

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CONCRETO ARMADO:

ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Prof. Jefferson Sidney Camacho

Ilha Solteira - 2005

SUMÁRIO

1. AÇÕES	4
1.1 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES	4
1.1.1 Ações Permanentes	4
1.1.2 Ações Variáveis	4
1.1.3 Ações Excepcionais	5
1.1.4 Cargas Acidentais	5
1.2 VALORES REPRESENTATIVOS DAS AÇÕES	5
1.2.1 Valores Representativos para Estados Limites Últimos	5
1.2.2 Valores Representativos para os Estados Limites de Utilização	6
1.3 VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES	6
2. ESTADOS LIMITES	8
2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	8
2.2 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	8
2.2.1 Estado Limite de Formação de Fissuras	9
2.2.2 Estado Limite de Abertura de Fissuras	9
2.2.3 Estado Limite de Deformação Excessiva	9
3. AÇÕES E SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO	10
3.1 CONSIDERAÇÕES DA NBR-6118	10
3.1.1 Estado Limite Último	10
3.1.2 Estado Limite de Utilização	11
3.2 CONSIDERAÇÕES DA NBR-8681	12
3.2.1 Estado Limite Último	12
3.2.2 Estado Limite de Utilização	13
3.3 CONSIDERAÇÕES DA NB1-99	13
3.3.1 Estado Limite Último	13
3.3.2 Estado Limite de Utilização	14
4. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	16
4.1 COMBINAÇÕES SEGUNDO A NB1-99	16
4.1.1 Estado Limite Último	16
4.1.1.1 Combinações últimas normais	16
4.1.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção	17
4.1.1.3 Combinações últimas excepcionais	17
4.1.2 Estado Limite de Utilização	17
4.1.2.1 Combinação quase-permanente de serviço	17
4.1.2.2 Combinação freqüente de serviço	18
4.1.2.3 Combinações raras de serviço	18
4.2 COMBINAÇÕES SEGUNDO A NBR-8681	18
4.2.1 Estado Limite de Último	18
4.2.1.1 Combinações últimas normais	18
4.2.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção	19
4.2.1.3 Combinações últimas excepcionais	19
4.2.2 Estado Limite de Utilização	20
4.2.2.1 Combinações quase-permanentes de utilização	20
4.2.2.2 Combinações freqüentes de utilização	20

4.2.2.3	Combinações raras de utilização	20
5.	FISSURAÇÃO	22
5.1	RECOMENDAÇÕES DA NBR-6118	22
5.1.1	Estado Limite de Formação de Fissuras	23
5.1.2	Estado Limite de Fissuração Inaceitável	24
5.1.2.1	Abertura das fissuras	24
5.2	RECOMENDAÇÕES DA NB1-99	27
5.2.1	Estado Limite de Formação de Fissuras	27
5.2.2	Estado Limite de Fissuração Inaceitável	27
5.2.2.1	Abertura das Fissuras	28
6.	COMPORTAMENTO NA FLEXÃO	31
6.1.	ESTÁDIO (Ia)	31
6.2.	ESTÁDIO (Ib)	32
6.3.	ESTÁDIO (II)	33
6.4.	ESTÁDIO (III)	35
6.5.	MOMENTO DE FISSURAÇÃO	35
6.5.1	Considerações do Estádio Ia	37
6.5.2	Considerações do Anexo da NBR-7197/89	37
6.5.3	Considerações da NB1-99	38
7.	ESTADO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS	39
7.1	TIPOS DE DEFORMAÇÕES	39
7.2	DEFORMAÇÕES NA FLEXÃO (NBR-6118)	39
7.2.1	Natureza das Ações	40
7.2.1.1	Ações de curta duração	40
7.2.1.2	Ações de longa duração	40
7.2.2	Flechas em Vigas	40
7.2.2.1	Flecha imediata para ações de longa duração	41
7.2.2.2	Flecha total para ações de longa duração	41
7.2.2.3	Flecha imediata para ações de curta duração	43
7.2.3	Critérios de Aceitação	43
7.2.4	Providências Cabíveis	44
7.3	AVALIAÇÃO DE FLECHAS EM VIGAS (NB1-99)	45
7.3.1	Avaliação da Flecha Imediata	45
7.3.2	Avaliação da Flecha Diferida no Tempo	45
7.3.2	Critérios de Aceitação	46
8.	BIBLIOGRAFIA	48

1. AÇÕES

Denomina-se **ação** a todo agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação em uma estrutura qualquer. De um modo geral, as ações que devem ser consideradas no dimensionamento das estruturas de concreto armado são:

Carga permanente;	Deformação lenta;
Carga accidental;	Choques;
Ação de vento;	Vibrações e esforços repetidos;
Variação de temperatura;	Influência do processo de construção;
Retração;	Recalques de apoios.

O projeto de norma NB1-99 destaca que “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço”.

1.1 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES

De acordo com a NBR-8681 as forças são designadas por *ações diretas* e as deformações impostas por *ações indiretas*. Em função de sua variabilidade no tempo, as ações podem ser classificadas como:

- ✓ Ações permanentes;
- ✓ Ações variáveis;
- ✓ Ações excepcionais.

1.1.1 Ações Permanentes

São aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes, ou com pequena variabilidade em torno de sua média, ao longo de toda a vida útil da construção. As ações permanentes são divididas em:

- Ações permanentes diretas:** são constituídas pelo peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos, das instalações e outras como equipamentos e empuxos.
- Ações permanentes indiretas:** são constituídas por deformações impostas por retração do concreto, fluência, recalques de apoios, imperfeições geométricas e protensão.

1.1.2 Ações Variáveis

São aquelas que variam de intensidade de forma significativa em torno de sua média, ao longo da vida útil da construção. São classificadas em diretas, indiretas e dinâmicas.

a) **Ações variáveis diretas:** são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, devendo respeitar as prescrições feitas por normas específicas. Como cargas verticais previstas para o uso da construção tem-se: cargas verticais de uso da construção, cargas móveis (considerando o impacto vertical), impacto lateral, força longitudinal de frenagem ou aceleração, força centrífuga.

b) **Ações variáveis indiretas:** são causadas pelas variações da temperatura, podendo ser com variação uniforme e não uniforme de temperatura.

c) **Ações dinâmicas:** quando a estrutura estiver sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações. No caso de vibrações, deve ser verificada a possibilidade de ressonância em relação à estrutura ou parte dela. Se houver a possibilidade de fadiga, esta deve ser considerada no dimensionamento das peças.

1.1.3 Ações Excepcionais

São ações de duração extremamente curta e com muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção. Devem ser consideradas no projeto se seus efeitos não puderem ser controlados por outros meios. São exemplos os abalos sísmicos, as explosões, os incêndios, choques de veículos, enchentes, etc.

1.1.4 Cargas Acidentais

Para a NBR-8681, item 3.8, as cargas acidentais são as ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc).

1.2 VALORES REPRESENTATIVOS DAS AÇÕES

Para a NBR-8681 (item 4.2.2), as ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

1.2.1 Valores Representativos para Estados Limites Últimos

a) *Valores Característicos*

As ações são quantificadas por seus valores característicos (F_k), que são definidos em função de suas variabilidades. Esses valores estão definidos na NBR-6118/2003 ou em normas específicas, tais como:

- NBR-6120 : Ações em edificações;
- NBR- 7188 : Ações em pontes;
- NBR-6123 : Ação de vento;
- NBR-8681 : Ações e segurança nas estruturas.

- Para as ações variáveis, os valores característicos são indicados em normas específicas e correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.
- Para as ações permanentes, o valor característico corresponde ao quantil de 95% da respectiva distribuição de probabilidade (valor característico superior, $F_{gk,sup}$), quando essas ações produzirem efeitos desfavoráveis na estrutura (caso dos edifícios).
- Quando a ação permanente for favorável, o valor característico corresponde ao quantil de 5% de sua distribuição de probabilidade (valor característico inferior, $F_{gk,inf}$). Essa situação ocorre, por exemplo, em relação ao peso próprio de uma barragem de gravidade, onde o peso menor é desfavorável para o equilíbrio.
- No caso de edifícios, as ações permanentes características podem ser obtidas a partir dos pesos específicos dos materiais de construção fornecidos na NBR-6120.

b) Valores Característicos Nominais

- Para as ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, os valores característicos F_k são substituídos por valores nominais convenientemente escolhidos.

c) Valores Reduzidos de Combinação

- Os valores reduzidos de combinação são usados nas verificações relativas a estados limites últimos, quando a ação considerada se combina com outra ação considerada principal e são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0.F_k$. Leva-se em conta a baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

1.2.2 Valores Representativos para os Estados Limites de Utilização

a) Valores reduzidos de utilização:

- Os valores reduzidos de utilização são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1.F_k$ e $\psi_2.F_k$, e são empregados na verificação da segurança em relação a estados limites de utilização, decorrentes de ações que se repetem muitas vezes e ações de longa duração, respectivamente;
- Os valores reduzidos $\psi_1.F_k$ são designados por valores frequentes e os valores reduzidos $\psi_2.F_k$ por valores quase-permanentes das ações variáveis.

b) Valores raros de utilização:

- Os valores raros de utilização quantificam as ações que podem acarretar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura.

1.3 VALORES DE CÁLCULO DAS AÇÕES

São obtidos a partir dos valores representativos, multiplicado-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

2. ESTADOS LIMITES

A NBR-6118 (item 2.1) indica que uma estrutura ou parte dela atinge um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer às condições previstas para sua utilização.

Depreende-se naturalmente dos requisitos esperados para uma edificação, que a mesma deva reunir condições adequadas de segurança, funcionalidade e durabilidade, de modo a atender todas as necessidades para as quais foi projetada.

Logo, quando uma estrutura deixa de atender a qualquer um desses três itens, diz-se que ela atingiu um Estado Limite. Dessa forma, uma estrutura pode atingir um estado limite de ordem estrutural ou de ordem funcional. Assim, se concebe dois tipos de estados limites, a saber:

- ✓ Estados limites últimos (de ruína);
- ✓ Estados limites de utilização (de serviço).

2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

São aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Casos especiais.

2.2 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

São aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos usuários, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados. Podem se originar de uma das seguintes causas:

- Estado limite de formação de fissuras;
- Estado limite de abertura de fissuras;
- Estado limite de deformações excessivas;
- Estado limite de vibrações excessivas;
- Casos especiais.

2.2.1 Estado Limite de Formação de Fissuras

É o estado em que há uma grande probabilidade de iniciar-se a formação de fissuras de flexão. Este estado ocorre quando a tensão de tração máxima na seção transversa for igual à resistência à tração do concreto na flexão.

2.2.2 Estado Limite de Abertura de Fissuras

Também definido como *Estado limite de fissuração inaceitável*, corresponde ao estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos limites máximos especificados por normas e que podem ser prejudicial ao uso ou à durabilidade da peça de concreto

2.2.3 Estado Limite de Deformação Excessiva

É o estado em que as deformações ultrapassam os limites máximos definidos por normas e aceitáveis para a utilização normal da estrutura.

3. AÇÕES E SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO

Ações e solicitações de cálculo são os respectivos valores característicos modificados pelos coeficientes de ponderação. A partir dessas grandezas é que têm início os processos de cálculo e verificações propriamente ditos.

3.1 CONSIDERAÇÕES DA NBR-6118

A NBR-6118/80, em seus itens 5.3.2 a 5.4.3, trata das ações e das solicitações que deverão ser consideradas nos processos de cálculo das estruturas de concreto armado para a verificação dos estados limites últimos e de utilização (serviço). Essa norma trata as ações e as solicitações de forma idêntica, simplesmente substituindo o símbolo **F** (ação) por **S** (solicitação). Dessa forma, a leitura de F ou S podem ser substituídos nas expressões contidas nesse item.

3.1.1 Estado Limite Último

Os valores de cálculo das ações (ou das solicitações) são, de modo geral, as ações (ou solicitações) características multiplicadas pelos coeficientes de ponderação γ_f apresentados na Tabela 1. Os coeficientes γ_g , γ_q , e γ_e nessa tabela são particularizações do coeficiente γ_f , representando a ação (ou solicitação) considerada:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k$$

Tabela 1 – valores de γ_f

Valores de γ_f	γ_g	γ_q	γ_e
Efeito favorável	1,4	1,4	1,2
Efeito desfavorável	0,9	1,4	1,2

Observação:

- γ_g - representa as ações (ou solicitações) permanentes.
- γ_q - representa as ações (ou solicitações) variáveis diretas.
- γ_e - representa as deformações impostas.

Se o cálculo da solicitação (S_d) for feito por processo linear (elástico ou pseudo-elástico), o coeficiente γ_f poderá ser aplicado à ação característica ou diretamente à solicitação característica. Contudo, se o cálculo da solicitação for feito por processo não linear, o coeficiente γ_f deverá ser aplicado à ação característica.

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k = \gamma_f \cdot (\text{efeito de } F_k) \quad (\text{processo linear})$$

$$S_d = \text{efeito de } (\gamma_f \cdot F_k) \quad (\text{processo não-linear})$$

A majoração das solicitações para o estado limite último se dá pela aplicação dos coeficientes de ponderação (γ_f) em seus valores característicos, devendo ser considerado o mais desfavorável dos seguintes valores (NBR-6118 item 5.4.2.1):

$$S_d = 1,4 \cdot S_{gk} + 1,4 \cdot S_{qk} + 1,2 \cdot S_{\varepsilon k} \quad \text{Equação 1}$$

$$S_d = 0,9 \cdot S_{gk} + 1,4 \cdot S_{qk} + 1,2 \cdot S_{\varepsilon k} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

S_d – solicitação de cálculo;

S_{gk} – valor característico da solicitação devido às cargas permanentes;

S_{qk} – valor característico da solicitação devido às cargas acidentais;

$S_{\varepsilon k}$ – valor característico da solicitação devido às deformações impostas.

O coeficiente 0,9 deve ser utilizado quando a atuação da carga permanente for favorável à segurança da estrutura, e no caso de estruturas de edifícios, poderá ser considerada somente a Equação 1.

Quando existirem ações acidentais de diferentes origens, com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, que causem solicitações $S_{qk1} > S_{qk2} > S_{qk3} \dots$ a grandeza S_{qk} na Equação 1 e Equação 2 poderá ser substituída por:

$$S_{qk} = S_{qk1} + 0,8 \cdot (S_{qk2} + S_{qk3} + \dots) \quad \text{Equação 3}$$

Para pilares e paredes com espessura inferior a 20 cm, o coeficiente 1,4 das expressões anteriores deverá ser aumentado para o valor de 1,8.

3.1.2 Estado Limite de Utilização

Em geral para a NBR-6118/80 (item 5.4.2.2), a majoração das solicitações para o estado limite de utilização (serviço) se faz segundo a Equação 4, sendo que normalmente não há necessidade de se considerar a ação do vento.

$$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk1} + S_{\varepsilon k} \quad \text{Equação 4}$$

Existindo ações acidentais de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, poderá a solicitação de cálculo ser considerada com a Equação 5:

$$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk1} + 0,8 \cdot (\chi \cdot S_{qk2} + \chi \cdot S_{qk3} + \dots) + S_{\varepsilon k} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$\chi = 0,7$ para as estruturas de edifícios.

$\chi = 0,5$ para as demais estruturas.

3.2 CONSIDERAÇÕES DA NBR-8681

3.2.1 Estado Limite Último

Para a NBR-8681 (item 4.2.3), as ações de cálculo (F_d) são obtidas multiplicando-se os seus valores característicos (F_k) pelos coeficientes parciais de segurança γ_f . No **estado limite último**, pode-se considerar:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$$

Onde:

γ_{f1} – leva em conta a variabilidade das ações.

γ_{f3} – considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações (por problemas construtivos ou deficiência dos modelos de cálculo).

Para identificar o tipo de ação considerada, o coeficiente γ_f pode ser representado por:

γ_g – representa as ações permanentes.

γ_q – representa as ações variáveis diretas

γ_ϵ – representa as deformações impostas.

Esses coeficientes são fornecidos na NBR-8681 (item 5.1.4.2) para as diferentes ações consideradas no projeto. As tabelas abaixo apresentam os valores dos coeficientes parciais de segurança (γ_g , γ_q e γ_ϵ), conforme recomendação dessa norma.

Tabela 2 – Valores de (γ_g) para ações permanentes de grande variabilidade*

Carregamentos	Efeitos desfavoráveis	Efeitos favoráveis
Normais	1,4	0,9
Especiais ou de construção	1,3	0,9
Excepcionais	1,2	0,9

* quando o peso da estrutura **não** supera 75% do peso construção.

Tabela 3 – coeficientes parciais (γ_g) para ações permanentes de pequena variabilidade*

Carregamentos	Efeitos desfavoráveis	Efeitos favoráveis
Normais	1,3	1,0
Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,1	1,0

* quando o peso da estrutura **supera** 75% do peso construção.

Tabela 4 – coeficientes parciais (γ_e) para efeitos de recalques de apoio e de retração.

Carregamentos	Efeitos desfavoráveis	Efeitos favoráveis
Normais	1,2	1,0
Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	0	0

Os coeficientes γ_q majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. Quando a ação variável provoca um efeito favorável ela **não deve ser considerada** na combinação das ações. Esses coeficientes são indicados pela NBR-8681 e estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – coeficientes parciais (γ_q) para ações variáveis.

Carregamentos	Ações variáveis em geral	Efeitos da temperatura
Normais	1,4	1,2
Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,0	0

No caso das ações excepcionais, a NBR-8681 (item 5.1.4.3) que o valor do coeficiente de ponderação será: $\gamma_f=1,0$.

3.2.2 Estado Limite de Utilização

Para a verificação dos estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação das ações são tomados com o valor $\gamma_f=1,0$, salvo exigência em contrário, expressa em norma especial.

3.3 CONSIDERAÇÕES DA NB1-99

3.3.1 Estado Limite Último

De acordo com o projeto de norma NB1-99 (item 12.5), “um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. Essas combinações devem ser feitas de diferentes maneiras, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura”.

As majorações devem ser aplicadas sobre as ações características (F_k) e não sobre as solicitações características (S_k). Dessa forma, a obtenção de uma solicitação de cálculo se dá pela aplicação de um coeficiente de ponderação γ_f sobre as ações que produzem essa solicitação, tendo esse coeficiente a seguinte origem:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

γ_{f1} – considera a variabilidade das ações.

γ_{f2} – considera a simultaneidade das ações ($\gamma_{f2} = \psi_0$ ou ψ_1 ou ψ_2).

γ_{f3} – considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Os valores dos coeficientes de ponderação (γ_f) das ações, para o estado limite último, são apresentados na Tabela 6 (item 12.7.1.1):

Tabela 6 – Valores do coeficiente ($\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$)

Ações	Permanentes (γ_g)		Variáveis (γ_q)		Protensão		Recalque/retração	
	Desfav.	Favor.	Geral	Temper.	Desfav.	Favor.	Desfav.	Favor.
Normais	1,4	0,9	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais/de constr.	1,3	0,9	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	0,9	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Para paredes estruturais com espessura (b) ente 12 e 20 cm e pilares com largura (b) inferior a 20 cm, o coeficiente γ_f deverá ser majorado pelo coeficiente de ajustamento (γ_n) apresentado na Tabela 7. Esse fator de ajuste se deve à maior probabilidade de ocorrência de desvios relativos significativos na construção.

Tabela 7 – Valores do coeficiente (γ_n)

b (cm)	≥19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

3.3.2 Estado Limite de Utilização

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para os estados limites de utilização (serviço) é dado por $\gamma_f = (1 \cdot \gamma_{f2})$, adotando-se para γ_{f2} os seguintes valores:

- $\gamma_{f2} = 1,0$ para combinações raras.
- $\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações freqüentes.
- $\gamma_{f2} = \psi_2$ para combinações quase permanentes.

Tabela 8 – Fatores de combinação (ψ_0) e redução (ψ_1 e ψ_2) para ações variáveis.

Ações	ψ_0	γ_{f2}	
		ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas.	0,4	0,3	0,2
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,4	0,2	0
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (depósitos)	0,6	0,2	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

4. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, de modo a verificar os estados limites últimos e de utilização. Essa análise permite estabelecer as distribuições de esforços internos, de tensões, de deformações e os deslocamentos, em parte ou em toda a estrutura. Para isso, as solicitações de cálculo devem ser determinadas a partir de combinações das ações consideradas, de acordo com a análise estrutural.

4.1 COMBINAÇÕES SEGUNDO A NB1-99

Para essa norma (item 12.5), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. Essas combinações devem ser feitas de diferentes maneiras, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A verificação da segurança aos estados limites últimos é feita em função das *combinações últimas*. Para os estados limites de serviço, essa verificação da segurança é feita em função das *combinações de serviço*, conforme segue:

4.1.1 Estado Limite Último

As *combinações últimas* são necessárias para as verificações da estrutura nos estados limites últimos, e segundo a NB1-99 podem ser classificadas em:

- ✓ Normais;
- ✓ Especiais ou de construção;
- ✓ Excepcionais.

4.1.1.1 Combinações últimas normais

Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes; a ação variável principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico e as demais ações variáveis secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação, conforme definido na NBR-8681:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eg} \cdot F_{egk} + \gamma_q \cdot (F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_{0,j} \cdot F_{qk,j}) + \gamma_{eq} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{eqk} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

F_{gk} – ações permanentes diretas.

F_{eg} – ações permanentes indiretas (retração).

F_{ek} – ações variáveis indiretas (temperatura).

F_{qk} – a principal ação variável direta.

4.1.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes; a ação variável especial, admitindo-se que ela atue com seu valor característico e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação. Entende-se por ação variável especial uma ação transitória e de duração muito pequena em relação à vida da estrutura. O vento é um exemplo de ação especial. Pode-se aplicar a mesma expressão da combinação última normal (Equação 6). A diferença é que ψ_0 pode ser substituído por ψ_2 quando a atuação da ação principal $F_{qk,1}$ tiver duração muito curta.

4.1.1.3 Combinações últimas excepcionais

A combinação última excepcional pode ser expressa pela seguinte relação:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eg} \cdot F_{egk} + F_{qexc,1} + \gamma_q \cdot \sum_2^n \psi_{0,j} \cdot F_{qk,j} + \gamma_{eq} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{eqk} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

$F_{qexc,1}$ – ação excepcional.

4.1.2 Estado Limite de Utilização

As *combinações de serviço* são necessárias para as verificações da estrutura nos estados limites de utilização, e segundo a NB1-99 (item 12.7.1.2) são classificadas de acordo com a ordem de grandeza da permanência na estrutura em:

- ✓ Combinações raras;
- ✓ Combinações freqüentes;
- ✓ Combinações quase-permanentes.

4.1.2.1 Combinação quase-permanente de serviço

Podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura (pelo menos metade da vida da construção). Nas combinações quase-permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 \cdot F_{qk}$:

$$F_{d,ser} = \sum_1^m F_{gk,i} + \sum_1^n \psi_{2,j} \cdot F_{qk,j} \quad \text{Equação 8}$$

Normalmente são utilizadas para a verificação do *estado limite de deformações excessivas*.

4.1.2.2 Combinação freqüente de serviço

São aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura (ou atuam por mais de 5% da vida da construção). A ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1.F_{qk,1}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2.F_{qk}$:

$$F_{d, ser} = \sum_1^m F_{gk,i} + \psi_1.F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_2,j.F_{qk,j} \quad \text{Equação 9}$$

São normalmente utilizadas para a verificação dos *estados limites de compressão excessiva, abertura de fissuras e vibrações excessivas*. Também são usadas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.

4.1.2.3 Combinações raras de serviço

Podem atuar no máximo algumas vezes durante o período de vida da estrutura. São normalmente utilizadas para a verificação dos *estados limites de formação de fissuras e de descompressão*. A ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico $F_{qk,1}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1.F_{qk}$:

$$F_{d, ser} = \sum_1^m F_{gk,i} + F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_1,j.F_{qk,j} \quad \text{Equação 10}$$

4.2 COMBINAÇÕES SEGUNDO A NBR-8681

4.2.1 Estado Limite de Último

A NBR-8681 (item 5.1.3) define que para as verificações no estado limite último devem ser consideradas as seguintes combinações das ações:

- ✓ Combinações últimas normais;
- ✓ Combinações últimas especiais ou de construção e
- ✓ Combinações últimas excepcionais.

4.2.1.1 Combinações últimas normais

Neste caso, devem ser considerados os valores característicos das ações permanentes e as combinações das diversas ações variáveis envolvidas. Em cada combinação, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com o seu valor

característico F_k . As demais ações variáveis atuam com os seus valores reduzidos de combinação $\psi_0.F_k$.

Assim, se na estrutura atuam m ações permanentes características F_{gk} juntamente com n ações variáveis F_{qk} , a ação de cálculo F_d a ser considerada será dada por:

$$F_d = \sum_1^m \gamma_{gi}.F_{gk,i} + \gamma_q.(F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_{0j}.F_{qk,j}) \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

F_{gk} – valor característico das ações permanentes.

$F_{qk,1}$ – valor característico da ação variável considerada como a principal.

$\psi_{0i}.F_{qk,i}$ – valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis (secundárias).

4.2.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Os carregamentos especiais são transitórios, com uma duração muito pequena em relação ao período de referência da estrutura, e seus efeitos podem superar os efeitos produzidos pelo carregamento normal. O carregamento de construção é um carregamento transitório decorrente das diferentes etapas do processo construtivo, sendo considerado apenas quando há risco de ocorrência do estado limite nessa fase.

Nesses casos, a ação de cálculo é dada por:

$$F_d = \sum_1^m \gamma_{gi}.F_{gk,i} + \gamma_q.(F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_{0j,ef}.F_{qk,j}) \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

$F_{qk,1}$ – valor característico da ação variável especial.

$\psi_{0i,ef}$ – fator de combinação efetivo de cada uma das demais ações variáveis na situação transitória.

Em geral, $\psi_{0i,ef} = \psi_{0i}$, onde ψ_{0i} é o fator de combinação adotado para o carregamento normal. Entretanto, quando o tempo de atuação da ação principal $F_{qk,1}$ for muito pequeno, $\psi_{0i,ef} = \psi_{2i}$, sendo ψ_{2i} dado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

4.2.1.3 Combinações últimas excepcionais

O carregamento excepcional é transitório, com uma duração extremamente curta, podendo provocar efeitos catastróficos. Eles devem ser considerados no projeto quando a ocorrência das ações excepcionais não possa ser desprezada e quando, na concepção do projeto, não possam ser tomadas medidas para minimizar os efeitos dessas ações. É o caso, por exemplo, de ações sísmicas em barragens. Mesmo em regiões de baixa atividade sísmica, essa ação deve ser considerada, pois a ruína de uma grande barragem pode causar danos extraordinários.

Nesse caso a ação de cálculo é dada por:

$$F_d = \sum_1^m \gamma_{gi} \cdot F_{gk,i} + F_{q,exc} + \gamma_q \cdot \sum_1^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{qk,j} \quad \text{Equação 13}$$

$F_{q,exc}$ – valor representativo da ação excepcional.

4.2.2 Estado Limite de Utilização

4.2.2.1 Combinações quase-permanentes de utilização

Nas combinações quase-permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 \cdot F_{qk}$:

$$F_d = \sum_1^m F_{gk,i} + \sum_1^n \psi_{2j} \cdot F_{qk,j} \quad \text{Equação 14}$$

4.2.2.2 Combinações freqüentes de utilização

Nas combinações freqüentes de utilização, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 \cdot F_{qk,1}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 \cdot F_{qk}$:

$$F_d = \sum_1^m F_{gk,i} + \psi_1 \cdot F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_{2j} \cdot F_{qk,j} \quad \text{Equação 15}$$

4.2.2.3 Combinações raras de utilização

Nas combinações raras, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico $F_{qk,1}$ e todas as demais ações são tomada com seus valores freqüentes $\psi_1 \cdot F_{qk}$:

$$F_d = \sum_1^m F_{gk,i} + F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_{1j} \cdot F_{qk,j} \quad \text{Equação 16}$$

Tabela 9 – fatores de combinação (ψ_0) e fatores de redução (ψ_1 e ψ_2).

Ações variáveis	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Variações uniformes de temperatura	0,6	0,5	0,3
Pressão dinâmica do vento (caso geral)	0,4	0,2	0
Pressão dinâmica do vento quando a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (edifícios residenciais)	0,6	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios quando não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,4	0,3	0,2
Cargas acidentais dos edifícios, nos casos contrários.	0,7	0,6	0,4
Cargas acidentais em bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Cargas moveis em pontes de pedestres.	0,4	0,3	0,2*
Cargas moveis em pontes rodoviárias.	0,6	0,4	0,2*
Cargas moveis em pontes ferroviárias.	0,8	0,6	0,4*

* quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico, $\psi_2=0$

5. FISSURAÇÃO

A fissuração num elemento em concreto armado ocorre quando é atingida a tensão de ruptura por tração do concreto. Esse fenômeno é inevitável em estruturas de concreto em que existam tensões de tração resultantes de carregamento direto ou por restrição a deformações impostas. Podem ainda ocorrer por outras causas, como retração plástica ou térmica e expansão devida às reações químicas internas do concreto nas primeiras idades. Essas fissuras devem ser limitadas por meio de cuidados tecnológicos, especialmente na definição do traço do concreto e nos cuidados de cura do mesmo.

A consideração da fissuração num determinado projeto está relacionada ao tipo de obra e a finalidade para qual esta foi projetada. Assim, no caso de reservatórios, por exemplo, a formação de fissuras de grandes aberturas pode comprometer seriamente a característica de estanqueidade exigida para este tipo de estrutura. Para edifícios correntes, a fissuração excessiva do concreto pode acarretar, além de problemas estéticos, problemas de deterioração da estrutura devido à corrosão da armadura, podendo conduzir ao colapso da mesma (estado limite último).

Pode-se dizer que para o concreto armado a fissuração é um fenômeno inevitável, visto que para impedi-la, seria necessário adotar seções transversais de dimensões exageradas. As fissuras, entretanto, não devem se apresentar com aberturas muito grandes, que possam comprometer a estética, a funcionalidade ou a durabilidade das estruturas. Além disso, deve-se ter em conta o desconforto psicológico que fissuras com aberturas excessivas causam aos usuários.

Diversas são as circunstâncias que podem acarretar a formação de fissuras, podendo-se destacar entre elas:

- ✓ Fissuras produzidas por solicitações devidas ao carregamento: são causadas por ações diretas de tração, flexão ou cisalhamento, ocorrendo sempre nas regiões tracionadas.
- ✓ Fissuras não produzidas por carregamento: são causadas por deformações impostas (ações indiretas), tais como retração, variação de temperatura e recalques diferenciais.

5.1 RECOMENDAÇÕES DA NBR-6118

A fissuração excessiva de uma peça de concreto armado pode comprometer significativamente sua durabilidade. Dessa forma, o controle das fissuras trata-se de uma verificação de estado limite de serviço, ou seja, interessa saber a fissuração que ocorrerá na peça quando esta estiver em utilização e não próxima de atingir o colapso.

As recomendações a respeito da situação de fissuração de peças de concreto estão nos itens 4.2.1 e 4.2.2 da NBR-6118/80 e definem que a solicitação resistente com a qual haverá grande probabilidade de iniciar-se a formação de fissuras normais à armadura longitudinal poderá ser calculada com as seguintes hipóteses:

- 1) A deformação de ruptura à tração do concreto é igual a: $\varepsilon_t = 2,7 \cdot \frac{f_{tk}}{E_c}$, com o valor de E_c dado por: $E_c = 6.600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5}$ (MPa);
- 2) Na flexão, o diagrama de tensões de compressão no concreto é triangular (regime elástico). A tensão na zona tracionada é uniforme e igual a f_{tk} , multiplicando-se a deformação de ruptura anterior por 1,5;
- 3) As seções transversais planas permanecem planas.

Define ainda que deverá ser sempre levado em conta o efeito da retração. Como simplificação, nas condições correntes, este efeito pode ser considerado supondo a tensão de tração igual a $0,75 \cdot f_{tk}$ e desprezando-se a armadura.

Para a NBR-6118/80 (item 5.4.2.2), em geral a majoração das solicitações para o estado limite de utilização (serviço) se faz da seguinte forma, sendo que normalmente não há necessidade de se considerar a ação do vento:

$$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk1} + S_{\varepsilon k} \quad \text{Equação 17}$$

Existindo ações acidentais de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, poderá a solicitação de cálculo ser considerada com a seguinte expressão:

$$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk1} + 0,8 \cdot (\chi \cdot S_{qk2} + \chi \cdot S_{qk3} + \dots) + S_{\varepsilon k} \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

$\chi = 0,7$ para as estruturas de edifícios.

$\chi = 0,5$ para as demais estruturas.

$\chi = 0,0$ para o vento.

5.1.1 Estado Limite de Formação de Fissuras

Para a NBR-6118 (item 2.1.2.1) é um estado em que há uma grande probabilidade de se iniciar a formação de fissuras na peça de concreto armado. Essa norma não é clara quanto ao tipo de combinação das ações que devam ser empregadas para a verificação desse estado limite.

Para a NBR-7197/89, que complementa a NBR-6118/80, para a verificação da segurança com relação ao estado limite de formação de fissuras, deve ser considerada a combinação rara de utilização, como segue:

$$F_{d, ser} = \sum_1^m F_{gk, i} + F_{qk, 1} + \sum_2^n \psi_{1, j} \cdot F_{qk, j} \quad \text{Equação 19}$$

5.1.2 Estado Limite de Fissuração Inaceitável

Segundo a NBR-6118/80 (item 2.1.2.2), “é o estado em que as fissuras se apresentam com abertura prejudicial ao uso ou à durabilidade da peça”.

Considera-se que a fissuração é nociva quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassa aos seguintes valores (item 4.2.2):

- ✓ 0,1 mm para peças não protegidas em meio agressivo;
- ✓ 0,2 mm para peças não protegidas em meio não agressivo;
- ✓ 0,3 mm para peças protegidas.

O valor da abertura nominal (w) das fissuras em peças de concreto armado pode ser estimado através das Equação 21 (a) e (b). Quando o cobrimento (c) da armadura longitudinal de tração for superior ao mínimo exigido no item 6.3.3.1, é permitido aumentar o valor limite da abertura das fissuras em até 25%, proporcionalmente ao valor do quociente c/c_{\min} .

A NBR-7197/89 recomenda que a verificação desse estado limite seja feita com a combinação freqüente de utilização:

$$F_d = \sum_1^m F_{gk,i} + \psi_1 \cdot F_{qk,1} + \sum_2^n \psi_2 j \cdot F_{qk,j} \quad \text{Equação 20}$$

5.1.2.1 Abertura das fissuras

Os critérios para a avaliação de abertura de fissuras são baseados nas considerações da NBR-6118/80, segundo as quais a abertura nominal das fissuras (w) é dada pelo menor valor obtido através das Equação 21(a) e (b) (item 4.2.2):

$$w \leq \begin{cases} \frac{1}{10} \cdot \frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) & \text{(a)} \\ \frac{1}{10} \cdot \frac{\phi}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_s}{f_{tk}} & \text{(b)} \end{cases} \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

ϕ - diâmetro das barras das armaduras (mm).

η_b - coeficiente de conformação superficial das barras da armadura ($\leq 1,8$)

f_{tk} - resistência característica do concreto à tração.

$$f_{tk} = \begin{cases} f_{ck} / 10 & \text{para } f_{ck} \leq 18 \text{MPa} \\ 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 (\text{MPa}) & \text{para } f_{ck} > 18 \text{MPa} \end{cases}$$

E_s - módulo de elasticidade do aço (210.000 MPa).

σ_s – tensão na armadura, calculada no Estádio II (item 5.4.2.2)

Z – braço de alavanca calculado no estágio II.

ρ_r – taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto A_{cr} interessada pela fissuração:

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cr}}$$

Com:

i) Para os tirantes: A_{cr} = área da seção transversal do tirante ($b_x h$)

ii) Para as peças de seção retangular ou T, submetidas à flexão simples:

$$A_{cr} = 0,25.b.w.h$$

iii) Para as peças de seção retangular ou T, submetidas à flexão composta:

$$A_{cr} = 0,40.b.w.(h - x)$$

Nas Equação 21 (a) e (b), deve-se observar o seguinte:

- Se a armadura for constituída de barras de diâmetros diferentes, o valor de ϕ pode ser dado pela média ponderada dos diversos diâmetros ou pelo maior valor;
- O coeficiente de conformação superficial (η_b) das barras da armadura depende do tipo de aço, sendo apresentados na Tabela 10, não devendo ultrapassar o valor de 1,8.

Tabela 10 – coeficiente de conformação superficial das barras (NBR-7480)

Aço	η_b
CA-25	1,0
CA-32	1,0
CA-40	1,2
CA-50	1,5
CA-60	1,0 – barras lisas 1,2 – barras com ranhuras 1,5 – barras com mossas

$$\eta_b \leq 1,8 \text{ (NBR-6118 item 4.2.2)}$$

Para a NBR-7197/89, as Equação 21 (a) e (b) foram deduzidas a partir de considerações e ensaios em tirantes (tração). No sentido de adaptar essas formulações para vigas e lajes (flexão), deve-se considerar apenas a área de concreto que realmente influencia a fissuração, ou seja, a área de concreto que envolve mais de perto as armaduras tracionadas, chamada de área do tirante equivalente. Essa área é formada por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,5 \phi$ do eixo da barra (observar Figura 1e Figura 2):

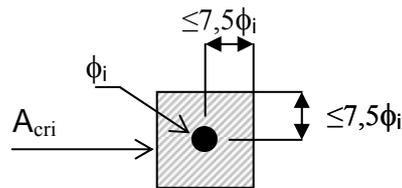


Figura 1 – área máxima de envolvimento de uma barra (A_{cri}).

O cálculo de (σ_s) deve ser feito no estágio II, admitindo para razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (α_e) e para o braço de alavanca (Z) os seguintes valores:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = 15 \quad \text{e} \quad Z = 0,85.d$$

Com:

$$\sigma_s = \frac{N_{d, freq}}{A_s} \quad (\text{para tirantes})$$

$$\sigma_s = \frac{M_{d, freq}}{Z.A_s} \quad (\text{para vigas e lajes})$$

$N_{d, freq}$ – força normal calculada para combinação freqüente das ações.

$M_{d, freq}$ – momento fletor calculado para combinação freqüente das ações.

A Equação 21 (a) baseia-se na *Teoria Básica da Fissuração*, que analisa a formação sistemática de fissuras. Essa teoria é válida para peças com taxas de armadura iguais ou maiores do que a relação entre a resistência do concreto à tração e a tensão atuante em serviço ($\rho \geq f_{ctk}/\sigma_s$), ou seja, para peças com alta taxa de armadura, ou com armadura pelo menos igual à armadura mínima.

A Equação 21 (b) baseia-se na *Teoria da Dupla Ancoragem*, que corresponde à formação assistemática de fissuras. Essa teoria é válida para pequenas taxas de armadura ($\rho < f_{ctk}/\sigma_s$). Para efeito de raciocínio, pode-se admitir que tudo se passa como se a barra que atravessa a primeira fissura estivesse duplamente ancorada no concreto adjacente. Sendo pequena a taxa de armadura, a tensão de tração na seção fissurada é totalmente transferida para o concreto através de aderência, impedindo a formação da segunda fissura.

Dentre as providências que podem ser tomadas nos casos em que as aberturas nominais das fissuras ultrapassam os respectivos valores limites, destacam-se:

- Adotar barras com diâmetros menores;
- Aumentar a área total da armadura (A_s);
- Aumentar a seção transversal da peça.

5.2 RECOMENDAÇÕES DA NB1-99

5.2.1 Estado Limite de Formação de Fissuras

Para a NB1-99 (item 12.5.2), na verificação da segurança com relação ao estado limite de formação de fissuras, normalmente deve ser considerada a combinação freqüente de utilização, como segue:

$$F_{d, ser} = \sum_1^m F_{gk, i} + \psi_1 \cdot F_{qk, 1} + \sum_2^n \psi_2, j \cdot F_{qk, j} \quad \text{Equação 22}$$

Essa norma admite que eventualmente possa ser empregada a *combinação rara de utilização*, da seguinte forma:

$$F_{d, ser} = \sum_1^m F_{gk, i} + F_{qk, 1} + \sum_2^n \psi_1, j \cdot F_{qk, j} \quad \text{Equação 23}$$

5.2.2 Estado Limite de Fissuração Inaceitável

A verificação dos valores-limite da abertura de fissuras nas peças lineares, analisadas isoladamente, deve ser feita segundo a combinação freqüente de serviço (item 12.5.2.2):

$$F_{d, ser} = \sum_1^m F_{gk, i} + \psi_1 \cdot F_{qk, 1} + \sum_2^n \psi_2, j \cdot F_{qk, j} \quad \text{Equação 24}$$

Na ausência de exigência específica, como por exemplo, a impermeabilidade, para o limite de abertura de fissuras em região sem armadura ativa, no caso de peças de edifícios usuais, devem ser adotados os valores máximos de (item 13.3.2):

- $w \leq 0,3 \text{ mm}$ → classes de agressividade II a IV.
- $w \leq 0,4 \text{ mm}$ → classe de agressividade I.

Tabela 11 – classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição.

Macroclima	Microclima			
	Interior das edificações		Exterior das edificações	
	Seco ¹ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ² de molhagem e secagem	Seco ³ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ⁴ de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	-	III
Industrial	II	III	II	III
Específico	II	III ou IV	III	III ou IV
Respingos de maré	-	-	-	IV
Submersa ≥ 3m	-	-	-	I
Solo não agressivo		-	I	-
Solo úmido e agressivo	-	-	-	II, III ou IV

(item 9.4.3)

Onde:

- 1 – Salas, dormitórios ou ambientes com concreto revestido de argamassa e pintura.
- 2 – Vestiários, banheiros, cozinhas, garagens, lavanderias.
- 3 – Obras no interior do nordeste do país, partes protegidas da chuva em ambientes predominantemente secos.
- 4 – Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

5.2.2.1 Abertura das Fissuras

A NB1-99 (item 17.2.2.2) considera que a peça atenderá ao estado limite de fissuração sem a necessidade de avaliação da grandeza da abertura da fissura, admitindo que a estrutura terá um bom desempenho, com abertura máxima de fissuras na ordem 0,3mm, quando forem respeitadas as condições de diâmetro e espaçamento da Tabela 12, além do cobrimento e valores das armadura mínimas (item 17.2.4.2), com σ_s determinado no estágio II.

Tabela 12 – Valores de diâmetro (ϕ) e espaçamento (s) em barras de alta resistência.

Tensão armadura (MPa)	Valores máximos	
	ϕ_{\max} (mm)	S_{\max} (cm)
160	32	30
200	25	25
240	20	20
280	12,5	15
320	10	10
360	8	6

Caso contrário, a verificação da segurança, em relação aos estados limites de abertura de fissuras, deverá ser feita através das Equação 25(a) e (b), considerando a combinação freqüente de serviço.

Para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras, que controlam a fissuração da peça, considera-se uma área A_{cr} (ver Figura 2) do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,0 \cdot \phi_i$ do contorno do elemento da armadura, conforme mostra a Figura 2.

$$w \leq \begin{cases} \frac{1}{10} \cdot \frac{\phi_i}{2 \cdot \eta_{bi} - 0,75} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) & \text{(a)} \\ \frac{1}{10} \cdot \frac{\phi_i}{2 \cdot \eta_{bi} - 0,75} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} & \text{(b)} \end{cases} \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

ϕ_i - diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada (mm).

η_{bi} - coeficiente de conformação superficial da armadura considerada (ver Tabela 13).

σ_{si} - tensão de tração no CG da armadura considerada, calculada no estágio II, com $\alpha_e=15$.

E_{si} - módulo de elasticidade do aço da barra ϕ_i considerada (210.000 MPa).

ρ_{ri} - taxa de armadura aderente em relação à área da região de envolvimento (A_{cri}) (Figura 2).

f_{ctm} - resistência média do concreto à tração: $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (MPa)

A verificação da segurança, em relação aos estados limites de abertura de fissuras, deve ser feita avaliando-se o valor da abertura conforme as equações abaixo. Para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras, que controlam a fissuração da peça, considera-se uma área A_{cr} (ver Figura 2) do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,0 \cdot \phi_i$ do contorno do elemento da armadura, conforme mostra a Figura 2.

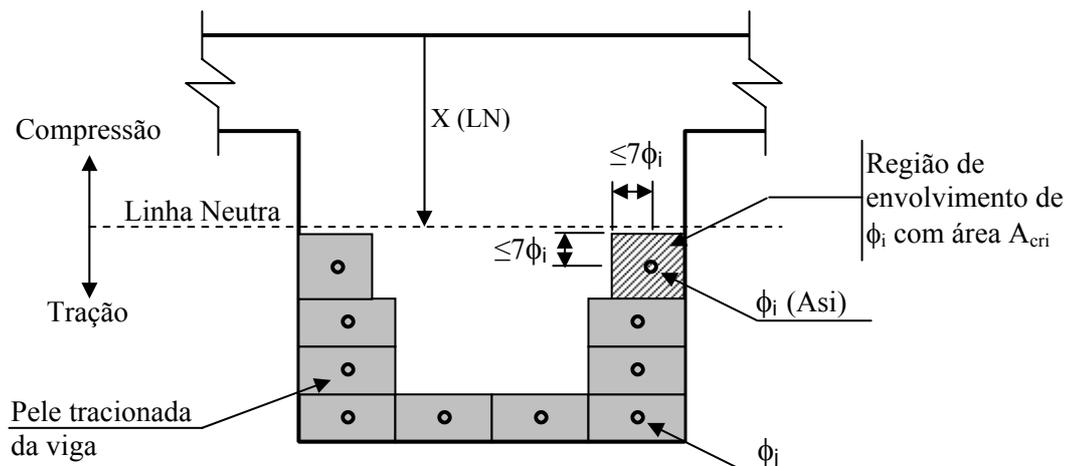


Figura 2 – Concreto de envolvimento (A_{cri}) das armaduras.

Tabela 13 - coeficiente de conformação superficial das barras (NB1-99)

Aço	η_{bi}
CA-25	1,0
CA-32	1,0
CA-40	1,2
CA-50	2,25
CA-60	1,0 – barras lisas 1,2 – barras dentadas

6. COMPORTAMENTO NA FLEXÃO

Quando um carregamento crescente é introduzido em uma viga de concreto armado, conforme é mostrado na Figura 3, uma seção (S_1) qualquer sofre um giro crescente, definindo uma região tracionada e outra comprimida na seção transversal da viga.

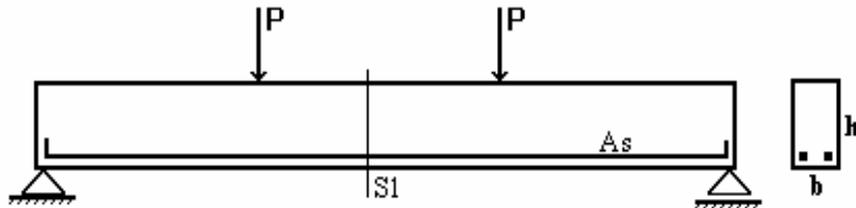


Figura 3 – Viga de concreto armado sujeita a um carregamento crescente.

O aço e o concreto localizados na região tracionada, passam a experimentar um alongamento crescente, proporcional ao giro da seção transversal. No momento em que a fibra mais tracionada de concreto atinge o valor limite de alongamento, ocorre a ruptura dessa fibra, e o conseqüente o aparecimento de uma fissura.

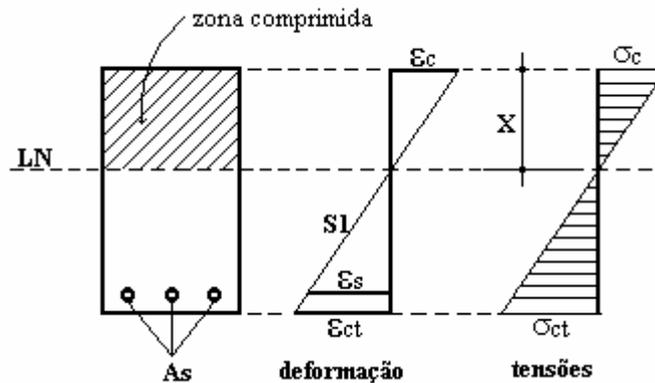
Na medida em que o giro da seção aumenta, pois cresce o carregamento, as fibras vizinhas vão passando pelo mesmo processo, e a fissura inicial vai crescendo, caminhando em direção à linha neutra da viga, a partir do bordo tracionado.

Na região comprimida o concreto experimenta, inicialmente, baixos níveis de tensão normal, mantendo uma relação tensão-deformação linear. A medida em que o carregamento aumenta, a relação tensão-deformação deixa de ser linear, assumindo a forma parabólica.

Esse comportamento da viga de concreto é subdividido em diferentes fases, denominadas de estádios de flexão, que apresentam comportamentos distintos do concreto tracionado e comprimido, sendo denominados de estádios I, II e III. Normalmente as peças de concreto se encontram nos estádios I e II quando estão sob as ações de serviço. Didaticamente, o estágio I será sub-dividido em Ia e Ib, como segue:

6.1. ESTÁDIO (Ia)

O que caracteriza o estágio I é o fato da carga (P) ser de pequena intensidade e a viga apresentar pequena deformação, de modo que o concreto na seção (S_1) não se encontra ainda fissurado, significando que as tensões de tração no concreto (σ_{ct}) são inferiores à sua resistência à tração f_{tk} . Nessa situação, supõe-se que haja linearidade entre tensão e deformação (Lei de Hooke) e as deformações específicas do aço e do concreto são iguais ($\epsilon_s = \epsilon_c$) devido a aderência.



Pode-se calcular a rigidez do elemento nesse estágio, considerando a seção homogeneizada e a contribuição do concreto na resistência à tração. Além disso, pode-se tomar o módulo de deformação do concreto tangente na origem. A homogeneização da seção consiste em considerar no lugar da área de aço existente (A_s), uma área de concreto equivalente (A_{ceq}), ou seja, uma área fictícia de concreto que suporte a mesma resultante (R_s) que atua na área de aço (A_s):

$$R_s = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s = A_{ceq} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \rightarrow A_{ceq} = \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s = \alpha_e \cdot A_s$$

As tensões na seção transversal podem ser obtidas através das relações abaixo:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_1} \cdot y$$

Com:

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left(X_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_1)^2 \quad \text{Equação 26}$$

$$X_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \alpha_e \cdot A_s} \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

M – momento fletor atuante na seção.

y – distância da LN à fibra em consideração.

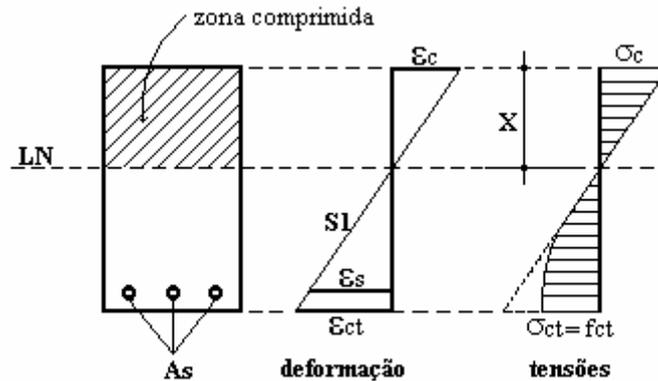
I_1 – momento de inércia da seção homogeneizada.

X_1 – profundidade da linha neutra no estágio I.

6.2. ESTÁDIO (Ib)

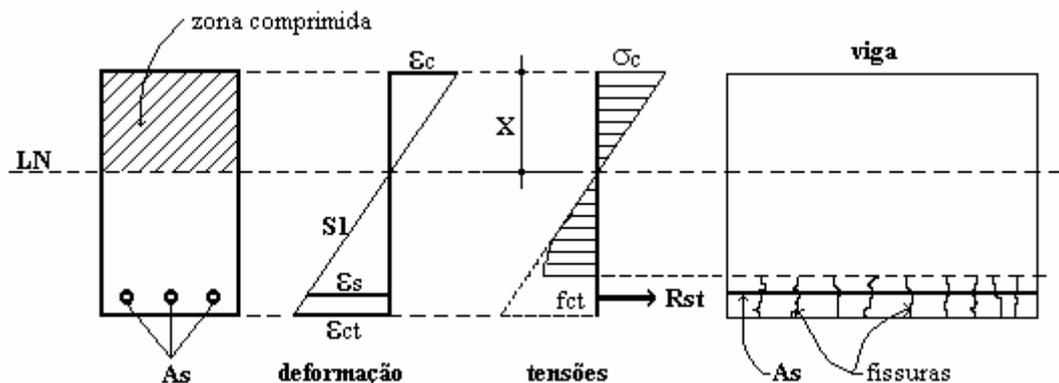
Aumentando gradativamente o valor da carga (P), haverá um ponto em que a tensão de tração no concreto atingirá o valor limite de sua resistência à tração ($\sigma_{ct} = f_{ct}$) e a seção transversal apresentará uma relação não mais linear entre tensão e deformação para a região tracionada.

Nessa fase, definida como estágio Ib, é calculado um parâmetro importante no estudo dos estados limites de utilização: o momento de fissuração da peça.



6.3. ESTÁDIO (II)

Com o crescimento do carregamento, a fibra mais tracionada de concreto irá romper-se, surgindo assim a primeira fissura e a armadura passará a trabalhar de maneira mais efetiva na peça de concreto. A distribuição de tensões na região comprimida ainda permanece linear.



Aumentando progressivamente o carregamento, as fissuras irão aumentando de intensidade, caminhando em direção à linha neutra da peça e as tensões de compressão no concreto deixarão de apresentar uma distribuição linear. Ocorre uma significativa influência da fissuração sobre a rigidez do elemento (diminuição da rigidez), sendo de difícil análise, pois a rigidez depende do grau de fissuração, que é um fenômeno progressivo e dependente dos momentos fletores, que também sofrem uma redistribuição na medida em que as fissuras se desenvolvem.

Quando se adota a suposição que todo o concreto da região tracionada está sendo desprezado (a resistência à tração do concreto é nula) e o esforço de tração é resistido somente pelas armaduras, tem-se a fase que é nomeada de **estádio II puro**. Para o cálculo da posição (x) da linha neutra no estágio II puro, impõe-se o momento estático da seção homogeneizada, em

relação à linha neutra, igual a zero. O cálculo da profundidade da linha neutra pode ser encontrado em Ghali & Favre (1986), para vigas de seção retangular, como segue:

$$X_2^2 + 2 \cdot \frac{\alpha_e A_s}{b} \cdot X_2 - 2 \cdot \frac{\alpha_e A_s}{b} \cdot d = 0 \quad \text{Equação 28}$$

O momento de inércia da seção no *estádio II puro*, em relação à linha neutra, pode ser obtido por:

$$I_2 = \frac{b \cdot X_2^3}{3} + \alpha_e A_s (X_2 - d)^2 \quad \text{Equação 29}$$

Nas seções mais solicitadas, onde há fissuração, a peça apresenta um comportamento de estágio II. Porém, à medida que se afastam dessas regiões, as seções não-fissuradas se encontram no estágio I. Assim, um procedimento mais coerente consiste em considerar um grau de fissuração intermediário entre o de peça não-fissurada e o de peça completamente fissurada. Deve-se utilizar uma rigidez equivalente, situada entre a do estágio I e a do estágio II, pois a peça apresenta regiões fissuradas e regiões entre fissuras, configurando uma situação intermediária entre os dois estádios. Para essa situação, podem ser empregadas as expressões de Branson, propostas pelo ACI 318/89:

$$X_e = \left(\frac{M_r}{M_{d,rara}} \right)^{2,5} \cdot X_1 + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{d,rara}} \right)^{2,5} \right] \cdot X_2 \leq X_1 \quad \text{Equação 30}$$

$$I_e = \left(\frac{M_r}{M_{d,rara}} \right)^3 \cdot I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{d,rara}} \right)^3 \right] \cdot I_2 \leq I_1 \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

M_r – momento de fissuração.

$M_{d,rara}$ – momento calculado para combinação rara das ações.

X_e, I_e – posição efetiva da linha neutra e momento de inércia efetivo.

X_1, I_1 – posição da linha neutra e momento de inércia no estágio I.

X_2, I_2 – posição da linha neutra e momento de inércia no estágio II.

A Equação 31 representa o momento de inércia efetivo ao longo do vão de uma viga biapoiada ou entre pontos de momento nulo de vigas contínuas. Para avaliação da inércia de elementos contínuos, são propostas as seguintes expressões (MacGREGOR, 1992):

$$I_e = 0,70 \cdot I_{em} + 0,15 \cdot (I_{e1} + I_{e2}) \quad \rightarrow \text{ para elementos contínuos nas duas extremidades.}$$

$$I_e = 0,85 \cdot I_{em} + 0,15 \cdot I_{e1} \quad \rightarrow \text{ para elementos contínuos em uma das extremidades.}$$

Onde:

I_{e1}, I_{e2} – momentos de inércia efetivos nas seções de momentos negativos (apoios contínuos).

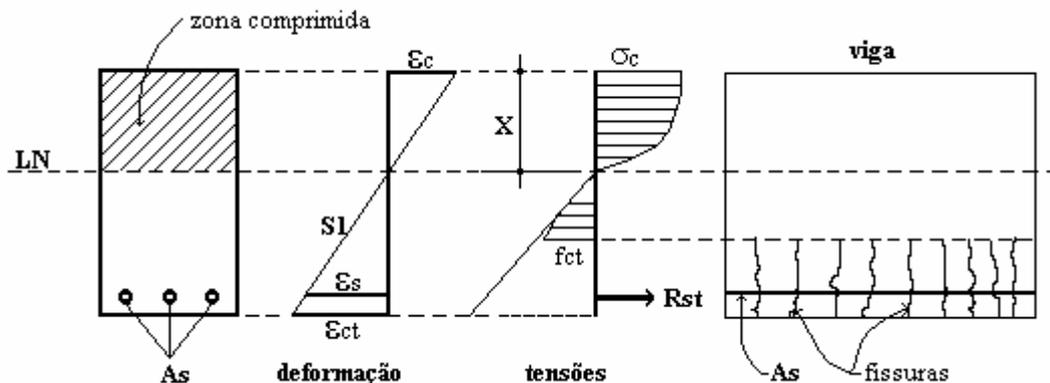
I_e – momento de inércia efetivo na seção de momento positivo máximo.

A NBR-6118/82 recomenda após a fissuração, adotar o módulo de deformação secante do concreto, que corresponde a 90% do módulo tangente na origem. Se a taxa de armadura for menor do que 0,5% pode-se desprezar a presença da armadura no cálculo de X_1 e I_1 , procedendo-se como se a seção fosse de concreto simples. O erro cometido é muito pequeno e para as seções retangulares tem-se:

$$X_1 = \frac{h}{2} \quad \text{e} \quad I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

6.4. ESTÁDIO (III)

Com o aumento do carregamento na viga, o estado de fissuração vai se intensificando, com o aumento progressivo das fissuras. Na região comprimida, as tensões no concreto passam do comportamento linear para uma fase de escoamento do material, caracterizando a não linearidade das tensões de compressão, sendo esta fase é chamada de estágio III. Nas verificações dos *Estados Limites Últimos*, admite-se a peça de concreto armado trabalhando nesse estágio.



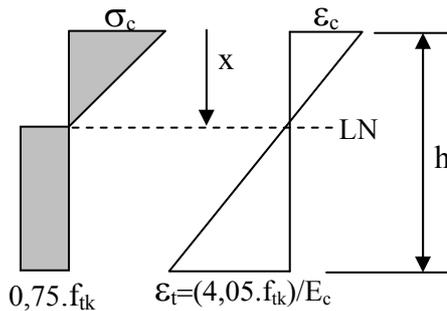
6.5. MOMENTO DE FISSURAÇÃO

Define-se como momento de fissuração (M_f), o momento fletor capaz de provocar o surgimento da primeira fissura na peça de concreto. Esse momento representa o nível de sollicitação que corresponde à passagem do estágio I para o estágio II. Com base nas hipóteses anteriores (NBR-6118/80 item 4.2.1), o valor desse momento pode ser determinado da seguinte forma:

Estádio Ib:

Equações de equilíbrio e de compatibilidade das deformações para uma seção retangular de dimensões ($b \times h$):

$$\begin{cases} 0,75 \cdot f_{tk} \cdot b \cdot (h - x) = \frac{\sigma_c}{2} \cdot b \cdot x & \text{(a)} \\ \frac{\sigma_c}{2} \cdot b \cdot x \cdot \left(\frac{h-x}{2} + \frac{2}{3} \cdot x \right) = M_f & \text{(b)} \end{cases} \quad \text{Equação 32}$$



Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\epsilon_t}{h - x} = \frac{\epsilon_c}{x} \quad \rightarrow \quad \epsilon_c = \epsilon_t \cdot \frac{x}{h - x}$$

Na flexão: $\epsilon_t = 1,5 \cdot \frac{2,7 \cdot f_{tk}}{E_c} \Rightarrow \epsilon_c = \frac{4,05 \cdot f_{tk}}{E_c} \cdot \frac{x}{h - x}$

O concreto na região comprimida está no regime elástico:

$$\sigma_c = \epsilon_c \cdot E_c = 4,05 \cdot f_{tk} \cdot \frac{x}{h - x} \quad \text{Equação 33}$$

Com a Equação 33 na Equação 32(a): $x = 0,378 \cdot h$

Levando este valor na Equação 33, resulta: $\sigma_c = 2,43 \cdot f_{tk}$

que substituídos na Equação 32(b) resulta:

$$M_f = 0,2586 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{tk} \quad (\text{momento fletor de fissuração}) \quad \text{Equação 34}$$

Com:

$$f_{tk} = \begin{cases} \frac{f_{ck}}{10} & \text{para } f_{ck} \leq 18 \text{MPa} \\ 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 \text{MPa} & \text{para } f_{ck} > 18 \text{MPa} \end{cases}$$

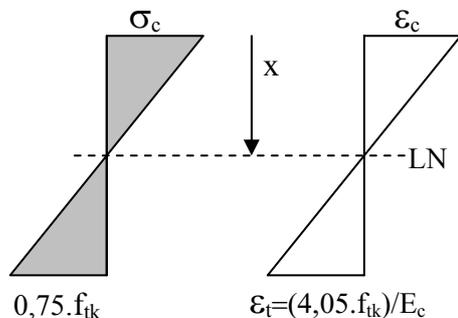
A partir desse momento, há grande probabilidade de iniciar-se a formação de fissuras normais à armadura longitudinal de tração. Também é com base nesse momento que a norma define o

valor da armadura mínima nas vigas, admitindo somente que a tensão de tração seja igual a f_{tk} na Equação 34.

6.5.1 Considerações do Estádio Ia

Adotando as mesmas hipóteses acima, admitindo somente que o diagrama na região tracionada seja triangular, o que significa admitir que a peça esteja trabalhando no domínio Ia, obtém-se o valor para o momento de transição entre os domínios Ia e Ib:

$$\begin{cases} \frac{0,75 \cdot f_{tk}}{2} \cdot b \cdot (h - x) = \frac{\sigma_c}{2} \cdot b \cdot x & (a) \\ \frac{\sigma_c}{2} \cdot b \cdot x \cdot \left(\frac{2}{3} (h - x) + \frac{2}{3} \cdot x \right) = M_f & (b) \end{cases} \quad \text{Equação 35}$$



Compatibilidade de deformações:

$$\frac{\varepsilon_t}{h - x} = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_c = \varepsilon_t \cdot \frac{x}{h - x}$$

Na flexão: $\varepsilon_t = 1,5 \cdot \frac{2,7 \cdot f_{tk}}{E_c} \Rightarrow \varepsilon_c = \frac{4,05 \cdot f_{tk}}{E_c} \cdot \frac{x}{h - x}$

O concreto na região comprimida está no regime elástico:

$$\sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_c = 4,05 \cdot f_{tk} \cdot \frac{x}{h - x} \quad \text{Equação 36}$$

Com a Equação 36 na Equação 35(a): $x = 0,301 \cdot h$

Levando este valor na Equação 36 resulta: $\sigma_c = 1,744 \cdot f_{tk}$

que substituídos em Equação 35(b) resulta:

$$M_f = 0,175 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{tk} \quad (\text{momento fletor Ia-Ib}) \quad \text{Equação 37}$$

6.5.2 Considerações do Anexo da NBR-7197/89

Para esta norma a NBR-7197/89, o momento de fissuração (M_r) deve ser determinado no Estádio I, considerando o diagrama triangular de tensões do concreto, como segue:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{M}{I} \cdot (h - x) \quad \rightarrow \quad M = \frac{\sigma \cdot I}{h - x}$$

$$\Rightarrow \quad M_r = \frac{f_{ctm} \cdot I_1}{h - X_1} \quad \text{Equação 38}$$

Onde:

f_{ctm} – resistência média do concreto à tração na flexão.

$$f_{ctm} = \begin{cases} 1,2 \cdot f_{ctk} & \text{para seção T ou duplo T.} \\ 1,5 \cdot f_{ctk} & \text{para seção retangular.} \end{cases}$$

I_1, X_1 – momento de inércia e posição da linha neutra da peça não fissurada (estádio I), considerando seção homogeneizada e razão entre os módulos do aço e concreto (α_e) igual a 10 (*combinação rara*).

h – altura da seção transversal.

6.5.3 Considerações da NB1-99

Para essa norma, a verificação do estado limite de formação de fissuras deve ser feito considerando a *combinação freqüente de serviço* (item 12.5.2) e com o valor do momento de fissuração obtido da seguinte forma (item 17.2.1.1):

$$M_r = \frac{f_{ctm} \cdot I_0}{y_t} \quad \text{Equação 39}$$

Onde:

M_r – momento de fissuração da peça. Para barras lisas, deve ser reduzido à metade.

I_0 – momento de inércia da seção bruta de concreto.

Y_t – distância do CG à fibra mais tracionada.

f_{ctm} – resistência média do concreto à tração na flexão.

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad \text{(item 7.1.5)}$$

7. ESTADO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

7.1 TIPOS DE DEFORMAÇÕES

As deformações no concreto podem ser classificadas em:

- i) Deformações que dependem do carregamento: essas deformações são função do carregamento imposto e têm direção definida. São classificadas em deformação elástica imediata e deformação lenta (fluência).
 - . *Deformação elástica imediata*: ocorre por ocasião da aplicação do carregamento e é reversível.
 - . *Deformação lenta*: é definida como o aumento de deformação sob tensão constante e exerce importante influência no valor da flecha total.

- ii) Deformações que independem do carregamento: essas deformações não são função do carregamento imposto e não têm direção definida. São funções da variação de volume causadas por retração e por variação de temperatura.

A retração é o fenômeno caracterizado pela redução do volume da massa de concreto causada principalmente pela evaporação da água contida nos poros do concreto. A presença dessa água livre se deve ao fato de que, em geral, a quantidade de água utilizada na mistura do concreto é maior do que a necessária para as reações de hidratação do cimento.

O efeito da retração numa peça de concreto armado sob flexão caracteriza-se pela contração diferencial das faces do elemento, resultando em flechas. Esta contração diferencial é devida ao fato de que nas regiões onde há armadura, a contração é parcialmente impedida, provocando o abaulamento da peça. O mesmo abaulamento pode ser causado por variações de temperatura. Neste caso, uma face do elemento expande mais do que a outra, por apresentar maior temperatura.

7.2 DEFORMAÇÕES NA FLEXÃO (NBR-6118)

A NBR-6118/80 (item 2.1.2.3) define *estado limite de deformações excessivas* como sendo o “estado em que as deformações ultrapassam os limites aceitáveis para a utilização da estrutura”.

Na verificação dos estados limites de deformações excessivas devem ser consideradas as combinações das ações, as características geométricas das seções, os efeitos da fissuração e da fluência do concreto e os valores limites das flechas. A NBR-6118 prescreve em seu item 4.2.3 que no cálculo das deformações deverão ser levadas em conta a retração e a deformação lenta do concreto.

Segundo a NBR-6118 (item 4.2.3.1), salvo cálculo rigoroso, a determinação das deformações das peças fletidas deverá ser feita considerando-se apenas o *Estádio II* para barras, permitindo-se o *Estádio I* para lajes.

7.2.1 Natureza das Ações

Para a avaliação das deformações nas peças fletidas, devem ser consideradas duas formas diferentes de ações quanto ao tempo de permanência na estrutura: ações de curta duração e ações de longa duração.

7.2.1.1 Ações de curta duração

São ações constituídas pela parcela das ações variáveis que não está inserida na combinação quase-permanente de utilização. Para essas ações, segundo a NBR-6118, (item 4.2.3.1-A), a deformação lenta é nula ou desprezível e o módulo de deformação do concreto deverá ser adotado como sendo o secante:

$$E_c = 0,9.6600\sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad (\text{MPa})$$

7.2.1.2 Ações de longa duração

Correspondem às ações permanentes e às parcelas quase-permanentes das ações variáveis. Para avaliar o efeito da deformação lenta quando atuarem essas ações deve-se avaliar a flecha final logo após o término da construção, como o produto do valor da flecha imediata respectiva pela relação das curvaturas final e inicial na seção de maior momento em valor absoluto, calculada por (item 4.2.3.1-B):

$$\frac{1}{r} = \frac{|\varepsilon_c| + \varepsilon_s}{d}$$

Na relação acima, deve-se tomar ε_c final igual a três vezes o valor de ε_c inicial, com ε_s constante e igual ao seu valor inicial. No caso de ações de longa duração aplicadas seis meses ou mais após a concretagem, ε_c final poderá ser tomado igual a duas vezes o valor inicial.

7.2.2 Flechas em Vigas

As flechas finais que ocorrem nas vigas de concreto são o resultado do somatório de flechas parciais, oriundas de:

- ✓ Flecha imediata para ações de longa duração.
- ✓ Flecha total para ações de longa duração.
- ✓ Flecha imediata para ações de curta duração (flecha suplementar)

Para o item seqüente, adotou-se a seguinte notação:

- a_{il} → flecha elástica imediata para ações de longa duração.
- a_{cl} → flecha devida a fluência para ações de longa duração
- a_{tl} → flecha total para ações de longa duração.
- a_{is} → flecha imediata para ação suplementar.

- a_t → flecha total, considerando todas as ações.
- a_o → contraflecha.

7.2.2.1 Flecha imediata para ações de longa duração

A flecha imediata (a_{il}) ocorre por ocasião da aplicação do carregamento e pode ser obtida a partir da equação da linha elástica do elemento.

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E.I}$$

r – raio de curvatura da linha elástica.
 y – ordenadas da linha elástica.

Integrando-se a equação diferencial anterior obtém-se as flechas da viga fletida. Todavia, o cálculo torna-se muito trabalhoso, sendo então possível empregar tabelas que auxiliam a avaliação dessas flechas:

$$a_{il} = \alpha \cdot \frac{p.l^4}{E_c.I^2} \quad \text{Equação 40}$$

Onde:

a_{il} – flecha elástica imediata.

α – coeficiente que depende do tipo de carregamento e vinculações (valores tabelados).

p – carga uniformemente aplicada.

l – vão teórico da viga.

E_c – módulo de deformação do concreto.

I – momento de inércia da seção transversal.

7.2.2.2 Flecha total para ações de longa duração

A flecha total para ações de longa duração é dada pela soma da respectiva flecha imediata com a parcela decorrente da fluência. Para tensões com valores compreendidos entre 40% e 60% da resistência do concreto à compressão (usuais para o estado limite de utilização), admite-se que o efeito da fluência é proporcional à deformação elástica imediata:

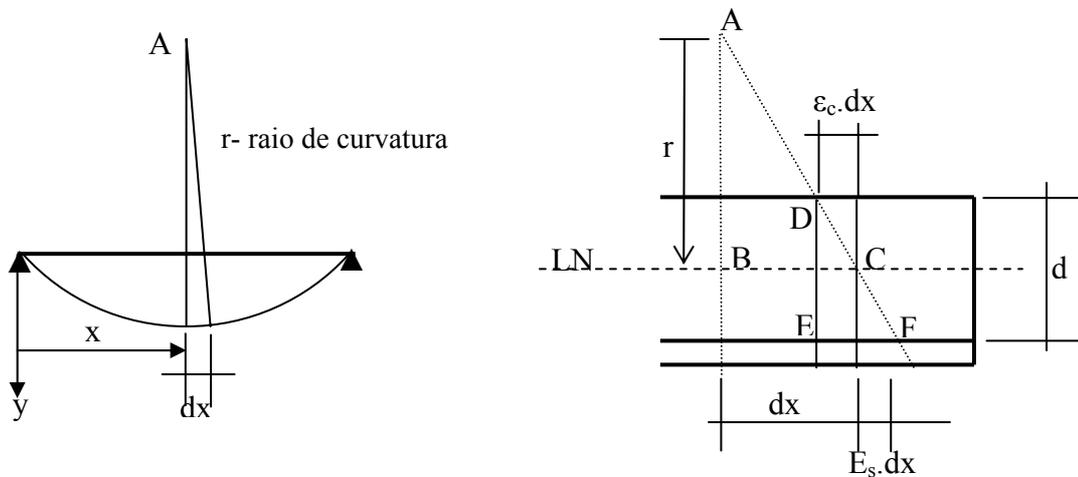
$$a_{tl} = a_{il} + a_{cl} \rightarrow a_{tl} = \beta \cdot a_{il} \quad \text{Equação 41}$$

O coeficiente β deve corrigir apenas a flecha causada pelo carregamento quase-permanente, já que o restante do carregamento, por ser de curta duração, não causa fluência.

Para levar em conta o efeito da deformação lenta, a NBR-6118/80 permite avaliar a flecha final devida às ações de longa duração, como o produto do valor da flecha imediata respectiva, pela relação das curvaturas final $(1/r)_f$ e inicial $(1/r)_i$ da seção de maior momento em valor absoluto. Sendo assim, define-se o coeficiente β :

$$\beta = \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_f}{\left(\frac{1}{r}\right)_i}$$

O raio de curvatura da elástica de uma peça fletida de concreto armado também pode ser expresso em termos de deformações específicas, considerando semelhança dos triângulos ABC e DEF da figura abaixo:



$$\frac{dx}{r} = \frac{\epsilon_c \cdot dx + \epsilon_s \cdot dx}{d} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_s) \cdot dx}{d} \quad ; \quad \frac{1}{r} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_s)}{d}$$

A relação entre as deformações final e inicial no concreto assume valor 3 para cargas aplicadas após a execução da peça e vale 2 no caso da aplicação da carga se dar, pelo menos, seis meses após a concretagem. Sendo o primeiro caso mais comum e admitindo a deformação no aço constante, tem-se:

$$(\epsilon_s)_f = 3 \cdot (\epsilon_c)_i = 3 \cdot \epsilon_c \quad \text{e} \quad (\epsilon_s)_f = (\epsilon_s)_i = \epsilon_s$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_f = \frac{(\epsilon_c)_f + 3 \cdot (\epsilon_s)_f}{d} = \frac{3 \cdot \epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad \text{e} \quad \left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{(\epsilon_c)_i + 3 \cdot (\epsilon_s)_i}{d} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_f}{\left(\frac{1}{r}\right)_i} = \frac{\frac{3 \cdot \epsilon_c + \epsilon_s}{d}}{\frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}} \Rightarrow \beta = \frac{3 \cdot \epsilon_c + \epsilon_s}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

Pelo diagrama de deformações, obtém-se a seguinte relação de compatibilidade:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \cdot \frac{x}{d - x}$$

que substituindo na expressão anterior fornece:

$$\beta = \frac{2 \cdot x + d}{d} \quad \text{Equação 42}$$

O valor de (x) corresponde à posição da linha neutra para a peça em situação de serviço, ou seja, X_1 para o estágio I ou X_e para a peça fissurada em situação intermediária equivalente.

7.2.2.3 Flecha imediata para ações de curta duração

As ações de curta duração são constituídas pela parcela restante das ações variáveis não inseridas na combinação quase-permanente de utilização. Assim, a ação suplementar ($F_{d,sup}$) vale:

$$F_{d,sup} = F_{qk} - \psi_2 \cdot F_{qk} \rightarrow F_{d,sup} = (1 - \psi_2) \cdot F_{qk} \quad \text{Equação 43}$$

O cálculo da flecha imediata relativa a esta parcela segue procedimento análogo ao que foi empregado para ações de longa duração, podendo ser obtida por proporcionalidade:

$$a_{is} = \frac{F_{d,sup}}{F_{d,qp}} \cdot a_{il} \quad \text{Equação 44}$$

a_{is} - flecha imediata para ação suplementar.

a_{il} - flecha imediata para ações de longa duração.

7.2.3 Critérios de Aceitação

Para as estruturas de edifícios, a NBR-6118 recomenda os seguintes valores limites para as flechas em vigas:

i) Atuando todas as ações:

$$a_t = a_{il} + a_{is} \leq \begin{cases} l/300 & \rightarrow \text{Geral} \\ l/150 & \rightarrow \text{Balanços} \end{cases}$$

ii) Ações acidentais (de curta duração):

$$a_{is} \leq \begin{cases} l/500 & \rightarrow \text{Geral} \\ l/250 & \rightarrow \text{Balanços} \end{cases}$$

7.2.4 Providências Cabíveis

Para a limitação das deformações nas peças de concreto armado, destacam-se a seguir alguns procedimentos que podem ser efetivados:

- ✓ Aumento da rigidez do elemento, que no caso de vigas significa diminuir a relação entre vão e altura (l/h);
- ✓ Aumento da área da armadura, que contribui para o acréscimo da rigidez da peça;
- ✓ Sempre que possível, na fase de definição estrutural, evitar sistemas estáticos que permitam (ou facilitem) as rotações dos apoios;
- ✓ Garantir cuidadoso preparo e cura do concreto, de modo a atingir um alto grau de hidratação do cimento e, conseqüentemente, maior módulo de deformação;
- ✓ Evitar o descimbramento prematuro de modo a permitir que o concreto adquira resistência suficiente para que possa receber o carregamento, sem apresentar deformações iniciais excessivas.

Se as medidas anteriores não forem suficientes para evitar deformações excessivas, pode-se adotar o emprego de contraflechas (a_0), que devem ser, pelo menos, igual à flecha imediata para ações de longa duração (a_{il}), porém, não maior do que esta flecha acrescida da metade do valor correspondente à fluência (a_{ci}):

$$a_{il} \leq a_0 \leq a_{il} + \frac{a_{ci}}{2}$$

$$a_{ci} = a_{il} - a_{il} = \beta \cdot a_{il} - a_{il} = (\beta - 1) \cdot a_{il}$$

$$a_{il} + \frac{a_{ci}}{2} = a_{il} + \frac{(\beta - 1) \cdot a_{il}}{2} = a_{il} \cdot \left(\frac{1 + \beta}{2} \right)$$

Então:

$$a_{il} \leq a_0 \leq a_{il} \cdot \left(\frac{1 + \beta}{2} \right)$$

Dessa forma:

$$a_t - a_0 = a_{il} + a_{is} - a_0 \leq \begin{cases} l/300 & \rightarrow \text{Geral} \\ l/150 & \rightarrow \text{Balanços} \end{cases}$$

7.3 AVALIAÇÃO DE FLECHAS EM VIGAS (NB1-99)

Para a verificação do estado limite de deformações excessivas, a NB1-99 define que devem ser consideradas as *combinações quase-permanentes* de utilização (item 12.5.2.1).

Para a NB1-99 (item 17.2) o cálculo de flechas em vigas de concreto armado deve ser desenvolvido com base nos seguintes critérios:

- ✓ É permitido admitir o concreto e o aço como materiais de comportamento elástico linear, de tal maneira que as seções ao longo da peça podem ter suas deformações específicas determinadas no *estádio I*, desde que seus esforços não superem aquele que dá início à fissuração, e no *estádio II* quando o ultrapassarem.
- ✓ Deve-se utilizar para o cálculo o módulo de deformação secante (item 7.1.8) para o concreto:

$$E_{cs} = 0,85.5600.\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa})$$

- ✓ É obrigatória a consideração do efeito da fluência no cálculo das flechas.

7.3.1 Avaliação da Flecha Imediata

Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada a seguir:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_0 + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_2 \right\} \leq E_c \cdot I_0 \quad \text{Equação 45}$$

Onde:

I_0 – momento de inércia da seção bruta de concreto.

I_2 – momento de inércia da seção no estágio II.

M_a – momento fletor na seção crítica do vão considerado (momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços).

E_{cs} – módulo de deformação secante do concreto (item 7.1.2).

$$M_r = \frac{f_{cm} \cdot I_0}{y_t} \quad \text{Equação 46}$$

M_r – momento de fissuração da peça. Para barras lisas, deve ser reduzido à metade.

y_t – distância do CG à fibra mais tracionada.

7.3.2 Avaliação da Flecha Diferida no Tempo

A flecha adicional diferida (a_{cl}), decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, poderá ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f :

$$a_{cl} = \alpha_f \cdot a_{il}$$

Equação 47

Onde:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \rightarrow \text{o valor de } \rho' \text{ será ponderado no vão de maneira análoga ao cálculo de } I_{eq}.$$

A'_s – área da armadura de compressão no trecho considerado.

ξ - coeficiente função da duração da carga, sendo $\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$.

$$\xi(t) = \begin{cases} 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} & \rightarrow \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \\ 2 & \rightarrow \text{para } t > 70 \text{ meses} \end{cases}$$

t – tempo, em meses, em que se deseja o valor da flecha diferida.

t_0 – idade, em meses, em que se aplicou a carga de longa duração.

Se as parcelas de cargas de longa duração forem adotadas em idades variadas, t_0 deve ser adotado como sendo:

$$t_0 = \frac{\sum P_i \cdot t_{0i}}{\sum P_i}$$

P_i – parcelas de carga.

T_{0i} – idade, em meses, em que se aplicou cada parcela i de carga.

Assim, o valor da flecha total será $(1 + \alpha_f)$ vezes a flecha imediata:

$$a_{tl} = (1 + \alpha_f) \cdot a_{il}$$

Equação 48

7.3.2 Critérios de Aceitação

A NB1-99, em seu item 13.2, define deslocamentos limites como sendo valores práticos utilizados para verificação do estado limite de deformações excessivas da estrutura, afirmando que deslocamentos excessivos dos elementos estruturais podem ser indesejáveis por diversos motivos. Esses motivos são classificados em quatro grupos básicos:

- a) *Aceitabilidade sensorial*: deslocamentos excessivos podem ser responsáveis por sensações desagradáveis para os usuários da estrutura.

- b) *Estrutura em serviço*: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção.
- c) *Efeitos em elementos não estruturais*: deslocamentos podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados.
- d) *Efeitos em elementos estruturais*: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se forem relevantes para o elemento considerado, o efeito dos deslocamentos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados pela sua incorporação ao modelo estrutural adotado.

8. BIBLIOGRAFIA

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). ACI 318: *Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, Michigan.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR-6118: *Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro. 53p.
- ____ (1985). NBR-7480: *Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado*. Rio de Janeiro. 13p.
- ____ (1984). NBR-8681: *Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro. 21p.
- ____ (1989). NBR-7197: *Projeto de estruturas de concreto protendido*. Rio de Janeiro. 71p.
- MacGREGOR, James G. (1992). *Reinforced concrete: Mechanics and design*. 2.ed. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall. 848p.
- PINHEIRO, Libânio M. (1997). *Estados limites de utilização*. São Carlos, EESC-USP
- ARAÚJO, José Milton de (1999). *Curso de concreto armado*. 1.ed. Rio Grande, Editora Dunas. v.3.
- CARVALHO, R. C. (2001). *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. 1.ed. São Carlos, Editora da UFSCar.
- SÁNCHEZ, Emil. (1999). *Nova normalização brasileira para o concreto estrutural*. 1.ed. Rio de Janeiro, Editora Interciência Ltda.
- BRANSON, D. E. (1968). *Procedures for computing deflections*. ACI Journal, 65. New York, setembro.
- GHALI, A. & FAVRE, R. (1986). *Concrete structures: stresses and deformations*. Londres, Chapman & Hall.