

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

SET-160 - PONTES DE CONCRETO I

NOTAS DE AULA

COMPORTAMENTO À FADIGA DO CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

MOUNIR KHALIL EL DEBS
TOSHIKI TAKEYA

São Carlos, Abril/1992

37c

0844370

SYSNO	0844370
PROD	002502
ACERVO EESC	

COMPORTAMENTO A FADIGA DO CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

CONTEÚDO

1- INTRODUÇÃO

2- FADIGA DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

2.1- Concreto simples

2.2- Aço

2.2.1- Aços para armadura não protendida

2.2.2- Aços para armadura protendida

3- COMPORTAMENTO A FADIGA DE ESTRUTURAS E COMPONENTES

3.1- Preliminares

3.2- Ruptura devido a momento fletor

3.3- Ruptura devido a força cortante

3.4- Ruptura da aderência aço-concreto

3.5- Abertura de fissuras e deformações

3.6- Observações de danos por fadiga em estruturas

4- INDICAÇÕES DA NBR-7187

5- BIBLIOGRAFIA

ANEXO - RECOMENDAÇÕES DO CEB-MC/90

COMPORTAMENTO A FADIGA DO CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

1- INTRODUÇÃO

A fadiga pode ser definida como a alteração mecânica dos materiais sob o efeito de solicitações repetidas.

Esta alteração pode ser favorável (consolidação) ou desfavorável (dano). Neste trabalho será abordado apenas o efeito desfavorável.

As ações que causam fadiga são aquelas que produzem variações de solicitações com frequência relativamente alta. Na Fig.1 estão apresentados alguns tipos de estruturas sujeitas a ações cíclicas, bem como o número de ciclos associado a vida útil delas.

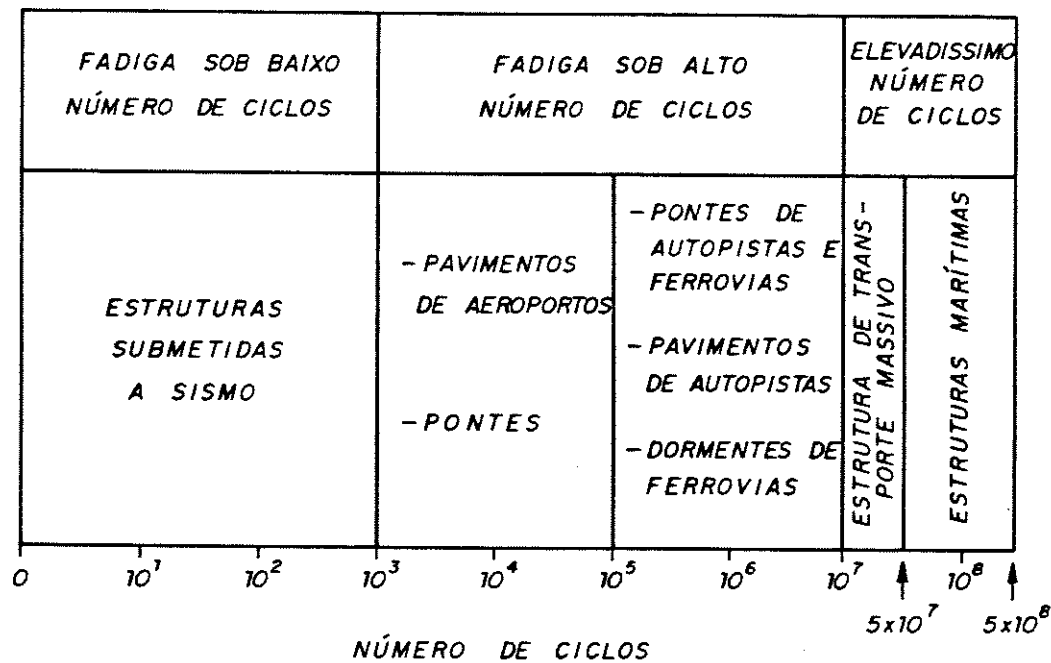


Fig. 1- Alguns tipos de estruturas sujeitas a ações cíclicas e o número de ciclos de carga associado a vida útil delas.

As ações em questão são: carga móvel, ondas do mar, sismos, vento, temperatura, congelamentos, etc.

Normalmente, os maiores problemas de fadiga ocorrem para situações com elevados números de ciclos, de 10^3 a 10^8 .

O fenômeno da fadiga já era conhecido desde o princípio do século XIX, em razão de rupturas constantes em componentes mecânicos do tipo metálico. Os primeiros estudos científicos sobre o assunto são devidos ao engenheiro alemão Wöhler, a partir da década de 1850.

No início do emprego do concreto armado, com aplicações geralmente pesadas e cargas com pouca repetição, não houver maiores preocupação com o fenômeno.

Recentemente o assunto tem sido objeto de maiores estudos, devido principalmente:

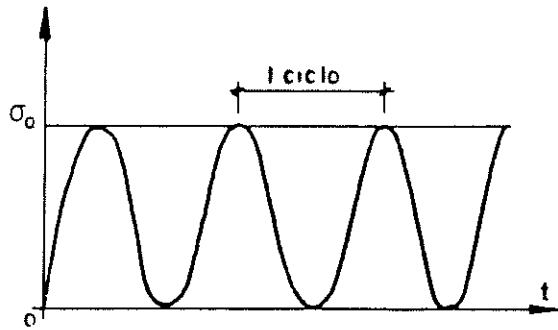
- ao aumento de solicitações devido às cargas móveis tanto em valor como em número de eixos, no caso de pontes;
- ao aumento da relação q/g das estruturas de concreto;
- emprego do concreto em novas tipologias de construção, por exemplo plataformas marítimas;
- evolução dos conceitos de dimensionamento, admitindo com maior frequência o emprego da protensão parcial.

Os tipos estruturais em concreto mais susceptíveis à fadiga são:

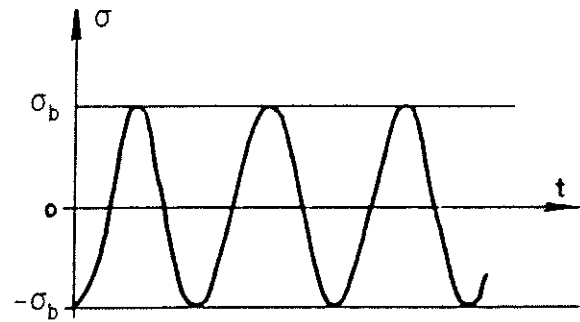
- pontes e carrinhos de rolamentos;
- pavimentos de concreto;
- estruturas sujeitas à vibração, como por exemplo base de máquinas;
- estruturas "offshore";
- torres de grandes alturas;
- dormentes.

Quanto a sua variação com o tempo, as solicitações se classificam em:

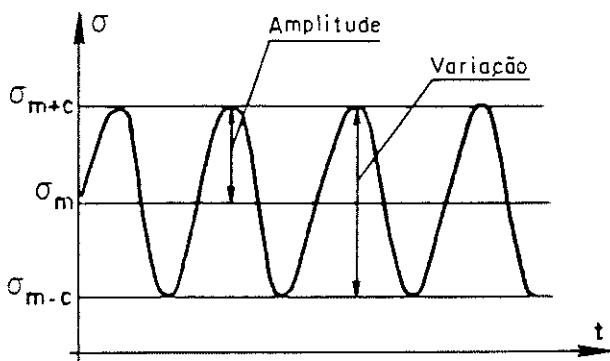
- solicitações reptidas (Fig. 2.a)
- solicitações alternadas (Fig. 2.b)
- solicitações onduladas (Fig. 2.c)
- solicitações com tipo de ondas quaisquer (Fig. 2.d)



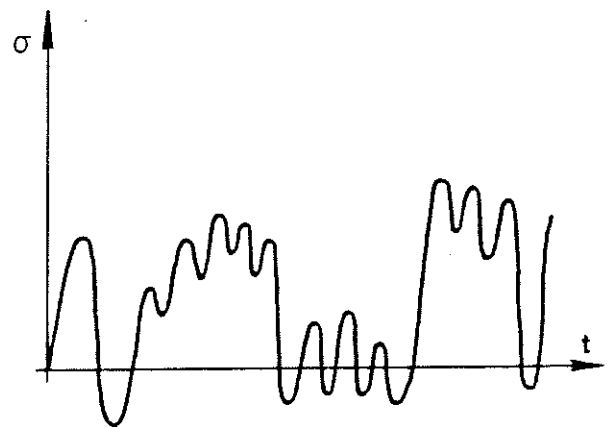
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 2- Diferentes tipos de solicitações (a) repetida, (b) alternada, (c) ondulada e (d) quaisquer.

Tendo em vista o estudo da fadiga, podem ser definidos os seguintes parâmetros:

Variação de tensões - diferença entre a tensão máxima $\sigma_{\max}$ e a tensão mínima $\sigma_{\min}$.

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$$

Tensão média - média aritmética entre os valores algébricos da tensão máxima e da tensão mínima

$$\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$$

Relação de tensões - relação entre a tensão mínima e a tensão máxima

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

As formas mais comum de apresentar a resistência à fadiga é através das curvas de Wöhler também denominadas de curvas S-N e que relacionam a variação de tensões em função do logaritmo do número de ciclos (Fig. 3).

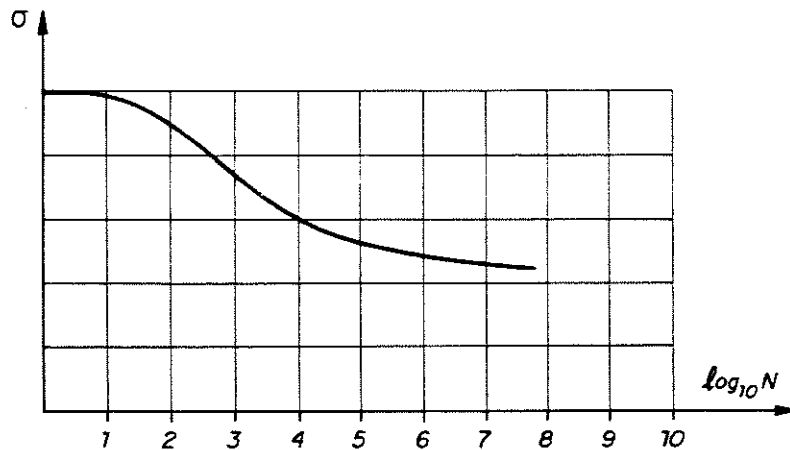


Fig. 3- Diagrama de Wöhler ou curva S-N.

Uma forma alternativa consiste em representar a resistência à fadiga, relacionando o logaritmo de variação de tensões com o logaritmo do número de ciclos, que será apresentado posteriormente.

Outras duas formas de apresentar a resistência à fadiga são através do diagrama modificado de Goodman (Fig.4) e do diagrama de Smith (Fig. 5).

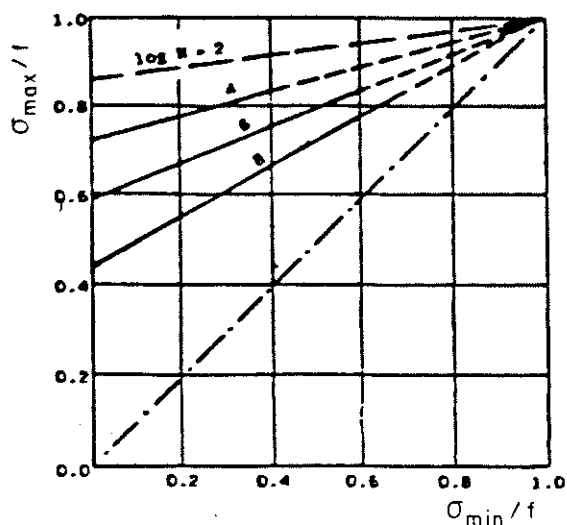


Fig. 4- Diagrama modificado de Goodman

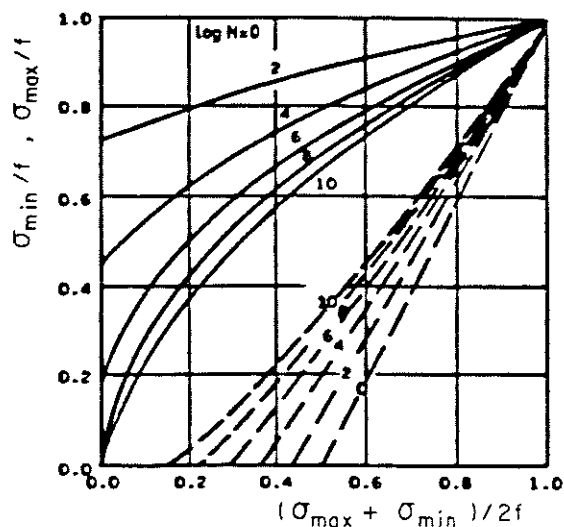


Fig. 5- Diagrama de Smith

Quando a variação das tensões não é constante (Fig. 6), o efeito acumulativo pode ser determinado mediante a regra de Palmgren-Miner, onde o dano D é dado por:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_n}{N_n} = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i}$$

onde:

n_i = número de ciclos com variação $\Delta\sigma_i$

N_i = número de ciclos que produz ruptura com $\Delta\sigma_i$

$\frac{n_i}{N_i}$ = dano produzido para o bloco i , independente dos demais.

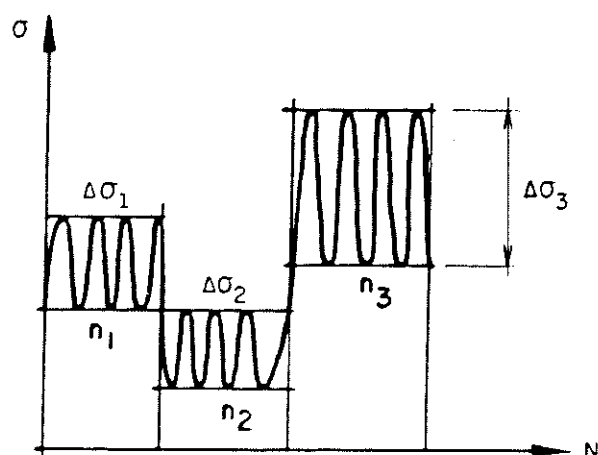


Fig. 6- Ilustração para aplicação da Lei de Palmgren-Miner

2- FADIGA DOS MATERIAIS CONSITUTINTES

2.1- Concreto simples

O concreto sujeito à ações repetidas pode apresentar fissuração excessiva e, eventualmente, romper após um grande número de ciclos, mesmo se o nível de sollicitação for menor que a correspondente sollicitação estática. A resistência à fadiga é definida como uma fração da resistência estática que pode ser suportada, para um certo número de ciclos.

A ruptura por fadiga do concreto é caracterizada por deformações e microfissuração bem maiores que as correspondentes à ruptura sob sollicitação estática. A resistência à fadiga do concreto para 10 milhões de ciclos, para compressão, tração ou flexão, é aproximadamente 55% a 60% da resistência sob sollicitação estática.

Na Fig. 7 é ilustrada a variação da resistência à fadiga do concreto em função do nível de tensões.

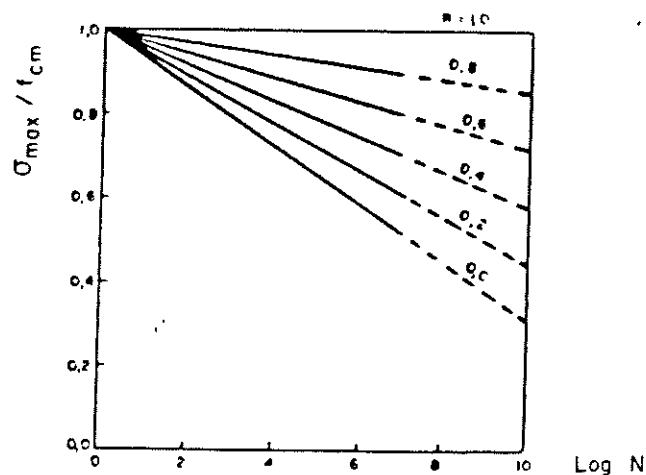


Fig. 7- Curvas S-N do concreto simples para vários valores de relação de tensões

Uma alternativa para o cálculo da resistência à fadiga do concreto simples é através do diagrama modificado de Goodman apresentado na figura 8, mostrando que para uma dada relação da tensão mínima com a resistência estática obtém-se facilmente a relação de tensão máxima com a resistência estática, no caso, para 10^6 ciclos.

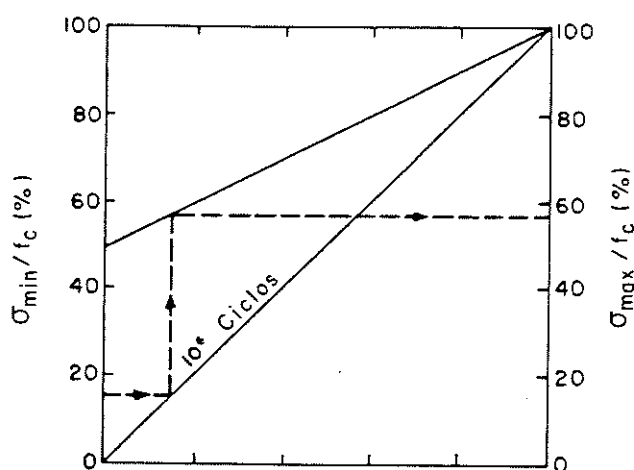


Fig. 8- Resistência à fadiga do concreto simples na tração, compressão ou flexão, para 10^6 ciclos.

2.2- Aço

2.2.1- Aços para armadura não protendida

A resistência à fadiga dos aços depende de vários fatores. A influência dos principais fatores será discutida nas linhas que se seguem.

- a) Conformação superficial - as nervuras das barras, projetadas para melhor aderência entre o aço e o concreto, acarretam uma significativa redução da resistência à fadiga, comparativamente as barras lisas, devido à concentração de tensões.
- b) Diâmetro das barras - a resistência à fadiga das barras reduz com o aumento do seu diâmetro; uma barra de diâmetro de 40mm pode ter resistência à fadiga 25% menor que uma barra de 16mm, mantidas as demais condições iguais.
- c) Barras dobradas - o dobramento das barras reduz a sua resistência à fadiga em relação a barra reta, devido à geração de tensões localizadas, esta redução é função da relação entre o diâmetro de dobramento (D) e o diâmetro de barra (ϕ), conforme ilustra a tabela 1.

Tab 1 - Redução da resistência à fadiga em função da relação D/ϕ .

D/ϕ	redução (%)
25	0
15	16 - 22
10	22 - 41
05	52 - 68

- d) Emendas por traspasse - ensaios experimentais, com traspasse de 20 a 35 vezes o diâmetro da barras, mostram que este tipo de emenda não apresenta redução significativa de resistência à fadiga, em relação às situações similares sem emendas;
- e) Emendas por solda - nas barras emendadas por solda, por eletrodo ou por caldeamento, ocorre uma redução da resistência à fadiga de até 50% em relação a barra sem emenda.

Atualmente, a resistência à fadiga dos aços tem sido normalmente representada através de curvas S-N, admitindo funções do tipo $\Delta\sigma_s^m \cdot N = \text{cte}$. $N = \text{cte}$, o que corresponde admitir trechos lineares nos diagramas com escala logaritma na abscissa e na ordenada.

Na Fig. 9 são mostradas as curvas de resistência à fadiga para aços de concreto armado fornecida pelo CEB-MC/90.

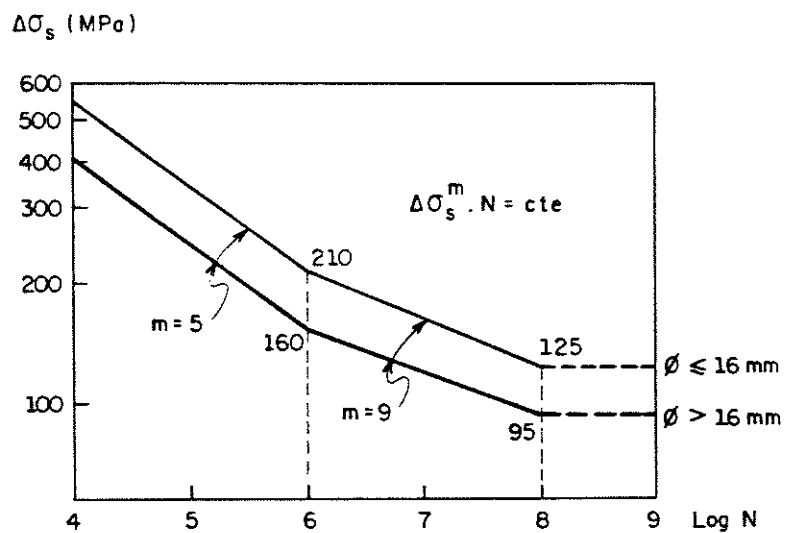


Fig. 9- Curvas de resistência característica à fadiga dos aços de concreto armado adotadas pelo CEB-MC/90.

Cabe destacar ainda que a resistência à fadiga é afetada pela corrosão do aço, tanto corrosão generalizada como corrosão localizada, que é difícil de ser detectada. Este fato tem sido

comprovado através de ensaios e o seu efeito é muito maior que a redução de área da seção transversal, devido à propagação do dano. Por esta razão, em ambientes agressivos, tal como ambiente marítimo, deve ser considerada uma redução na resistência à fadiga do aço.

2.2- Aço para armadura protendida

O comportamento à fadiga dos aços de protensão era até a pouco tempo relativamente pouco estudado. De fato, com o emprego de protensão completa ou limitada, as variações de tensões na armadura são baixas. Com a maior difusão do emprego da protensão parcial atualmente — em que é prevista a fissuração do concreto e portanto a variação de tensões de armadura é bem maior que os casos anteriores — é que aumentaram os estudos de resistência à fadiga dos aços de protensão. Destaca-se que no caso de cordoalhas existem maiores informações experimentais do que para fios e barras, para os quais existe um número muito limitado de ensaios experimentais.

O comportamento à fadiga dos aços de protensão é, em geral, similar ao dos aços para concreto armado. A resistência à fadiga é também idealizada com uma lei potencial $\Delta\sigma^m N = \text{cte}$. Na Fig. 10 estão mostradas as curvas de resistência à fadiga dos aços de protensão adotadas no CEB-MC/90.

Embora as pesquisas do comportamento à fadiga com protensão parcial sejam limitadas até o momento, tem-se verificado que os efeitos da corrosão por atrito (fretting corrosion) são determinantes no comportamento à fadiga dos cabos de protensão. Este fenômeno ocorre nos cabos curvos e os parâmetros mais importantes são o escorregamento e a pressão lateral.

Deve-se destacar também que os conectores para emenda de cabos de protensão são muitos sensíveis ao efeito da fadiga, conforme demonstrado em ensaios experimentais.

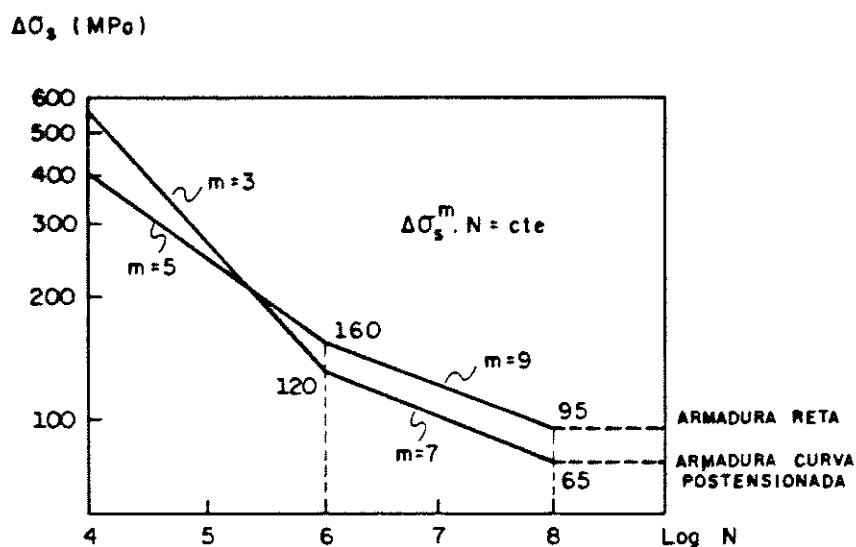


Fig. 10- Curvas de resistência característica à fadiga dos aços de protensão adotada no CEB-MC/90.

Assim conforme foi comentado para os aços de concreto armado, a corrosão de armadura reduz a resistência à fadiga com o agravante dos aços de protensão serem mais sensíveis à corrosão que os aços de concreto armado, devido ao seu processo de fabricação, à alta resistência e ao alto nível de tensões permanente.

3. COMPORTAMENTO À FADIGA DE ESTRUTURAS E COMPONENTES

3.1- Preliminares

O comportamento à fadiga das estruturas de concreto armado esta intimamente relacionado com as propriedades de seus materiais componentes, concreto e aço, e de interação entre eles. Assim, para elementos sub-armados sob a ação de momento fletor o comportamento à fadiga esta diretamente relacionado com a resistência à fadiga de armadura. Para elementos super-armados ou

aqueles em que o cisalhamento e a aderência são fatores determinantes, a previsão do comportamento é mais complicada.

As estruturas de concreto armado são estruturas compostas nas quais o aço absorve as tensões de tração quando o concreto fissura. Isto ocorre quando o concreto atinge a sua deformação última à tração, o que ocorre nas situações em serviço. Como a fadiga depende do nível de tensões, a susceptibilidade em relação à fadiga varia em função do estado de tensões ao longo da estrutura. As fissuras podem propagar-se devido à fadiga e conduzem a deformações excessivas e a redistribuição de tensões. Isto pode conduzir a diferentes tipo de ruptura comparada com ruptura sob carregamento estático.

Em uma série de ensaios realizados em dormentes de concreto com carga estática foram observadas ruptura por compressão do concreto em alguns ensaios, por perda de aderência em outros e por força cortantes em outros. No entanto, sob a ação de cargas repetidas os elementos romperam por tração da armadura de protensão.

Isto vem a mostrar a complexidade do assunto, pois modelos para avaliação do comportamento estático podem não ser adequadas para cargas repetidas. Merece ser destacado que os ensaios à fadiga do concreto armado são mais onerosos e demorados, comparados com os ensaios estáticos.

3.2- Ruptura devido a momento fletor

a) ruptura do concreto à compressão

Na zona comprimida de uma seção sujeita a momento fletor existe em gradiente de tensões. Normalmente, a resistência à fadiga se calcula a partir da maior tensão de compressão, o que resulta uma resistência à fadiga maior comparada com compressão uniforme.

Resultados experimentais em vigas superarmadas e corpos de prova prismáticos com mesmas dimensões e qualidade do concreto mostraram que a resistência à fadiga das vigas foi de 70% da sua resistência à carga estática, para 10^7 ciclos, ao passo que para os corpos de prova a resistência foi de 60%.

b) ruptura do aço à tração

A resistência à fadiga do aço em peça de concreto armado sujeitos à momento fletor podem ser bastante baixas. Já foram obtidas rupturas à fadiga com 44% da tensão de escoamento da armadura com variação de tensões de aproximadamente 0,4 da tensão de escoamento, conforme ilustra a Fig. 11. Nota-se a partir desta figura a pouca influência da resistência do aço (K_s 400 e K_s 600) na resistência à fadiga.

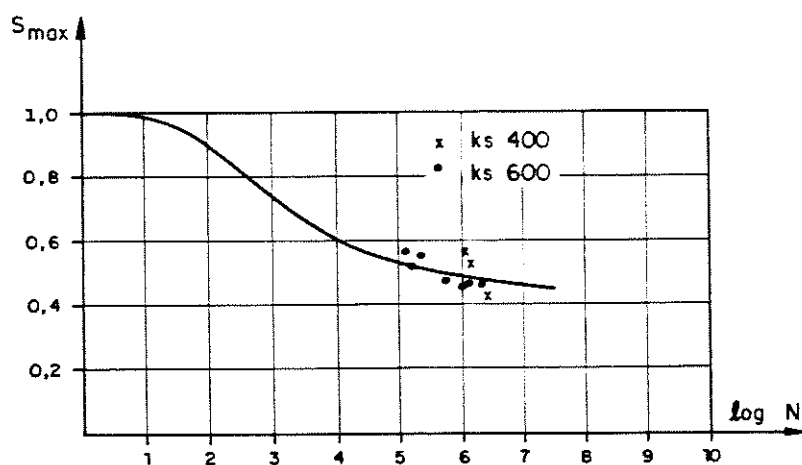


Fig. 11- Diagrama de Wöhler para armadura de tração a viga de concreto sujeito a momento fletor.

3.3- Ruptura devido a força cortante

A avaliação da resistência à fadiga por força cortante é mais complexa do que a de momento fletor. A título de ilustração

esta mostrado na Fig. 12 as possíveis formas de ruptura por fadiga em vigas com ou sem estribos.

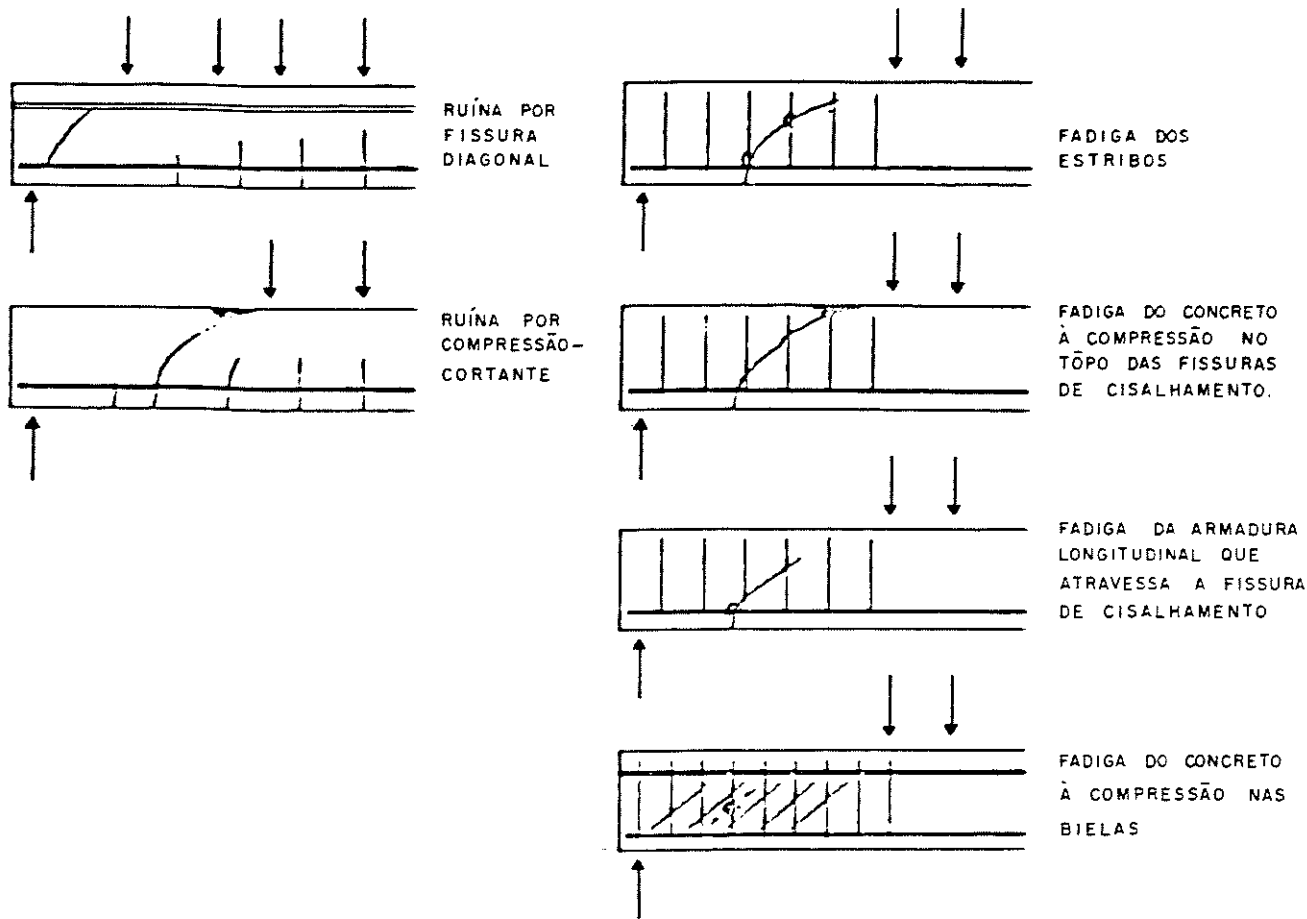


Fig. 12-Possíveis formas de ruptura por fadiga em vigas sem estribos (esquerdo) e com estribos (a direita)

No caso das vigas sem estribos se desenvolve uma fissura crítica devido a uma redistribuição de tensões que causa a ruptura. Dependendo da geometria da viga e do tipo de carga existente, ocorrerá diferentes modos de fissuração crítica.

Para as vigas com estribos, a resistência a fadiga depende em grande parte das armaduras. Como os estribos apresentam

pequenos valores de diâmetro de dobramento — até da ordem de 5 vezes o diâmetro do estribo portanto redução de resistência do aço à fadiga da ordem de até 60% — seria de se esperar a ruptura dos estribos apenas nas partes junto às dobra das regiões tracionadas, se a tensão no estribo nestas partes fosse constante. No entanto, ensaios experimentais mostram que ocorre ruptura, tanto nesta parte como no ramo vertical. Isto se deve ao fato que a determinação das tensões nos estribos é bastante complexa, mesmo para cargas estáticas, de forma que este assunto é bastante controvertido, necessitando de maiores estudos.

Convem salientar ainda, que existem a possibilidade de ruptura do concreto à compressão por fadiga conforme mostrado na Fig. 12.

3.4- Ruptura da aderência aço-concreto

A aderência aço-concreto é afetada de vários fatores tais como, a conformação superficial da barra, a geometria do concreto circundante, a existência de confinamento, pressão ou tração transversal, estória das cargas, nível de cargas em comparação com a carga última estática. Podem ser distinguidos três tipos de ruptura da aderência:

- ruptura devido ao excesso de tensão tangencial entre o concreto e o aço;
- ruptura por lascamento do concreto circundante quando a tensão tangencial for muito alta;
- ruptura por corte do concreto circundante ao longo das barras nervuradas. Este tipo de mecanismo de ruptura, que apresenta máxima resistência, é controlado pela resistência ao canto do concreto.

Tem sido feitos ensaios experimentais enfocando os três tipos de ruptura e os resultados indicam que a aderência sob ações cíclicas se deteriora da mesma forma e na mesma proporção

que tem sido observado no concreto sujeito à compressão e à tração.

Cabe destacar que o comportamento transversal nas zonas de ancoragem ajudam a resistência à fadiga. A armadura transversal contribui na segurança à fissuração longitudinal (por fendilhamento), como mostra a Fig. 13. As tensões nestas armaduras são altas, porem não tem sido observado ruptura à fadiga nas mesmas.

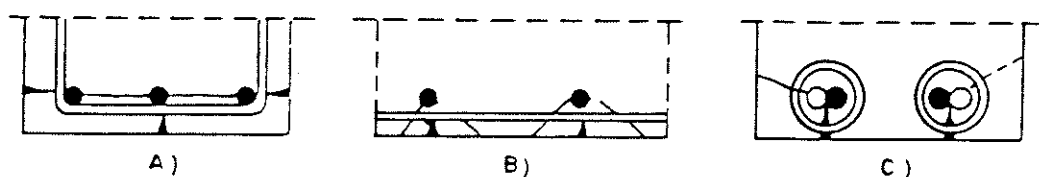


Fig. 13- Armadura transversal de confinamento em forma de a) estribos, b) barras transversais e c) espirais.

3.5- Abertura de fissuras e deformações

Em geral, a abertura de fissuras e as deformações aumentam com o número de ciclos de carga.

Na Fig. 14 é mostrado a relação entre a abertura de fissuras de carga estática e de carga cíclica, onde se nota que pode ocorrer um acréscimo considerável da abertura, podendo atingir até 2,4 vezes à correspondente abertura sob carga estática para 2×10^6 ciclos.

A variação de deslocamentos em função do número de ciclos esta ilustrada na Fig. 15. Para avaliar o acrescimo de deslocamento pode-se multiplicar o deslocamento produzido pela carga estática por fator corretivo de carácter empirico, obtido a partir de resultados experimentais de corpos de prova submetidos a compressão.

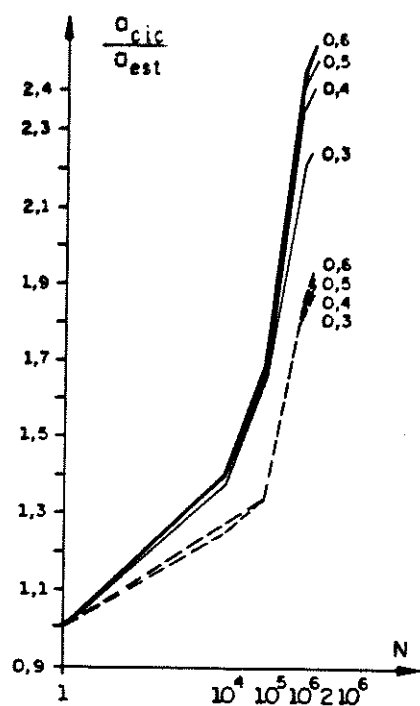


Fig. 14- Relação entre abertura de fissuras sob carga estática e sob carga repetitiva em função do número de ciclos.

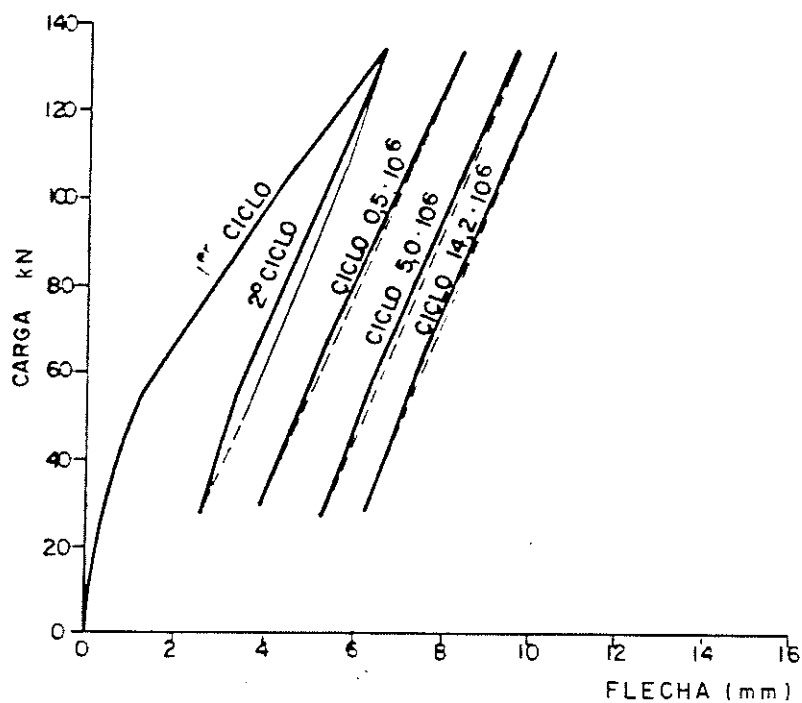


Fig. 15- Relação carga - flecha em função do número ciclos

3.6- Observações de danos por fadiga em estruturas

Nos ensaios em laboratórios tem-se observado a ruptura por fadiga de peças de concreto armado e protendido, bem como aumento de abertura de fissuras e de deslocamentos, que influem no comportamento das peças em serviço.

No entanto, informações sobre o comportamento à fadiga de estruturas em uso são de grande importância no estabelecimento de juízos sobre o fenômeno.

Neste sentido, apresenta-se a seguir as principais conclusões de um levantamento de 17 casos de construções com danos incluindo pontes, pisos, coberturas, fundações de máquinas e estacas.

- a) Não houve nenhum caso de ruptura ou colapso exclusivamente por fadiga.
- b) Nas rupturas e deterioração progressiva, a fadiga teve contribuição importante, porém associada com outros fatores.
- c) Os principais efeitos estruturais devidos a fadiga foram:
(1) fissuração excessiva, (2) deformações excessivas e perda de protensão, (3) redução localizada da rigidez estrutural e redução da vida útil.
- d) Como consequência do aumento das deformações e da abertura das fissuras, é necessário estender a análise da fadiga para os Estados limites de utilização.
- e) Os aspectos que merecem atenção especial no projeto e execução, com relação a fadiga, são: 1) injeção de cabos de protensão, 2) ancoragem e outras zonas de concentração de tensões, 3) emendas da armadura, 4) ligação entre elementos estruturais e 5) todos os tipos de juntas.

4- INDICAÇÕES DA NBR-9187

As indicações da NBR-9187 - Projeto e execução de pontes de concreto é protendido, a única norma em vigência no país a tratar do assunto, referem-se apenas a fadiga do aço.

A resistência à fadiga dos aços é tratada nos itens 8.1.3 e 8.1.4, desta norma, transcrito a seguir:

"8.1.3- Fadiga do aço para as armaduras não protendidas

O comportamento à fadiga do aço das armaduras não protendidas deve ser determinado através de ensaios de flexão à fadiga de vigas de concreto armado. Nestes ensaios, a armadura deve ser submetida a uma tensão máxima igual a $0,7f_{yk}$, com uma repetição de 2×10^6 vezes. A resistência característica à fadiga Δf_{sk} é definida, para barras e fios, como o quantil de 10%, e para elementos de ancoragem, como o quantil de 50%, obtidos a partir desses ensaios. Na ausência de resultados de ensaios, devem ser adotados para Δf_{sk} os seguintes valores: 250MPa para barras lisas e 150MPa para barras de alta aderência. Em alguns casos, estes valores devem ser reduzidos pela aplicação dos coeficientes multiplicadores f indicados a seguir:

- a) barras curvas (r =raio de curvatura): $[1-1,5 (\phi/r)]$;
- b) solda pontilhada ou contínua: 0,4, e
- c) solda de topo: 0,7.

A resistência à fadiga de elementos de ligação deve ser comprovada, quando for o caso, por testes realizados pelo fabricante.

8.1.4- Fadiga do aço para as armaduras de protensão

A resistência característica Δf_{pk} é definida, para fios e cordoalha, como o quantil de 10%, e para elementos de ancoragem,

como o quantil de 50%, obtidos a partir de ensaios em que a armadura de protensão é submetida a uma tensão máxima igual a $0,85 f_{pyk}$, com uma repetição de 2×10^6 vezes. Na ausência de resultados de ensaios, devem ser adotados para Δf_{pk} os valores a seguir definidos.

- a) fios lisos: 200 MPa;
- b) fios com saliências: 150 MPa;
- c) cordoalhas: 300 MPa, e
- d) barras de alta resistência: 80 MPa.

Os valores acima são válidos nos casos em que o aço de protensão está em contato direto com o concreto da estrutura. Quando se trata de cabos constituídos por fios ou cordoalhas dispostos em bainhas injetadas ou não, pode ser necessário adotar valores menores.

A resistência à fadiga em conectores ou dispositivos de ancoragem devem ser comprovada, quando for o caso, por testes realizados pelo fabricante."

A verificação do Estado Limite último de resistência à fadiga é apresentada no item 10.11, desta norma, reproduzido a seguir:

"10.11- Estado limite último de resistência à fadiga

A verificação deste estado limite deve ser procedida através de análise, com base em métodos elásticos, das variações de tensões na armadura, considerando-se os efeitos dinâmicos, da fluência do concreto e das perdas de protensão, e desprezando-se a resistência à tração do concreto após a fissuração.

10.11.1- Armadura não protendida

Admite-se que a armadura esteja submetida a uma variação de tensões:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{sm\acute{a}x} - \sigma_{sm\acute{i}n}$$

sendo $\sigma_{sm\acute{a}x}$ a tensão correspondente a uma combinação frequente de ações, com seu valor máximo, e $\sigma_{sm\acute{i}n}$ a tensão correspondente, conforme o caso, a uma combinação quase permanente ou frequente de ações com seu valor mínimo. Essas combinações de ações devem ser determinadas de acordo com o disposto no capítulo 10 desta Norma.

O valor de $\Delta\sigma_s$ assim calculado deve ser comparado ao valor da resistência à fadiga de cálculo, Δf_{sd} , dado pela expressão:

$$\Delta f_{sd} = \frac{\Delta f_{sk}}{\gamma_{fat}}$$

em que: Δf_{sk} é a resistência característica à fadiga, conforme o item 8.1.3;

γ_{fat} é o coeficiente de segurança à fadiga, igual a 1,5.

No caso em que $\Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd}$, considera-se atendida a verificação do estado limite último de resistência à fadiga. Caso contrário, é necessário aumentar a percentagem de armadura na seção, de modo a amplitude da variação de tensões $\Delta\sigma_s$, até que seja atendida a condição limite acima estabelecida.

10.12.2- Armadura de protensão

São válidos, na verificação do estado limite último de resistência à fadiga da armadura de protensão, os mesmos critérios estabelecidos no item 10.11.1, substituindo-se nas expressões ali constantes, o índice s pelo índice p, e adotando-se para Δf_{pk} os valores definidos no item 8.1.4."

Com relação às indicações da NBR-9187, cabe destacar o que se segue:

a) O emprego das recomendações da NBR-9187 para o concreto armado resulta em armadura bem superior para aos da Norma Alemã - DIN-1045, que fornece os valores $\Delta\bar{\sigma}_s = 180\text{MPa}$ para armadura reta ou pouco curvada, $\Delta\sigma_s = 80\text{MPa}$ para emendas com solda e $\Delta\sigma_s = 140\text{MPa}$ para estribos ou com forte curvatura, e que tem sido empregado no país;

b) no cálculo da combinação frequente das ações, o valor do coeficiente de ponderação que afeta a ação variável principal é 0,8 para ponte rodoviária; no entanto um estudo recente feito com base em dados da distribuição das cargas para a rodovia Presidente Dutra e utilizando a regra de Palmgren-Miner, resultou que o efeito da carga móvel pode ser considerado através de coeficiente de ponderação de 0,55, em contrapartida ao valor de 0,8; destaca-se ainda que o mesmo coeficiente de ponderação estabelecido pela NBR-8681 é de 0,4 para o caso.

5- BIBLIOGRAFIA

ABNT NBR-7187 Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1986. (projeto de revisão).

ACI COMMTTEE 215 Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading. In: ACI Manual of concrete practice 1986. Part 4. Detroit, American Concrete Institute, 1986 p.215R-1 - 215R-25.

AGUADO, A. et alii. El comportamiento a fadiga de estructuras de hormigon em masa, armado y pretensado. Barcelona, Departament D'Enginyeria de la Construccio', Universitat Politècnica de Catalunya, junio 1990.

CEB Fatigue of concrete structures. State of the Art Report, Bulletin d'Information no. 188, 1988.

CEB-FIP CEB-FIP Model Code 1990. Final Draft, Bulletin d'Information, no. 203, 1991.

GALGOUL, N.S. & CHAMON, R. Avaliação do trem tipo de norma para dimensionamento à fadiga de vigas de partes rodoviárias de concreto armado. In: II SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1990, pp 101-131.

KREGER, M.E. et alii An exploratory study of shear fatigue behavior of prestressed concrete girders. Journal of Prestressed Concrete Institute. july-august 1989, pp 104-125.

LARANJEIRAS, A.C.R. Fadiga das estruturas de concreto. In: II SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1990, pp. 189-232.

PFEIL, W. Pontes de concreto armado. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1979.

ANEXO

RECOMENDAÇÕES DO CEB - MC/90

6.7- ESTADO LIMITE ÚLTIMO POR FADIGA

6.7.1- Escopo

A regras de projeto apresentadas a seguir se aplicam toda vida útil do concreto. As regras para as armaduras protendidas e não protendidas se aplicam para mais de 10^4 repetições; fadiga com pequeno número de repetições não são aqui tratadas.

A verificação do princípio de projeto (ver 1.6.4.2) pode ser realizada de acordo com 3 métodos apresentados nas subseções 6.7.3, 6.7.4 e 6.7.5, em níveis progressivos de grau de refinamento. O modelo para a análise das tensões nos elementos de concreto armado e protendido, sujeitos à fadiga, são tratados em 6.7.2, bem como os gradientes de tensões no concreto.

Na subseção 6.7.6 é abordada as indicações de projeto para a força cortante e em 6.7.7 é fornecido um método para o cálculo de acréscimo das deformações devido as ações cíclicas. As combinações de diferentes ações são tratados em 1.6.4.5.

Comentários

A resistência à fadiga fornecida para o concreto é válida para concreto ensaiados sob condições seladas (ver subseção 2.1.7). A resistência à fadiga para o aço é fornecida tanto para ambiente normal como para ambiente marítimo.

6.7.2- Análise das tensões em elementos de concreto armado e protendido sujeitos à fadiga.

O modelo de análise linear pode geralmente ser empregado e a parte tracionada do concreto é considerada fissurada. A relação dos módulos de elasticidade entre o aço e o concreto, pode ser considerada $\alpha = 10$.

No caso de elementos protendidos deve ser verificada a possibilidade de fissuração da seção considerada. Isto pode ocorrer se uma combinação de ações (ver 1.6.6.5) causa tensão de tração na fibra da superfície¹, e então a variação da tensão da armadura complementar ou protendido deve ser calculada desprezando a resistência à tração do concreto.

O efeito das diferenças de comportamento em relação à aderência da armadura complementar e de protensão deve ser considerado no cálculo da tensão na armadura. Na falta de cálculo mais rigoroso, pode-se considerar o modelo elástico linear para cálculo das tensões, satisfazendo a compatibilidade de deformações, e multiplicando a tensão da armadura complementar pelo seguinte fator:

$$\eta = \frac{1 + (A_p/A_s)}{1 + (A_p/A_s) \sqrt{\zeta(\phi_s/\phi_p)}} \geq 1 \quad (6.7.1)$$

onde,

A_s - área da armadura complementar

A_p - área da armadura de protensão

ϕ_s - menor diâmetro da armadura complementar na seção considerada

ϕ_p - diâmetro da armadura de protensão (para feixes, deve

¹

Normalmente esta verificação é feita comparando o momento fletor atuante com o momento de fissuração, e não coincide com o que está apresentado no texto.

ser adotado um diâmetro equivalente $1,6 \sqrt{A_p}$ onde A_p é a área da seção transversal do feixe)

ζ - relação entre a resistência à aderência (tensão de aderência) da armadura de protensão e barras de alta aderência.

Comentários

Para Elementos pós-tracionados

$\zeta = 0,2$ para armadura de protensão lisa

$\zeta = 0,4$ para cordoalha

$\zeta = 0,6$ para fios nervurados de protensão

$\zeta = 1,0$ para barras nervuradas de protensão

Para Elementos pré-tracionados

$\zeta = 0,6$ para cordoalhas

$\zeta = 0,8$ para armadura nervosa de protensão

O gradiente de tensões no concreto na zona comprimida da seção fissurada pode ser considerado multiplicando a máxima tensão da zona de compressão pelo fator η_c :

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 |\sigma_{c1}| / |\sigma_{c2}|} \quad (6.7.2)$$

onde,

$|\sigma_{c1}|$ = Menor valor absoluto da tensão de compressão a uma distância não maior que 300mm da superfície, para a combinação de ações considerada.

$|\sigma_{c2}|$ = Maior valor absoluto da tensão de compressão a uma distância não menor que 300mm da superfície, para a mesma combinação de ações de $|\sigma_{c1}|$.

6.7.3- Verificação por procedimento simplificado

Este procedimento é aplicável apenas para estruturas sujeitas a um número limitado ($\leq 10^8$) de ciclos

Aço:

As exigências relativas à fadiga serão atendidas, se a máxima variação de tensões calculada com a combinação frequente das ações, $\max \Delta\sigma_{SS}$, satisfaz a seguinte condição:

$$\gamma_{Sd} \cdot \max \Delta\sigma_{SS} \leq \Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat} \quad (6.7.3)$$

onde $\Delta\sigma_{Rsk}$ é a resistência característica a fadiga para 10^8 ciclos. Os valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ são fornecidos nas tabelas 6.7.1 e 6.7.2.

Comentários

Os valores de γ_{Sd} , $\gamma_{s,fat}$ e $\gamma_{c,fat}$ são, apresentados em 1.6.4.4, reproduzidos a seguir:

$$\gamma_{Sd} = 1,1^2$$

$$\gamma_{c,fat} = \gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_{s,fat} = \gamma_s = 1,15$$

2

Segundo comentários do próprio CEB, se o cálculo das tensões é suficientemente preciso ou conservativo, e este fato é verificado por observações em sito, é possível considerar $\gamma_{Sd}=1,0$.

Concreto:

A resistência à fadiga é atendida se as tensões máximas para a combinação frequente de ações, $\sigma_{c,max}$ (compressão), $\sigma_{ct,max}$ (tração), satisfizerem as seguintes condições:

Compressão:

$$\gamma_{Sd} - \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0,45 f_{cd,fat} \quad (6.7.4)$$

onde,

η_c - fator que considera o gradiente de tensões (eq. 6.7.2)

Tração:

$$\gamma_{Sd} \sigma_{ct,max} \leq 0,33 f_{ctd,fat} \quad (6.7.5)$$

Comentários

A resistência a fadiga é determinada como se segue (ver 2.1.7.1)³:

Compressão:

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 f_{cko}} \right) \right] / \gamma_c$$

3

Nesta subseção do CEB são indicados de resistência à fadiga do concreto simples.

onde:

$\beta_{cc}(t)$ = coeficiente que depende da idade do concreto t , em dias, quando ações que causam fadiga se iniciam (ver 2.1.6.1)⁴.

$f_{cko} = 10\text{MPa}$ (resistência de referência)

Tração:

$$f_{ctd,fat} = f_{ctk} 0,05/\gamma_c$$

Para os valores γ_c ver 1.6.4.4 e para $\sigma_{c,max}$, $\sigma_{ct,max}$ ver 1.6.4.2⁵.

4

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

onde:

s - coeficiente que depende do tipo de cimento

$$s = \begin{cases} 0,2 & \text{para cimento de endurecimento rápido e de alta resistência.} \\ 0,25 & \text{para cimento de endurecimento normal e rápido.} \\ 0,30 & \text{para cimento de endurecimento lento.} \end{cases}$$

t = idade fictícia que considera a maturidade do concreto (dias).

$t_1 = 1$ dia.

(s) Fornece indicações complementares sobre a combinação das ações para o cálculo destas tensões.

5

Fornece indicações complementares sobre a combinação das ações para o cálculo destas tensões.

6.7.4- Verificação por meio de nível único de ações

Este método considera a vida útil exigida para um número de ciclos previsto e é uma avaliação mais precisa que o método simplificado. Ele é equivalente a um cálculo com amplitude constante usando o carregamento padrão, que causa o máximo efeito durante a vida útil exigida.

Aço:

A resistência a fadiga será atendida se a máxima variação de tensão $\max \Delta\sigma_{SS}$, com a combinação frequente de ações, satisfaz a seguinte condição:

$$\gamma_{Sd} \cdot \max \Delta\sigma_{SS} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(n) / \gamma_{s,fat} \quad (6.8.6)$$

onde:

- n - número de ciclos previstos durante a vida exigida no projeto.
- $\Delta\sigma_{Rsk}(n)$ - variação de tensões para n ciclos obtida da função da resistência característica à fadiga.

Comentários

Quando é considerado necessário executar testes de fadiga para determinar o comportamento da armadura complementar, os testes devem ser feitos de acordo com as recomendações da RILEM - FIP - CED, 1973. Estes dados devem ser expressos normalmente com quantil de 5% e nível de confiança de 75%.

A função da resistência característica à fadiga para aços consiste de segmentos de forma $\Delta\sigma_{Rsk}^m N = \text{const.}$ Valores para curvas S-N são fornecidos nas tabelas 6.7.1 e 6.7.2.

TABELA 6.7.1- Parâmetros das curvas S-N para armadura não protendida

	N [*]	Expoente da tensão		Δσ _{Rsk} (Mpa)	
		k ₁	k ₂	p/N [*] ciclo	p/10 ⁸ ciclos
barras retas e dobradas com D ≥ 25φ					
φ ≤ 16mm	10 ⁶	5	9	210	125
φ > 16mm (a)	10 ⁶	5	9	160	95
para todos os seguintes casos-ver (b)					
barras dobradas D < 25φ	10 ⁶	5	9	(c)	(c)
barras soldadas incluindo dispositivos de dosagem e solda de topo	10 ⁷	3	5	50	30
conectores mecânicos	10 ⁷	3	5	50	30
ambiente marítimo (d)	10 ⁷	3	5	65	40

- (a) Os valores fornecidos nesta linha representam a curva S-N de uma barra de 40mm; para diâmetro entre 16 a 40mm pode ser feita uma interpolação entre os valores desta linha e os da linha acima.
- (b) A maior parte das curvas S-N seguinte intercepta a curva correspondente às barras retas. Em tais casos, a resistência a fadiga da barra reta é válida para número de ciclos menor que o do ponto de interseção.

(c) Os valores são os das barras retas correspondentes, multiplicadas por um fator de redução ξ que depende da relação do diâmetro do dobramento D e do diâmetro da barra ϕ .

$$\xi = 0,35 + 0,026 \frac{D}{\phi}$$

(d) Válido para todas relações D/ ϕ e todos os diâmetros ϕ .

TABELA 6.7.1-Parâmetros das curvas S-N para armadura protendida

armadura de protensão	N*	Expoente da tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (Mpa)	
		k ₁	k ₂	p/N* ciclo	p/10 ⁸ ciclos
pré-tração	10 ⁶	5	9	160	95
armadura reta					
pós-tensão	10 ⁶	3	7	120	65
cabos curvos					
cabos retos	10 ⁶	5	9	160	95
conectores mecânicos	10 ⁶	3	5	80	30

Comentários

Os valores fornecidos nas tabelas 6.7.1 e 6.7.2 são características e não incorporam fatores parciais de segurança. Estes valores ou valores maiores devem ser validados por documentos devidamente aprovados.

Este código não cobre barras em forma espiral ou retificadas.

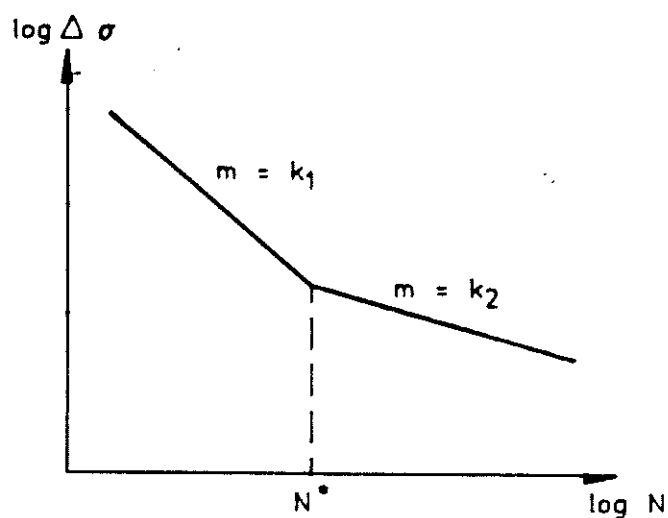


Fig. 6.7.1- Forma das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço.

Os valores fornecidos na Tab. 6.7.2 estão a favor da segurança quando comparados com os valores de resistência para os materiais básicos fornecidos em 2.3.

A redução dos valores de $\Delta \sigma_{Rsk}$ dos cabos curvos, quando comparados com os cabos retos, é devido a corrosão por atrito (fretting corrosion), que resulta de pressão lateral e do escorregamento entre os cabos de protensão e/ou nervuras das bainhas metálicas.

Concreto:

As exigências relativas à fadiga sobre ações cíclicas são atendidas se a vida útil exigida (número de ciclos) é menor ou igual o número de ciclos da ruptura:

$$n \leq N$$

N deve ser calculado a partir das funções de resistência à fadiga fornecidas a seguir:

Compressão:

Para $\log N \leq 6$ e $0 \leq S_{c,min} < 0,8$

$$\log N = \log N_1 = (12 - 16 S_{c,min} + 8 S_{c,min}^2)(1 - S_{c,max}) \quad (6.7.7a)$$

para $\log N > 6$ e $0 < S_{c,min} < 0,8$

$$\log N = \log N_2 = 0,2 \log N_1 (\log N_1 - 1) \quad (6.7.7b)$$

para $\Delta S_c < 0,3 - \frac{3}{8} S_{c,min}$ e $0 < S_{c,min} < 0,8$

$$\log N = \log N_3 = \log N_2 (0,3 - \frac{3}{8} S_{c,min}) / \Delta S_c \quad (6.7.7c)$$

onde,

$$S_{c,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{c,min} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\Delta S_c = S_{c,max} - S_{c,min}$$

Tração:

$$\log N = 12 (1 - S_{t,max}) \quad (6.7.8)$$

onde,

$$S_{t,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{ct,max} / f_{ctk,fat}$$

Comentários

As curvas características S-N para o concreto podem ser utilizadas sem qualquer restrição para frequência maiores que 0,1 Hz. Para frequências mais baixas, a resistência à fadiga deve ser reduzida, podendo-se recorrer ao CEB. Boletim 188 - Cap.3.

No caso de compressão-tração, devem ser atendidos o critério para compressão e o critério para tração.

Para $S_{C,min} \geq 0,8$, são válidas as relações S-N para $S_{C,min} = 0,8$.

O valor $\log N_3$ deve ser calculado apenas se $\log N_1 > 6$

Para η_c ver eq. 6.7.2

Para γ_{Sd} ver item 1.6.4.4

Para $\sigma_{C,max}$, $\sigma_{C,min}$ e $\sigma_{ct,max}$ ver item 1.6.4.2, utilizando o valor característico da ação variável Q_k .

$\sigma_{C,max}$ e $\sigma_{ct,max}$ devem ser calculados para o carregamento máximo.

$\sigma_{C,min}$ é determinado como sendo a máxima tensão na zona de compressão a uma distância não maior que 300mm da superfície onde $\sigma_{C,max}$ ocorre, mas com carregamento mínimo.

6.7.5- Verificação por meio do espectro de nível das ações

Este método considera a vida útil exigida, o espectro das ações (que é dividida em j blocos) e as funções de resistência à fadiga.

O dano da fadiga D é calculado usando a regra de Palmgren-Miner.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_{Si}}{N_{Ri}}$$

onde

n_{Si} - representa o número de ciclos de tensão atuando, associado com a variação de tensões para o aço e os níveis reais de tensão para o concreto.

N_{Ri} - representa o número de ciclos resistidos associado com a mesma variação de tensões.

A exigência de fadiga será satisfeita se $D < D_{lim}$.

Usando um método apropriado de cálculo (por exemplo o método "rain flow"¹), pode-se normalmente utilizar o valor de $D_{lim} = 1$.

Comentários

Os coeficientes parciais são aplicados neste procedimento, como apreentado a seguir:

Aço:

Os valores de N_{Rj} são calculados a partir das curvas S-N fornecidas nas tabelas 6.7.1, usando uma variação de tensões acrescida de $\gamma_{sd} \gamma_{s,fat} \Delta \gamma_{ssi}$.

Concreto:

Os valores N_{Rj} são calculados diretamente das funções de resistência a fadiga fornecidos na subseção 6.7.4.

6.7.6- Força cortante

Elementos sem armadura de cisalhamento.

A exigência relativa à fadiga será atendida se, sob carregamento cíclico, a vida útil exigida (número de ciclos n) é menor ou igual ao número de ciclos que causa a ruptura:

$$n \leq N$$

N deve ser calculado a partir da função de resistência à fadiga apresentada a seguir:

$$\log N = 10 (1 - V_{max}/V_{ref})$$

onde,

1—

Ver indicações deste método no CEB-Boletim 188.

$V_{\max}$ = máxima força cortante para valores considerados representativos das ações permanentes, incluindo a protensão e a ação cíclica máxima,

$$V_{\text{ref}} = V_{\text{Rd1}} (\text{ver item 6.4.2.3})^2$$

Elementos com armadura de cisalhamento.

A tensão na armadura de cisalhamento deve ser calculada de acordo com o capítulo 6, adotando a seguinte inclinação das bielas de compressão sob as ações que produzem fadiga

$$\text{tg } \theta_{\text{fat}} = \sqrt{\text{tg } \theta}$$

para avaliar o valor de θ ver subseção 6.3.3.

A resistência das bielas comprimidas deve ser verificada utilizando as equações (6.7.4) ou (6.7.7a), (6.7.7b) e (6.7.7c) reduzindo a resistência à fadiga de referência fornecida na subseção 6.7.3 por um fator de 0,7. A compressão do concreto da alma sujeita à fadiga deve ser calculada usando o ângulo θ (ver subseção 6.3.3).

Comentários

A resistência à fadiga de referência deve ser reduzida da mesma forma que a resistência à compressão do concreto sujeito as ações simultâneas das forças de compressão e de tração. O fator 0,7 aplicado à resistência à fadiga de referência corresponde a redução do valor de f_{cd1} (tensão média de projeto para zonas de compressão fissurada), $f_{\text{cd2}}/f_{\text{cd1}} = 0,6/0,85 = 0,7$ (ver item 6.4.2.2).

2

Este valor representa a resistência a força cortante para elemento sem armadura em regiões fissurada.

6.7.7- Acrecimento de deslocamento devido à fadiga

Sob ações que produzem fadiga, pode ocorrer um aumento progressivo dos deslocamentos nos elementos de concreto armado, que se somam aos deslocamentos produzidos pela fluência. O efeito cíclico pode ser calculado a partir de:

$$a_n = a_1 (1,5 - 0,5 \exp [-0,03n^{0,25}])$$

a_1 = deslocamento correspondente ao primeiro ciclo produzido pelo máximo carregamento incluindo efeitos de deformações por cisalhamento.

n = número de ciclos.