fabricação achavam-nas demasiadamente complexas na aplicação. Além disso, em algumas circunstâncias, as revisões requeriam comprimento de ancoragem maiores 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 concordância com os resultados da pesquisa e com a opinião dos projetistas. Na Norma ACI 318 de 1995, o formato para determinar os comprimentos de ancoragem de fios e barras nervurados tracionados 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 apresentar tantos multiplicadores anteriores quanto possível na equação básica, bem como rearranjar os termos e eliminar os fatores contendo ϕ_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 grandes comprimentos de ancoragem/emenda. Avaliando a Eq. (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 calcular λ_b baseado em $(C+K_{tr})/\varnothing$ para cada caso. O Comitê 408 (ACI, 1990) escolheu o formato final estabelecido pela Tab. 4.1 onde permite ao projetista escolher qualquer das duas seguintes abordagens:

1) A Tabela 4.1, 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 $(C+K_{tr})/\varnothing \leq 2.5$.

Comparando com 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 as barras $\varnothing = 20$ mm e menores deve-se usar $\gamma = 0.80$. Esta é a base para a primeira confusão da Tab. 4.1, 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 $1.0\varnothing$. Desta forma, para 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 transpasse à tração e também a norma recomenda que o comprimento de emendas por transpasse λ_{ot} , não possa ser menor do que 300 mm.

Considerando uma estrutura de concreto leve ($\chi = 1.0$), armaduras sem revestimento ($\beta = 1.0$), barras na face tracionada com diâmetro de 22 mm ou maiores ($\gamma = 1.0$), com $f_c = 4000$ psi (26 MPa) e 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 cobrimento mínimo de concreto igual à $\emptyset$ e espaçamento livre entre as armaduras longitudinais de $2\emptyset$, ou mínimo espaçamento livre de $\emptyset$, com uma quantidade mínima de espirais e estribos na região da emenda por transpasse, temos: $\lambda_b = 38\emptyset$, mas para espaçamentos ou cobrimentos de barras próximas é recomendado $\lambda_b = 57\emptyset$.

2) Uma abordagem basicamente similar em relação à equação original do Comitê 408, é incluída na Eq. (4.1). Isto permite ao usuário avaliar $(C + K_{tr})/\emptyset$ para cada combinação particular do cobrimento, espaçamento e armadura transversal. Isto permite um ou mais cálculos do comprimento de ancoragem. Um limite sobre $(C + K_{tr})/\emptyset$ 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 Equação (4.1) resultam em uma abordagem de cálculo mais simplificada, permitindo aproximações enquanto mantidas a abordagem geral do Comitê 408, onde casos especiais ou muitas repetições se faz necessárias.

4.1.2 COMPRIMENTO DE EMENDA PARA BARRAS À TRAÇÃO

O comprimento de ancoragem das equações obtidas na Tabela 4.1 e pela equação geral (4.1) devem ser multiplicados por fatores para se obter o comprimento de emenda por traspasse, conforme o tipo de classe do aço (A ou B).

- a) para aços classe A: $\lambda_{0t} = 1.0 \lambda_b$
- b) para aços classe B: $\lambda_{0t} = 1.3 \lambda_b$

Conforme a Tabela 4.2, as classes de aço são classificadas 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 de emenda por traspasse.

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

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

Fonte: ACI 318 (ACI, 1999)

4.1.3 BARRAS REVESTIDAS POR EPÓXI

Estudos relatados recentemente pelo Comitê ACI 318 (ACI, 1999) indicaram que a ancoragem de barras revestidas por epóxi possuem resistência de aderência reduzidas, devido ao revestimento evitar a adesão e o atrito entre a barra e o concreto.

Quando o cobrimento ou espaçamento é pequeno, a ruptura por fendilhamento pode ocorrer, conseqüentemente a resistência de aderência é substancialmente reduzida.

Se o cobrimento e o espaçamento entre as barras são grandes, a ruptura por fendilhamento é impedida e o efeito do revestimento de epóxi sobre a resistência de ancoragem não é grande.

Existem relatos que para cobrimento ou espaçamento menores, a resistência de ancoragem pode ser aumentada pela adição da armadura transversal, cruzando o plano de fendilhamento, e restringindo as fissuras de fendilhamento. Embora nenhum estudo sobre os efeitos do revestimento do aço na armadura transversal tenha sido relatado, a adição da armadura transversal melhora a resistência na ancoragem da barras revestidas por epóxi. Sendo assim, a aderência de barras revestidas com epóxi é reduzida devido à baixa adesão entre a barra e o concreto, sendo que um limite de 1.7 é estabelecido para o produto da armadura moldada na parte superior da viga (*top cast*) e para as armaduras moldadas na parte tracionada (*bottom cast*).

As barras revestidas por epóxi são usadas em todos os tipos de estruturas de concreto, onde a corrosão pode causar deterioração. Para um bom desempenho estrutural, a resistência de aderência aço-concreto é essencial, mas o revestimento diminui a aderência, portanto é necessário que se leve em conta no projeto. Em um trabalho experimental realizado por TREECE e JIRSA (1989), em 21 vigas com emenda por traspasso em uma região de momento constante, foram comparadas as barras com e sem revestimento, e chegaram as seguintes conclusões:

- a) as barras revestidas com epóxi reduziram significativamente a resistência de aderência aço-concreto. A redução foi em função do modo de ruptura: arrancamento ou fendilhamento;
- b) na ruptura por fendilhamento, a resistência de aderência das barras revestidas por epóxi foram aproximadamente 65% das barras sem revestimento. No caso de ruptura

por arrancamento, a resistência de aderência foram aproximadamente 85% das barras não revestidas;

c) a redução da resistência de aderência foram independentes do diâmetro das barras (20 e 36 mm) e da resistência do concreto (27, 29, 30, 36, 55, 57, 66, 72.5 e 87 MPa);

d) a largura e o espaçamento das fissuras foram significativamente aumentadas pelo revestimento de epóxi. Para as barras de 20 mm, a média das aberturas das fissuras foi mais de duas vezes maior quando comparado às barras sem revestimento; e,

e) a carga de ruptura e as deflexões não foram afetadas significativamente pelo revestimento de epóxi.

CAIRNS e ABDULLAH (1995), analisaram as mudanças na resistência de aderência aço-concreto atribuídas pelo revestimento na armadura através de ensaios de arrancamento localizados em espécimes de concreto e concluíram que: a superfície mais macia das barras devido ao revestimento por epóxi afetam a resistência de aderência das emendas por traspasse; e com o aumento da área relativa de nervura a resistência de aderência da barras com revestimento diminuíram em relação às barras não cobertas e concluíram que o comprimento de emenda para barras revestidas por epóxi devem ser acrescentados de 20% dos valores das norma correntes para barras nervuradas convencionais.

4.2 COMITÊ EUROPEU 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 $\varnothing$ é:

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} \quad (4.8)$$

O comprimento de ancoragem necessário de projeto λ_{nec} :

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

$A_{s, cal}$ = seção do aço calculada necessária por projeto, cm^2 ;

$A_{s, ef}$ = seção de aço efetivamente utilizada, cm^2 ;

f_{yd} = resistência do aço à tração de cálculo, MPa;

f_{yk} = resistência característica do aço à tração, MPa;

α_1 = coeficiente que considera a forma de ancoragem (reta, gancho, laço);

α_2 = considera a influência de uma ou mais barras transversais ao longo do comprimento de ancoragem;

α_3 = coeficiente que considera o efeito de confinamento pelo cobrimento;

α_4 = coeficiente que considera o efeito de confinamento pela armadura transversal;

α_5 = coeficiente que considera o efeito da pressão transversal ao plano de fendilhamento, ao longo do comprimento de ancoragem;

λ_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 em:

- para armaduras de alta aderência: $(\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5) > 0.7$

- para armaduras lisas ou endentadas: $(\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5) = 1.0$

O valor de projeto para a tensão de aderência f_{bd} é:

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

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

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

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

Sendo

f_{ctd} = resistência de projeto do concreto à tração do concreto, MPa;

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

γ_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;

η_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.

η_2 = posição da armadura durante a concretagem.

$\eta_2 = 1.0$ para boas condições de aderência, tais como:

- barras com inclinação de 45° a 90° com a horizontal, durante a concretagem;

- barras com inclinação menor que 45° com a 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.

η_3 = considera o diâmetro da armadura

$\eta_3 = 1.0$ para ($\varnothing \leq 32$ mm); e,

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

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

Fator influenciante	Tipos de ancoragem	Barra tracionada	Barra comprimida
Tipo de ancoragem	Reta Curva	$\alpha_1 = 1.0$ $\alpha_1 = 0.7^*$	$\alpha_1 = 1.0$
Barras transversais Soldadas	Reta ou curva com barras transversais soldadas	$\alpha_2 = 0.7$	$\alpha_2 = 0.7$
Confinamento pelo concreto	Reta	$\alpha_3 = 1 - 0.15 \frac{cd - \emptyset}{\emptyset}$ $\geq 0.7 \quad \alpha_3 \leq 1.0$	$\alpha_3 = 1.0$
	Curva	$\alpha_3 = 1 - 0.15 \frac{cd - \emptyset}{\emptyset}$ $\geq 0.7 \quad \alpha_3 \leq 1.0$	
Confinamento pela Armadura transversal	Reta ou Curva	$\alpha_4 = 1 - k\lambda^{**}$ $\geq 0.7 \quad \alpha_4 \leq 1.0$	$\alpha_4 = 1.0$
Confinamento por pressão transversal	Reta	$\alpha_5 = 1 - 0.04p$	$\alpha_5 = 1 - 0.04p$
	ou Curva	$\geq 0.7 \quad \alpha_5 \leq 1.0$	$\geq 0.7 \quad \alpha_5 \leq 1.0$

Fonte: CEB-FIP (1990)

* se cobrimento $> 3\emptyset$, caso contrário $\alpha_1 = 1.0$.

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

A_{st} = seção transversal da armadura transversal ao longo do comprimento de ancoragem;

$A_{st,min}$ = seção transversal da armadura transversal mínima; e,

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

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; e,

p = pressão transversal, em 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

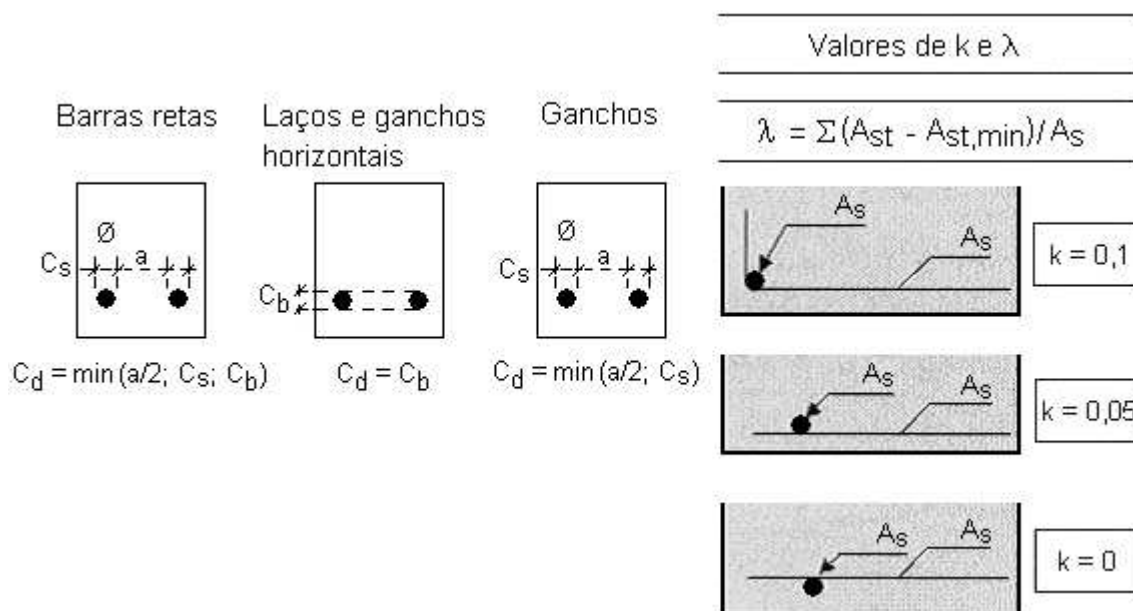


FIGURA 4.1 – Valores de k e λ e notação de c_d para a Tabela 4.2

Fonte: CEB-FIP (1990)

A armadura transversal deve estar uniformemente distribuída ao longo de:

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

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

No caso de ancoragens curvas, no mínimo 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:

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

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

$\lambda_{ot,min} > \text{máximo } (0.3 \alpha_{ot} \lambda_b, 15\varnothing \text{ ou } 20 \text{ cm}), \text{ com } \alpha_{ot} \text{ fornecido na Tabela 4.4.}$

TABELA 4.4 – Coeficiente α_{ot}

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 α_1 , α_3 , α_4 , e α_5 são os mesmos da Tabela 4.3, porém no cálculo de α_4 , a $\Sigma A_{st,min}$ deve ser adotado com $1.0A_s$, sendo 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 de 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 – NB1 (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 emenda, 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; e,
- d) por outros dispositivos devidamente justificados.

4.3.1.1 Emendas mecânicas

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

- emenda com luva rosqueada;
- emenda com luva prensada; e,
- emenda com luva preenchida.

4.3.1.2 Emendas por solda

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

- emenda por solda de topo por caldeamento;
- emenda por solda de topo com eletrodo;
- emenda por solda traspassada com eletrodo; e,
- emenda por solda de qualquer outro tipo que não os citados anteriormente.

4.3.1.3 Emendas por traspasse

A emenda por traspasse não são utilizadas para bitolas de armação superiores a 32 mm e explicitamente proibidas em tirantes (no intuito de evitar problemas com deformação excessiva), tem como idéia básica transferir o esforço de uma barra para outra através 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 a outra barra o esforço que recebeu.

No caso de feixes, o diâmetro do círculo de mesma área, para cada feixe, não deve ser superior a 45 mm. Podem ser feitas emendas por traspasse em feixes de barras respeitando as considerações citadas no parágrafo anterior, para as barras constituintes do feixe 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

Consideram-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 a barra tem diâmetros diferentes, o comprimento de traspasse deve ser calculado pela barra de maior diâmetro, conforme a Figura 4.2.

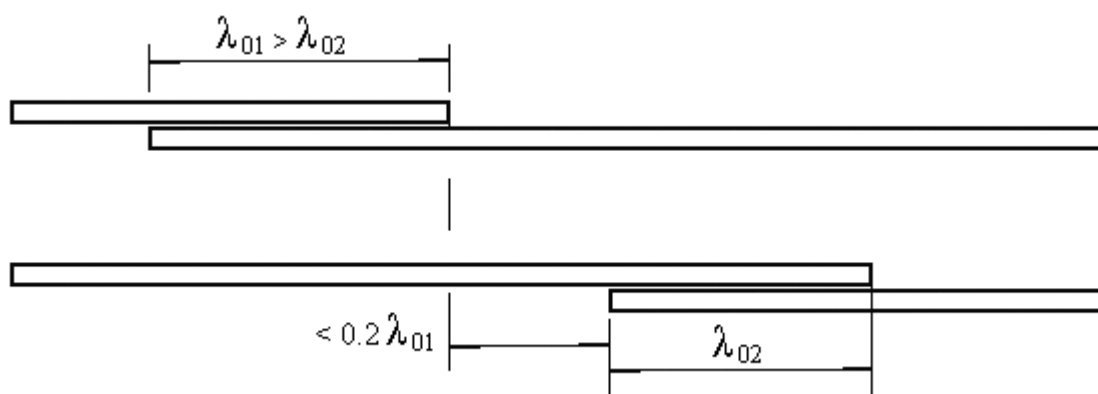


FIGURA 4.2 – Emendas supostas como na mesma seção transversal

Fonte: NB1 (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 deverá ser justificada quanto à integridade do concreto na transmissão dos esforços e da capacidade resistente da emenda, como um conjunto, frente à natureza das ações que a solicitem.

TABELA 4.5 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas

Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	em 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: NB1 (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 transpasse para barras tracionadas deve ser:

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

Sendo

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

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

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, caso a soma das áreas dessas armaduras seja maior ou igual às especificadas abaixo:

a) Barras com $\varnothing < 32 \text{ mm}$

Ao longo do comprimento de ancoragem deve ser prevista 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 $\varnothing \geq 32 \text{ mm}$

Dever ser verificada a armadura em duas direções transversais ao conjunto de barras ancoradas. Essas armaduras transversais devem suportar os esforços de fendilhamento segundo os planos críticos, respeitando espaçamento máximo de $5\varnothing$ (onde $\varnothing$ é o diâmetro da barra ancorada).

5 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram realizados ensaios de flexão com 7 vigas de concreto armado de alta resistência, e ensaios de resistência à compressão, de módulo de elasticidade e tração por compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos de concreto, para verificar as características mecânicas do concreto.

A fabricação e execução dos ensaios foram realizadas no laboratório de estruturas e materiais de construção da UNICAMP.

Primeiramente é apresentada a Tabela 5.1 a composição do concreto, e em seguida à caracterização dos materiais e o programa experimental.

A composição do concreto utilizado neste trabalho foi em função da parte experimental da tese de doutorado de MAUREL (1999) do Institut National des Sciences Appliquées (INSA), Toulouse, França, e também utilizado posteriormente por DUCATTI (1999), em seu pós doutorado sobre “Aderência em concreto de elevado desempenho: Emenda por transpasse na armadura de vigas submetidas à flexão” também no mesmo instituto.

Por esta razão foi utilizado o mesmo traço de concreto, mas com as características e propriedades dos materiais empregado no Brasil.

TABELA 5.1 – Composição do concreto

Materiais	Kg/m³
Cimento	425
Areia	670
Brita	1425
Água	145
Superplastificante (volume)	2.5
Sílica ativa	42.5
Relação água/cimento	0.34
Traço unitário	1 : 1.6 : 3.0 : 0.34
Teor de argamassa (%)	46

Fonte: MAUREL (1999)

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

5.1.1 CIMENTO

Foi utilizado Cimento Portland de Alta Resistência Inicial CP V – ARI. A composição química, e as características físicas e mecânicas são apresentadas na Tabela B.1 (ver anexos), atendem as recomendações da NBR 5733 (ABNT, 1991).

5.1.2 AGREGADO MIÚDO

Foi utilizado agregado proveniente da região de Campinas. As características físicas da areia são apresentadas na Figura A.1 e Tabela B.2 (ver anexos), e atendem as recomendações da NBR 7217 (ABNT, 1987).

5.1.3 AGREGADO GRAÚDO

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

5.1.4 SÍLICA ATIVA

Foi utilizada, sílica ativa conforme a Tabela 5.2.

TABELA 5.2 – Características físicas e químicas da sílica ativa

Características Físicas e Químicas	
Massa específica	2.220 kg/m ³
Superfície específica	20.000 m ² /kg
Formato de partícula	Esférico
Diâmetro médio	0.2µm
Teor de SiO ₂	Mínimo 85%
Umidade	Máximo 3%
Equivalente alcalino	Máximo 0.5%

5.1.5 SUPERPLASTIFICANTE

TABELA 5.3 – Aditivo superplastificante

Propriedades Típicas	Aditivo
Forma	Líquido viscoso
Cor	Marrom
Massa específica	1.250 ± 0.02 g/cm ³
pH	6.6 ± 1
Viscosidade	128 ± 30 cps (20°)

5.1.6 AÇO

São utilizadas barras de aço com alta aderência sem revestimento, conforme a NBR 7480 (1982) e NBR 6152 (1992) com característica geométrica e mecânica conforme as Figuras 5.1 e 5.2. No anexo é apresentada a curva tensão x deformação para a barra de aço conforme as Figuras A.2 e A.3 e Tabela B.4

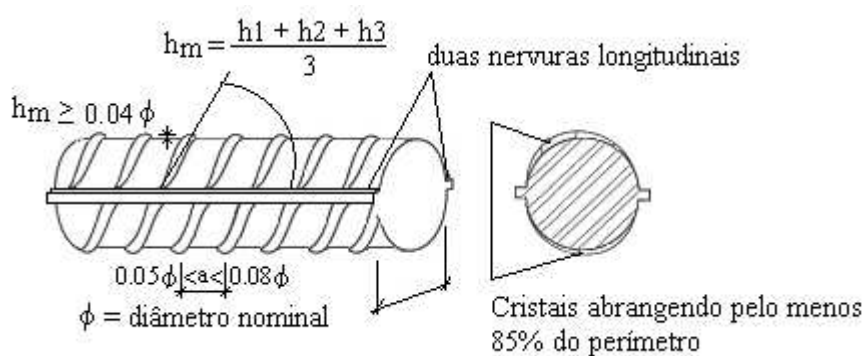


FIGURA 5.1 – Exigências para barras de alta aderência

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 1982)

Sendo:

h_m = altura média das nervuras

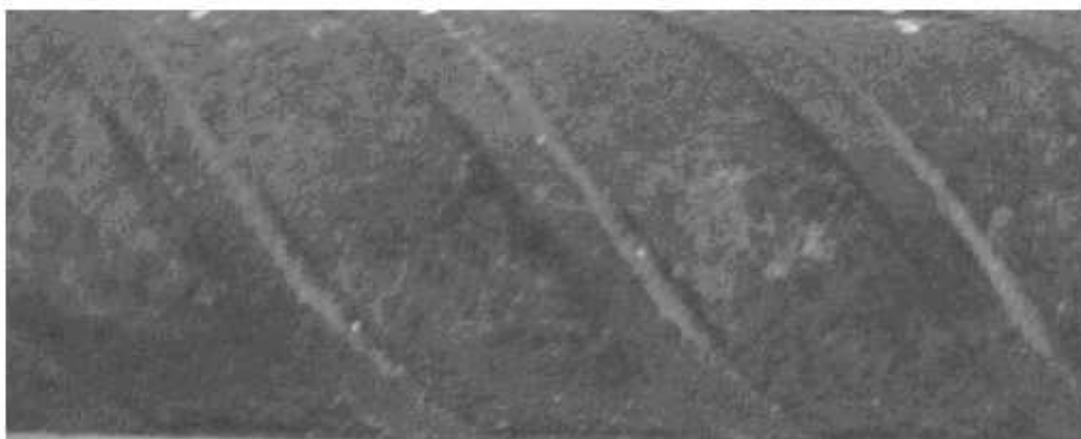


FIGURA 5.2 – Forma geométrica das nervuras das barras ensaiadas

5.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

As fases de fabricação das vigas foram divididas em três etapas: na primeira etapa foram moldadas as vigas 1 e 2, na segunda etapa as vigas 3 e 4 e por último as vigas 5, 6 e 7. As concretagens foram realizadas em três etapas devido à limitação de fôrmas disponíveis no laboratório.

A armadura transversal usada em todas as vigas foram 6.3 mm a cada 10 cm, com exceção das vigas sem estribos na região da emenda por traspasse, o diâmetro da barra longitudinal da face tracionada foi igual a 20 mm. A resistência à compressão do concreto ficou entre $100 > f_c > 70$ MPa, e aço com tensão de escoamento igual a 630 MPa (conforme a Tabela B4 em anexo). Na Tabela 5.4 são apresentadas com detalhes as características das variáveis geométricas das vigas

Todas as vigas ensaiadas neste programa foram rompidas a flexão com momento constante aplicado no trecho central do vão onde se localiza a emenda. Também foram realizados ensaios com corpos de prova para a medida da resistência à compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade do concreto.

TABELA 5.4 – Características das variáveis geométricas das vigas

VIGA	Cobrimento lateral (C _s)	Cobrimento da face tracionada (C _b)	Armadura transversal	Emenda por traspasse
1	20	20	Sim	Não
2	40	40	Sim	Não
3	20	20	Sim	46 cm
4	20	20	Sim	56 cm
5	20	20	Não	46 cm
6	20	20	Não	56 cm
7	40	40	Sim	66 cm

5.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS ENSAIADAS

As Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 representam as características geométricas das vigas e o esquema de carregamento do ensaio, a disposição da armadura e a posição dos extensômetros colados na armadura.

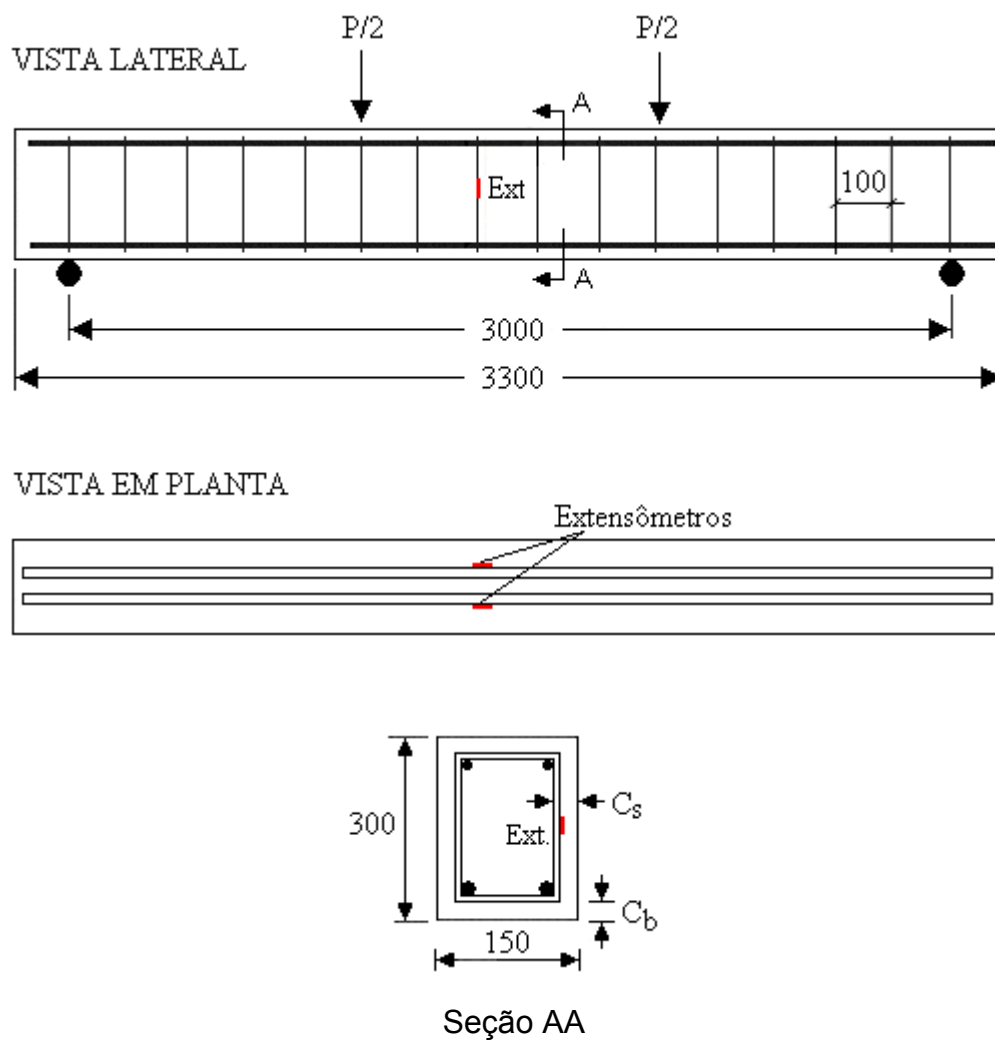


FIGURA 5.3 – Características geométricas das vigas 1 e 2

Nota: Todas as medidas são em milímetros.

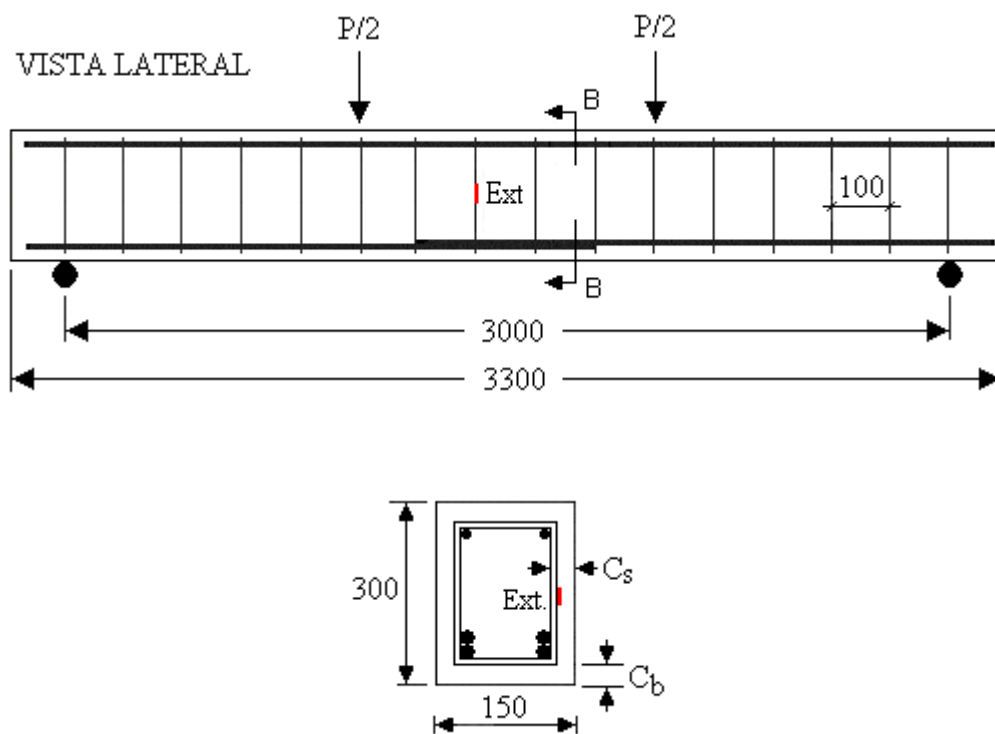


FIGURA 5.4 – Características geométricas das vigas 3, 4 e 7

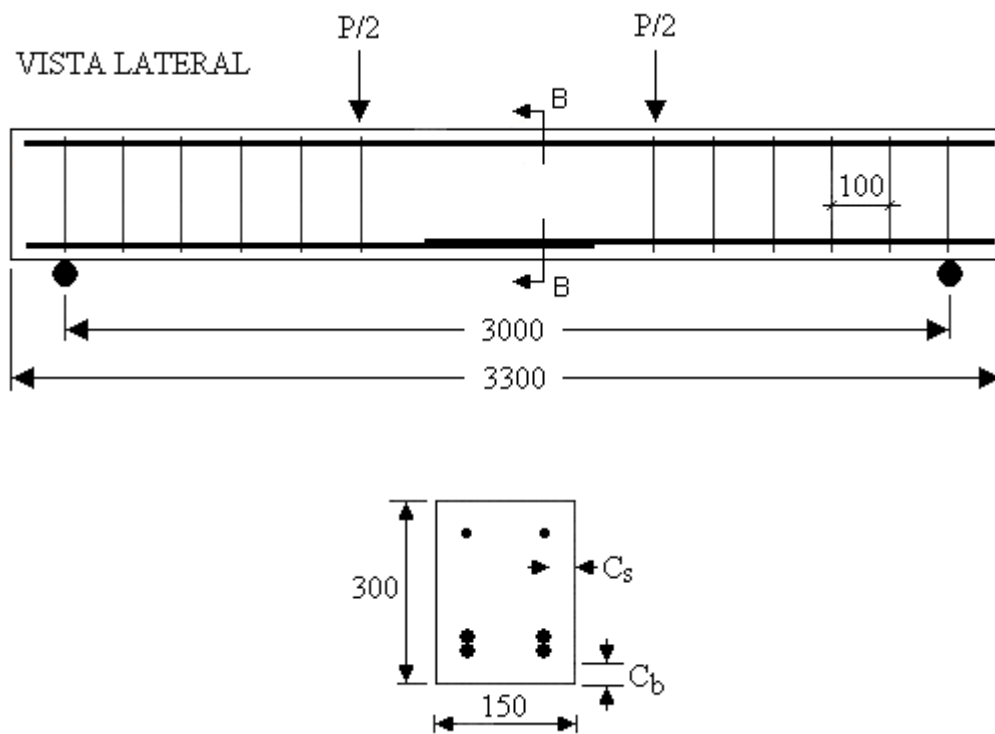


FIGURA 5.5 – Características geométricas das vigas 5 e 6

5.2.2 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

As vigas 1 e 2 foram denominadas vigas de referência para o estudo. As armaduras longitudinais foram contínuas, portando não possuem emendas. As vigas apresentam cobrimento lateral e de face tracionada iguais a um diâmetro (20 mm) e a dois diâmetros de barra (40 mm) de cobrimento, respectivamente.

O comprimento de emenda por traspasse das vigas 3, 4, 5, 6 e 7 foram estabelecidos por analogia com ensaios extraídos da literatura internacional. As equações dos trabalhos de origem norte-americana foram calibradas para fornecer o comprimento de emenda antes que a armadura emendada entrasse em escoamento. Deste modo, o ensaio será dado como terminado quando a armadura principal escoar, quer a emenda tenha rompido ou não.

5.2.3 ESTIMATIVA DA CARGA DE RUPTURA DO ENSAIO

Como já mencionado anteriormente, todos os modelos foram dimensionados por equações que prevêem a ruptura da emenda por traspasse antes que ocorra o escoamento da armadura principal. Sendo assim despreza-se toda a região de concreto sujeita a tração e o estado limite último será considerado quando a armadura atingir o escoamento ou se for o caso, a ruptura por compressão do concreto. Na Tabela 5.5 são apresentadas as variáveis para o cálculo da carga de ruptura prevista e do momento.

O dimensionamento foi realizado pelas equações de equilíbrio dos materiais, no estado limite último (domínio III), peça subarmada.

O momento na região da emenda é constante, ou seja, não haverá esforço cortante atuante na região da emenda por traspasse.

TABELA 5.5 – Variáveis para o cálculo da carga de ruptura prevista e do momento

Viga	Variáveis							
	b_w (cm)	h (cm)	C_b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	f_{yd} (MPa)	f_{cm} (MPa)
1	15	30	2	26.5	2 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	94.6
2	15	30	4	24.5	2 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	94.6
3	15	30	2	26.5	4 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	85.3
4	15	30	2	26.5	4 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	85.3
5	15	30	4	24.5	4 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	73.3
6	15	30	2	26.5	4 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	74.0
7	15	30	2	26.5	4 ϕ 20.0	2 ϕ 6.3	630	78.7

Sendo

b_w = largura da alma de uma viga;

h = altura da seção;

C_b = cobrimento de concreto em relação a face tracionada;

d = altura útil;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A_s' = área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

f_{yd} = resistência ao escoamento do aço de armadura passiva; e,

f_{cm} = resistência à compressão média do concreto;

Os resultados apresentados na coluna da resistência ao escoamento do aço, f_{yd} e da resistência à compressão média do concreto, f_{cm} estão nas Tabelas 6.2 e 6.3 respectivamente no capítulo de resultados, ou seja, foram utilizados resultados obtidos dos valores de ensaio para determinar a carga de ruptura estimada.

5.2.4 FABRICAÇÃO DO CONCRETO

Antes das vigas serem concretadas as armaduras foram instrumentadas com um extensômetro elétrico colado na face inferior da armadura transversal e dois extensômetros colados na face inferior das armaduras longitudinais principais. A dosagem, será 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/m³, e composição dos materiais conforme Tabela 5.1. Antes do lançamento dos materiais na betoneira, será feita a pesagem dos materiais (cimento, areia, brita, sílica ativa, teor de superplastificante e água), e depois misturado previamente o cimento com a sílica ativa a seco.

Seqüência do lançamento dos materiais na betoneira:

1. lançar 50% do agregado graúdo;
2. lançar 50% da água sem superplastificante;
3. lançar o cimento com sílica;
4. lançar 90% dos 50% da água restante misturada com superplastificante;
5. lançar o restante do agregado graúdo;
6. lançar os últimos 10% da água mistura com superplastificante; e,
7. por último lançar o agregado miúdo.

5.2.5 DISPOSIÇÃO DAS BARRAS DURANTE A CONCRETAGEM

Conforme a NB 1 (ABNT, 2001) relata, além das características geométricas da barra, a qualidade do concreto na zona de ancoragem também é elemento essencial para garantir uma boa aderência. No caso de peças concretadas horizontalmente, o fenômeno de exsudação é mais intenso nas camadas superiores da peça. Pode-se então distinguir nessas peças dois tipos de ancoragem: zona de boa aderência e zona de má aderência.

Consideram-se como ancoradas em zonas de boa aderência, todas as armaduras inclinadas a mais de 45° em relação à horizontal e aquelas cujos comprimentos de ancoragem fiquem situados na metade inferior da seção da peça ou pelo menos a uma distância de 30 cm da face superior da mesma ou de uma junta horizontal de concretagem. As concretagens que não satisfaçam à condição acima devem ser consideradas como feitas em zonas de má aderência.

Para a qualidade de aderência, a posição da barra (horizontal ou vertical) durante a concretagem é essencial, assim como sua altura em relação ao fundo da forma. Devido à segregação do concreto fresco, há um acúmulo de água sob as barras, que é mais tarde absorvido pelo concreto, deixando vazios os inúmeros poros na parte inferior.

A qualidade da aderência pode, por causa disso, cair à metade dos valores correspondentes às barras verticais; a diminuição depende da relação água/cimento e da altura das barras em relação à forma ou em relação à camada de concreto já endurecido. Em consequência devem ser levadas em consideração as grandes diferenças entre os valores de cálculo para o dimensionamento.

No caso das vigas fabricadas, as armaduras estão na região de boa aderência, atendendo as recomendações da norma.

5.2.6 MOLDAGEM E CURA

Antes de iniciar a moldagem das fôrmas e dos cilindros estes foram vedados as juntas com uma mistura de cera mais óleo mineral, e posteriormente lubrificados internamente com óleo mineral. O adensamento das vigas foram realizados com a utilização de vibradores manuais de imersão durante o lançamento do concreto nas fôrmas; para os corpos de prova cilíndricos será utilizada a mesa vibratória. Após a moldagem as vigas serão cobertas por uma lona plástica para manter a umidade e evitar evaporação da água, durante uma semana, em seguida serão desformadas e mantidas no laboratório sob os mesmos cuidados, até a data de ensaio. Já a cura dos corpos-de-prova de concreto cilíndricos foram desformados após 24 horas, e em seguida serão conservados imersos em água saturada de cal, até a data do ensaio, conforme as recomendações da NBR 5738 (1994).

5.2.7 INSTRUMENTAÇÃO E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

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

- a) máquina universal de ensaios com capacidade de 400 kN para ensaios estáticos e dinâmicos, conforme a Figura 5.6;
- b) suportes com base magnética e defletômetros (Figura 5.7) com curso de 1cm a 5cm e sensibilidade de 0,1mm, 0,01mm e 0,001mm;
- c) máquina para ensaios de compressão com capacidade de 1200 kN;
- d) máquina para ensaios de compressão e tração com capacidade de 150 kN
- e) indicadores de deformação para uso em extensometria elétrica;
- f) sistema de aquisição de dados acoplado a um microcomputador; e,
- g) macacos hidráulicos com capacidade de 70 kN até 500 kN.

5.2.8 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

5.2.8.1 Resistência à flexão em vigas de concreto

Após os 28 dias da concretagem as vigas foram posicionadas no pórtico conforme a Fig. 5.6, sendo anteriormente pintadas com tinta branca para facilitar a identificação das fissuras. Em seguida os extensômetros elétricos já posicionados nas armaduras das vigas foram ligados a um sistema de aquisição de dados acoplado a um microcomputador para a medição das deformações e foi colocado posteriormente um relógio na região central da viga para medir o deslocamento vertical (flecha), Fig. 5.7. A seqüência do ensaio é descrita abaixo:

- a) foram aplicados incrementos de carga de 1tf através de um macaco hidráulico até atingir a ruptura da viga;
- b) para as vigas 1 e 2, a distância da aplicação entre as cargas foi no terço médio das vigas, mas para as vigas 3, 4, 5, 6 e 7, além do comprimento de emenda foi acrescido uma distância igual a (1 altura da viga = 30 cm). Esta recomendação evita que o ponto de aplicação da carga incida diretamente na extremidade da emenda e favoreça assim a melhor dispersão do carregamento.

$$d = \left(\frac{\lambda_{0t}}{2} + h \right) * 2 \quad (5.1)$$

d = distância total da aplicação entre as cargas;

λ_{0t} = comprimento de emenda por traspasse; e,

h = altura da viga.

- c) para cada incremento de carga de 1 tf foi medida, a flecha e marcada a fissura na viga; sendo simultaneamente processados no sistema de aquisição de dados as cargas e as deformações das armaduras.

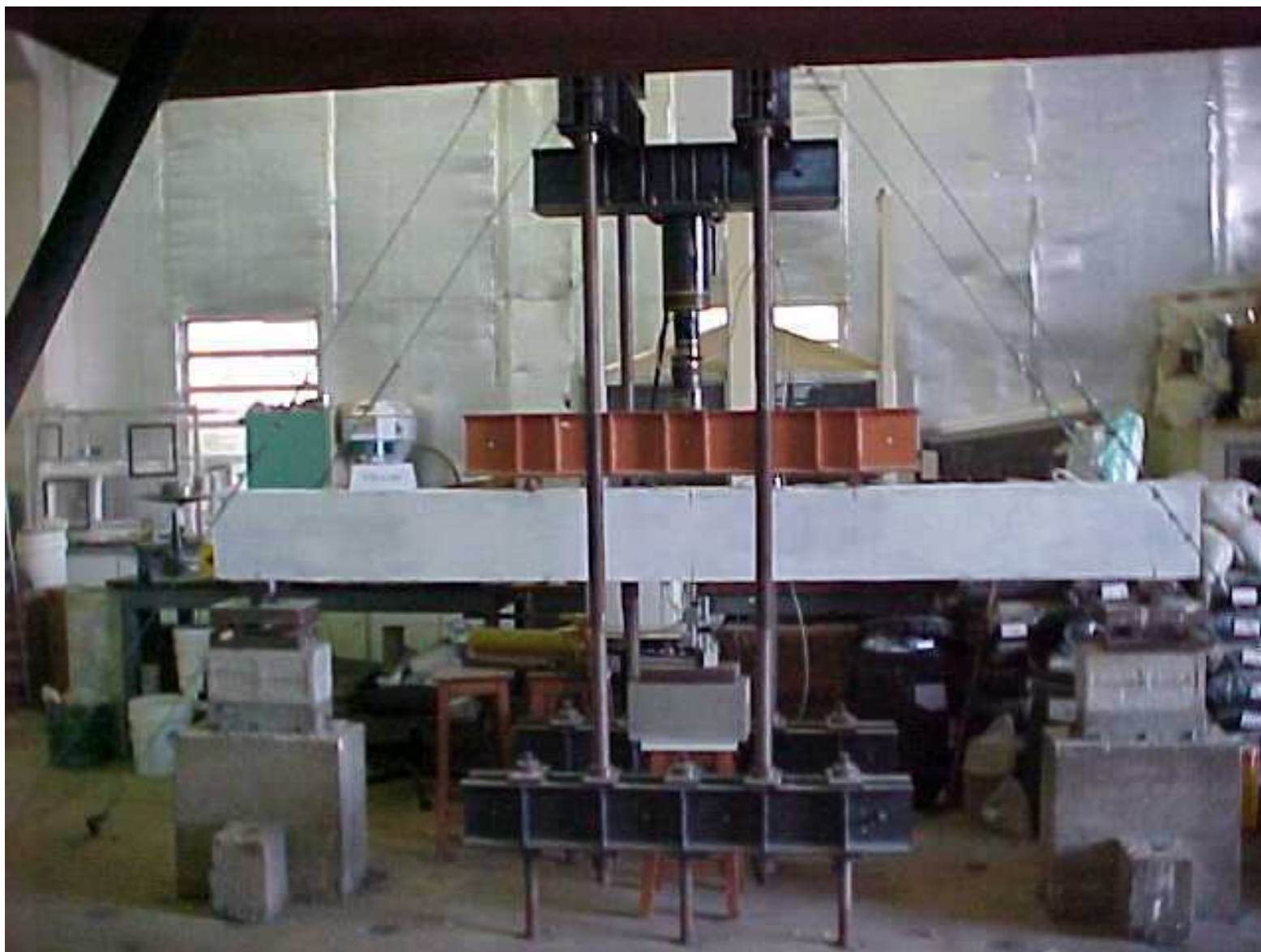


FIGURA 5.6 – Vista geral do ensaio de flexão



FIGURA 5.7 – Posicionamento do defletômetro no meio do vão

5.2.8.2 Resistência à compressão de corpos de prova de concreto

Determinou-se a resistência à compressão de 3 corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, para cada viga ensaiada conforme as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 1980). Antes dos corpos-de-prova serem ensaiados, foram 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 após capeados foram colocados diretamente sobre o prato inferior da prensa, de maneira que ficassem rigorosamente centrados em relação ao eixo de carregamento.

A velocidade de carregamento da máquina de ensaio, ao transmitir a carga de compressão foi equivalente a 0.25 ± 0.05 MPa. O resultado da resistência foi medido em megapascal, de cada corpo de prova, ou seja, dividindo a carga de ruptura pela área da seção do corpo de prova.

5.2.8.3 Resistência à tração por compressão diametral em corpos de prova

Determinou-se a resistência à tração por compressão diametral de 3 corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, para cada viga ensaiada conforme as recomendações das normas NBR 5739 (ABNT, 1980) e NBR 7222 (ABNT, 1980).

5.2.8.4 Módulo de elasticidade do concreto

Determinou-se o módulo de elasticidade (módulo de deformação secante) de 2 corpos de prova cilíndricos de concreto de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, para cada viga ensaiada conforme as recomendações da NBR 8522 (ABNT, 1980).

6 RESULTADOS OBTIDOS

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios das quatro vigas já ensaiadas: a carga de ruptura, o panorama das fissuras nas vigas (Fig. 6.1 à 6.7), os gráficos das deformações, determinação das flechas, da resistência à compressão, da tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade.

6.1 CARGA DE RUPTURA

TABELA 6.1 – Resultados das cargas de ruptura

VIGA	Cobrimento (mm)	Comprimento de emenda (mm)	$P_{prevista}^*$ (tf)	P_{ensaio} (tf)	$P_{ensaio}/P_{cálculo}$ (tf)
1	20	0	19.9	18.7	0.94
2	40	0	18.3	18.0	0.98
3	20	460	20.4	17.3	0.85
4	20	560	21.5	20.6	0.95
5	20	460	20.2	12.0	0.60
6	20	560	21.3	16.0	0.75
7	40	660	20.8	21.7	1.05

* Valores obtidos conforme o item 5.2.3

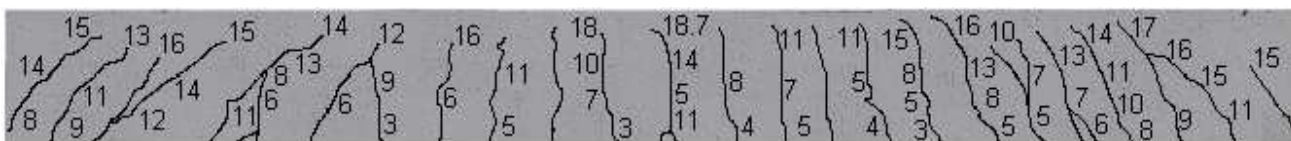


FIGURA 6.1 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 1



FIGURA 6.2 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 2



FIGURA 6.3 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 3

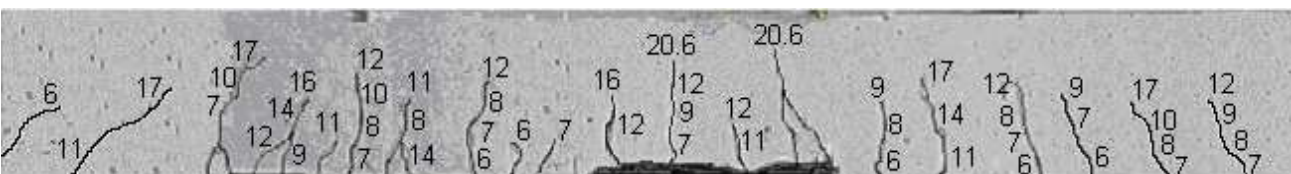


FIGURA 6.4 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 4



FIGURA 6.5 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 5



FIGURA 6.6 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 6



FIGURA 6.7 – Detalhe do panorama de fissuração da viga 7

6.2 DETERMINAÇÃO DAS FLECHAS

A seguir é apresentado o gráfico das flechas do concreto referentes às vigas 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7.

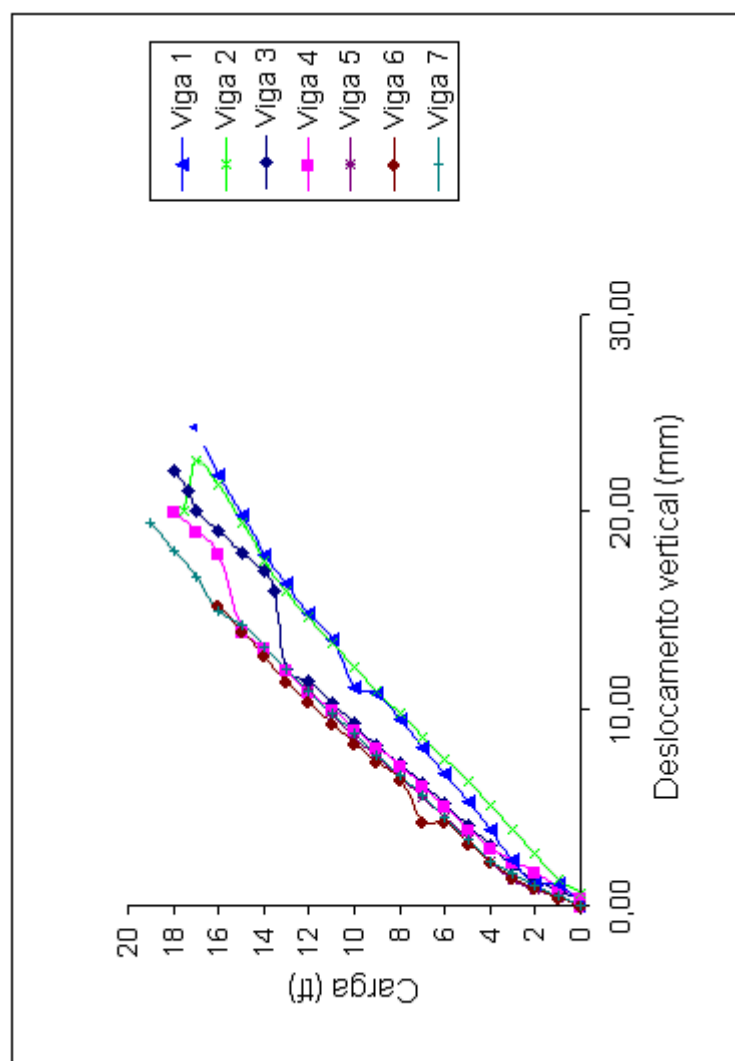


FIGURA 6.8 – Gráfico das flechas das vigas 1/2/3/4/5/6 e 7

6.3 TENSÃO x DEFORMAÇÃO DAS VIGAS

O gráfico apresenta a curva (tensão x deformação) da armadura longitudinal da face inferior tracionada, referente ao ensaio da resistência à tração por flexão das vigas 1, 2, 5, 6 e 7. As vigas 3 e 4 apresentaram problemas com os extensômetros na realização do ensaio, e por isso não foram mencionadas na Figura 6.9.

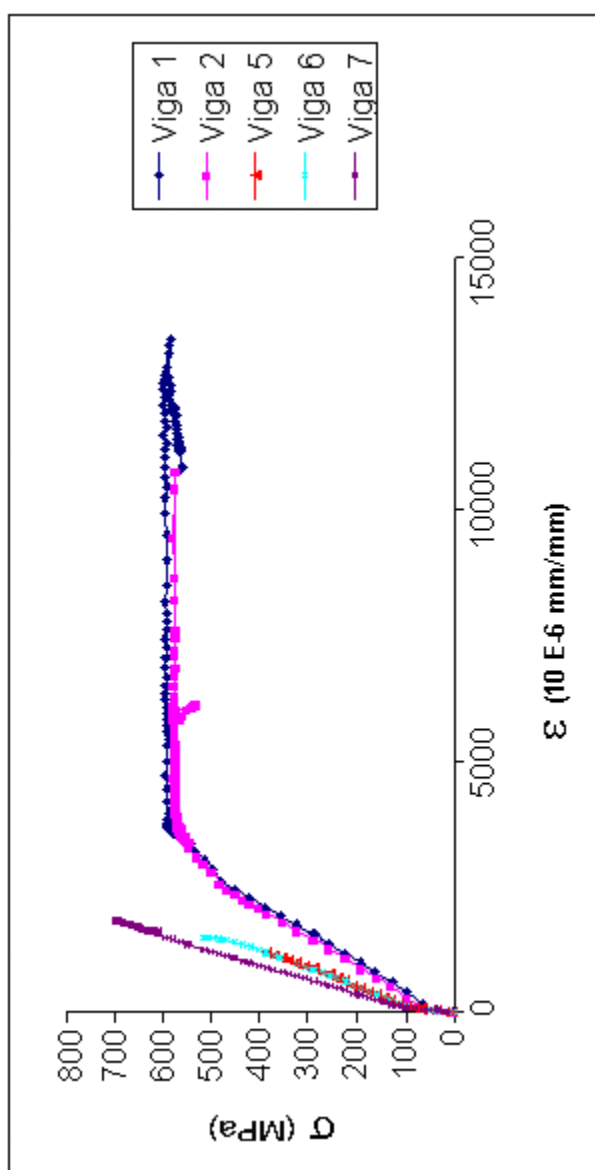


FIGURA 6.9 – Ensaio de resistência à tração por flexão pura

6.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

TABELA 6.2 – Resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos de concreto

Corpos de prova		f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão
1	I	102.0	94.6	6.4
	II	92.0		
	III	90.0		
2	I	94.0	94.6	5.0
	II	90.0		
	III	100.0		
3	I	84.0	85.3	2.1
	II	84.3		
	III	87.8		
4	I	82.0	85.3	5.8
	II	92.0		
	III	82.0		
5	I	73.0	73.3	0.6
	II	73.0		
	III	74.0		
6	I	64.0	74.0	8.8
	II	80.0		
	III	78.0		
7	I	79.0	78.7	0.6
	II	79.0		
	III	78.0		

6.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

TABELA 6.3 – Resistência à tração por compressão diametral

Corpos de prova		f_{ct} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	Desvio padrão
1	I	6.8	3.3	0.4
	II	6.2		
	III	6.0		
2	I	6.3	6,5	0.2
	II	6.4		
	III	6.7		
3	I	5.6	5.8	0.2
	II	5.6		
	III	6.0		
4	IV	5.9	5.9	0.4
	V	6.3		
	VI	5.5		
5	I	4.5	4.6	0.2
	II	4.6		
	III	4.8		
6	I	5.2	5.0	0.2
	II	5.0		
	III	4.8		
7	I	5.6	5.2	0.4
	II	4.9		
	III	5.0		

6.6 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

A curva representa a média do módulo de elasticidade do concreto referente às vigas 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7, foi calculada pelos valores médios obtidos de 14 corpos de prova ensaiados.

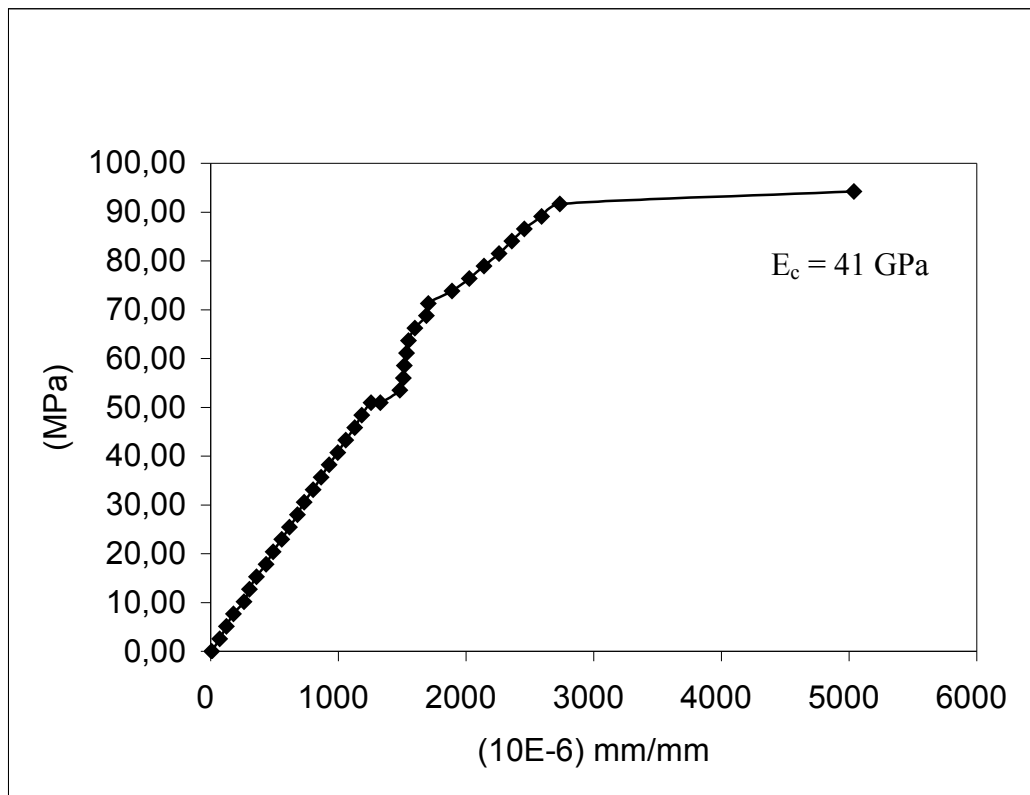


FIGURA 6.10 – Módulo de elasticidade do concreto

7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Inicialmente é apresentado na Tabela 7.1 o resultado do cálculo teórico do comprimento de emenda por traspasse das equações abordadas no desenvolvimento da revisão bibliográfica e no capítulo sobre normas.

TABELA 7.1 – Resultado do comprimento de emenda por traspasse calculado

COMPRIMENTO DE EMENDA POR TRASPASSE									
(cm)									
Equações	f_c	f_y = 414 MPa				f_y = 500 MPa			
	(MPa)	f_c (MPa)				f_c (MPa)			
ACI 318 (1971) – Eq. (3.2)	21	20	40	60	80	20	40	60	80
		96	65	53	46	112	79	65	56
ORANGUN et alii (1977) – Eq. (3.9)	21	96	68	55	48	118	83	68	59
CEBFIP (1990) – Eq. (4.14)	50	46	30	30	30	55	35	30	30
DARWIN et alii (1992) – Eq. (3.21)*	31	127	76	54	47	163	102	75	69
DARWIN et alii (1996) – Eq. (3.42)*	110	157	125	108	96	200	160	140	127
ACI 318 (1999) – Eq. (4.1)	69	148	105	86	74	180	127	104	90
ACI 318 (1999) – Eq. (4.3)	69	115	81	66	57	139	98	80	69
ZUO e DARWIN (2000) – Eq. (3.50)*	108	163	124	104	91	208	162	137	121
NB 1 (2001) – Eq. (4.15)	50	92	58	44	40	110	70	60	60

*As Equações (3.21), (3.42) e (3.50), determinam diretamente o resultado do comprimento de emenda por traspasse, apresentado na Tabela 7.1, mas nas demais equações, primeiramente são calculados o comprimento de ancoragem e em seguida multiplicado por um coeficiente para determinar o comprimento de emenda.

Foram considerados para o cálculo da Tabela 7.1, as mesmas características da seção transversal das vigas ensaiadas, mas sendo o cobrimento de concreto somente igual a 20 mm da face da armadura longitudinal tracionada.

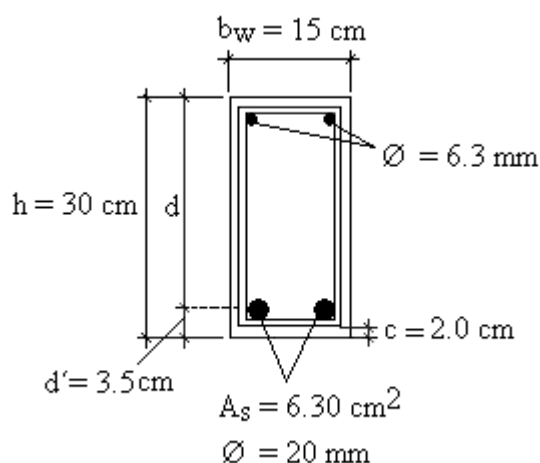


FIGURA 7.1 – Seção transversal

Na primeira coluna da Tabela 7.1 é apresentada a evolução histórica das equações para determinação do comprimento de emenda por traspasse.

Na segunda coluna é indicado o limite da resistência à compressão do concreto, f_c para cada equação indicada, ou seja, cada equação tem um valor de resistência a compressão máximo para o cálculo do ensaio de tração por flexão. É importante salientar que somente por motivo de experimentação foram extrapolados os valores limites de resistência à compressão que seguem nas próximas colunas.

A Tabela 7.1 foi dividida em duas colunas de tensão de escoamento do aço ($f_y = 414 \text{ MPa}$) e ($f_y = 500 \text{ MPa}$), mas o cálculo com a tensão de escoamento $f_y = 414 \text{ MPa}$,

foi somente para atender as classes de aços norte-americanos, já que não é muito usual o emprego de aço desta categoria no Brasil.

Notou-se também que utilizando-se as equações americanas (Norma ACI e equações propostas de Darwin), os valores são muito elevados para tensão de 500 MPa, ou seja, são anti-econômicas para dimensionamento nesta classe de aço.

A coluna da tensão de escoamento do aço ($f_y = 500 \text{ MPa}$), estabelece que para resistências à compressão, $f_c = 21 \text{ MPa}$, o comprimento de emenda variou de 55 a 208 cm e para resistências à compressão de 40 MPa, o comprimento de emenda variou de 35 a 162 cm, ou seja, ocorreu uma grande variação entre os comprimentos de emenda para todas as equações correlacionadas na Tabela 7.1, ou seja, dentre as equações normatizadas (ACI, CEB-FIP e NB 1) a Eq. (4.13) do CEB-FIP (1990) é a mais econômica para seu limite de resistência de 50 MPa.

A norma brasileira com limite de resistência à compressão de 50 MPa, apresentou comprimento de emenda por traspasse calculado da ordem de duas vezes maior aos valores recomendados pelo CEB-FIP, mesmo sendo originária da mesma, isto ocorreu provavelmente para favorecer a segurança, e considerando as más condições de execução nos canteiros de obra. Também foi observado que as equações da norma brasileira e do CEB-FIP, não levam em consideração a variação do cobrimento de concreto para o dimensionamento do comprimento de ancoragem/emenda.

Das equações recomendadas na Tabela 4.1, da Norma ACI 318 (1999), com limite de resistência à compressão de 70 MPa, a Equação (4.3) é a equação que se enquadra nos dados estabelecidos pela Figura 7.1, e quando comparada à Equação (4.1), também da Norma ACI 318, equação esta denominada “Equação geral”, verificou-se que a Equação (4.3) é mais econômica do que a Equação (4.1)

As equações (3.42) de DARWIN et alii (1996b) e Eq. (3.50) de ZUO e DARWIN (2000) são propostas para alcançar limites de resistência à compressão do concreto até 108 MPa, mas ainda não são econômicas para aços, tanto com $f_y = 414$ MPa e $f_y = 500$ MPa, em todas as situações, devido provavelmente aos parâmetros que são levados em consideração serem conservadoramente a favor da segurança.

Com os resultados obtidos foi observado a necessidade que se estabeleça um ajuste entre a equação do CEB-FIP (1990) a mais econômica com limite de $f_c \leq 50$ MPa e entre as equações propostas por ZUO e DARWIN (2000) mais refinadas para resistências com limites de resistência à compressão até (108 MPa), porém ainda anti-econômicas.

Na Figura 7.2 é lançado no gráfico das vigas calculadas teoricamente os resultados das vigas ensaiadas somente com emenda por traspasse (V3, V4, V5, V6 e V7).

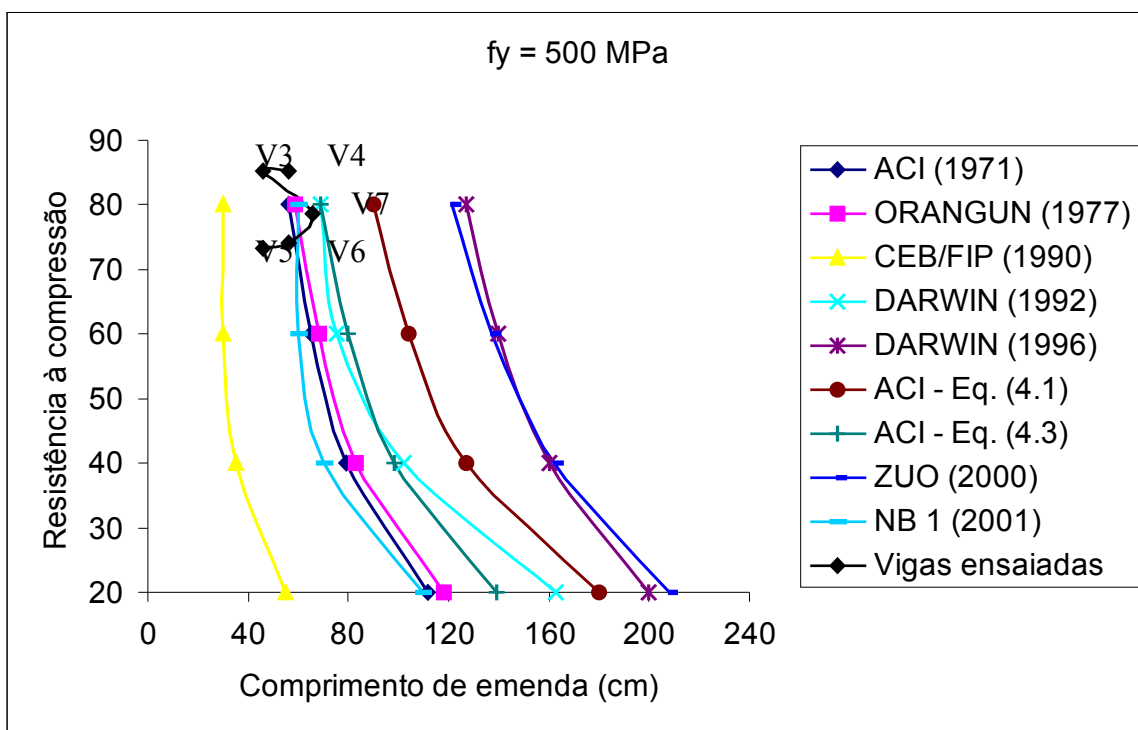


FIGURA 7.2 – Comprimento de emenda por traspasse para $f_y = 500$ MPa

7.1 PERDA DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Quanto à perda de aderência entre o concreto e a armadura, foi verificado que a ruptura na interface não ocorreu por arrancamento e nem predominantemente por fendilhamento, ou seja, foi observado na superfície da armadura exposta logo após o ensaio, devido ao destacamento de concreto na face tracionada da viga 4 (Figuras A11 e A17 ver em anexo), nenhum acúmulo de concreto entre as nervuras, conforme preconiza REHM (1969), ver Figura 3.1, devido provavelmente a presença de sílica ativa na matriz de concreto.

É sugerido por GOLDMAN e BENTUR (1989), que a contribuição da sílica ativa, resulte na melhora da aderência agregado-matriz, que é associada com a formação de poros menores na zona de transição. Conforme 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 traspasse, e dimensionadas para que o comprimento de emenda rompesse na aderência, fendilhando o concreto, antes que atingisse o escoamento do aço, HAMAD e

ITANI (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.

Realizando ensaio de arrancamento localizado modificado, EZELDIN e BALAGURU (1989), concluíram que a presença de sílica ativa aumenta a resistência de aderência, mas em contrapartida torna o concreto mais frágil.

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 recomenda REHM (1969).

7.2 ENSAIO DAS VIGAS À FLEXÃO

A seguir são destacadas as análises observadas no comportamento apresentado das vigas ensaiadas:

As vigas 1 e 2 de armadura contínua e confinadas pela armadura transversal e com resistência à compressão média de 94 MPa romperam de forma mais dúctil em relação às vigas com emenda, provavelmente devido a menor concentração das tensões na região da emenda. Também foi observado que o acréscimo do cobrimento da viga 2 em relação à viga 1 (de 20 para 40 mm), não ocasionou na mesma proporção um acréscimo significativo na resistência de aderência, conforme é relatado por ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977). Quanto à relação das cargas de ruptura obtidas no ensaio/carga de ruptura estimada em cálculo foram próximas de 1.0 (0.94 e 0.98). Observou-se também que as fissuras das vigas 1 e 2 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.

As vigas 3 e 4 com emenda por traspasse igual a 46 e 56 cm respectivamente, e confinadas pela armadura transversal e com resistência à compressão média de 85 MPa romperam de forma menos dúctil em relação às vigas 1 e 2, provavelmente devido a maior concentração das tensões na região da emenda, principalmente nas extremidades da emenda.

Também foi observado que o acréscimo do cobrimento da viga 4 em relação a viga 3 proporcionou um aumento na resistência de aderência no ensaio de 19 %. Quando comparando os resultados de ensaio da carga de ruptura de ensaio/estimada os resultados obtidos foram 0.85 e 0.95, ou seja, ambos os valores foram abaixo de 1.0, portanto insuficientes. Em relação às fissuras das vigas 3 e 4 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 de uma forma menos contínua quando comparada às vigas 1 e 2.

Em relação às vigas 5 e 6 com emenda por traspasse igual a 46 e 56 cm respectivamente, sem armadura transversal na região da emenda, e com resistência à compressão média de 74 MPa romperam de forma frágil e repentina em relação às demais vigas com estribos. Quanto aos valores de carga de ruptura de ensaio/estimada em cálculo, os resultados foram muitos inferiores (0.60 e 0.75); além da rápida evolução das fissuras durante o ensaio.

A viga 7 com emenda por traspasse igual a 66cm, com por armadura transversal na região da emenda e com resistência à compressão aproximadamente igual a 78 MPa, com relação carga de ruptura de ensaio/cálculo foi igual a 1.05. Se compararmos a viga 3 (85.3 MPa) de comprimento de emenda igual a 46cm com a viga 7 o acréscimo da emenda foi de 31%, ou seja o ganho em relação a carga de ensaio/cálculo foi da ordem de 20% conforme indica a Tabela 6.1, portanto 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).

Também foi observado que as fissuras da viga 7 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.

Conforme foi verificado no trabalho experimental as vigas 5 e 6 sem estribo na região da emenda e com comprimento de emenda de 46 e 56cm respectivamente, romperam de maneira mais frágil do que as demais vigas, sendo bem evidenciado no gráfico das tensões x deformação na Figura 6.9 do item 6.3, que as deformações foram muito inferiores quando comparadas às vigas 3 e 4 que possuem estribos, além das armaduras não alcançarem o patamar de escoamento.

A carga de ruptura de ensaio da viga 3 foi de aproximadamente 44% maior do que a viga 5, e a viga 4 foi 29% maior do que a viga 6. Esses resultados demonstram que é necessário uma quantidade mínima de estribos na região da emenda para garantir a segurança e estabilidade da estrutura.

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/FIP, NB1). Foi confirmado novamente que os estribos na região central do vão, proporcionam um nível de ductilidade maior no momento da ruptura quando comparado as 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 esforço de flexão, também confirmaram os mesmos resultados DARWIN et alii (1996a,b) e ZUO e DARWIN (2000).

Em outro estudo experimental com 51 vigas de concreto de alta resistência AZIZINAMINI et alii (1993), avaliaram a influência do comprimento de emenda, diâmetro da barra, geometria das barras, posição da moldagem, resistência à compressão do

concreto, e quantidade da armadura transversal na região emendada e concluíram que aumentou o comprimento de emenda por traspasse, não seria um caminho eficiente para melhorar a performance da aderência das barras confinadas e determinaram que uma quantidade mínima de estribos na região da emenda seria uma solução segura e eficiente.

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.

CONCLUSÕES

Dentre os fatores que motivaram a realização deste trabalho destacam-se a falta de resultados na literatura nacional e internacional sobre ensaio em vigas com comprimento de emenda por traspasse, além da 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.

Darwin e colaboradores (1992) também estabelecem que a relação entre o comprimento de emenda e a tensão de ruptura ou escoamento do aço é linear, mas não proporcional, ao invés de proporcional como nas normas correntes, ou seja, aumentando-se a tensão do aço ou o comprimento de emenda aproximadamente 25%,

os ganhos da resistência de aderência e da carga de ruptura não são da mesma ordem de magnitude.

Nos trabalhos e propostas apresentadas por DARWIN et alii (1992), podemos concluir que a troca da tensão de aderência pela força de aderência, facilita e torna mais fácil estimar os mecanismos de transferência dos esforços aço-concreto na estrutura.

Dentre outras contribuições importante analisada por DARWIN et alii (1996a,b) destacamos: a influência do tipo e da quantidade de agregado graúdo no compósito, a área relativa de nervura da barra, a presença de uma quantidade mínima de armadura transversal para região da emenda e o emprego de resistências à compressão com limites superiores aos recomendados pelas normas correntes.

Neste trabalho de dissertação foram rompidas 7 vigas de concreto armado subarmadas de alta resistência (70 a 100 MPa) com emenda por traspasse 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 traspasse obtiveram um comportamento mais dúctil e romperam com cargas mais elevadas do que as vigas sem armadura transversal, ou seja, a presença de armadura transversal proporcionou um melhor confinamento e distribuição das tensões de compressão e tração na região solicitada.

As vigas com emenda e armadura transversal, vigas 3 e 4 obtiveram um aproveitamento melhor do que as vigas 5 e 6 sem armadura transversal, o que proporcionou um ganho de resistência significativo nas cargas de ruptura obtidas nos ensaio.

Entre as 7 vigas ensaiadas somente a viga 7 (com emenda igual a 66 cm e cobrimento igual a 40 mm), com armadura transversal, alcançaram uma relação carga

de ruptura de ensaio/estimada maior do que 1.0, ou seja, o fato de conseguir esta relação superior, não se pode assegurar que a estrutura irá romper de uma forma mais dúctil.

Quanto a influência do cobrimento de concreto, foi observado que nas vigas de referência 1 e 2 (com armadura contínua), o aumento do cobrimento não trouxe nenhum acréscimo significativo, quando compararmos as cargas de ruptura, conforme enfatizou ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977), enquanto que a viga 7 obteve um comportamento melhor com o cobrimento igual a 40 mm, talvez devido ao fato do comprimento de emenda ser maior do que as demais vigas.

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, compósito que torna a estrutura mais densa, reduzindo assim a aderência na zona de transição aço-concreto, análise já constatada por EZELDIN e BALAGURU (1989), HWANG et alii (1994), ALMEIDA (1996) e HAMAD e ITANI (1998).

Na análise dos resultados estimados na Tabela 7, concluímos que os resultados obtidos necessitam ser ajustados para se obter uma equação que possibilite calcular comprimento de emenda por traspasse mais econômico e ao mesmo tempo alcance limites de resistência à compressão mais elevadas.

Quanto à norma brasileira o comprimento de emenda por traspasse encontrado na Tabela 7, 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 favoreçam a segurança e a estabilidade do componente estrutural.

É importante ressaltar também que as vigas 1 e 2 (com armadura contínua) apresentaram no gráfico das deflexões (flechas) uma inclinação ligeiramente menor do que as demais vigas 3, 4, 5, 6 e 7.

É importante frisar as análises realizadas através dos resultados de ensaios e pelo banco de dados verificados por DARWIN et alii (1992 a 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 traspasse, para assegurar uma maior utilidade até atingir a ruptura da peça, e que o aumento do comprimento de emenda por traspasse e da tensão do aço não são proporcionais aos ganhos de resistência de aderência, conforme afirmam as normas correntes ACI 318 (ACI, 1999); CEB-FIP (1990) e NB 1 (2001).

Concluimos 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 traspasse mais precisas e 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.

- a) realização de ensaios variando a resistência à compressão do concreto, o tipo do agregado graúdo, o diâmetro da barra, a forma geométrica das armaduras e das vigas;
- b) 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,
- c) acrescentar novos compósitos (por exemplo: fibras de aço), para analisar a aderência entre os materiais e seu comportamento mecânico.

ANEXOS

ANEXO A: FIGURAS

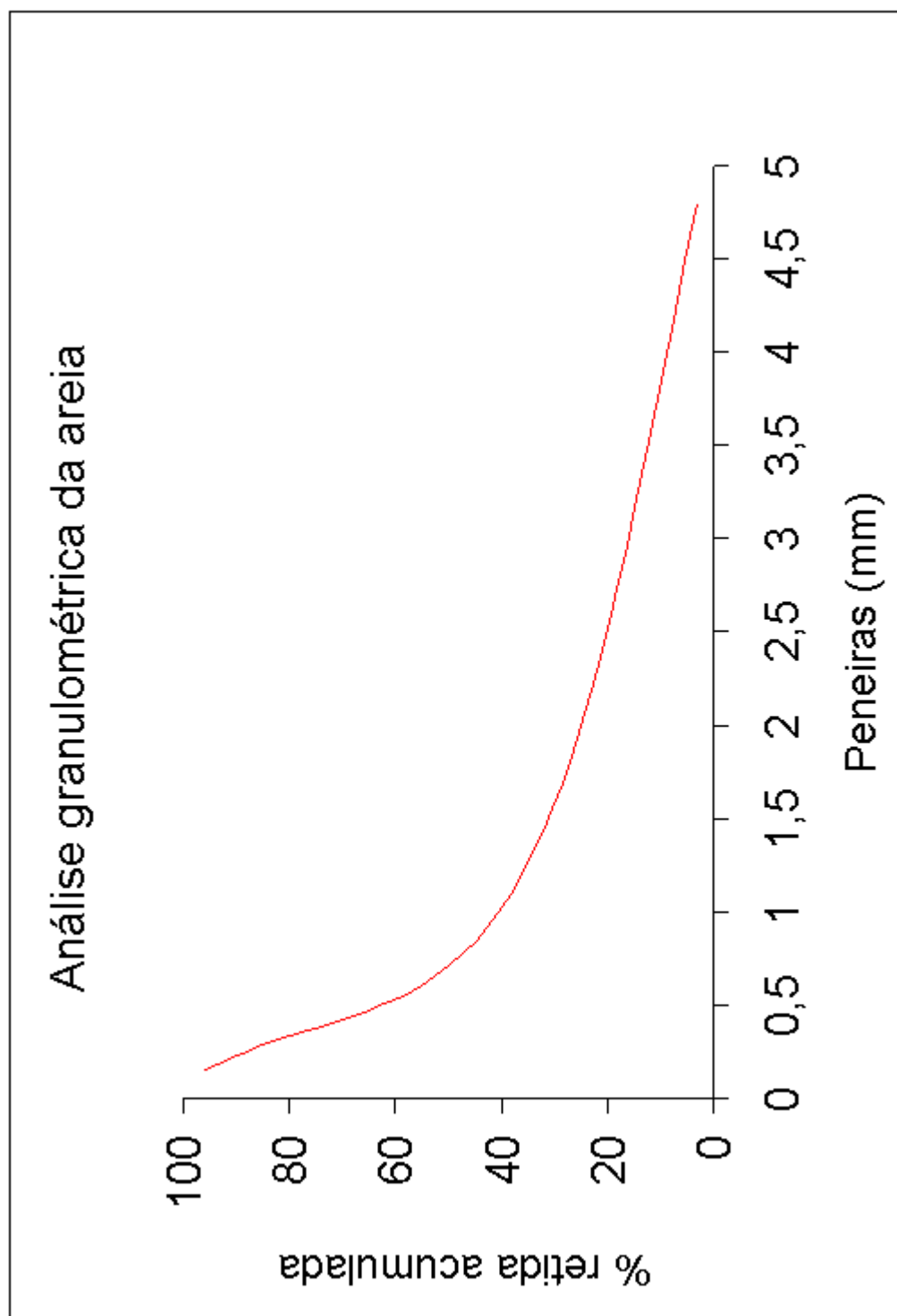


FIGURA A.1 – Análise granulométrica da areia

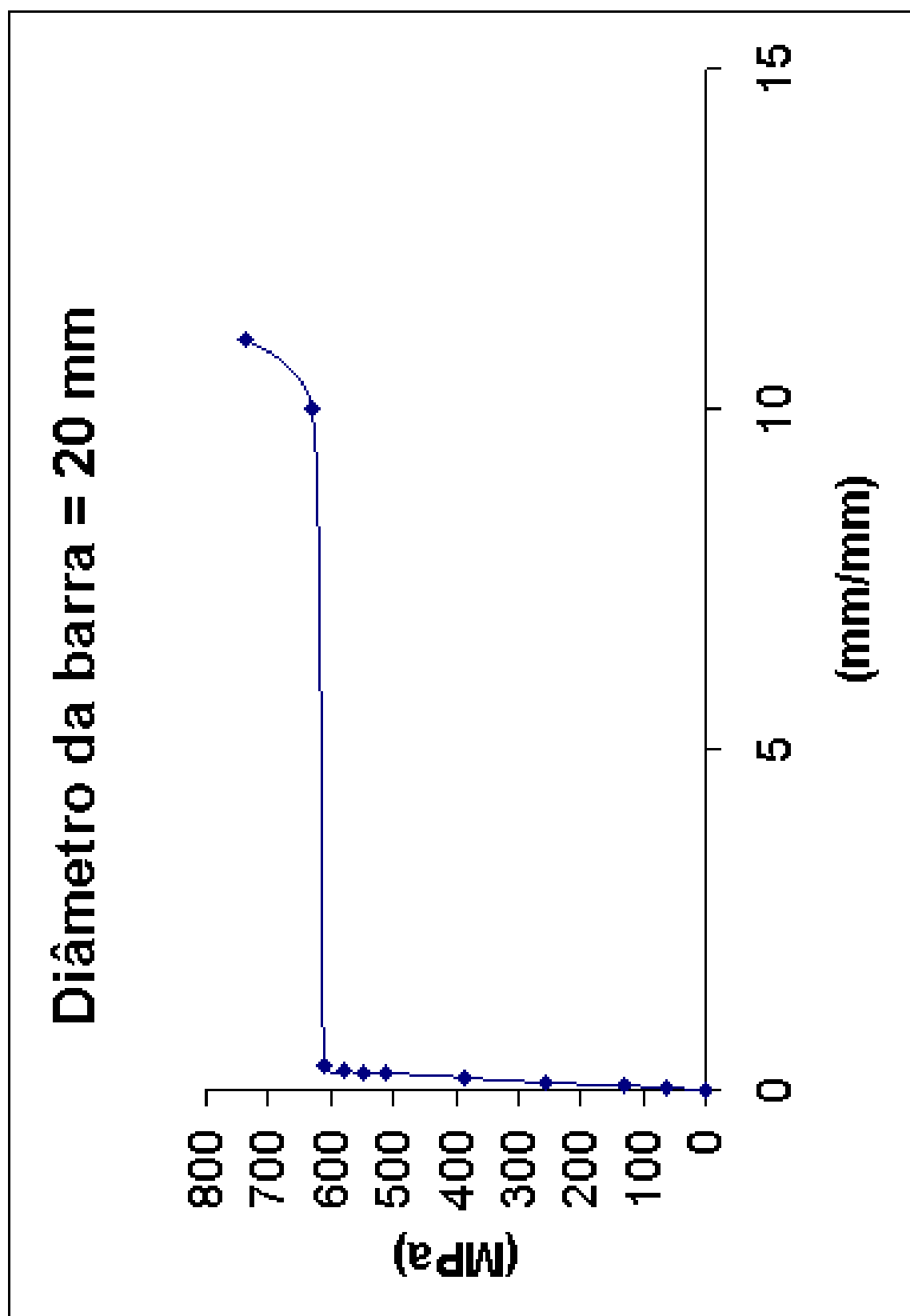


FIGURA A.2 – Curva tensão x deformação para a barra de aço de 20 mm

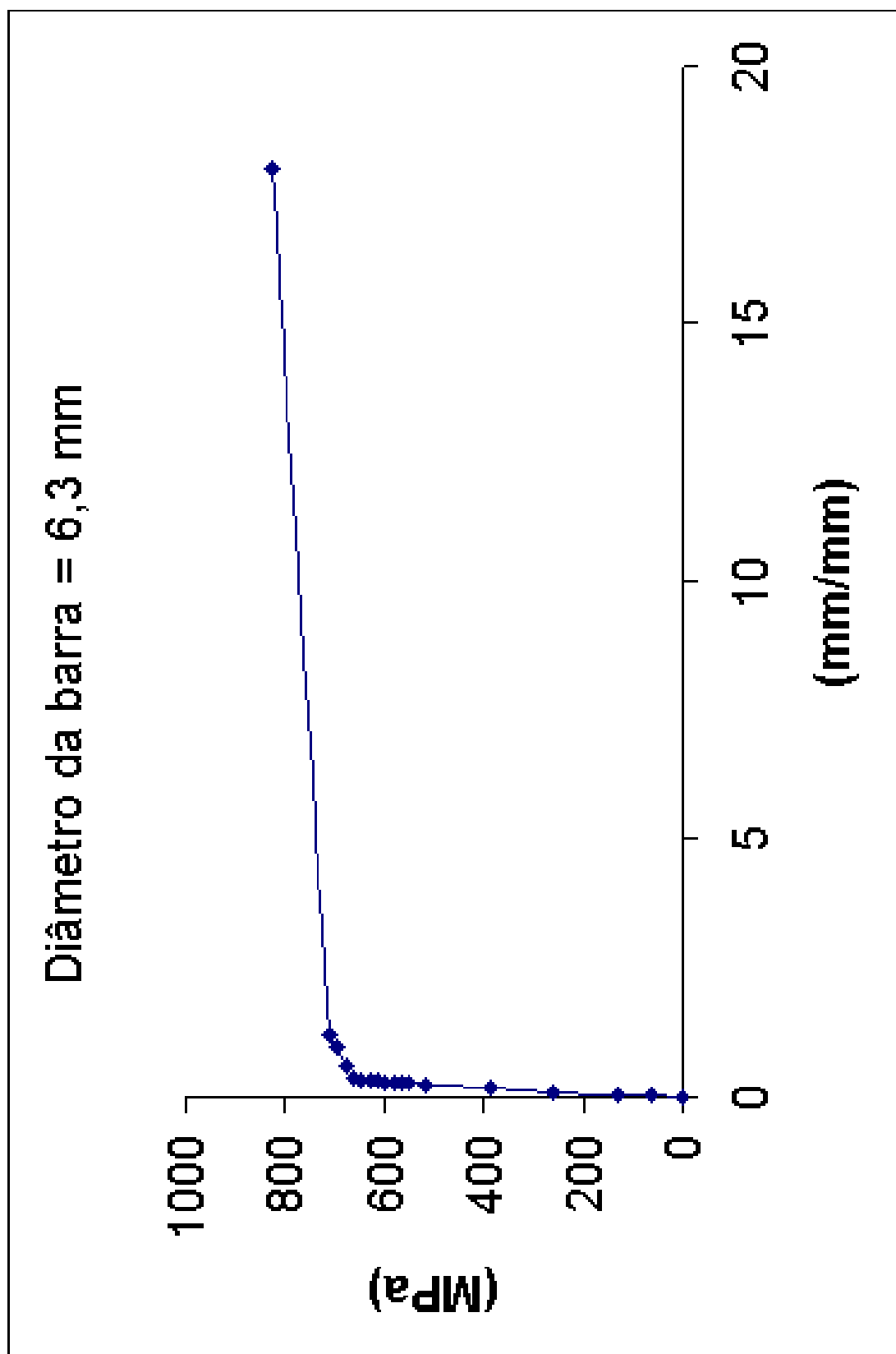


FIGURA A.3 – Curva tensão x deformação para a barra de aço de 6.3 mm

VIGA 1

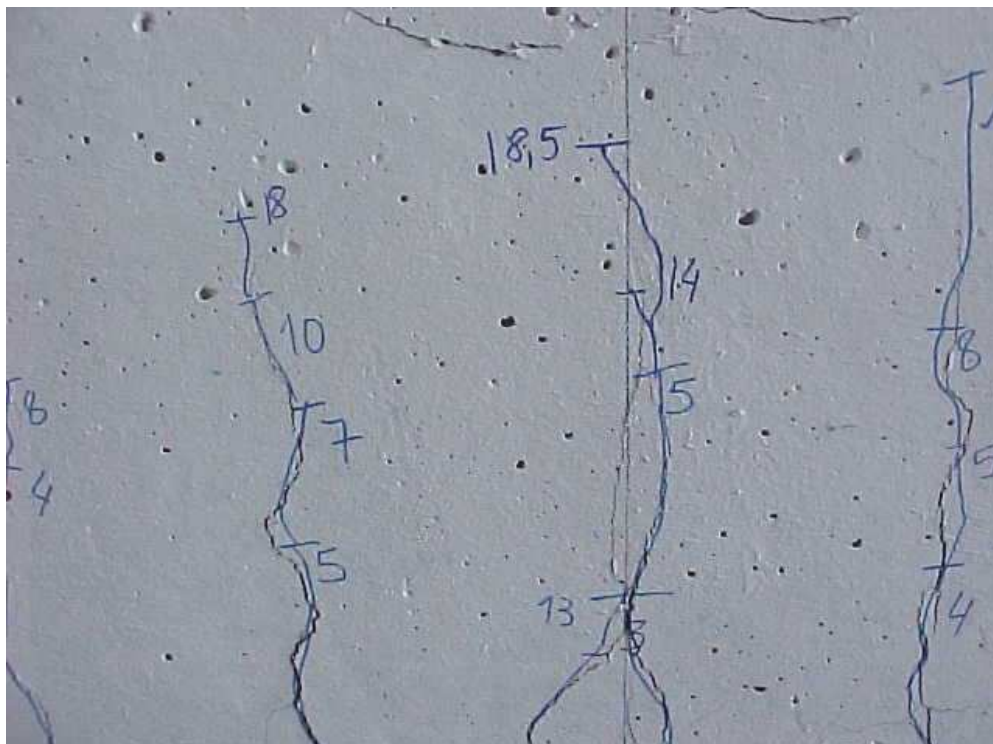


FIGURA A.4 – Vista lateral. Progressão das fissuras na região central da viga

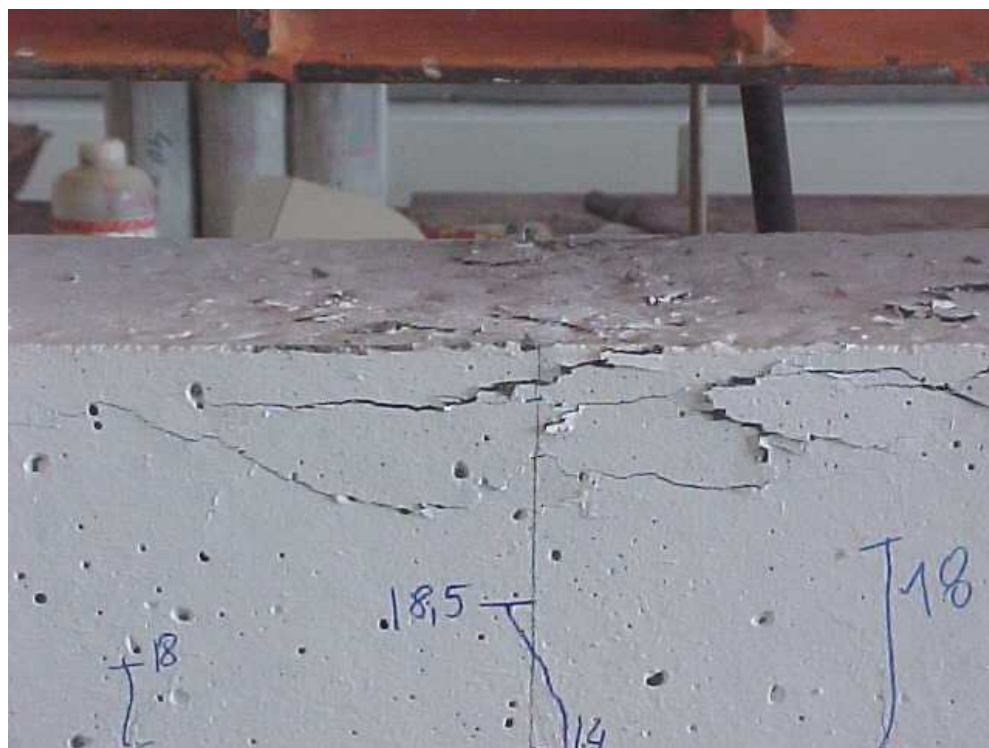


FIGURA A.5 – Esmagamento do concreto na região comprimida da viga

VIGA 2



FIGURA A.6 – Vista lateral. Avanços das fissuras durante o carregamento



FIGURA A.7 – Progressão das fissuras no momento da ruptura

VIGA 3



FIGURA A.8 – Detalhe das fissuras no instante da ruptura da viga



FIGURA A.9 – Vista lateral. Detalhe da fissura na região das emendas

VIGA 4

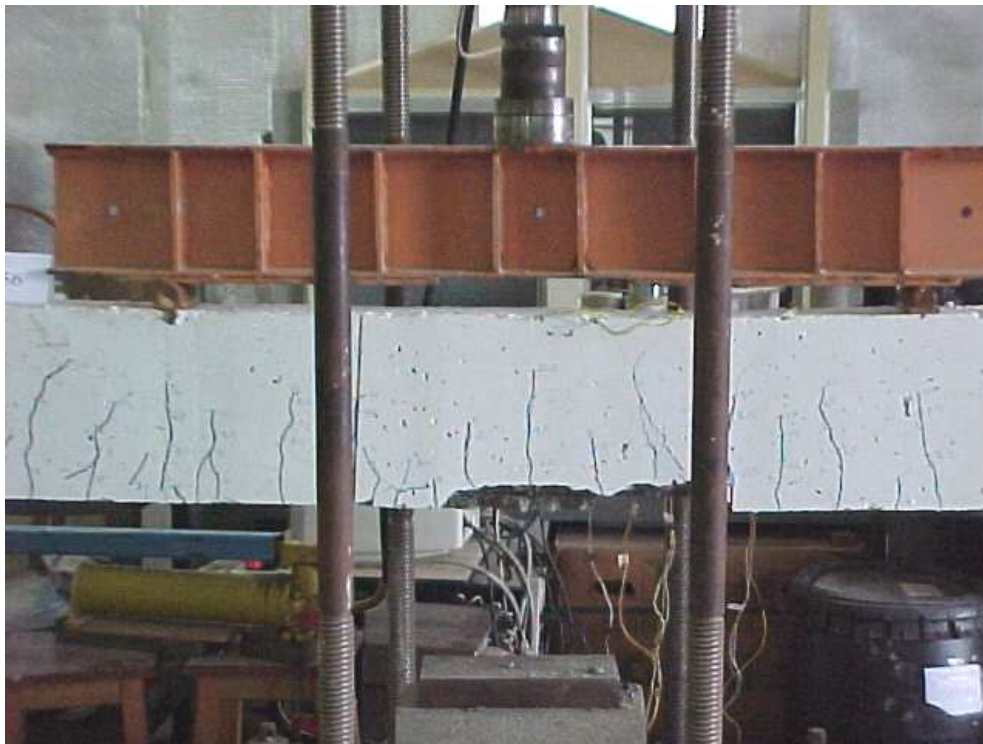


FIGURA A.10 – Instante da ruptura na região de emenda por traspasse



FIGURA A.11 – Detalhe do destacamento de concreto na região de emenda

VIGA 5

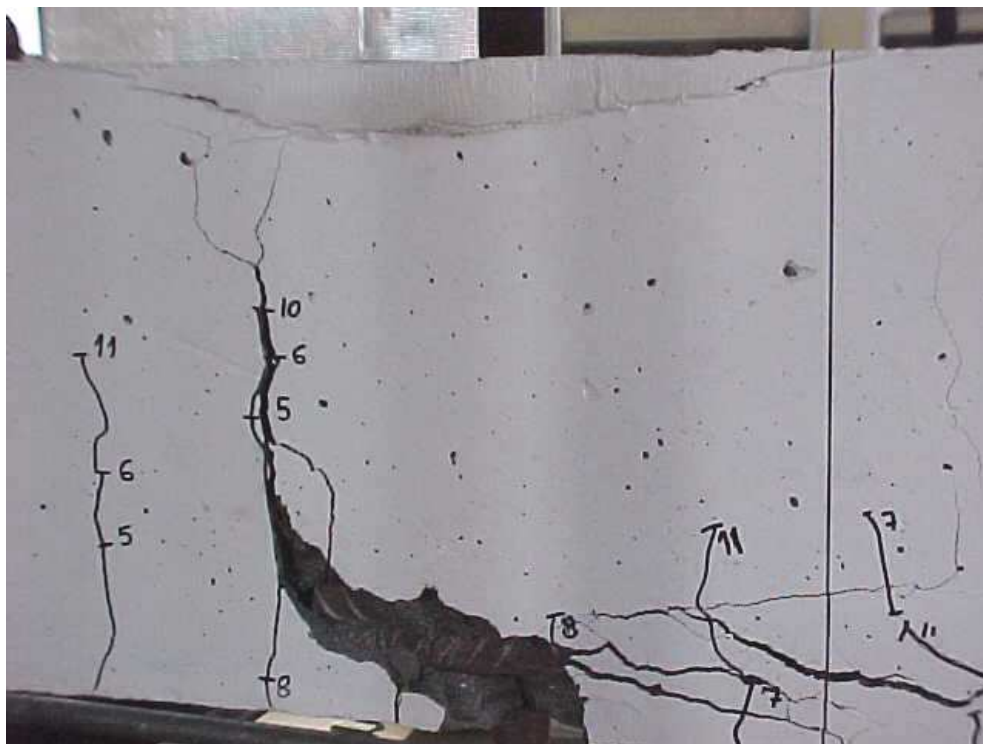


FIGURA A.12 – Instante da ruptura próximo a extremidade da emenda



FIGURA A.13 – Detalhe da evolução das fissuras

VIGA 6

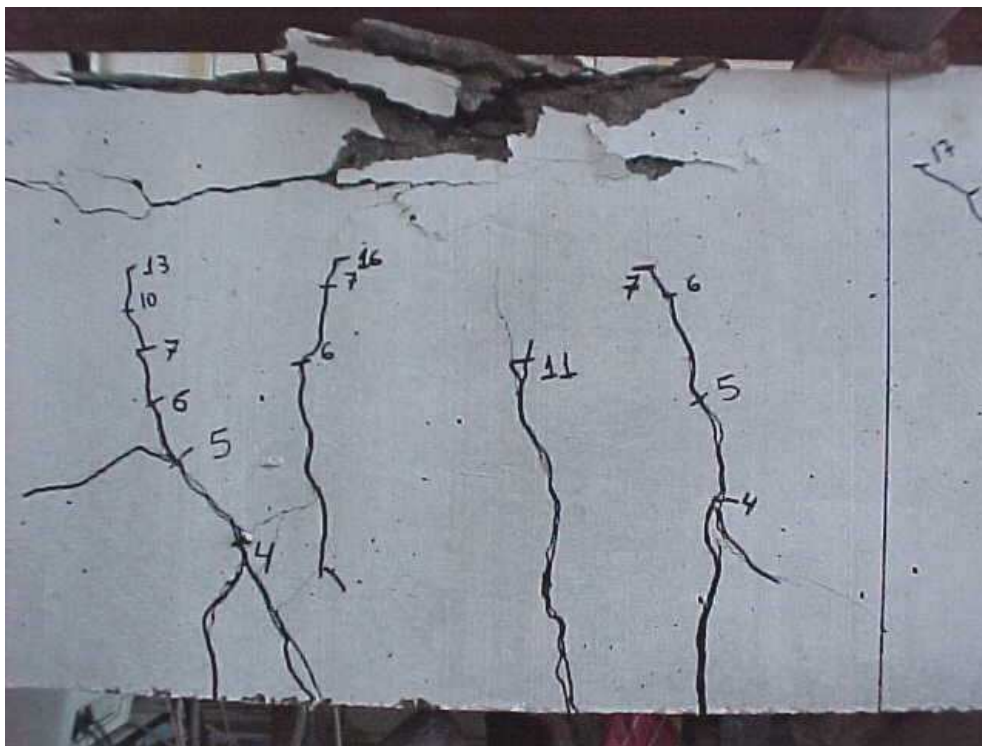


FIGURA A.14 – Instante da ruptura por esmagamento na região comprimida

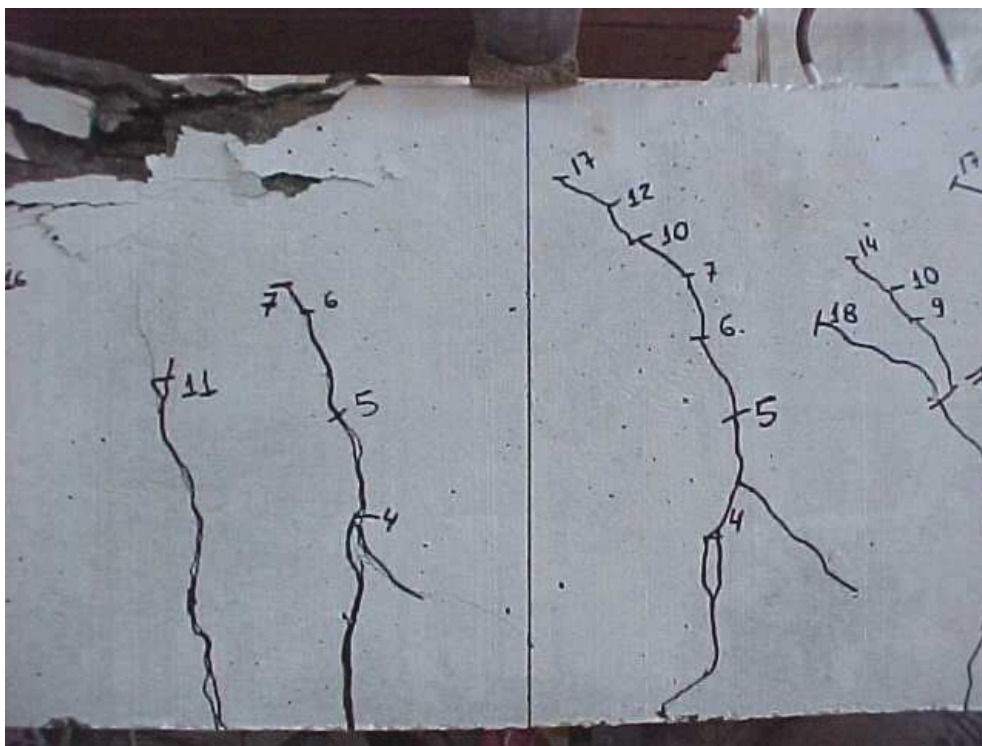


FIGURA A.15 – Detalhe do ponto de aplicação de carga na região central da viga

VIGA 7

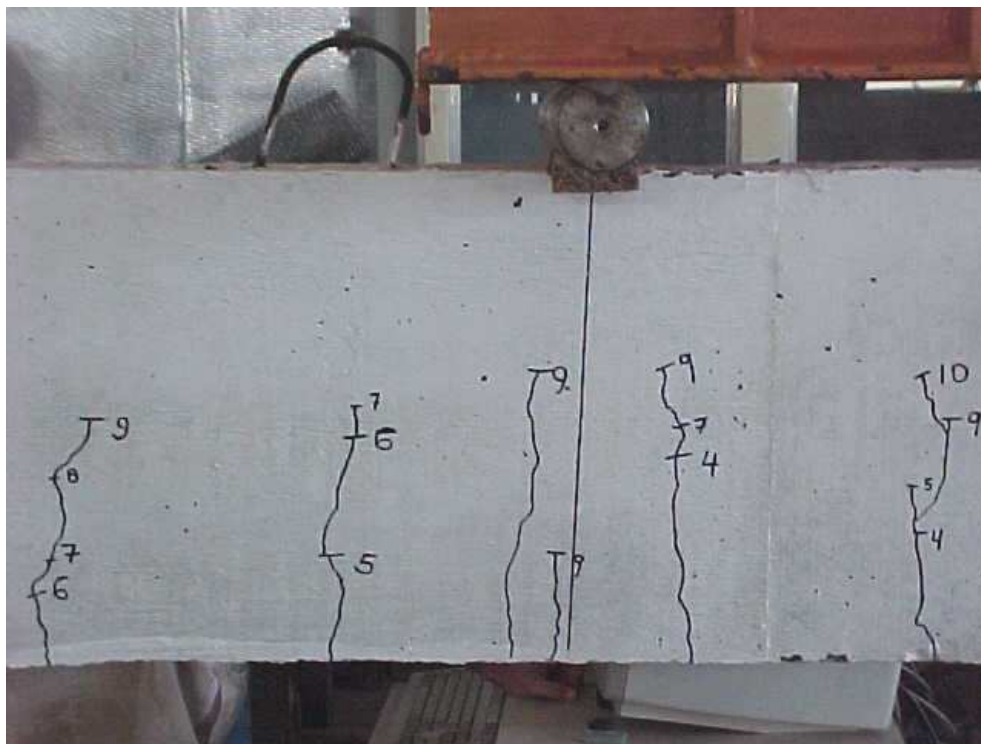


FIGURA A.16 – Detalhe do ponto de aplicação de carga na região central da viga



FIGURA A. 17– Detalhe das nervuras da armadura em uma amostra de concreto

ANEXO B – TABELAS

TABELA B.1 – Cimento portland de alta resistência inicial CP V – ARI

Composição química		
	SiO ₂	19.45%
	Al ₂ O ₃	4.86%
	Fe ₂ O ₃	3.12%
	CaO	64.44%
	MgO	0.62%
	SO ₃	2.94%
	K ₂ O	0.70%
	Ponto de fusão (1000°C)	2.92%
Características físicas		
	Finura (Blaine)	461.80 m ² /kg
	Início de pega	138 minutos
	Fim de pega	200 minutos
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 B.2 – Análise granulométrica do agregado graúdo

Peneiras (mm)	Material retido (gramas)	Média retida (%)	Média retida acumulada (%)
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	
Dimensão máxima característica	19		

TABELA B.3 – 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	129.0	13	96
Fundo	43.0	4	100
Total	1000	100	284
Módulo de finura	2.84		
Dimensão máxima característica	4.8		
Graduação (NBR 7217)	Média		

TABELA B.4 – Propriedades geométricas e mecânicas do aço

Bitola (mm)	Tipo de aço	So (cm²)	Área (%)	Z (%)	fst (MPa)	fy (MPa)	fst/fy
20.0	CA 50 A	3.1157	14.3	60.0	732.40	630.80	1.16
6.3	CA 50 B	0.3095	16.6	23.5	827.10	579.00	1.42

REFERÊNCIAS

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

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

ACI Committee 408, Suggested development, splice, and standard hook provisions for deformed bars in tension. **ACI 408.1R-90**, American Concrete Institute, Detroit, 3 p., 1990.

ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete and commentary, **ACI 318/318r-95**, American Concrete Institute, Farmington Hills, 369 p., 1995.

ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete, **ACI 318-99** and commentary (318R-99), American Concrete Institute. Farmington Hills, Mich., 391 p., 1999.

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 5739**: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 1980.

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 8548**: Barras de aço destinadas a armaduras para concreto com emenda mecânica ou por solda. Rio de Janeiro, 1984.

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.

ALMEIDA, I. R. Superplastificantes, microssílica e durabilidade dos concretos. **Revista de Tecnologia da Construção (Téchne)**, Pini. p. 30-33, set./out. 1996.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J. J.; GHOSH, S. K. Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, 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.; 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.; 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.

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.

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

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP Model code 1990. **Bulletin d'information** – Durable concrete structures. Design guide, Thomas Telford, London, 1992.

CHAMBERLIN, S. J. Spacing of reinforcement in beams. **ACI Journal**, Proceedings v.53, n. 1, p. 113-134, Feb.1956.

CHAMBERLIN, S. J. Spacing of spliced bars in beams. **ACI Journal**, Proceedings v.54, n. 8, p. 689-698, Feb. 1958.

CHINN, J.; FERGUSON, P. M.; THOMPSON, J. N. Lapped splices in reinforced concrete beams. **ACI Journal**, Proceedings v. 52, n.2, p. 201-214, Oct. 1955.

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.

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, EBENEZER 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.; THOLEN, M. L.; IDUN E. K.; ZUO, J.; Splice strength of high relative rib area reinforcing bars. **SL Report**, 95-3, 58 p, 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.

DARWIN, D; IDUN E. K.; ZUO, J.; THOLEN, M. L. Reliability-based strength reduction factor for bond. **ACI Structural Journal**, v. 95, n. 4, p. 434-443, July/Aug. 1998.

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

DRAPER, N. R.; SMITH, H. **Applied regression analysis**. Second Edition, John Wiley & Sons, p. 241-249, 1981.

DUCATTI, V. A. **Concreto de elevado desempenho: Estudo da aderência com a armadura**, 1993. 292 p. Tese – Doutorado – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

DUCATTI, V. A. **Aderência em concreto de elevado desempenho: Emenda por transpasse na armadura de vigas submetidas à flexão**. Tese Pós –doutorado, L'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, França, 1999.

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. Development of a probability-based criterion for american national standard A58, **NBS Special publication 577**, U.S. Department of Commerce, Washington, DC, p. 222, Jun. 1980.

EZELDIN, A. S.; BALAGURU, P. N. Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 5, p. 515-524, Sep./Oct. 1989.

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

FERGUSON, P. M.; BREEN, J. E. Lapped splices for high strength reinforcing bars. **ACI Journal**, Proceedings v. 62, n. 9, p. 1063-1078, Set. 1965.

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

FERGUSON, P. M.; BRICENO, A. Tensile lap splices – Part 1: Retaining wall type, varying moment zone. **Research Report**, n. 113-2, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Jul. 1969.

FERGUSON, P. M.; KRISHNASWAMY, C. N., Tensile lap splices – Part 2; Design recommendations for retaining wall splices and large bars splices. **Research Report**, n. 113-3, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Apr. 1971.

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

GOLDMAN, A.; BENTUR, A. Bond effects in high-strength silica-fume concretes. **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 5, p. 440-447, Sep/Oct. 1989.

HAMAD, BILAL S. Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries. **ACI Structural Journal**, v. 92, n. 1, p. 3-13, Jan./Feb. 1995.

HAMAD, B. S.; ITANI, M. S. Bond strength of reinforcement in high-performance concrete: The role of silica fume, casting position, and superplasticizer dosage. **ACI Materials Journal**, v. 95, n. 5, p. 499-511, Sep./Oct. 1998.

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.

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.

KADORIKU, J. Study on behavior of lap splices in high-strength reinforced concrete members. **PhD Thesis**, Kobe University, Japan, 201 p., Mar. 1994.

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

LUNDBERG J. E. Reliability of composite columns and beam columns. Structural Engineering, **Report** n. 32, University of Minnesota, Minneapolis, 233 p., June 1993.

MAINS, R. M. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. **ACI Journal**, Proceedings v. 48, n. 2, p. 225-252, Nov. 1951.

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

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

MIRZA, S. A.; MCAGREGOR, J. G. Strength variability of bond of reinforcing bars in concrete beams. **Civil Engineering Report Series**, No. CE-86-1, Lakehead University, Thunder Bay, Ontario, 35 p., Jan. 1986.

ORANGUN, C. O.; JIRSA J. O.; BREEN J. E. Strength of anchored bars: A reevaluation of test data on development length and splices. **Research Report**, n. 154-3F, Center of Highway Research, University of Texas at Austin, 78 p., Jan. 1975.

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

REHM, G. Kriterien zur beurteilung von bewehrungsstäben mit hoch wertigen verbund em: Stahlbeton bau (Jubileu de Rüş), p. 79-96, Berlim, W. Ernst u. Sohn, 1969.

REZANSOFF, T.; KONKANDAR, U. S.; FU, Y. C. Confinement limits for tension lap splices under static loading. **Report**, University of Saskatchewan, Saskatoon, 24 p., Aug. 1991.

REZANSOFF, T.; AKANNI, A.; SPARLING, B. Tensile lap splices under static loading: review of the proposed ACI 318 Code Provisions. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 4, p. 374-384, Jul./Aug. 1993.

TEPFERS, R. A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. **Publication n. 73:2**, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 328 p. 1973.

THOMPSON, M. A.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E.; MEINHEIT, D. F. Behavior of multiple lap splices in wide sections. **Research Report**, No. 154-1, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, 75 p., Feb. 1975.

TREECE, R. A.; JIRSA, J. O. Bond strength of epoxy-coated reinforcing bars. **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 2, p. 167-174, Mar./Apr. 1989.

VAN MIER, J. G. M. Mode I fracture of concrete: Discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. **Cement and Concrete Research**, v. 21, n. 1, p. 1-15, Jan. 1991.

ZUO, JUN.; DARWIN, D. Bond strength of high relative rib area reinforcing bars. **SM Report**, n. 46, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kans., 350 p., Jan. 1998.

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, p. 630-641, July/Aug. 2000.