

MEMORIAS

13 AL 17 DE NOVIEMBRE DEL 2000
PUNTA DEL ESTE - URUGUAY



JUBILEO

Prof. Julio Ricaldoni

ORGANIZAN:

- Instituto de Estructuras y Transporte
- Facultad de Ingeniería Universidad de la República
- Asociación Sudamericana de Ingeniería Estructural

Salir

Listado de Trabajos



Listado de Autores



Listado de Temas



Búsqueda
de trabajos



Auspiciantes



Conferencias



Historia



Evaluadores

Aguado, Vicente
Aguado de Cea, Antonio
Alicocer, Sergio
Ambrosini, Daniel
Antunes, Helena Carmo
Arze L. Elías
Astroza, Maximiliano
Awruch, Armando M.
Barlek, Rodolfo
Beckeres, Pierre
Benito, Raúl D.
Bignoli, Arturo J.
Blessman, Joaquín
Campagnolo, João Luiz
Campos Filho, Américo
Carmona, Juan S.
Carnicer, Roberto S.
Caro, Santina
Cataldo, José Alberto
Cechella Isaia, Geraldo
Cisilino, Adrian
Cieto, Agosti
Colacce, Carlos
Colmar Velasco, Pedro
Conzoli, Nilo
Cremonini, Ruy A.
Creus, Guillermo J.
Crisafulli, Francisco
Cudmani, Roberto D.
Curutchet, Raúl A.
da Conceição Domingues Shehata, Lidia
Dal Molin, Denise C. C.
Darin, Gustavo
Davila, Virginia Rosito
de Faria Telles, Jose Claudio
De Las Casas, Estevam
del Carril, Tomás
Del Villar, José M.
Doz, Graciela Nora
Duarte Ribeiro, José Luiz

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS Y TRANSPORTE
Prof. Julio Ricaldoni

FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA
Avda. Julio Herrera y Reissig 565
C.P. 11300 - Montevideo - URUGUAY

Tels.: (598-2) 711 0524 - 711 0993 - 711 2643

Fax: (598-2) 711 2886

E-mail: iet@fing.edu.uy - www.fing.edu.uy/iet/

COMISIÓN ORGANIZADORA

Presidente
Prof. Ing. Gerardo Rodríguez
Secretario
Dr. Ing. Alvaro Gutiérrez
Vocales
Prof. Ing. Susana García
Dr. Ing. Berardi Sensale
M.Sc. Ing. Attilio Márquico
Prof. Ing. Santina Caro



Salir

Atrás



JUBILEO
Prof. Julio Ricaldoni

A INFLUÊNCIA DAS AÇÕES REPETIDAS NA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

F3636

Rejane Martins Fernandes
Doutoranda do Departamento de Engenharia de Estruturas
Escola de Engenharia de São Carlos – USP
São Paulo – Brasil
e-mail: rejane@sc.usp.br

Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs
Prof^ª. Dr^ª. do Departamento de Engenharia de Estruturas
Escola de Engenharia de São Carlos – USP
São Paulo – Brasil
e-mail: analucia@sc.usp.br

SUMARIO

Uma forma clássica de se analisar o efeito das ações cíclicas tem sido através do estudo da fadiga. Entretanto, nos últimos anos, tem surgido uma nova abordagem para o problema, mediante o estudo da degradação da ligação aço-concreto. Este trabalho descreve o comportamento da aderência sob ações monotônicas e repetidas através da investigação experimental, utilizando-se o modelo do ensaio de arrancamento (*Pull-Out Test*) padronizado pela RILEM-FIP-CEB. Foi analisada a influência de alguns parâmetros na interface aço-concreto, como diâmetro da armadura nervurada, tipo e amplitude de carregamento. Os resultados dos ensaios monotônicos foram comparados com as recomendações do CEB-FIP MC 1990, EUROCODE 2 e NB-1/78. A resistência da ligação dos modelos submetidos a ações repetidas foi comparada com os valores monotônicos de referência. Também foi realizada a análise numérica da aderência monotônica por meio de elementos finitos. Considerou-se a barra lisa, elementos de contato entre o aço e concreto e comportamento elástico-linear dos materiais; pois a ruína experimental da ligação ocorreu pelo corte do concreto entre as nervuras. A resistência monotônica experimental da ligação ficou compreendida entre condições boas e ruins de aderência. Os resultados calculados de acordo com normas foram muito diferentes em relação aos valores experimentais, e apresentaram uma dispersão muito grande. Em relação à força repetida, a degradação da aderência ocorreu pelo crescimento progressivo dos deslizamentos. Os modelos numéricos não representaram o comportamento experimental, devido à resposta força-deslizamento não-linear.

1175569
010601

SYSNO	1175569
PROD	002833
ACERVO EESC	

INTRODUÇÃO

Atualmente, com o crescente avanço das técnicas de construção e dos conhecimentos científicos ligados à Engenharia, têm sido projetadas estruturas cada vez mais esbeltas. Para fazer isso com segurança, é preciso conhecer melhor o comportamento do material, que no caso do concreto armado, é de grande complexidade. Uma das causas dessa complexidade é que, mesmo em serviço, as estruturas de concreto armado apresentam não-linearidade física, ou seja, a seção do elemento estrutural trabalha fissurada. A não consideração desse fator no cálculo das estruturas pode causar sérios prejuízos a estas ou até mesmo comprometer sua vida útil.

No caso de ações cíclicas, o problema se torna ainda mais grave, já que elas tornam a estrutura mais frágil ou incapaz de atender às condições de utilização para a qual foi destinada.

Além da perda da rigidez associada a uma maior propagação de fissuras, as estruturas sob carregamento cíclico também estão sujeitas a uma diminuição da aderência entre o aço e o concreto.

De forma geral, pode-se dizer que as consequências da atuação dessas cargas na estrutura são: a ruptura da aderência, associada à fadiga da ligação, a qual é caracterizada por um maior deslocamento relativo entre a armadura e o concreto; e o aumento das deformações nos elementos estruturais, devido à diminuição da rigidez e da aderência.

Considerando-se a primeira influência, será apresentada uma análise crítica do comportamento da aderência sob ação monotônica e repetida através da investigação experimental, por meio de ensaio de arrancamento padronizado pela RILEM-FIP-CEB (1973). Alguns pontos característicos serão analisados, como: a forma de ruptura, a capacidade última da ligação, a influência do nível de sollicitação da força repetida e no deslizamento residual na ruptura final da ligação, para dois diâmetros de armadura. Em relação à força monotônica, será realizada uma comparação dos resultados experimentais com as normas CEB-FIP MC 1990, EUROCODE 2 e NB-1/78 (NBR 6118).

Uma modelagem numérica do ensaio monotônico foi feita por meio de elementos finitos no programa *Ansys*, procurando-se analisar o comportamento do elemento de contato colocado entre os dois materiais.

ESTADO-DA-ARTE

Pode-se definir aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve. Esse fenômeno é tão importante, que a própria definição de concreto armado se condiciona à sua existência. A forma usual de consideração dessa ligação tem sido por meio da definição de uma “tensão de aderência”, e sua distribuição ao longo da interface tem sido exaustivamente investigada, já que seu conhecimento é essencial para a compreensão do comportamento de ancoragens retas, dos ganchos e das emendas.

A aderência está associada a uma combinação das parcelas relativas à adesão, ao atrito e à ancoragem mecânica. Esta divisão, entretanto, é meramente didática, não sendo possível determinar-se cada componente isoladamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos.

A adesão ou aderência química surge devido às ligações físico-químicas na interface durante as reações de pega do cimento. Essa parcela, caracterizada por uma resistência de adesão R_{b1} como indicada na figura 1, pode ser constatada através da separação de um bloco concretado sobre uma chapa metálica. Neste caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão. Geralmente, considera-se que a adesão seja destruída pelas cargas de serviço ou retração do concreto e que as tensões de aderência próximas da carga de ruptura sejam mobilizadas principalmente pela engrenagem mecânica das nervuras.

A parcela relativa ao atrito é decorrente da ação das forças de atrito existentes entre os dois materiais. Estas forças dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, o qual é função da rugosidade superficial da barra. A aderência por atrito, a qual se manifesta devido à pressão transversal do concreto sobre a armadura como, por exemplo, a de retração ou de confinamento, pode ser determinada através de ensaios de arrancamento, que consistem na aplicação de uma força de tração R_{b2} na barra, conforme a figura 2. Neste caso, além da contribuição relativa ao atrito, existe uma parcela de aderência por adesão.

A componente R_{b3} relativa à aderência mecânica na figura 3 está associada a forças concentradas de compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras no momento em que a barra é tracionada e tende a deslizar. Estas forças provocam a micro-fissuração e o micro-esmagamento do concreto na região das nervuras. Mesmo em barras lisas, existe o efeito da aderência mecânica, devido às irregularidades superficiais decorrentes do processo de laminação.

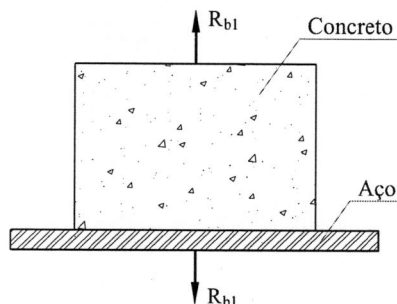


FIGURA 1 - Aderência por adesão

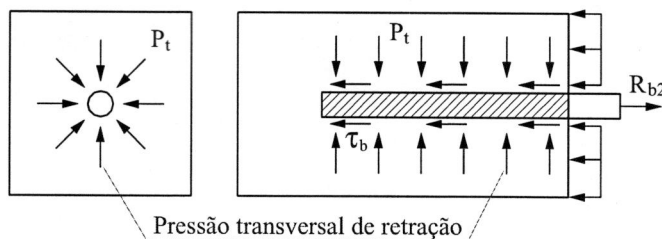


FIGURA 2 - Aderência por atrito

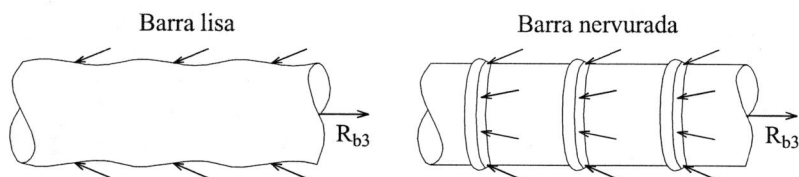


FIGURA 3 - Aderência mecânica

A eficiência dessa ligação pode ser convenientemente quantificada através da relação tensão de aderência *versus* deslizamento, a qual representa a variação da tensão que surge na interface do aço com o concreto, relacionada ao deslocamento relativo entre a barra da armadura e o concreto envolvente. Valores máximos desse deslizamento podem ser usados para definir a destruição da aderência, geralmente associados a um certo estado de deformações e fissuração.

Existem dois tipos de rupturas da aderência para corpos-de-prova sob carregamento monotônico: ruptura por arrancamento direto da barra e fendilhamento do cobrimento do concreto.

A primeira ocorre quando existe um confinamento suficiente da armadura, permitindo o corte do concreto entre as nervuras. Esse modo de ruptura está relacionado principalmente à resistência do concreto e ao tipo e à geometria das nervuras.

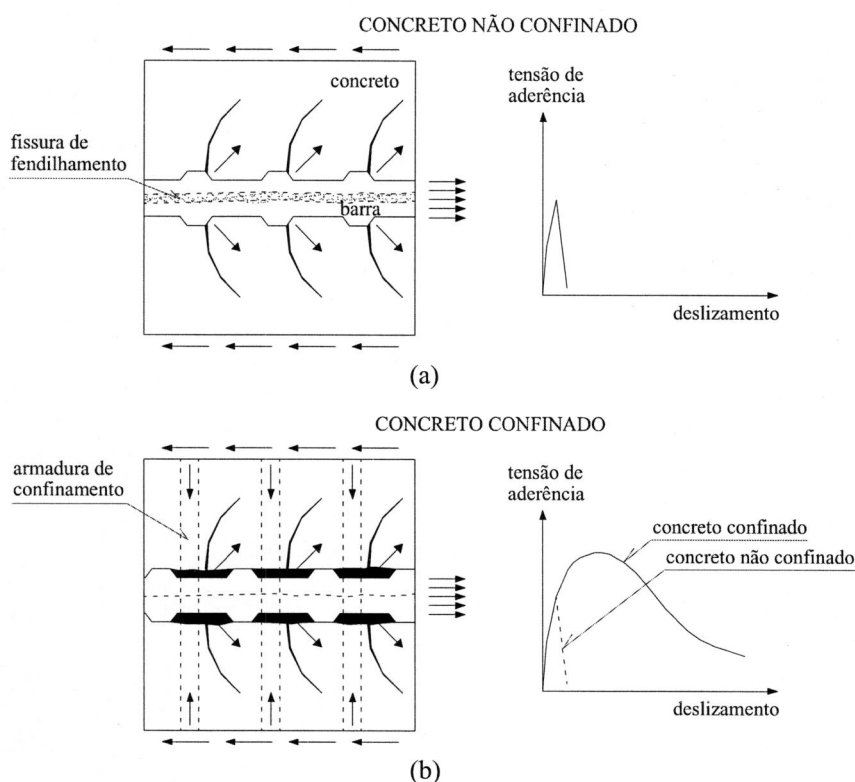


FIGURA 4 - Ruptura da aderência por: (a) fissuração por fendilhamento em concreto não-confinado; (b) arrancamento em concreto confinado

Os diferentes modos de ruptura da aderência entre o concreto confinado e não confinado podem ser ilustrados na figura 4. O confinamento devido às barras de aço diminui a propagação e a abertura das fissuras, proporcionando o arrancamento da barra.

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

No caso de carga cíclica, o modo de ruptura devido ao carregamento com um número de ciclos relativamente pequeno (*low-cycle*) é muito semelhante ao de carga monotônica. Já para o caso de carregamento com um número de ciclos elevado (*high-cycle*), pode ocorrer ruína similar; entretanto, deve-se considerar também a possibilidade de ruptura por fadiga do aço e do concreto.

O comportamento da aderência é fortemente afetado pelas forças às quais a peça está submetida. Existem dois tipos de carregamento: o monotônico, que atua permanentemente na estrutura, caracterizado por algum parâmetro crescente, seja o deslocamento, seja a força; e o cíclico, ou dinâmico, que varia o seu tempo de atuação na estrutura, ou seja, caracteriza-se por ter uma determinada amplitude de deslizamento ou tensão. As principais diferenças entre essas cargas sob o ponto de vista da aderência são que nas cíclicas a adesão é perdida após o primeiro ciclo e a componente de atrito decresce com os ciclos.

As cargas cíclicas podem ser classificadas de acordo com o número de ciclos e com tipo de tensão aplicada.

Na primeira classificação, os elementos estruturais podem estar submetidos a um número relativamente baixo de ciclos (*low-cycle*) com cargas elevadas ao nível do estado limite último, característico, por exemplo de terremotos ou vento, ou a um grande número de ciclos (*high-cycle*), sob nível de carga de serviço e cuja ação resulta na fadiga da estrutura. Para esta última categoria, podemos citar o exemplo das pontes, estruturas *offshore* e estruturas que sustentam máquinas.

De acordo com o tipo de tensão aplicada, o carregamento cíclico pode ser repetido ou unidirecional (caso típico de carregamento de fadiga), ou alternado (característico de sismos).

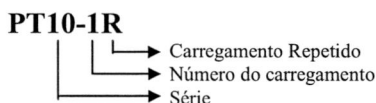
Uma das principais características do carregamento cíclico é a deterioração progressiva da aderência que pode ser observada como um incremento no deslizamento. Devido a este processo de dano na ligação aço-concreto, a estrutura pode atingir a ruptura com níveis de tensão mais baixos que a tensão última monotônica.

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA ADERÊNCIA

A investigação experimental do comportamento da aderência foi feita por ensaios de arrancamento padronizados pela RILEM-FIP-CEB (1973) com adaptação do modelo cúbico padrão para um modelo cilíndrico, o qual apresenta um melhor comportamento.

A influência de alguns parâmetros no comportamento da ligação foi analisada através dos ensaios, como: Diâmetro da armadura ($\phi = 10.0 \text{ mm}$ e $\phi = 20.0 \text{ mm}$); tipo de carregamento (**monotônico** e **repetido**); amplitude de carregamento, no caso de carga repetida ($\tau_{\text{máx}}$).

Os modelos estudados foram denominados de **PT** (*Pull-Out Test*) acompanhados por dois números, a letra **M** (monotônico) ou **R** (repetido), os quais indicam a série, o número e o tipo do carregamento, respectivamente, da seguinte maneira:



A primeira série (número 10) constituiu ensaios para armadura de 10 mm e a segunda (número 20) para armadura de 20 mm. O número do carregamento pode ser 1 a 4 para carga repetida conforme a tabela 1. Alguns modelos das séries foram ensaiados em duas amostras (**a** e **b**), de forma a se obter uma média dos resultados.

Para a moldagem dos protótipos, utilizou-se barra nervurada tipo CA-50A e concreto de resistência média de 30 MPa aos 28 dias para o corpo-de-prova cilíndrico 15 cm x 30 cm. Nas tabelas 1 e 2, são apresentadas as características dos modelos e dos materiais utilizados no concreto, respectivamente. O consumo dos materiais utilizados na confecção do concreto com o respectivo traço em massa é apresentado na tabela 3.

TABELA 1 - Características gerais dos modelos

Modelo	ϕ (mm)	Número do carregamento	Tipo de carregamento	Número de ciclos	Amplitude de carregamento
PT10-Ma	10	—	Monotônico	—	—
PT10-Mb	10	—	Monotônico	—	—
PT10-1Ra	10	1	Repetido	30	$60\% \tau_{bu}$
PT10-1Rb	10	1	Repetido	30	$60\% \tau_{bu}$
PT10-2Ra	10	2	Repetido	30	$80\% \tau_{bu}$
PT10-2Rb	10	2	Repetido	30	$80\% \tau_{bu}$
PT20-Ma	20	—	Monotônico	—	—
PT20-Mb	20	—	Monotônico	—	—
PT20-1Ra	20	1	Repetido	30	$60\% \tau_{bu}$
PT20-1Rb	20	2	Repetido	30	$80\% \tau_{bu}$
PT20-2Ra	20	3	Repetido	130	$80\% \tau_{bu}$
PT20-2Rb	20	4	Repetido	50	$90\% \tau_{bu}$

TABELA 2 – Características dos materiais utilizados no concreto

Material	Características
Areia fina	M.F.: 2,14
	M.U.: 1,497 g/cm ³
	M.E.: 2,584 g/cm ³
Brita	M.F.: 7,54
	M.U.: 1,388 g/cm ³
	M.E.: 2,963 g/cm ³
Cimento	CP II F-32 ITAÚ
	M.E.: 3,1 g/cm ³

TABELA 3 - Consumo dos materiais utilizados na confecção do concreto

Material	Consumo por m ³ de concreto
Cimento CP II F-32	392 kg
Areia	902 kg
Brita	862 kg
Água	227 kg
Traço em massa: 1:2,3:2,2:0,58	

O detalhe da fôrma do modelo cilíndrico adaptado do ensaio padrão de arrancamento segundo a RILEM-FIP-CEB (1973) pode ser visualizado na figura 5. Para evitar a influência das tensões de compressão ocasionadas pela placa de apoio, foi colocada uma mangueira de plástico no trecho não aderente e retirada durante a desfôrma do modelo. O sarrafo fixado no gabarito teve a finalidade de servir como um balizador da barra de aço.

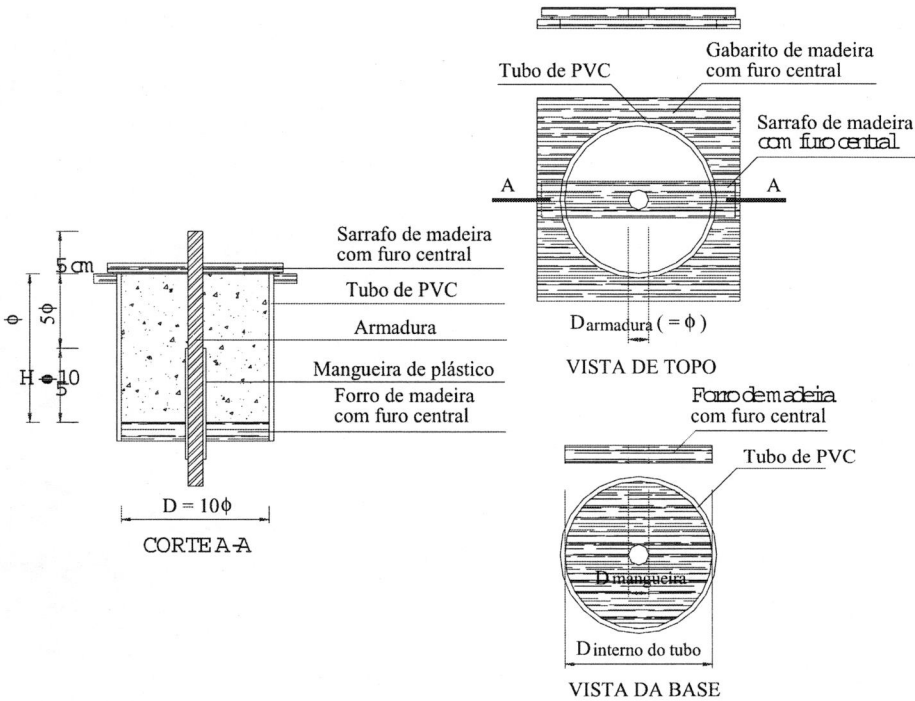


FIGURA 5 - Detalhe da fôrma dos modelos

Os ensaios de arrancamento foram executados na máquina universal INSTRON, ilustrada na figura 6, com controle de deslocamento, permitindo assim analisar o ramo descendente após o modelo atingir a ruptura da ligação.

O dispositivo de ensaio constituía de uma placa apoiando o concreto com um furo central onde a barra é inserida, sendo esta presa à garra da máquina INSTRON. A placa de apoio é presa por quatro hastes, as quais são rosqueadas na máquina. A aplicação da força de tração foi feita através do movimento da placa e das hastes juntamente com o pistão. A instrumentação utilizada nos ensaios foi um transdutor de deslocamento no topo da barra (a 5 cm da extremidade do bloco) com a base no concreto. A figura 7 ilustra o dispositivo de ensaio e a instrumentação utilizada.

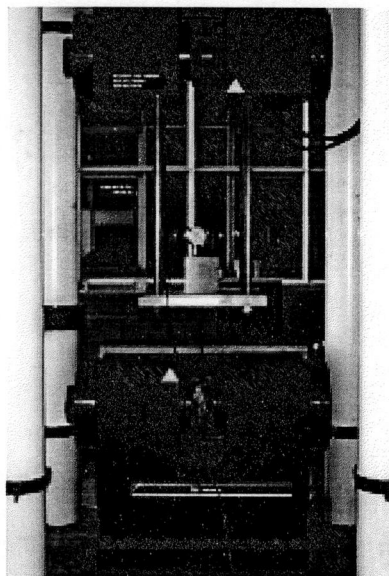


FIGURA 6 - Máquina INSTRON

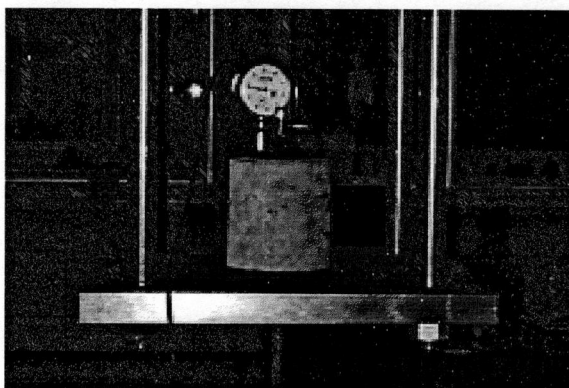


FIGURA 7 - Detalhe do dispositivo e da instrumentação do ensaio

Antes da realização dos ensaios, foi feita aplicação de uma força de aproximadamente 10% da força última, com o objetivo de verificar o funcionamento dos instrumentos. Os ensaios da série 10 foram realizados com velocidade de deslocamento do pistão de 0,01 mm/s e os da série 20 com 0,02 mm/s, registrando-se os valores medidos discretamente em intervalos pequenos de tempo.

Existem duas formas de execução do ensaio de arrancamento sob ação repetida: em uma, aplica-se a amplitude de força até o arrancamento total da barra; na outra, aplica-se um determinado número de ciclos e a partir daí, leva-se a armadura à ruptura monotônica. Como um dos objetivos desse trabalho é avaliar a redução da tensão última de aderência e devido ao tempo de ensaio relativamente grande para o arrancamento total da barra, optou-se pela segunda opção.

ANÁLISE NUMÉRICA DA ADERÊNCIA

Os problemas de contato envolvem não-linearidade física e geométrica, apresentando, portanto, algumas dificuldades para a sua resolução. Dependendo do carregamento, material, condições de contorno e outros fatores, determinadas regiões do modelo podem entrar ou sair do contato bruscamente. Além disso, a maioria desses problemas precisa considerar o atrito, o qual é calculado de acordo com algumas regras e modelos, todos não-lineares.

A análise teórica da aderência monotônica foi realizada por meio de elementos finitos no programa *Ansys*. Para a escolha dos elementos de contato a serem utilizados, avaliou-se a forma de ruptura da aderência. De acordo com os resultados experimentais, a destruição da ligação aço-concreto não ocorre no contato entre os dois materiais, mas sim pela ruptura do concreto ao cisalhamento entre as nervuras, como indica a figura 8. Portanto, na simulação numérica, considerou-se barra lisa, comportamento elástico-linear dos dois materiais e elementos de contato na superfície de interface.

Os elementos de contato superfície-superfície utilizados adotam o modelo de atrito de *Coulomb*, visualizado na figura 9, onde duas superfícies inicialmente em contato irão deslizar uma em relação à outra a partir do momento em que uma certa tensão cisalhante for atingida. A tensão cisalhante equivalente τ é definida como uma parcela da pressão de contato p , onde a constante de relação entre esses dois fatores é o coeficiente de atrito μ .

Foram realizados dois tipos de modelagens: uma bidimensional no estado plano de tensões (PT10-2D), e outra tridimensional (PT10-3D). O modelo analisado foi o da série 10.

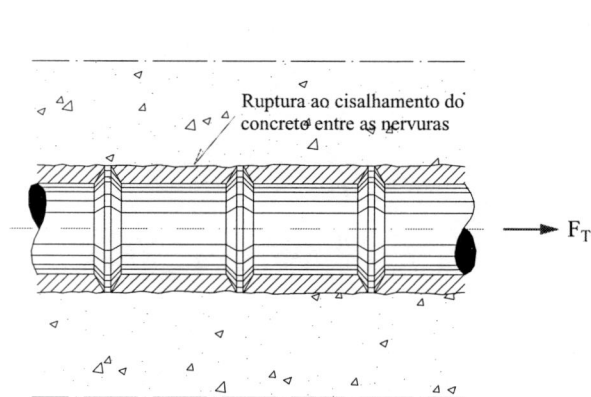


FIGURA 8 - Ruptura ao cisalhamento do concreto entre as nervuras

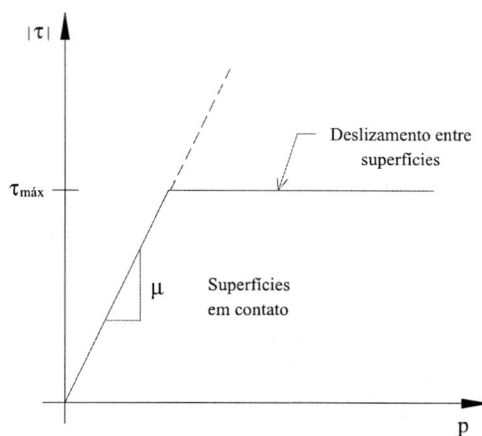


FIGURA 9 - Modelo de atrito para o contato superfície-superfície

Os resultados obtidos na investigação experimental foram utilizados como parâmetros de avaliação e calibragem do modelo numérico.

Os parâmetros do material utilizados relativos à série 10, são listados a seguir:

• Concreto:	• Aço:	• Contato:
$E_{cm} = 25678 \text{ MPa};$	$E_{sm} = 207167 \text{ MPa};$	
$\nu_c = 0,2;$	$\nu_s = 0,3;$	$\mu = 0,4$

No modelo numérico, aplicou-se a força última experimental média (F_u) da série 10 de 19,46 kN uniformemente distribuída na base dos elementos de concreto em 20 incrementos de carga.

Para a calibragem dos resultados experimentais, foi necessário ajustar a constante real **FKN**, a qual define a rigidez de contato, de modo que o deslizamento último (s_u) fosse 1,25 mm. A constante real **TAUMAX** foi considerada igual ao valor da resistência de aderência convencional $\tau_{IR} = 4,23 \text{ MPa}$.

Na figura 10, são ilustradas a discretização e as condições de contorno adotadas para o modelo PT10-2D, onde a armadura permanece fixa em uma extremidade representando a garra da máquina, e a força é aplicada uniformemente distribuída na base do concreto, representando a placa de apoio que a empurra no ensaio. Para esse modelo, foram colocadas restrições horizontais nos nós laterais do concreto, com o objetivo de evitar a rotação do concreto. Foram utilizados os seguintes elementos em PT10-2D: **PLANE42 2-D Structural Solid**, para o aço e o concreto; **CONTAT171 2-D Surface-to-Surface Contact Element** para a área de contato do concreto; **TARGET169 3-D Target Segment** para a área de contato do aço;

Para a construção do modelo PT10-3D, procurou-se adotar uma discretização que não interferisse na convergência e não tivesse um custo computacional muito grande. As condições de contorno foram semelhantes à da modelagem bidimensional. A figura 11 ilustra o modelo PT10-3D, para o qual foram utilizados quatro tipos de elementos finitos: **SOLID65 3-D Reinforced Concrete Solid** para representar o concreto; **SOLID45 3-D Structural Solid** para representar a barra de aço; **CONTAT173 3-D Surface-to-Surface Contact Element** para representar a área de contato do concreto; **TARGET170 3-D Target Segment** para representar a área de contato do aço.

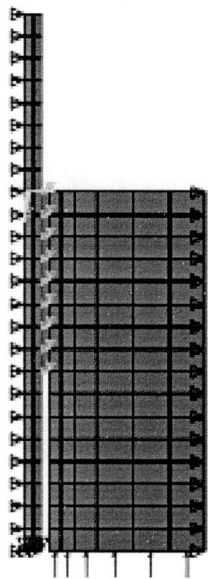
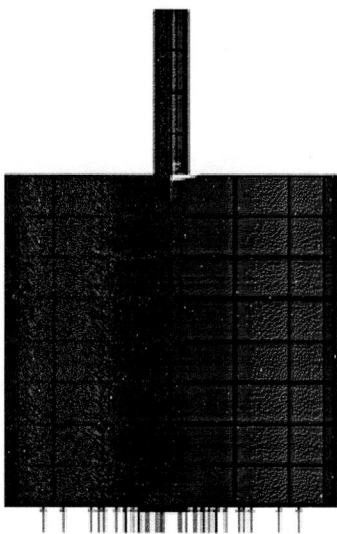
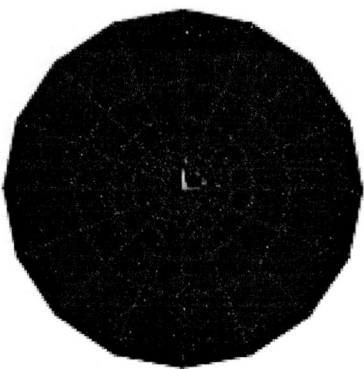


FIGURA 10 – Modelo PT10-2D



Vista frontal



Vista de topo

FIGURA 11 – Modelo PT10-3D

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

RUPTURA DOS MODELOS

Todos os modelos ensaiados apresentaram ruptura por arrancamento da barra, com degradação do concreto entre as nervuras, conforme indica a figura 12. Como já foi mencionado anteriormente, este tipo de ruptura está relacionado com o confinamento da barra ocasionado pelo concreto, evitando assim, o fendilhamento do cobrimento. Na figura 13, pode ser visualizado o corte de um dos modelos, ilustrando o orifício perfeito causado pelo arrancamento da barra. Pode ser observado que não ocorreu nenhuma fissura de fendilhamento, comprovando que todos os modelos estavam sob a ação do confinamento do concreto.

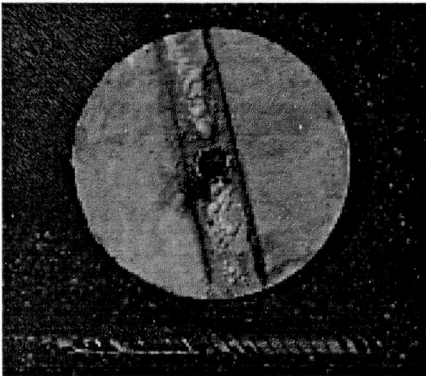


FIGURA 12 - Ruptura por arrancamento de um modelo

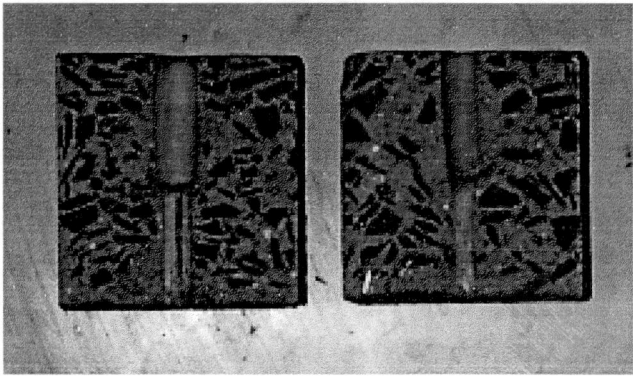


FIGURA 13 - Corte de um modelo

CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO

Para avaliação dos resultados, foi necessário antes se fazer a caracterização do concreto e do aço, cujas informações constam nas tabelas 4 e 5, respectivamente.

TABELA 4 - Caracterização do concreto

Modelos	<i>slump</i> (cm)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_t (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_c (MPa)
Série 10	15,7	30,52	27,47	2,51	2,13	25678
Série 20	19,5	31,10	27,99	3,21	2,73	30447

TABELA 5 - Caracterização do aço

Diâmetro	E_s (MPa)	f_y (MPa)	σ_t (MPa)
$\phi = 10$ mm	207167	696	852
$\phi = 20$ mm	206533	621	727

O comportamento tensão-deformação do concreto e do aço é ilustrado nas figuras 14 e 15, respectivamente. O diagrama relativo ao aço é aproximado, considerando-se o patamar de escoamento horizontal, apesar de no ensaio, este ter apresentado uma inclinação desprezível.

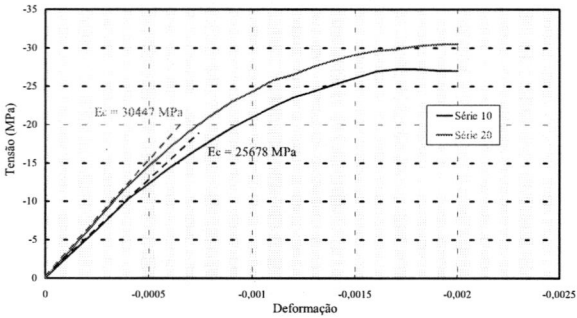


FIGURA 14 - Diagrama tensão-deformação do concreto

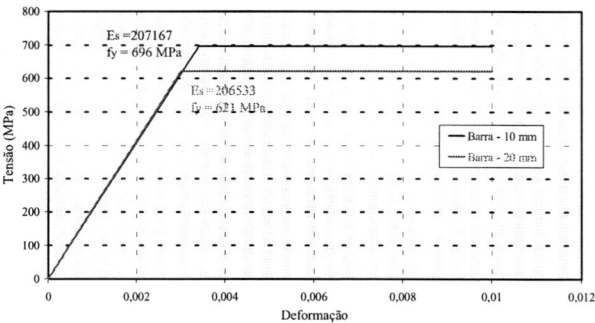


FIGURA 15 - Diagrama tensão-deformação do aço

A tensão de aderência foi calculada como um valor médio, considerando-se a distribuição uniforme da força aplicada ao longo da área de contato aço-concreto.

O comportamento da ligação dos modelos monotônicos das séries 10 e 20, ilustrado na figuras 16 e 17, respectivamente, constitui de três fases:

- $0 \leq s \leq 0,1\text{mm}$: aderência inicial devido à adesão, até a ruptura convencional da ligação (τ_{IR}), correspondente ao deslizamento de 0,1 mm. Neste trecho elástico linear, as deformações dos dois materiais são admitidas iguais e não há formação de fissuras;
- $0,1\text{mm} \leq s \leq s_u$: mobilização da aderência por atrito e a mecânica, até atingir a ruptura efetiva da ligação (τ_{bu}). As fissuras “cisalhantes” formadas pelo esmagamento do concreto próximo às nervuras se propagam ao longo de um comprimento considerável ocasionando o corte parcial do concreto entre as nervuras.
- $s_u \leq s \leq s_{lim}$: processo desencadeado pelo atrito concreto-concreto, que só foi possível devido às condições de ensaio de deslocamento controlado. Nesta fase, ocorre um decréscimo brusco da curva, a qual finaliza no deslizamento limite medido pelo transdutor de deslocamento (s_{lim}), caracterizando o arrancamento total da barra. A tensão residual, quando a curva se torna praticamente horizontal, não foi possível de ser capturada, devido ao término da medição do transdutor de deslocamento.

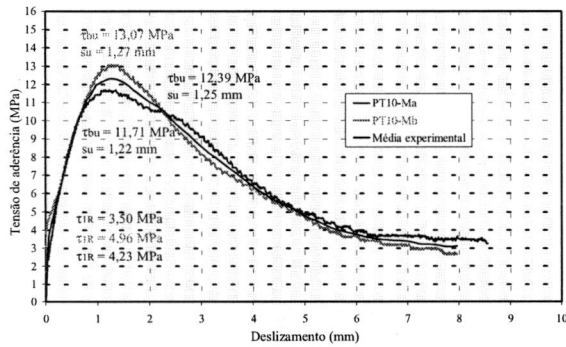


FIGURA 16 - Curva monotônica tensão de aderência-deslizamento dos modelos PT10-Ma e PT10-Mb

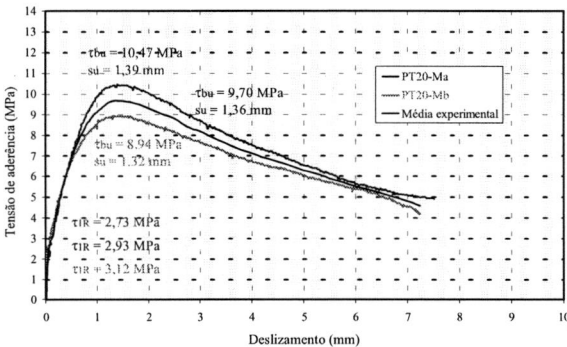


FIGURA 17 - Curva monotônica tensão de aderência-deslizamento dos modelos PT20-Ma e PT20-Mb

Essas três fases do processo da aderência pode ser melhor visualizada na figura 18.

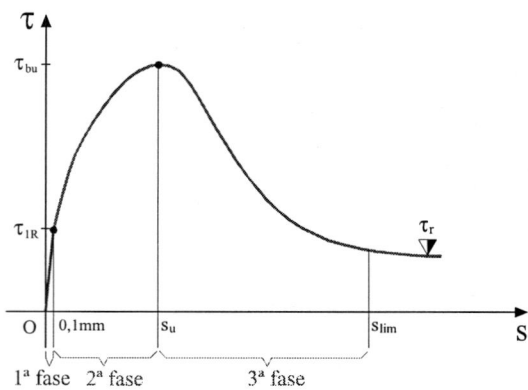


FIGURA 18 - Digrama representativo das fases do comportamento da aderência dos ensaios monotônicos

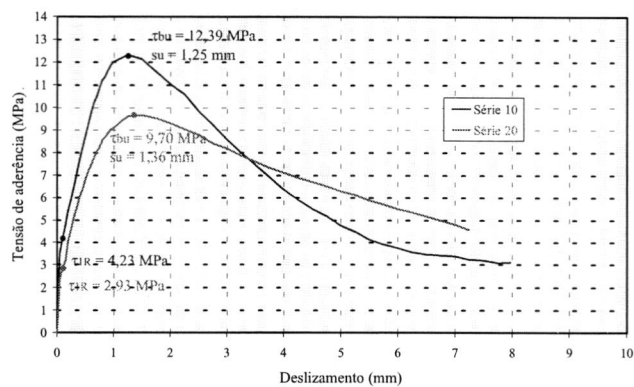


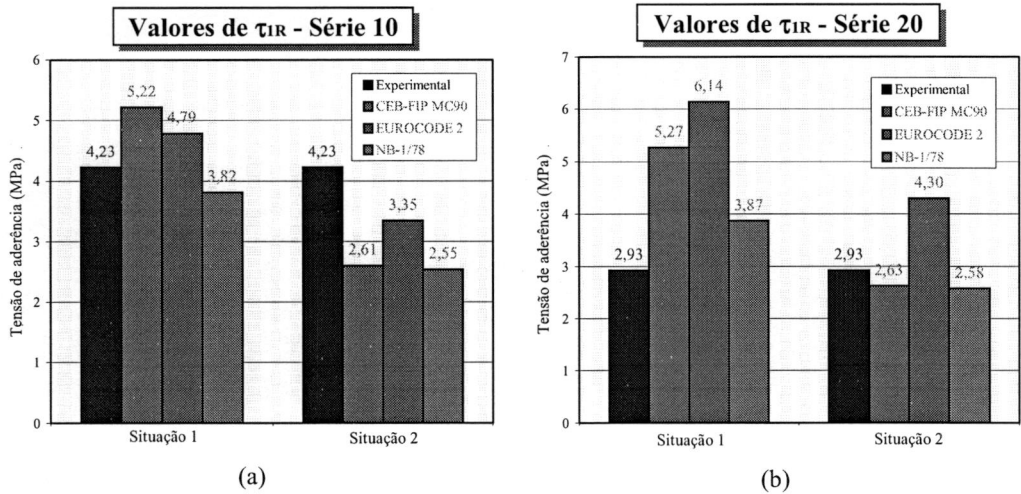
FIGURA 19 - Curva média dos modelos da série 10 e 20

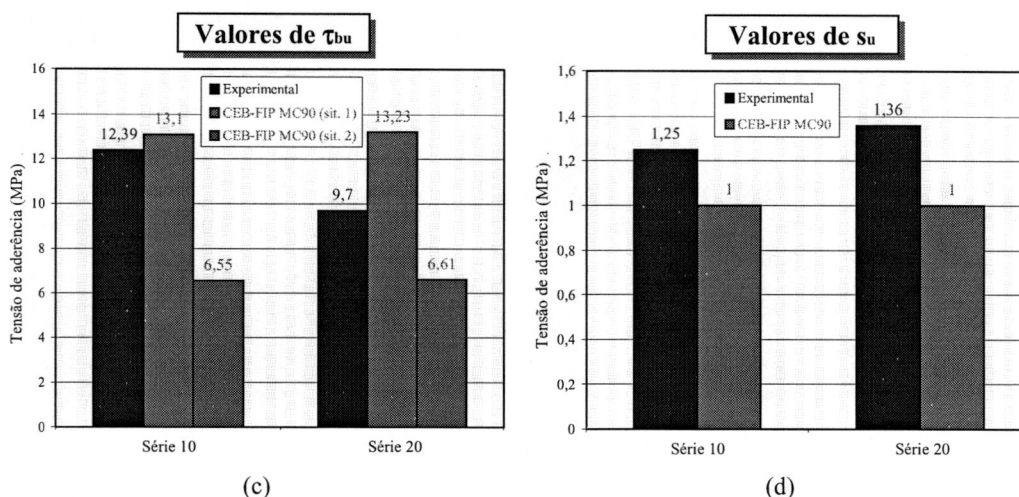
Observando-se as duas curvas médias da figura 19, os modelos da série 10 apresentaram um melhor comportamento de aderência que os modelos da série 20, tanto em relação à resistência convencional da ligação (τ_{IR}) como em relação à tensão última de aderência (τ_{bu}), apesar da força de arrancamento ter sido menor. Já em relação ao ramo descendente da curva, os modelos da série 20 tiveram um comportamento melhor através da inclinação menor da curva, sendo, portanto, mais ductéis.

COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO EXPERIMENTAL DA ADERÊNCIA MONOTÔNICA COM AS RECOMENDAÇÕES DAS NORMAS

Diante da falta de uma relação tensão de aderência *versus* deslizamento, com exceção do CEB-FIP MC 1990, foi calculada para as outras normas apenas a resistência de aderência equivalente ao deslizamento de 0,1 mm. Os valores foram calculados para condições de aderência boas (situação 1) e ruins (situação 2).

A resistência convencional de ligação (τ_{IR}), a resistência de aderência efetiva (τ_{bu}) com seu respectivo deslizamento (s_u), relativas aos ensaios e aos valores das normas para as situações 1 e 2 são mostrados na figura 20. Nas figuras 21 e 22, é apresentada a comparação do comportamento global do ensaio com a curva do CEB-FIP MC90.



FIGURA 20 – Comparação dos valores de τ_{IR} , τ_{bu} e s_u experimentais com os propostos pelas normas

Da figura 20, podem ser observados os seguintes fatos:

- Em relação à resistência de aderência convencional (τ_{IR}):

Na série 10, a NB-1/78 se mostrou a favor da segurança, nas situações 1 e 2. Já o CEB-FIP MC90 e o EUROCODE 2 ficaram contra a segurança na situação 1 e a favor da segurança na situação 2.

Já para a série 20, apenas o CEB-FIP MC90 e a NB-1/78 se apresentaram a favor da segurança na situação 2.

- Em relação à resistência de aderência efetiva (τ_{bu}):

O CEB-FIP MC90, na série 10, apresentou uma tensão última de aderência bastante próxima do valor experimental na situação 1, com uma diferença de 5,73% contra a segurança. Já na situação 2, o CEB-FIP MC90 se mostrou bastante conservador em relação ao resultado experimental, com uma diferença de 43,17%.

Na série 20, as diferenças entre o CEB-FIP MC90 nas situações 1 e 2 e os valores experimentais foram bem parecidas, sendo um resultado a favor da segurança e outro contra.

- Em relação ao deslizamento último (s_u):

Como já foi comprovado em resultados experimentais anteriores, o deslizamento último é maior que 1 mm, proposto pelo CEB-FIP MC90. Entretanto, como a ordem de grandeza desse deslocamento relativo é muito pequena, não se pode afirmar que o ensaio teve um comportamento mais dúctil que o do CEB-FIP MC90.

Do comportamento global na figura 21, pode-se observar, na série 10, que a curva ascendente média experimental está bem próxima da proposta do CEB-FIP MC90 na situação 1; entretanto, o trecho pós-ruptura da aderência das duas curvas estão bastante distantes, devido à presença de um patamar de escoamento, inclinação da segunda parte e tensão residual maiores na curva do CEB-FIP MC90. O diagrama experimental ficou bastante acima ao do CEB-FIP MC90 na situação 2. Na série 20 ilustrada na figura 22, a curva experimental está praticamente equidistante dos diagramas do CEB-FIP MC90 nas situações 1 e 2.

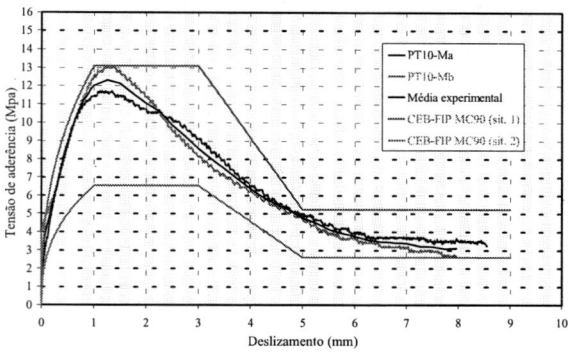


FIGURA 21 - Comparação da série 10 com o CEB-FIP MC90

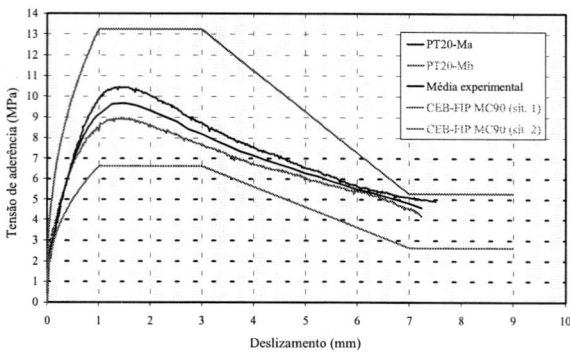


FIGURA 22 - Comparação da série 20 com o CEB-FIP MC90

COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA SOB CARGA REPETIDA

O comportamento da aderência dos modelos PT10-2Ra e PT10-3R é apresentado nas figuras 23 e 24. Alguns aspectos característicos foram observados durante a aplicação da ação repetida.

Uma diferença crucial entre a aderência monotônica e cíclica é que a adesão (τ_{IR}) é perdida logo no primeiro ciclo. Esse fato é comprovado nas figura 23(a) a 24(a), onde a tensão máxima no meio ciclo inicial é superior à resistência de aderência equivalente ao deslizamento de 0,1 mm. Isso só ocorre devido aos valores relativamente altos das tensões cíclicas que geralmente ocorre na estrutura. Para solicitações muito baixas, portanto, o concreto permanece perfeitamente ligado à barra.

A fadiga da aderência pode ser dividida em três fases: a velocidade de deslizamento cresce mais rapidamente nos primeiros ciclos; depois, torna-se constante, com a tendência de estabilização do deslizamento em um valor final; após ser atingido o deslizamento monotônico último, com alguns ciclos adicionais, a velocidade torna-se crescente novamente, induzindo à ruptura por arrancamento da barra. Essa última fase, não pôde ser observada nos modelos, devido ao tempo de ensaio relativamente grande. As duas primeiras fases podem ser vistas nas figuras 23(a e b) e 24(a e b), onde nas últimas, ilustra-se a redução da tangente à curva nos primeiros ciclos e depois tornando-se constante. A primeira fase nos ensaios termina em aproximadamente 10 ciclos, onde a velocidade do deslizamento é muito grande; a partir daí, o acréscimo diminui, tornando-se constante depois. Após o deslizamento monotônico último s_u , como foi observado no modelo PT20-3R, a velocidade ainda permanece constante com o decorrer de um número de ciclos razoável sem atingir a ruptura. Portanto, s_u pode ser considerado como um critério seguro para análise da ruptura por fadiga da aderência.

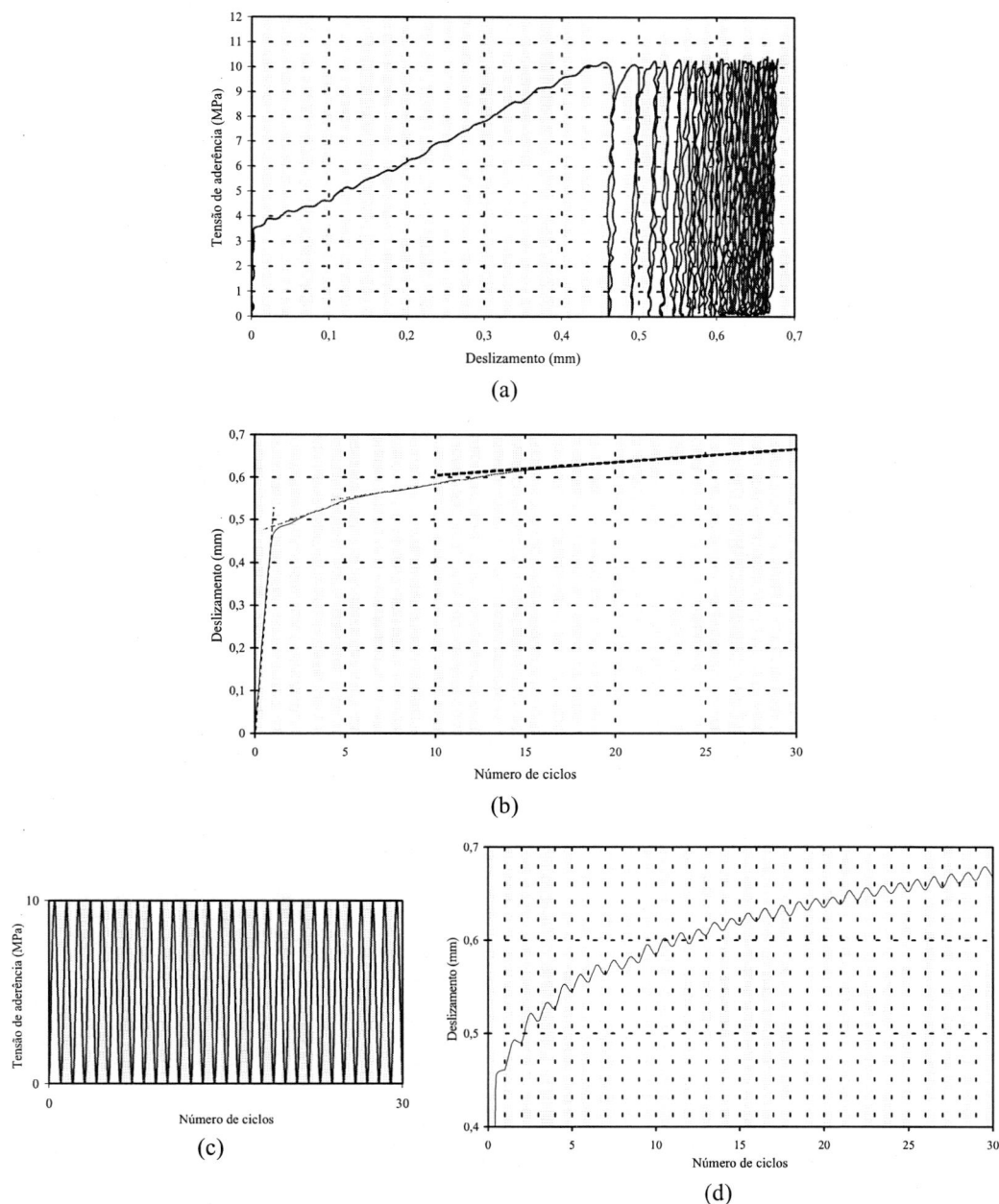
Uma vez atingido um determinado deslizamento, este torna-se quase que totalmente residual; ou seja, a rigidez da curva é praticamente vertical. Pelas figuras 23(d) e 24(d) que indicam a oscilação do deslizamento a cada meio ciclo, fica comprovada a recuperação insignificante do deslizamento na tensão máxima quando do descarregamento. No momento do recarregamento, o comportamento da aderência assume a mesma rigidez do descarregamento anterior até um nível de tensão um pouco abaixo da máxima (τ_{d-r}); a partir daí, a rigidez começa a diminuir com o aumento do deslizamento até o topo. Quando a estrutura é descarregada, a rigidez cresce até a tensão (τ_{d-r}), depois tornando-se constante e igual ao do ciclo anterior.

Na tabela 6, são apresentados todos os resultados dos modelos, para efeitos de comparação.

TABELA 6 – Valores experimentais dos modelos

Modelo	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\tau_{m\acute{a}x}$ (MPa)	n	τ_{IR} (MPa)	s_r (mm)	τ_{bu} (MPa)	s_u (mm)
PT10-M	-	-	-	4,23	-	12,39	1,25
PT10-1Ra	12	8	30	2,20	0,98	9,57	1,18
PT10-1Rb	12	8	30	2,28	0,94	9,62	1,26
PT10-2Ra	16	10	30	4,61	0,67	13,02	0,91
PT10-2Rb	16	10	30	3,01	1,00	12,19	1,16
PT20-M	-	-	-	2,93	-	9,70	1,36
PT20-1R	37	6	30	2,44	0,60	9,73	1,40
PT20-2R	49	8	30	4,22	0,94	9,96	1,15
PT20-3R	49	8	130	3,01	1,45	9,75	1,57
PT20-4R	55	9	50	2,31	2,05	9,73	2,23

Modelo PT10-2Ra



$$F_{\text{máx}} \cong 16 \text{ kN}; \tau_{\text{máx}} \cong 10 \text{ MPa}; n = 30; \tau_{\text{IR}} = 4,61 \text{ MPa}; s_r = 0,67 \text{ mm}$$

FIGURA 23 - Modelo PT10-2Ra: (a) Curva tensão de aderência-deslizamento; (b) Curva deslizamento-número de ciclos; (c) História do carregamento; (d) Oscilação do deslizamento a cada meio ciclo;

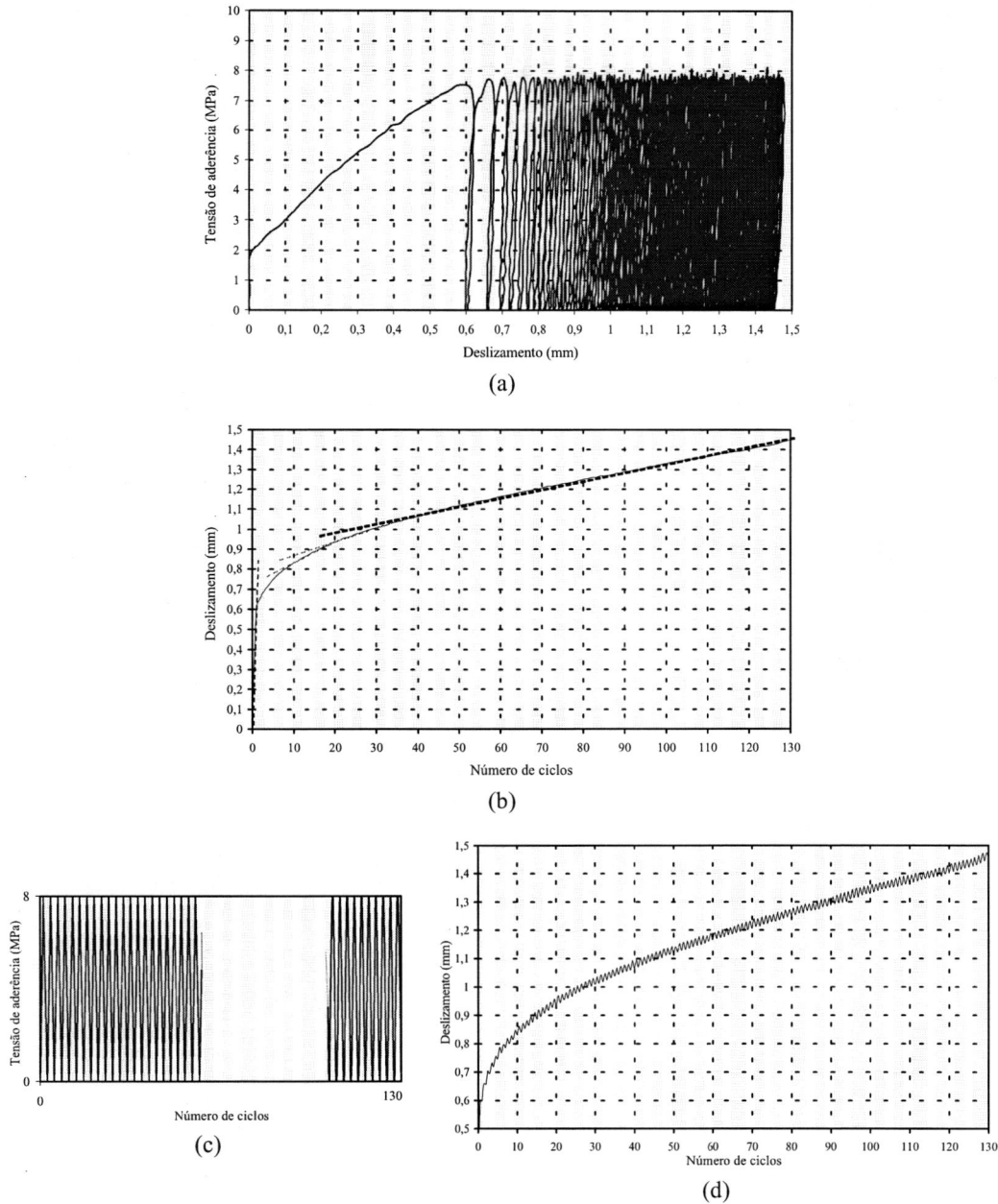
Os modelos tiveram o comportamento global da aderência semelhante, com algumas diferenças nos valores de τ_{IR} e s_r .

Apesar da resistência média τ_{IR} de PT10-1Ra e PT-101Rb ter sido menor que a correspondente a PT10-2Ra e PT10-2Rb, da ordem de aproximadamente 0,6 vezes, essa não foi a razão possível para a redução de τ_{bu} dos primeiros em relação aos segundos, pois para os modelos da série 20, a variação de τ_{IR} foi grande também e os valores de τ_{bu} foram muito próximos. Quando as barras de PT10-1Ra e PT-101Rb foram arrancadas, pôde-se observar pequenos buracos no concreto entre as nervuras ocasionadas por falha da vibração, justificando, portanto, essa redução na aderência. Esses modelos, portanto, não foram incluídos para as análises dos resultados.

O carregamento monotônico dos modelos repetidos teve a mesma rigidez praticamente vertical dos ciclos anteriores até um pouco antes da ruptura da ligação, apresentando uma pequena redução até a tensão última, com exceção de PT20-

1R que, quando atingiu a curva monotônica, acompanhou-a até o final do ensaio. Esse modelo, portanto, teve uma diminuição maior na rigidez antes de alcançar a tensão última.

Modelo PT20-3R



$$F_{\max} \cong 49 \text{ kN}; \tau_{\max} \cong 8 \text{ MPa}; n = 130; \tau_{\text{IR}} = 3,01 \text{ MPa}; s_r = 1,45 \text{ mm}$$

FIGURA 24 - Modelo PT20-3R: (a) Curva tensão de aderência-deslizamento; (b) Curva deslizamento-número de ciclos; (c) História do carregamento; (d) Oscilação do deslizamento a cada meio ciclo;

Fazendo-se uma comparação da ruptura monotônica de PT10-2Ra e PT10-2Rb com a média de PT10-Ma e PT10-Mb, nota-se que a aplicação de poucos ciclos da ordem de 80% da resistência última monotônica não interfere no comportamento último da ligação, pois os valores da tensão última de aderência dos modelos repetidos foram bem próximos aos referentes aos modelos monotônicos, como indica a figura 25.

Para verificar se existia ou não a redução na resistência da ligação, na série 20, variou-se, então, a força em 3 níveis e o número de ciclos em 3. Comparando-se o modelo PT20-1R com o PT20-2R, percebe-se que o crescimento do nível de carregamento de 60% para 80% aumentou o deslizamento residual s_r em 56%. A diferença de 100 ciclos entre PT20-3R

e PT20-2R, aumentou s_r em 54%. Com apenas 16 ciclos, o modelo PT20-4R atingiu o deslizamento residual do modelo PT20-3R, ou seja, com um acréscimo de 10% em relação à força de 80%, diminuiu a quantidade de ciclos de 130 para 16. Entretanto, independente da diferença entre o número de ciclos, a amplitude do carregamento e deslizamento residual atingido, a tensão última de aderência não foi reduzida, como indica a figura 26. Isso foi válido mesmo para a força máxima bem próxima da monotônica última (PT20-2R, PT20-3R e PT20-4R) e para deslizamentos residuais superiores ao deslizamento último monotônico s_u (PT20-3R e PT20-4R).

Após a ruptura da ligação, o ramo descendente da curva de todos os modelos ficou bem próximo do correspondente à curva monotônica de referência.

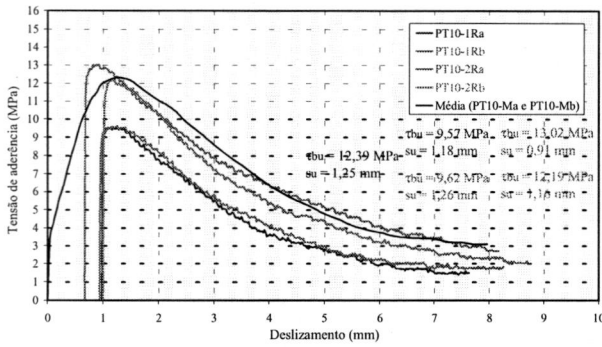


FIGURA 25 - Curva monotônica tensão de aderência-deslizamento dos modelos repetidos com a média dos modelos monotônicos de referência da Série 10

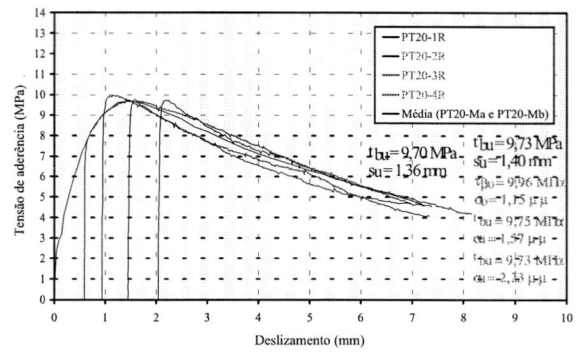


FIGURA 26 - Curva monotônica tensão de aderência-deslizamento dos modelos repetidos com a média dos modelos monotônicos de referência da Série 20

Na figura 27, pode ser visualizado o resumo do comportamento da aderência dos ensaios, e com a continuação a partir de s_r observada em resultados da literatura.

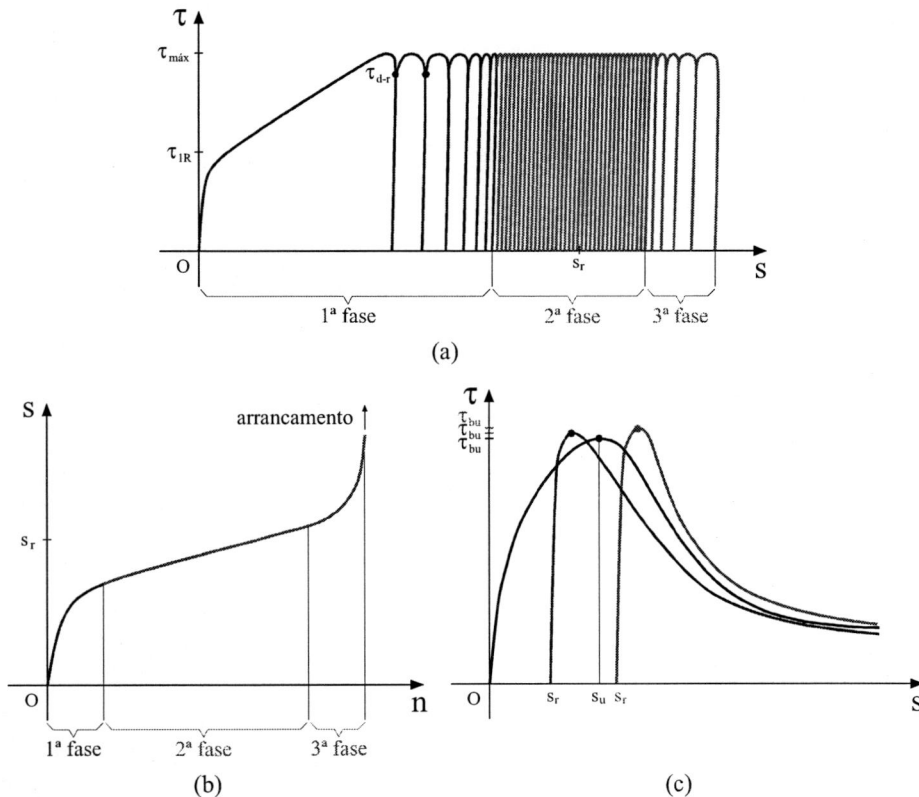


FIGURA 27 - Digrama representativo do comportamento da aderência dos ensaios repetidos

RESULTADOS NUMÉRICOS DA ADERÊNCIA MONOTÔNICA

MODELO PT10-2D

Apesar das aproximações um pouco grosseiras desse modelo, alguns aspectos do comportamento do contato entre os dois materiais pôde ser observado. Em relação aos ensaios, foram feitas poucas comparações, como a deformada e a evolução dos deslizamentos com a força, devido à falta de outras medidas experimentais.

A evolução dos deslocamentos com a força foi linear, como apresenta a figura 28, portanto, os elementos de contato não consideraram a adesão entre os dois materiais.

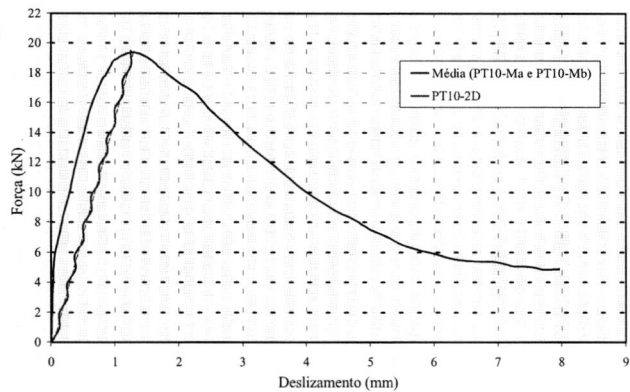


FIGURA 28 - Curva força-deslizamento da média (PT10-Ma e PT10Mb) e PT10-2D

A deformada da estrutura foi bastante semelhante a constatada experimentalmente, com uma pequena diferença na inclinação do concreto na região próxima à barra, como ilustra a figura 29.



FIGURA 29 - Deformada - PT10-2D

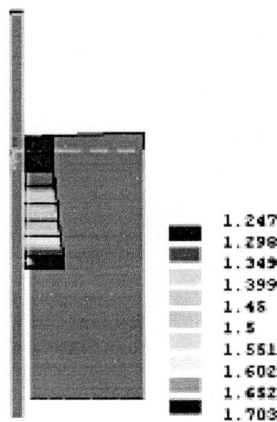


FIGURA 30 - Deslizamento - PT10-2D

Pela figura 30, pode-se constatar que o modelo apresentou uma diferença de 0,456 mm entre o deslizamento da base e do topo da barra aderente, como espera-se teoricamente. Nos ensaios, essa diferença não pôde ser visualizada, devido os deslocamentos terem sido medidos do topo da barra em ao concreto.

MODELO PT10-3D

Apesar desse modelo aparentemente fornecer resultados mais próximos da realidade que o anterior, também não foi possível realizar muitas comparações pela escassez de outras medidas experimentais.

Similarmente ao modelo PT10-2D, esse apresentou uma relação força-deslocamento linear, como ilustra a figura 31. Os elementos de contato utilizados, portanto, não consideraram a adesão e a pressão de confinamento na barra.

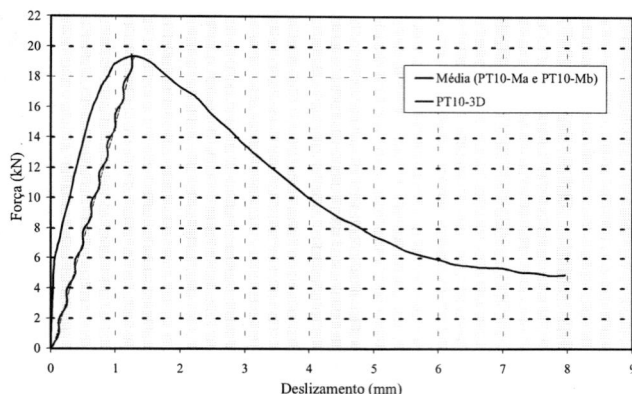


FIGURA 31 - Curva força-deslizamento da média (PT10-Ma e PT10Mb) e PT10-3D

Esse modelo representou melhor o ensaio, devido à consideração do seu comportamento tridimensional. Não foi necessário impor restrições radiais nos nós da face cilíndrica do concreto para evitar o giro do modelo, como indica a deformada na figura 32, semelhante à do protótipo experimental.

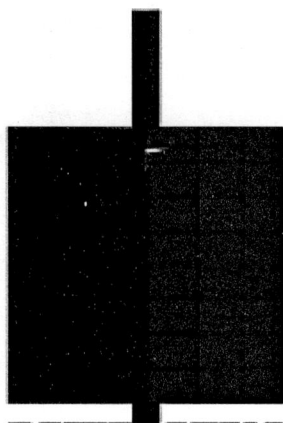


FIGURA 32 - Deformada - PT10-3D

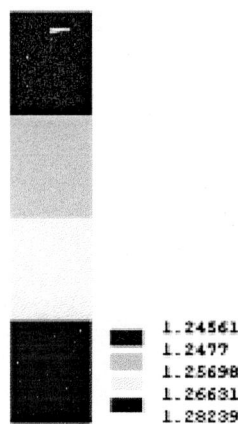


FIGURA 33 - Deslizamento - PT10-3D

Através da figura 33, percebe-se que o deslizamento não foi constante ao longo do contato, com uma variação de -1,28239 na base a 1,24561 no topo, considerada como a diferença entre os deslocamentos dos elementos *CONTAT173* e *TARGET170*. Essas variações no deslizamento não puderam ser medidas experimentalmente, impossibilitando a comparação.

A modelagem numérica, apesar de não ter representado o ensaio corretamente, devido à sua relação linear força-deslizamento, serviram para uma análise primária do comportamento do contato no bloco de arrancamento. Modelos mais refinados, considerando as nervuras e a não linearidade dos materiais, poderão representar a verdadeira resposta da estrutura.

CONCLUSÕES

Todos os modelos ensaiados apresentaram o corte do concreto entre as nervura, ocasionando a ruptura por arrancamento perfeito da armadura, típica de concreto confinado.

Analisando-se os modelos monotônicos, foram observadas três fases no comportamento da interface aço-concreto. Na primeira, a qual corresponde à aderência química, os deslocamentos relativos são extremamente pequenos e as deformações dos dois materiais são admitidas iguais. Após a ruptura da adesão (τ_{1R}), ocorre a mobilização da aderência por atrito e a engrenagem mecânica entre nervuras, equivalentes à segunda fase. Atingindo-se a ruptura efetiva da ligação (τ_{bu}), dá-se início à terceira fase, originada pelo atrito concreto-concreto. O ramo da curva tensão de aderência-deslizamento, o qual só é capturado em regime de deslocamento controlado, decresce bruscamente e torna-se horizontal até a ruptura total por arrancamento da barra. Devido ao término do curso do transdutor de deslocamento, entretanto, os ensaios foram finalizados, antes de alcançar a tensão residual. O aumento da força, após o início do deslizamento, é pequeno para as barras lisas, que não foram ensaiadas nesse trabalho, e muito maior para as barras nervuradas, da ordem de aproximadamente 3 vezes, devido à mobilização da aderência mecânica.

Os modelos monotônicos da série 20 em relação aos da série 10 apresentaram um comportamento mais frágil da ligação, apesar da força última ter sido maior, e um trecho pós ruptura mais dúctil. Uma justificativa para o primeiro fato, é que as barras de 20 mm possuem nervuras bem mais espessas que as de 10 mm, fazendo com que a tensão não possa ser simplesmente considerada como um valor médio. Outra explicação possível é que a superfície relativa das nervuras (f_r) da barra de 20 mm pode ser menor que a referente à barra de 10 mm. Seria necessária, portanto, a obtenção desse valor para uma comparação entre as duas séries. Em relação ao segundo fato, os modelos da série 20 estiveram sob a ação de um concreto mais bem confinado, o qual proporcionou uma ductilidade maior que os da série 10.

Comparou-se os resultados experimentais com os oriundos das normas CEB-FIP MC90, EUROCODE 2 e NB-1/78. Devido à pouca quantidade de modelos, entretanto, pôde-se tirar poucas conclusões. Observou-se que o ensaio de arrancamento ficou situado entre as condições de aderência boa e ruim, apesar da barra estar na posição vertical em relação à concretagem. Contudo, a série 10 se aproximou bastante da situação de boa aderência. Os valores da resistência convencional e efetiva da ligação entre as normas apresentaram dispersões muito grandes, como foi o caso da diferença de 67% de τ_{IR} do EUROCODE 2 em relação à NB-1/78. O deslizamento equivalente à ruptura da ligação foi maior que o valor de 1 mm proposto pelo CEB-FIP MC90, comprovado já em experimentos anteriores.

Em relação ao carregamento repetido, observou-se que a resistência por adesão foi ultrapassada logo no primeiro ciclo, por causa do valor muito maior da força máxima.

O processo da fadiga de aderência é dividido em três fases: na primeira, a velocidade de deslizamento é decrescente, caracterizada pela diminuição da inclinação da tangente à curva deslizamento-número de ciclos ($s-n$); na segunda, essa velocidade torna-se constante, onde a inclinação da tangente é linear; e na terceira, a velocidade cresce muito rapidamente até a ruptura por arrancamento da barra, ou seja, a inclinação aumenta até tornar-se praticamente vertical. A aplicação dos ciclos dos ensaios finalizou-se na segunda fase e, após o deslizamento residual (s_r), foram levados à ruptura monotônica. A primeira fase pode ser definida como uma acomodação da estrutura ao carregamento repetido, onde ocorre a maior parcela do esmagamento local do concreto próximo das nervuras. A partir daí, a região de concreto a ser esmagada é muito pequena, caracterizando a estabilização do crescimento dos deslizamentos. A ruptura por arrancamento ocorre após a terceira fase, a qual se inicia muito depois do deslizamento último monotônico (s_u). Conseqüentemente, as estruturas não precisam ser ensaiadas para um número de ciclos muito grande, se o deslizamento equivalente à resistência de aderência monotônica for conhecido. A determinação do número máximo de ciclos pode ser obtida por extrapolação linear da segunda parte linear da curva até s_u .

Para os diferentes níveis de sollicitação, notou-se que quanto maior a força máxima repetida, maior a acomodação inicial do modelo e o deslizamento residual. As rigidezes de descarregamento em todos os ciclos possuem a mesma inclinação, sendo praticamente verticais, indicando uma recuperação quase desprezível do deslizamento na força máxima.

A resistência estática da ligação dos modelos repetidos não foi alterada com um número de ciclos maior, uma força máxima repetida próxima da força última monotônica de referência e um deslizamento residual maior que s_u . Logo, as forças repetidas podem ser consideradas como um mecanismo de acomodação desses modelos em relação à resistência, com influência na degradação da aderência apenas pelo aumento progressivo dos deslizamentos.

Da análise numérica da aderência monotônica no *Ansys*, foram tiradas poucas conclusões, devido o modelo numérico não ter representado a verdadeira resposta da estrutura. Tanto o modelo bidimensional (PT10-2D) como o tridimensional (PT10-3D) apresentaram uma relação força-deslizamento linear, ou seja, a adesão entre os dois materiais e a pressão de confinamento, no caso de PT10-3D, foram desprezadas. A deformada dos dois modelos foi semelhante à experimental, adotando-se, entretanto, algumas aproximações na modelagem bidimensional. Os deslizamentos ao longo do contato foram diferentes, com um crescimento praticamente linear do topo do contato para a base. Essa evolução, não pôde ser constatada experimentalmente.

Devido à variabilidade do concreto e à pouca quantidade de modelos, seria necessário, portanto, um certo cuidado na extensão dessas conclusões parciais aos casos gerais.

Como já foi exposto anteriormente, o problema da aderência sob carregamento repetido envolve um conjunto de variáveis de grande complexidade: a não-linearidade dos materiais, o mecanismo de transferência de forças, a micro-estrutura interna dos materiais, a propagação do dano, a não-linearidade do contato, a resposta força-deslizamento não linear, as deformações residuais, entre outras. Devido à dificuldade de visualização e abrangência de todos esses pontos no comportamento tanto do modelo experimental como numérico, nesse trabalho, a análise do fenômeno foi particularizada, de maneira a melhor solucionar determinadas questões sobre o assunto. Dessa forma, nesse campo de pesquisa, ainda precisam ser feitos muitos estudos englobando todas essas particularidades, alguns dos quais são propostos no próximo item.

AGRADECIMENTOS

À CAPES, pelo apoio financeiro.

BIBLIOGRAFIA

- ACI COMMITTEE 408. (1991). Abstract of: State-of-the-art-report: bond under cyclic loads. *ACI Materials Journal*, v.88, n.6, p.669-73, Nov./Dec.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, ABNT.
- BALÁZS, G.L. (1991). Fatigue of bond. *ACI Materials Journal*, v.88, n.6, p.620-29, Nov./Dec.
- BALÁZS, G.L. et al. (1993). Acoustic emission monitoring on steel-concrete interaction. *Otto Graf Journal*, v.4, p.56-90.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991). CEB-FIP Model Code 1990. *Bulletin d'Information*, n.203-205.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1996). RC elements under cyclic loading: state-of-the-art report. *Bulletin d'Information*, n.230.
- EUROCODE 2 (1992). *Design of concrete structures*. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, CEN.
- FERNANDES, R.M. (2000). *A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto*. São Carlos. 155p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- HAWKINS, H.M. et al. (1982). Local bond strength of concrete for cyclic reversed loadings. In: BARTOS, P., ed. *Bond in concrete*. London, Applied Science, p.151-61.
- HOTA, S.; NAAMAN, A.E. (1997). Bond stress-slip response of reinforcing bars embedded in FRC matrices under monotonic and cyclic loading. *ACI Structural Journal*, v.94, n.5, p.525-37, Sept./Oct.
- KOCH, R.; BALÁZ, G.L. (1993). Slip increase under cyclic and long term loads. *Otto Graf Journal*, v.4, p.160-91.
- LARANJEIRAS, A.C.R. (1976). Redução da aderência aço-concreto sob a ação de cargas repetidas. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUCTURAL, 28., Salvador, 1976. *Anais*. Salvador, IBRACON, 1976, 25p.
- POPOV, E.P. (1984). Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading. *ACI Journal*, v.81, n.4, p.340-49, Jul./Aug.
- RILEM-FIP-CEB (1973). Bond test for reinforcing steel - 2. Pull-Out test. *Matériaux et constructions*, v.6, n.32, p.102-5.
- TASSIOS, T.P. (1979). Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions. AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Actions. *CEB, Bulletin d'Information*, n.131, p.67-122.
- VALLE, A. (1994). *Estudo da aderência entre concreto e armadura sob carregamento cíclico*. São Paulo. 171p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.