

BASES PARA CÁLCULO

6.1 ESTADOS LIMITES

As estruturas de concreto armado devem ser projetadas de modo que apresentem segurança satisfatória. Esta segurança está condicionada à verificação dos estados limites, que são situações em que a estrutura apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção, ou seja, são estados em que a estrutura se encontra imprópria para o uso. Os estados limites podem ser classificados em *estados limites últimos* ou *estados limites de serviço*, conforme sejam referidos à situação de *ruína* ou de uso em *serviço*, respectivamente. Assim, a segurança pode ser diferenciada com relação à capacidade de carga e à capacidade de utilização da estrutura.

6.1.1 Estados Limites Últimos

São aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção. São exemplos:

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento;
- b) Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;
- c) Escoamento excessivo da armadura: $\varepsilon_s > 1,0\%$;
- d) Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;
- e) Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;
- f) Flambagem;
- g) Instabilidade dinâmica – ressonância;
- h) Fadiga – cargas repetitivas.

6.1.2 Estados Limites de Serviço

São aqueles que correspondem a condições precárias em serviço. Sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade. Podem ser citados como exemplos:

- a) Danos estruturais localizados que comprometem a estética ou a durabilidade da estrutura – fissuração;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou o seu aspecto estético – flechas;
- c) Vibrações excessivas que causem desconforto a pessoas ou danos a equipamentos sensíveis.

6.2 AÇÕES

Ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Na prática, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações, sendo as forças chamadas de *ações diretas* e as deformações, *ações indiretas*.

6.2.1 Classificação

As ações que atuam nas estruturas podem ser classificadas, segundo sua variabilidade com o tempo, em *permanentes*, *variáveis* e *excepcionais*.

a) Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou com pequena variação em torno da média, durante praticamente toda a vida da construção.

Elas podem ser subdivididas em *ações permanentes diretas* – peso próprio da estrutura ou de elementos construtivos permanentes (paredes, pisos e

revestimentos, por exemplo), peso dos equipamentos fixos, empuxos de terra não-removíveis etc. – e *ações permanentes indiretas* – retração, recalques de apoio, protensão.

Em alguns casos particulares, como reservatórios e piscinas, o empuxo de água pode ser considerado uma ação permanente direta.

b) Ações variáveis

São aquelas cujos valores têm variação significativa em torno da média, durante a vida da construção. Podem ser fixas ou móveis, estáticas ou dinâmicas, pouco variáveis ou muito variáveis. São exemplos: cargas de uso (pessoas, mobiliário, veículos etc.) e seus efeitos (frenagem, impacto, força centrífuga), vento, variação de temperatura, empuxos de água, alguns casos de abalo sísmico etc.

c) Ações excepcionais

Correspondem a ações de duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas. São, por exemplo, as ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou abalos sísmicos excepcionais.

6.3 VALORES REPRESENTATIVOS

No cálculo dos esforços solicitantes, devem ser identificadas e quantificadas todas as ações passíveis de atuar durante a vida da estrutura e capazes de produzir efeitos significativos no comportamento da estrutura.

6.3.1 Para Estados Limites Últimos

Com vistas aos estados limites últimos, as ações podem ser quantificadas por seus valores representativos, que podem ser *valores característicos*, *valores característicos nominais*, *valores reduzidos de combinação* e *valores convencionais excepcionais*.

a) Valores característicos (F_k)

Os *valores característicos* quantificam as ações cuja variabilidade no tempo pode ser adequadamente expressa através de distribuições de probabilidade.

Os valores característicos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis na estrutura correspondem ao quantil de 95% da respectiva distribuição de probabilidade (valor característico superior – $F_{k, sup}$). Para as ações permanentes favoráveis, os valores característicos correspondem ao quantil de 5% de suas distribuições (valor característico inferior – $F_{k, inf}$).

Para as ações variáveis, os valores característicos correspondem a valores que têm probabilidade entre 25% e 35% de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. As ações variáveis que produzam efeitos favoráveis não são consideradas.

b) Valores característicos nominais

Os *valores característicos nominais* quantificam as ações cuja variabilidade no tempo não pode ser adequadamente expressa através de distribuições de probabilidade.

Para as ações com baixa variabilidade, com valores característicos superior e inferior diferindo muito pouco entre si, adotam-se como característicos os valores médios das respectivas distribuições.

c) Valores reduzidos de combinação

Os *valores reduzidos de combinação* são empregados quando existem ações variáveis de naturezas distintas, com possibilidade de ocorrência simultânea. Esses valores são determinados a partir dos valores característicos através da expressão $\psi_0 F_k$. O coeficiente de combinação ψ_0 leva em conta o fato de que é muito pouco provável que essas ações variáveis ocorram simultaneamente com seus valores característicos.

d) Valores convencionais excepcionais

São os valores arbitrados para as ações excepcionais. Em geral, esses valores são estabelecidos através de acordo entre o proprietário da construção e as autoridades governamentais que nela tenham interesse.

6.3.2 Para Estados Limites de Serviço

Com vistas aos estados limites de serviço, os valores representativos das ações podem ser *valores reduzidos de utilização* e *valores raros de utilização*.

a) Valores reduzidos de utilização

Os *valores reduzidos de utilização* são determinados a partir dos valores característicos, multiplicando-os por coeficientes de redução. Distinguem-se os *valores freqüentes* $\psi_1 F_k$ e os *valores quase-permanentes* $\psi_2 F_k$ das ações variáveis.

Os valores freqüentes decorrem de ações variáveis que se repetem muitas vezes (ou atuam por mais de 5% da vida da construção). Os valores quase-permanentes, por sua vez, decorrem de ações variáveis de longa duração (podem atuar em pelo menos metade da vida da construção, como, por exemplo, a fluência).

b) Valores raros de utilização

São valores representativos de ações que atuam com duração muito curta sobre a estrutura (no máximo algumas horas durante a vida da construção, como, por exemplo, um abalo sísmico).

6.4 TIPOS DE CARREGAMENTO

Entende-se por *tipo de carregamento* o conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um determinado período de tempo pré-estabelecido. Pode ser de longa duração ou transitório, conforme seu tempo de duração.

Em cada tipo de carregamento, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações quantas forem necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites (últimos e de serviço).

Pode-se distinguir os seguintes tipos de carregamento, passíveis de ocorrer durante a vida da construção: *carregamento normal*, *carregamento especial*, *carregamento excepcional* e *carregamento de construção*.

6.4.1 Carregamento Normal

O *carregamento normal* decorre do uso previsto para a construção, podendo-se admitir que tenha duração igual à vida da estrutura. Este tipo de carregamento deve ser considerado tanto na verificação de estados limites últimos quanto nos de serviço.

Um exemplo deste tipo de carregamento é dado pela consideração, em conjunto, das ações permanentes e variáveis ($g + q$).

6.4.2 Carregamento Especial

O *carregamento especial* é transitório e de duração muito pequena em relação à vida da estrutura, sendo, em geral, considerado apenas na verificação de estados limites últimos. Este tipo de carregamento decorre de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos superam os do carregamento normal. O vento é um exemplo de carregamento especial.

6.4.3 Carregamento Excepcional

O *carregamento excepcional* decorre da atuação de ações excepcionais, sendo, portanto, de duração extremamente curta e capaz de produzir efeitos catastróficos. Este tipo de carregamento deve ser considerado apenas na verificação de estados limites últimos e para determinados tipos de construção, para as quais não possam ser tomadas, ainda na fase de concepção estrutural, medidas que anulem ou atenuem os efeitos.

6.4.4 Carregamento de Construção

O *carregamento de construção* é transitório, pois, como a própria denominação indica, refere-se à fase de construção, sendo considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites já na fase executiva. Devem ser estabelecidas tantas combinações quantas forem necessárias para a verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites que são de se temer durante a fase de construção. Como exemplo, tem-se: cimbramento e descimbramento.

6.5 SEGURANÇA

Uma estrutura apresenta segurança se tiver condições de suportar todas as ações possíveis de ocorrer, durante sua vida útil, sem atingir um estado limite.

6.5.1 Métodos Probabilísticos

Os métodos probabilísticos para verificação da segurança são baseados na probabilidade de ruína, conforme indica a **Figura 6.1**.

O valor da probabilidade de ruína (p) é fixado pelas normas e embutido nos parâmetros especificados, levando em consideração aspectos técnicos, políticos, éticos e econômicos. Por questão de economia, em geral, adota-se $p > 0,1 \cdot 10^{-6}$.

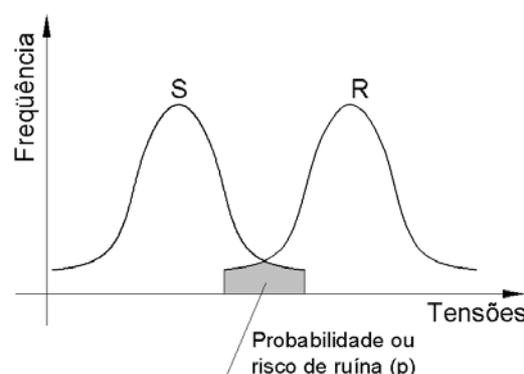


Figura 6.1 – Esquema dos métodos probabilísticos

6.5.2 Método Semi-probabilístico

No método semi-probabilístico, continua-se com números empíricos, baseados na tradição, mas se introduzem dados estatísticos e conceitos probabilísticos, na medida do possível. É o melhor que se tem condições de aplicar atualmente, sendo uma situação transitória, até se conseguir maior aproximação com o método probabilístico puro.

Sendo R_k e S_k os valores característicos da resistência e da solitação, respectivamente, e R_d e S_d os seus valores de cálculo, o método pode ser representado pelo esquema da **Figura 6.2**.

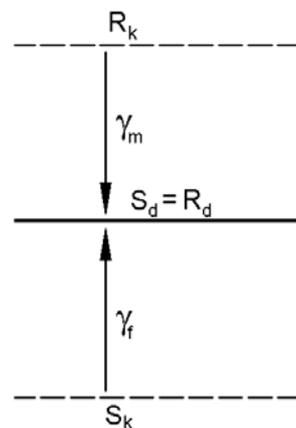


Figura 6.2 – Esquema do método dos coeficientes parciais (semi-probabilístico)

A idéia básica é:

- Majorar ações e esforços solicitantes (valores representativos das ações), resultando nas ações e solicitações de cálculo, de forma que a probabilidade desses valores serem ultrapassados é pequena;
- Reduzir os valores característicos das resistências (f_k), resultando nas resistências de cálculo, com pequena probabilidade dos valores reais atingirem esse patamar;
- Equacionar a situação de ruína, fazendo com que o esforço solicitante de cálculo seja igual à resistência de cálculo.

Os coeficientes de majoração das ações e das solicitações são representados por γ_f . Os coeficientes de minoração das resistências são indicados por γ_m , sendo γ_c para o concreto e γ_s para o aço.

6.6 ESTÁDIOS

O procedimento para se caracterizar o desempenho de uma seção de concreto consiste em aplicar um carregamento, que se inicia do zero e vai até a ruptura. Às diversas fases pelas quais passa a seção de concreto, ao longo desse carregamento, dá-se o nome de estádios. Distinguem-se basicamente três fases distintas: **estádio I**, **estádio II** e **estádio III**.

6.6.1 Estádio I

Esta fase corresponde ao início do carregamento. As tensões normais que surgem são de baixa magnitude e dessa forma o concreto consegue resistir às tensões de tração. Tem-se um diagrama linear de tensões, ao longo da seção transversal da peça, sendo válida a lei de Hooke (**Figura 6.3**).

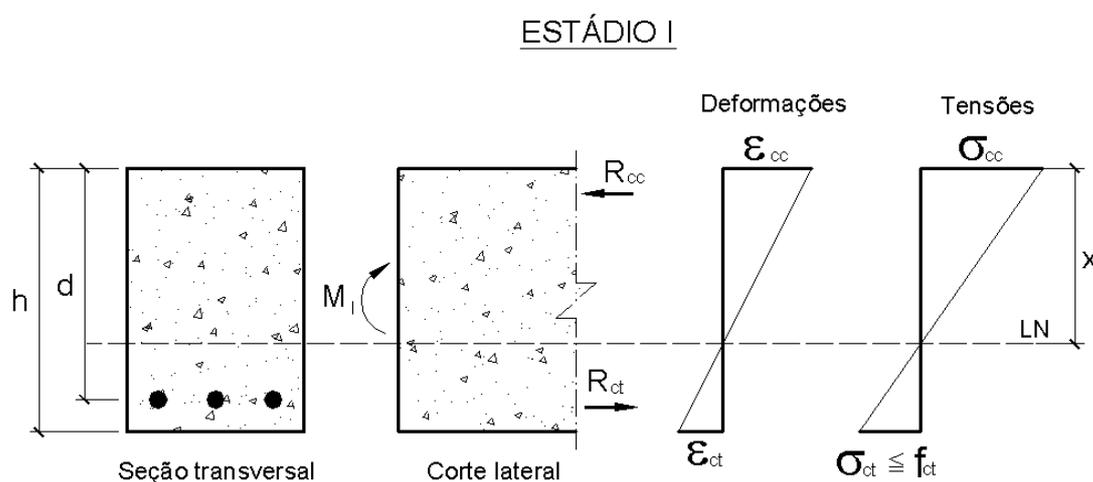


Figura 6.3 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)

Levando-se em consideração a baixa resistência do concreto à tração, se comparada com a resistência à compressão, percebe-se a inviabilidade de um possível dimensionamento neste estágio.

É no estágio I que é feito o cálculo do momento de fissuração, que separa o estágio I do estágio II. Conhecido o momento de fissuração, é possível calcular a armadura mínima, de modo que esta seja capaz de absorver, com adequada segurança, as tensões causadas por um momento fletor de mesma magnitude.

Portanto, o estágio I termina quando a seção fissura.

6.6.2 Estádio II

Neste nível de carregamento, o concreto não mais resiste à tração e a seção se encontra fissurada na região de tração. A contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada. No entanto, a parte comprimida ainda mantém um diagrama linear de tensões, permanecendo válida a lei de Hooke (**Figura 6.4**).

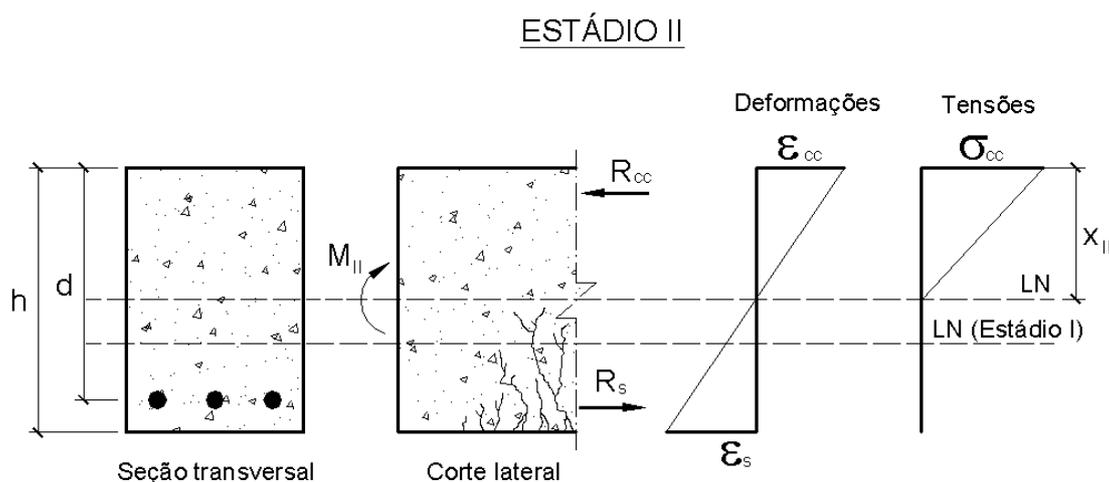


Figura 6.4 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)

Basicamente, o estágio II serve para a verificação da peça em serviço. Como exemplos, citam-se o estado limite de abertura de fissuras e o estado limite de deformações excessivas.

Com a evolução do carregamento, as fissuras caminham no sentido da borda comprimida, a linha neutra também e a tensão na armadura cresce, podendo atingir o escoamento ou não.

O estágio II termina com o início da plastificação do concreto comprimido.

6.6.3 Estádio III

No estágio III, a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura (**Figura 6.5**). Admite-se que o diagrama de tensões seja da forma parabólico-retangular, também conhecido como diagrama parábola-retângulo.

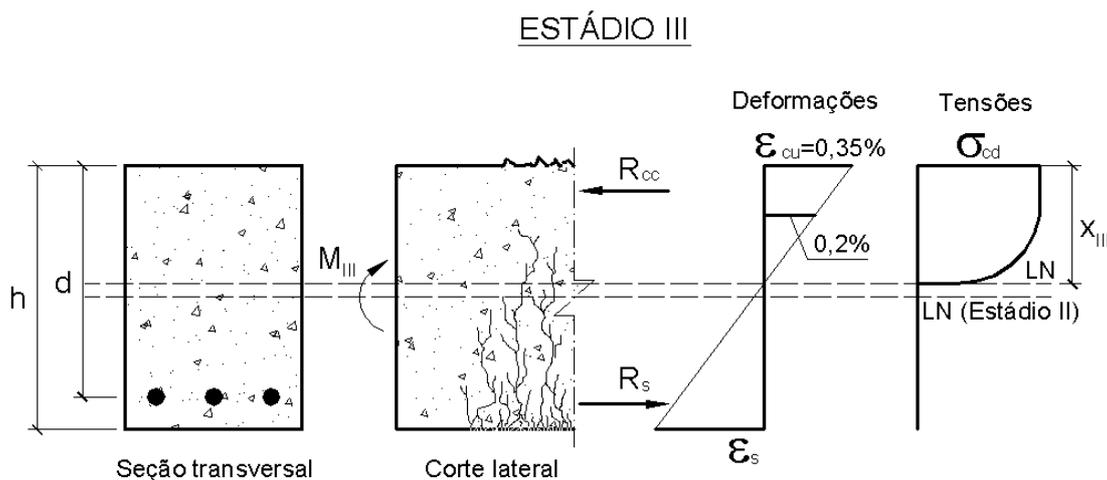


Figura 6.5 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)

A Norma Brasileira permite, para efeito de cálculo, que se trabalhe com um diagrama retangular equivalente (**Figura 6.6**). A resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra devem ser aproximadamente os mesmos para os dois diagramas.

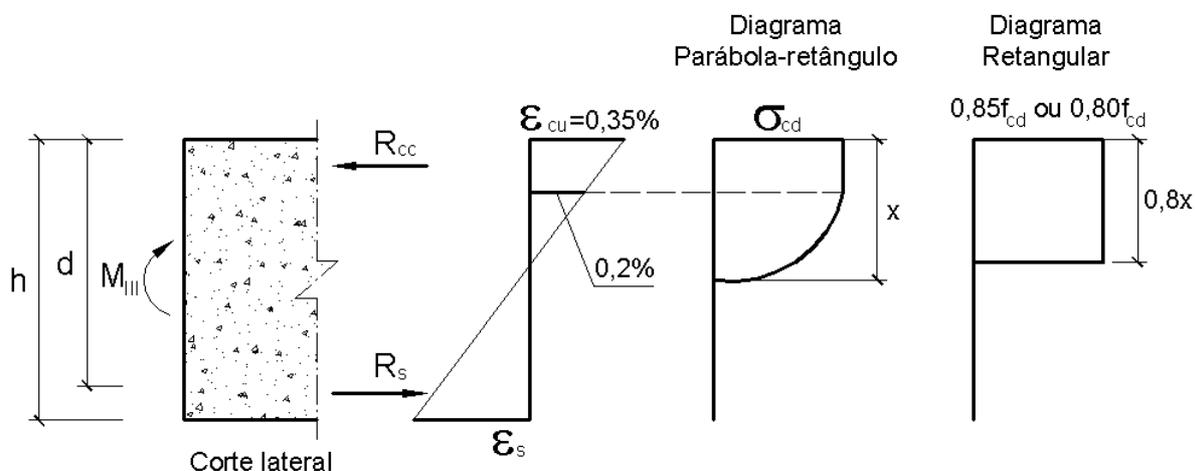


Figura 6.6 – Diagrama retangular

É no estágio III que é feito o dimensionamento, situação em que denomina “cálculo na ruptura” ou “cálculo no estágio III”.

6.6.4 Diagramas de Tensão

O diagrama parábola-retângulo (**Figura 6.5**) é formado por um trecho retangular, para deformação de compressão variando de 0,2% até 0,35%, com tensão de compressão igual a $0,85f_{cd}$, e um trecho no qual a tensão varia segundo uma parábola do segundo grau.

O diagrama retangular (**Figura 6.6**) também é permitido pela NBR 6118. A altura do diagrama é igual a $0,8x$. A tensão é $0,85f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida, e $0,80f_{cd}$ no caso contrário.

6.7 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO NA RUÍNA

São situações em que pelo menos um dos materiais – o aço ou o concreto – atinge o seu limite de deformação:

- **alongamento último do aço ($\epsilon_{cu} = 1,0\%$)**
- **encurtamento último do concreto ($\epsilon_{cu} = 0,35\%$ na flexão e $\epsilon_{cu} = 0,2\%$ na compressão simples).**

O primeiro caso é denominado ***ruína por deformação plástica excessiva do aço***, e o segundo, ***ruína por ruptura do concreto***. Ambos serão estudados nos itens seguintes e referem-se a uma seção como a indicada na **Figura 6.7**.

No início, algumas considerações devem ser ressaltadas. A primeira refere-se à perfeita aderência entre o aço e o concreto. A segunda diz respeito à *Hipótese de Bernoulli*, de que seções planas permanecem planas durante sua deformação. A terceira está relacionada à nomenclatura: quando mencionada a flexão, sem que se especifique qual delas – simples ou composta –, entende-se que pode ser tanto uma quanto a outra.

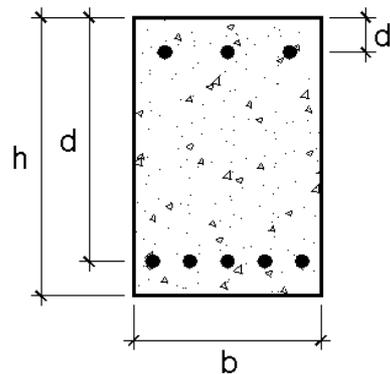


Figura 6.7 – Seção retangular com armadura dupla

6.7.1 Ruína por Deformação Plástica Excessiva

Para que o aço atinja seu alongamento máximo, é necessário que a seção seja solicitada por tensões de tração capazes de produzir na armadura A_s uma deformação específica de 1% ($\epsilon_s = 1\%$). Essas tensões podem ser provocadas por esforços tais como:

- **Tração (uniforme ou não-uniforme)**
- **Flexão (simples ou composta)**

Considere-se a **Figura 6.8**. Nela se encontram, à esquerda, uma vista lateral da peça de seção indicada anteriormente (**Figura 6.7**), e à direita, o diagrama em que serão marcadas as deformações específicas.

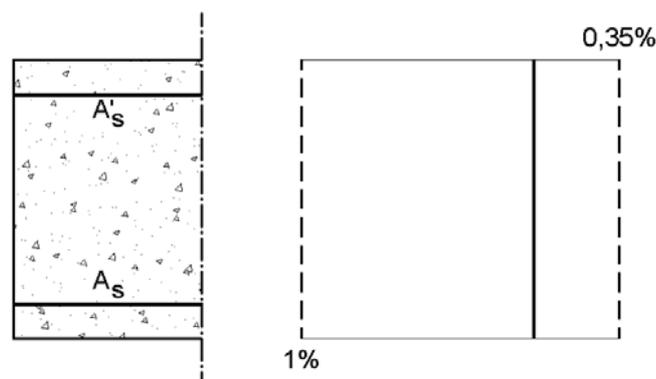


Figura 6.8 – Vista lateral da peça e limites das deformações

Nesse diagrama, a linha tracejada à esquerda corresponde ao alongamento máximo de 1% – limite do aço –, e a linha tracejada à direita, ao encurtamento máximo do concreto na flexão: 0,35%. A linha cheia corresponde à deformação nula, ou seja, separa as deformações de alongamento e as de encurtamento.

a) Reta a

A linha correspondente ao alongamento constante e igual a 1% é denominada **reta a** (indicada também na **Figura 6.9**). Ela pode ser decorrente de tração simples, se as áreas de armadura A_S e A'_S forem iguais, ou de uma tração excêntrica em que a diferença entre A_S e A'_S seja tal que garanta o alongamento uniforme da seção.

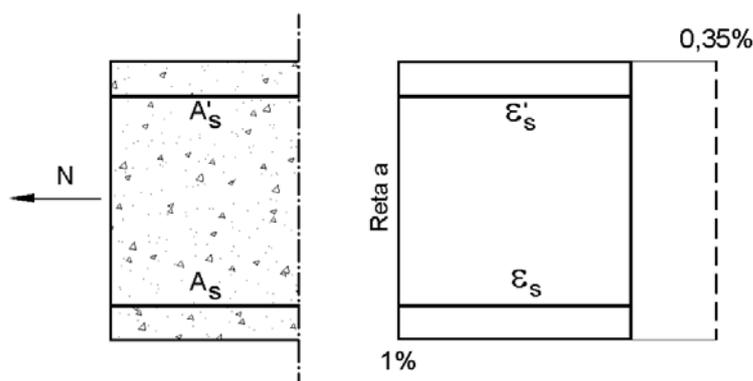


Figura 6.9 – Alongamento de 1% – Reta a

Para a notação ora utilizada, a posição da linha neutra é indicada pela distância x até a borda superior da seção, sendo esta distância considerada positiva quando a linha neutra estiver abaixo da borda superior, e negativa no caso contrário.

Como para a **reta a** não há pontos de deformação nula, considera-se que x tenda para $-\infty$.

b) Domínio 1

Para diagramas de deformação em que ainda se tenha tração em toda a seção, mas não-uniforme, com $\varepsilon_s = 1\%$ na armadura A_s e deformações na borda superior variando entre 1% e zero, tem-se os diagramas de deformação num intervalo denominado **domínio 1** (Figura 6.10). Neste caso a posição x da linha neutra varia entre $-\infty$ e **zero**. O domínio 1 corresponde a **tração excêntrica**.

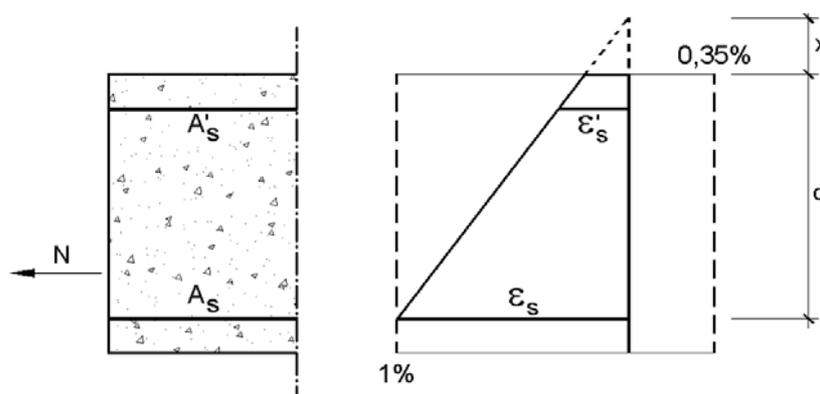


Figura 6.10 – Domínio 1

c) Domínio 2

O **domínio 2** corresponde a alongamento $\varepsilon_s = 1\%$ e compressão na borda superior, com ε_c variando entre **zero** e **0,35%** (Figura 6.11). Neste caso a linha neutra já se encontra dentro da seção, correspondendo a flexão simples ou a flexão composta, com força normal de tração ou de compressão. O domínio 2 é o último caso em que a ruína ocorre com deformação plástica excessiva da armadura.

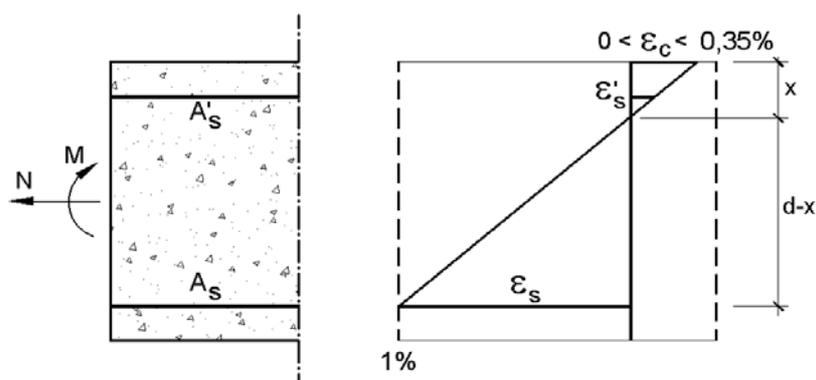


Figura 6.11 – Domínio 2

6.7.2 Ruína por Ruptura do Concreto na Flexão

De agora em diante, serão considerados os casos em que a ruína ocorre por ruptura do concreto comprimido.

Como já foi visto, denomina-se flexão a qualquer estado de solicitações normais em que se tenha a linha neutra dentro da seção. Na flexão, a ruptura ocorre com deformação específica de 0,35% na borda comprimida.

a) Domínio 3

No **domínio 3**, a deformação $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ na borda comprimida e ϵ_s varia entre 1% e ϵ_{yd} (Figura 6.12), ou seja, o concreto encontra-se na ruptura e o aço tracionado em escoamento. Nessas condições, a seção é denominada **subarmada**. Tanto o concreto como o aço trabalham com suas resistências de cálculo. Portanto, há o aproveitamento máximo dos dois materiais. A ruína ocorre com aviso, pois a peça apresenta deslocamentos visíveis e intensa fissuração.

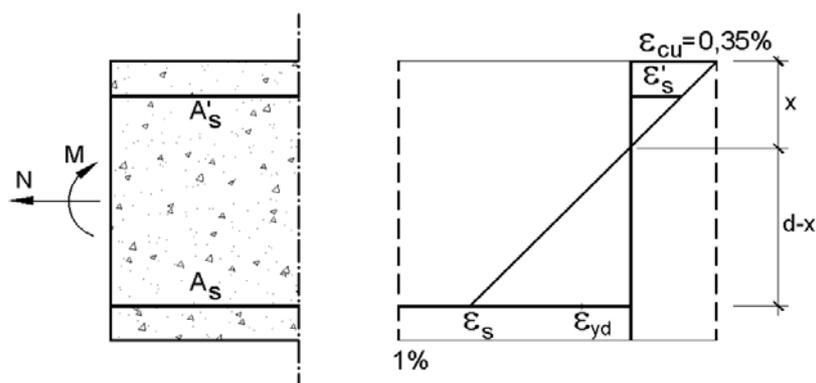


Figura 6.12 – Domínio 3

b) Domínio 4

No **domínio 4**, permanece a deformação $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ na borda comprimida e ϵ_s varia entre ϵ_{yd} e **zero** (Figura 6.13), ou seja, o concreto encontra-se na ruptura, mas o aço tracionado não atinge o escoamento.

Portanto, ele é mal aproveitado. Neste caso, a seção é denominada **superarmada**. A ruína ocorre sem aviso, pois os deslocamentos são pequenos e há pouca fissuração.

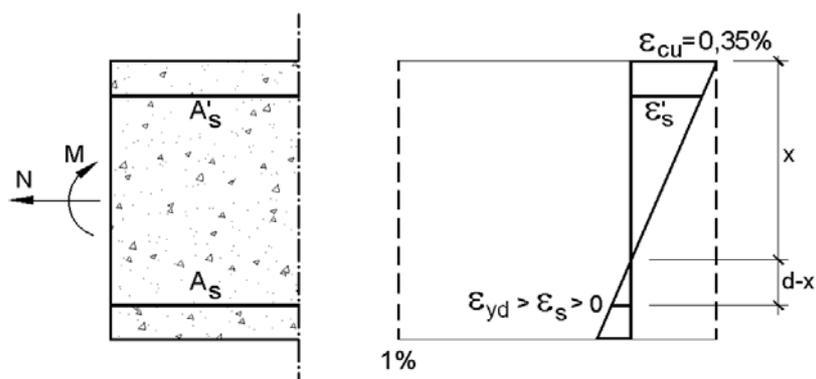


Figura 6.13 – Domínio 4 ($\epsilon_{yd} > \epsilon_s > 0$)

c) Domínio 4a

No **domínio 4a** (Figura 6.14), as duas armaduras são comprimidas. A ruína ainda ocorre com $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ na borda comprimida. A deformação na armadura A_s é muito pequena, e portanto essa armadura é muito mal aproveitada. A linha neutra encontra-se entre d e h . Esta situação só é possível na flexo-compressão.

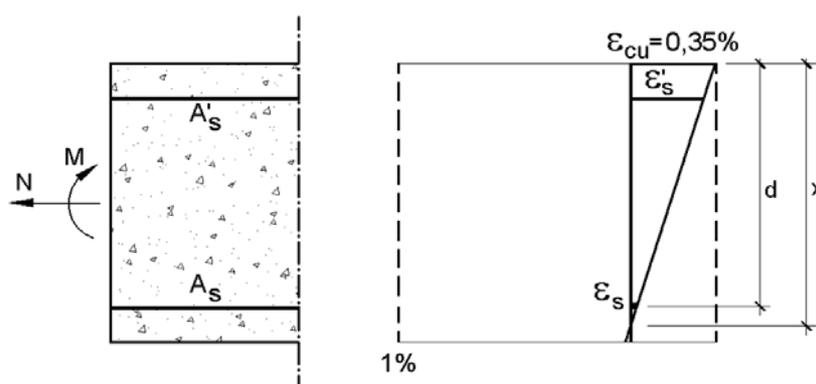


Figura 6.14 – Domínio 4a

6.7.3 Ruína de Seção Inteiramente Comprimida

Os dois últimos casos de deformações na ruína, **domínio 5** e a **reta b**, encontram-se nas Figuras 6.15 e 6.16, respectivamente.

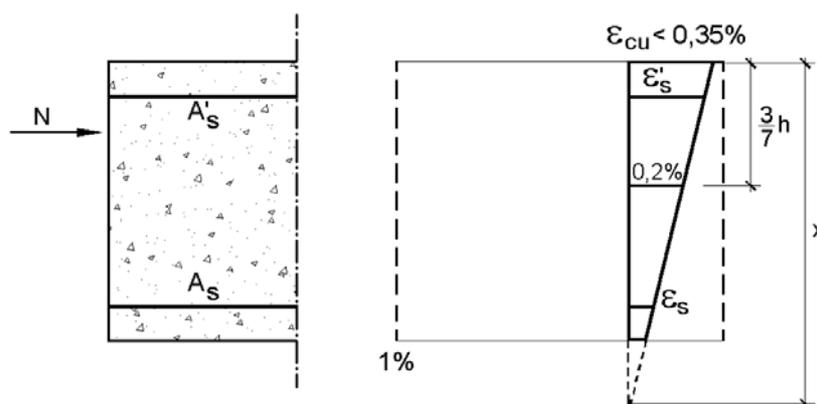


Figura 6.15 – Domínio 5

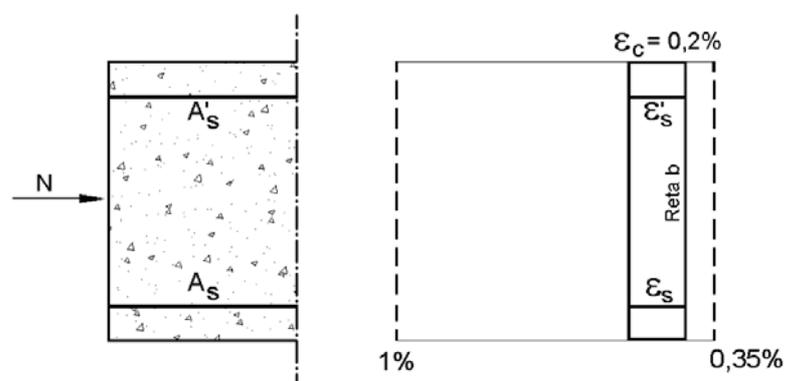


Figura 6.16 – Reta b

a) Domínio 5

No **domínio 5** tem-se a seção inteiramente comprimida ($x > h$), com ε_c constante e igual a 0,2% na linha distante $3/7 h$ da borda mais comprimida (**Figura 6.15**). Na borda mais comprimida, ε_{cu} varia de 0,35% a 0,2%. O domínio 5 só é possível na compressão excêntrica.

b) Reta b

Na **reta b** tem-se deformação uniforme de compressão, com encurtamento igual a 0,2% (**Figura 6.16**).

Neste caso, x tende para $+\infty$.

