



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Engenharia de Estruturas

Fundamentos do Concreto Protendido

E-Book de apoio para o
Curso de Engenharia Civil



João Bento de Hanai

São Carlos, 2005

LABORATÓRIO DE ESTRUTURAS
Fundado por Dante Martinelli em 1957





UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Engenharia de Estruturas



Fundamentos do Concreto Protendido

E-Book de apoio para o
Curso de Engenharia Civil

João Bento de Hanai

Professor Titular
Departamento de Engenharia de
Estruturas

São Carlos, 2005

Apresentação

Mensagem ao Leitor

O objetivo desta publicação é dar suporte às disciplinas que tratam do Concreto Protendido junto aos cursos de Engenharia Civil.

Pretende-se que o aluno desenvolva a capacidade de entendimento do comportamento geral e dos mecanismos resistentes do concreto protendido, e que isto se torne a base conceitual para projeto, execução e manutenção de obras. Nada mais natural e importante, porque a Tecnologia do Concreto Protendido foi elaborada e continua se desenvolvendo pela engenhosidade dos projetistas e construtores, e se consolida pelo incremento do conhecimento científico e pela experiência acumulada nas realizações.

Procura-se desmitificar o assunto, demonstrando-se que a concepção básica é, na verdade, muito simples e lógica. A partir dela, desenvolve-se a metodologia de dimensionamento e verificação da segurança de elementos estruturais de acordo com as normas brasileiras. O concreto protendido é tratado como uma das formas de concreto estrutural, que abrange o concreto simples, o armado e o protendido, conforme a NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto/2003, a NBR 14931 Execução de Estruturas de Concreto/2004 e outras normas correlatas.

Busca-se também oferecer informações tecnológicas sobre o campo de aplicação do concreto protendido, descrevendo diversos exemplos e demonstrando as vantagens e inconvenientes de seu uso.

Os Dez Mandamentos do Engenheiro de Concreto Protendido

Esta seção é baseada em texto elaborado pelo Engenheiro Antonio Carlos Reis Laranjeiras, Professor Emérito da Universidade Federal da Bahia, que comenta a reedição da primeira edição (1955) do livro do Prof. Fritz Leonhardt, "Spannbeton fuer die Praxis", a maior obra já escrita sobre o Concreto Protendido e suas mais diversas aplicações. Nessa edição, Leonhardt introduziu um sábio e desde então famoso decálogo dirigido aos engenheiros (de estruturas) de concreto protendido.

Segundo Laranjeiras, apesar de publicados pela primeira vez há mais de 50 anos, os conselhos de Leonhardt permanecem atuais, merecendo dos que projetam e constroem obras de concreto protendido, não apenas uma simples leitura, mas sim atenta análise e nunca demais renovadas reflexões. Segue o texto traduzido por Laranjeiras:

Ao projetar:

1º - Protender significa comprimir o concreto. A compressão estabelece-se apenas onde o encurtamento é possível. Cuide para que sua estrutura possa encurtar-se na direção da protensão.

2º - Em cada mudança de direção do cabo de protensão, surgem forças internas radiais ao aplicar a protensão. Mudanças de direção do eixo das peças geram, por sua vez, forças internas de desvio. Pense nisso ao proceder a análise e o dimensionamento.

3º - As altas tensões admissíveis à compressão do concreto não devem ser incondicionalmente utilizadas! Escolha a seção transversal de concreto adequada a acomodar os cabos de protensão, de modo a permitir sua boa concretagem, do contrário não se consegue na obra executar o concreto de consistência seca a ser vibrado, necessário ao concreto protendido.

4º - Evite tensões de tração sob peso próprio e desconfie da resistência à tração do concreto.

5º - Disponha armadura passiva de preferência na direção transversal à da protensão e especialmente nas regiões de introdução das forças de protensão.

Ao construir:

6º - O aço de protensão é mais resistente do que o comum e sensível à corrosão, moissas, dobras e aquecimento. Manipule-o com cuidado. Assente os cabos de protensão com exatidão, impermeáveis e indeslocáveis, para não ser penalizado pelo atrito.

7º - Planeje seu programa de concretagem de modo que todo o concreto possa ser bem vibrado, e que as deformações do escoramento não provoquem fissuras no concreto ainda jovem. Execute a concretagem com o maior cuidado, senão as falhas de concretagem se vingarão por ocasião da protensão.

8º - Teste a mobilidade da estrutura ao encurtamento na direção da protensão, antes de sua aplicação.

9º - Aplique protensão prematuramente em peças longas, mas apenas parcialmente, de modo a obter moderadas tensões de compressão, capazes de evitar fissuras de retração e temperatura. Só aplique a força total de protensão quando o concreto apresentar resistência suficiente. As solicitações mais desfavoráveis no concreto têm lugar, geralmente, por ocasião da protensão. Execute a protensão sob controle contínuo dos alongamentos e da força aplicada. Preencha cuidadosamente o protocolo de protensão!

10º - Só aplique a protensão após controle de sua exequibilidade e sob estrita observância das Normas de Procedimento.

Se o leitor ainda não estiver familiarizado com a Tecnologia do Concreto Protendido, os dez mandamentos não serão – compreensivelmente – entendidos por completo. Porém, se ao final do estudo dos Fundamentos do Concreto Protendido conseguir entender todo o significado deles, então estará preparado para cumpri-los.

São Carlos, 15 de março de 2005

João Bento de Hanai
Professor Titular da Escola de Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo

Conteúdo

Capítulo 1: Conceituação inicial

- 1.1 - O que se entende por protensão?, p.1
- 1.2- A protensão aplicada ao concreto, p.3
- 1.3- Ilustração numérica, p.11
- 1.4- Algumas definições básicas, p.17
- 1.5- Aspectos sobre as diferenças tecnológicas entre concreto armado e protendido, p.19
- 1.6- Sugestões de estudos, p.20

Capítulo 2: *Materiais e sistemas de protensão*

- 2.1- Concreto, p.21
- 2.2- Aços para armaduras ativas, p.25
- 2.3- Alguns tipos de aço para armaduras ativas, p.27
- 2.4- Aços para armaduras passivas, p.30
- 2.5- Ancoragens, bainhas e outros elementos, p.30
- 2.6- Sistemas de protensão, p.31
- 2.7- Sugestões de estudos, p.34

Capítulo 3: Esforços solicitantes e introdução às perdas de protensão

- 3.1- Estruturas isostáticas *versus* hiperestáticas, p.35
- 3.2- Noções sobre perdas de protensão, p.36
- 3.3- Valores representativos da força de protensão, p.41
- 3.4- Valores limites de tensões na armadura ativa, p.43
- 3.5- Determinação dos valores representativos de P, p.44
- 3.6- Sugestões de estudos, p.54

Capítulo 4: Critérios de projeto

- 4.1- Metodologia de verificação da segurança, p.55
- 4.2- Grau de protensão, p.60
- 4.3- Estimativa da força de protensão P_{∞} , p.65
- 4.4- Determinação da força P_i , p.68
- 4.5- Determinação dos valores representativos P_a , P_0 e P_{∞} , p.69
- 4.6- Verificação de tensões normais no concreto, p.69
- 4.7- Documentação de projeto, p.79
- 4.8- Sugestões de estudos, p.80

Capítulo 5: Estado limite último – solicitações normais

- 5.1- Cálculo do pré-alongamento, p.81
- 5.2- Procedimentos de cálculo, p.85
- 5.3- Cálculo de verificação por meio de tentativas, p.88
- 5.4- Cálculo por meio de tabelas e ábacos, p.89
- 5.5- Estado limite último de ruptura no ato da protensão, p.90
- 5.6- Conceitos complementares sobre o comportamento resistente das vigas de concreto protendido na flexão, p.91
- 5.7- Armadura mínima, p.95
- 5.8- Sugestões de estudos, p.96

Capítulo 6: Estado limite último – força cortante

- 6.1 - Efeito da força de protensão, p.97
- 6.2 - Prescrições iniciais da NBR 6118, p.101
- 6.3- Verificação do estado limite último, p.104
- 6.4- Força cortante em lajes, p.109
- 6.5- Sugestões de estudos, p.110

Capítulo 1

Conceituação inicial

1.1 - O que se entende por protensão?

A palavra *protensão*, *pré-tensão*, *prestressing* (no Inglês), *précontrainte* (no Francês), e similares em outras línguas, já transmite a idéia de se instalar um estado prévio de tensões em algo, que na nossa área de interesse seriam materiais de construção ou estruturas.

Antes de apresentar os primeiros comentários sobre o *concreto protendido*, nosso tema principal, vejamos como se poderia ilustrar o conceito geral de protensão, recorrendo-se a exemplos clássicos da literatura, muito significativos.

É interessante notar como alguns atos corriqueiros, que fazem parte do nosso cotidiano, podem ser analisados à luz de conceitos da Física e da Matemática e até mesmo aplicados na Engenharia, obviamente com as devidas transformações tecnológicas.

Veja só por exemplo quando se resolve carregar um *conjunto de livros*, não na forma de uma pilha vertical como é usual, mas na forma de uma fila horizontal.

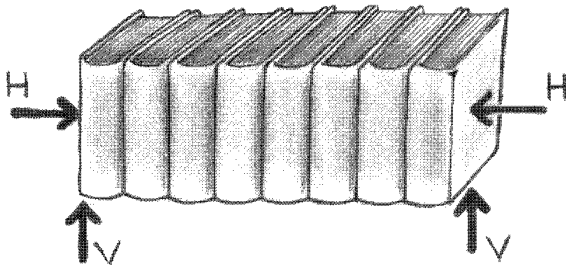


Fig. 1.1- Uma fila horizontal de livros

Como os livros são peças soltas, para que se mantenham em equilíbrio na posição mostrada no desenho da Fig.1.1, é necessário que se aplique uma força horizontal comprimindo os livros uns contra os outros, provocando assim a mobilização de forças de atrito, e ao mesmo tempo forças verticais nas extremidades da fila para, afinal, poder levantá-la.

Este é um problema simples de Mecânica dos Sólidos, que pode ser equacionado relacionando-se as ações (no caso apenas o peso próprio dos livros) com os esforços solicitantes: momento fletor, força cortante e força normal.

Observe que, para que a operação de levantar a fila de livros possa ser cumprida, é imprescindível que a força normal seja aplicada antes da força vertical, ou seja, a *força normal deve causar tensões prévias de compressão na fila de livros*,

que levantada sofreria tensões de tração na parte inferior, como numa viga simplesmente apoiada.

A aplicação da força normal pode ser entendida como uma forma de se *protender* o conjunto de componentes "estruturais", que no caso é uma simples fila de livros, com o objetivo de se criar tensões prévias contrárias àquelas que podem vir a inviabilizar ou prejudicar o uso ou a operação desejada.

Deste exemplo é possível extrair outros dados conceituais, o que ficará a cargo da curiosidade do leitor, como por exemplo:

– *o que acontece se a força normal, em vez de ser aplicada ao longo da linha do centro de gravidade dos livros, for aplicada mais acima ou mais abaixo? Quais são as conseqüências em termos de esforços e tensões?*

* * *

Outro exemplo clássico de estrutura protendida, hoje pouco empregada, é o da *roda de carroça*, antigamente construída em madeira.

Essa roda de carroça tem suas partes de madeira devidamente preparadas e montadas, apenas por encaixes.

Emprega-se também um *aro de aço* exterior, cuja função não é unicamente proteger as partes de madeira do desgaste, mas tem também a função importante de solidarizar o conjunto.

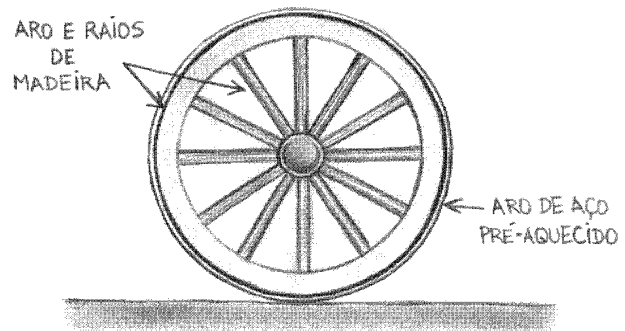


Fig. 1.2- Uma roda de carroça

Como?

O aro de aço, aquecido de tal forma a ter seu diâmetro aumentado pela dilatação do aço, é então colocado em torno da roda de madeira pré-montada. Com o resfriamento, o aro de aço tende a voltar a ter seu diâmetro inicial, mas encontrando oposição da roda de madeira, aplica esforços sobre ela, *protendendo-a, solidarizando-a*.

Este exemplo indica mais uma característica importante do potencial da protensão, que é a possibilidade de se promover a solidarização de partes de uma estrutura, como por exemplo nas estruturas de concreto pré-moldado.

* * *

Mais um exemplo clássico de protensão: o do *barril de madeira*.

Como no caso da roda de madeira, o barril tem partes – gomos laterais, tampa e fundo de madeira – que devem ser encaixadas e solidarizadas.

O líquido armazenado no interior do barril exerce pressão hidrostática na parede e assim provoca esforços anulares de tração, que tenderiam a abrir as juntas entre gomos.

Neste caso não se utiliza o aquecimento das cintas metálicas, mas é executada uma operação mecânica em que elas são forçadas a uma posição correspondente a um diâmetro maior, ficando assim tracionadas e comprimindo transversalmente os gomos do barril.

Deste modo, o conjunto fica solidarizado, e as juntas entre gomos do barril ficam pré-comprimidas.

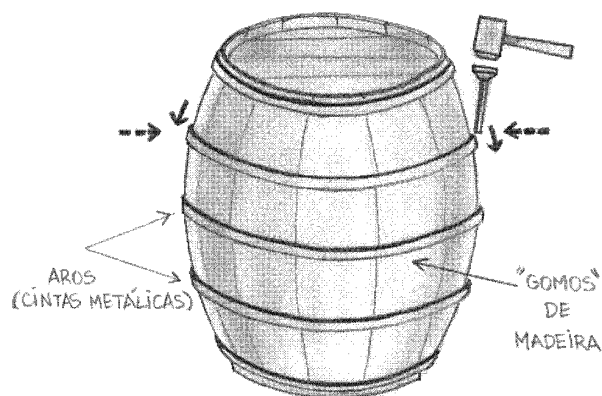


Fig. 1.3- Um barril de madeira

Fica sempre um certo receio de estar apresentando fatos óbvios ao leitor, mas ao mesmo tempo manifesta-se uma forte impressão de que, afinal, as coisas tornam-se óbvias a partir do momento em que são plenamente compreendidas.

O peso próprio dos livros atua no sentido de fazê-los escorregar, de tracionar a região inferior de uma viga hipotética. A força normal externa neste caso produz tensões de compressão prévias e faz com que seja mobilizado o atrito entre os livros e sejam eliminadas as tensões normais de tração.

A roda de madeira poderia se desconjuntar após curto período de uso, não fosse a forte pressão radial exercida pelo aro de aço, que pré-comprime todo o conjunto.

O líquido a ser colocado no barril exerce pressões sobre a parede, tendendo a abrir frestas entre os gomos. As cintas metálicas exercem efeito contrário nos gomos, que são pré-comprimidos, ou pelo menos melhor ajustados.

Então podemos dizer, de acordo com PFEIL, que:

"protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga".

Ampliando ainda mais o conceito, pode-se dizer que a protensão pode ser encarada como uma *forma artificial de se criar reações permanentes às ações que sejam adversas ao uso de uma estrutura.*

1.2- A protensão aplicada ao concreto

Como a protensão pode melhorar as condições de utilização do concreto?

Ora, sabe-se que o concreto tem resistência à tração várias vezes inferior à resistência à compressão, e que é necessário que se tomem medidas para evitar ou controlar a fissuração.

Então a protensão pode ser empregada como um meio de se criar tensões de compressão prévias nas regiões onde o concreto seria tracionado em consequência das ações sobre a estrutura.

Além disso, a protensão pode ser empregada como meio de solidarização de partes menores de concreto armado, para compor componentes e sistemas estruturais.

Lembrando o exemplo da fila horizontal de livros, pode-se concluir pela viabilidade de se compor uma viga de concreto protendido, a partir de "fatias" ou aduelas pré-moldadas de concreto armado.

Para isso, deve-se recorrer a um sistema de protensão que possibilite a introdução da armadura que vai produzir a força normal necessária, assim como a ancoragem dessa armadura nas extremidades da viga. Isto será visto adiante, com mais detalhes.

Por ora, imaginemos que se deixe, nos elementos pré-moldados de concreto, orifícios tubulares que possam ser alinhados, e que por eles possa ser passada uma barra de aço com rosca nas extremidades. Por meio de porcas e chapas de distribuição de esforços nas extremidades da viga, e com o auxílio de um torquímetro, poderíamos aplicar a força normal com a intensidade desejada.

Além disso, se quiséssemos, poderíamos após a aplicação da força de protensão, injetar calda de cimento nos orifícios de modo a se promover a aderência da barra de aço com o concreto.

Teríamos então a armadura aderente ao concreto, com aderência posteriormente desenvolvida, o que traz vantagens que serão oportunamente discutidas.

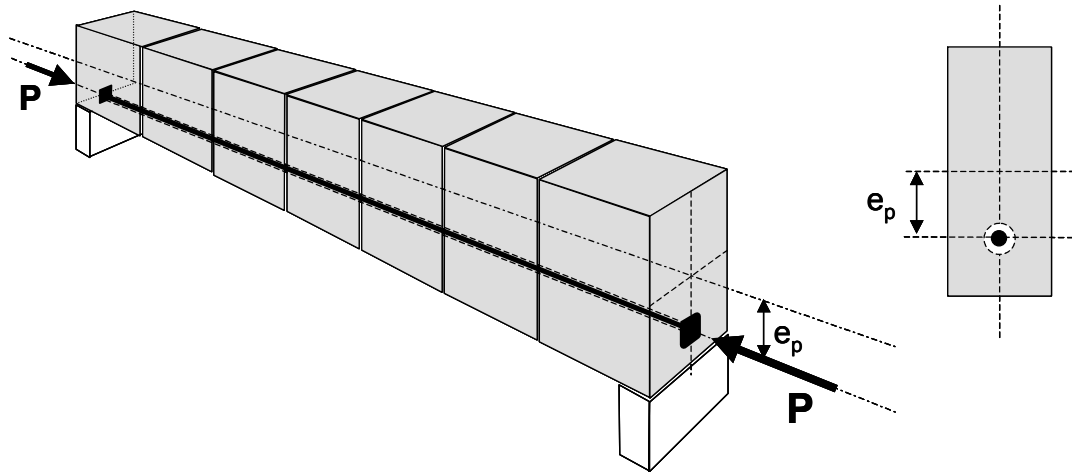


Fig. 1.4- Uma viga de elementos pré-moldados de concreto

Este mesmo conceito permite a construção de grandes estruturas, como a de pontes de grande vão executadas por balanços progressivos, em que aduelas pré-moldadas são paulatinamente acrescentadas, como o próprio nome sugere, em balanços sucessivos.

É claro que, embora o conceito seja simples, o projeto e a execução de uma estrutura como essa envolve conhecimentos, equipamentos, equipes treinadas, etc., enfim, recursos tecnológicos avançados em razão do tipo e do porte da obra.

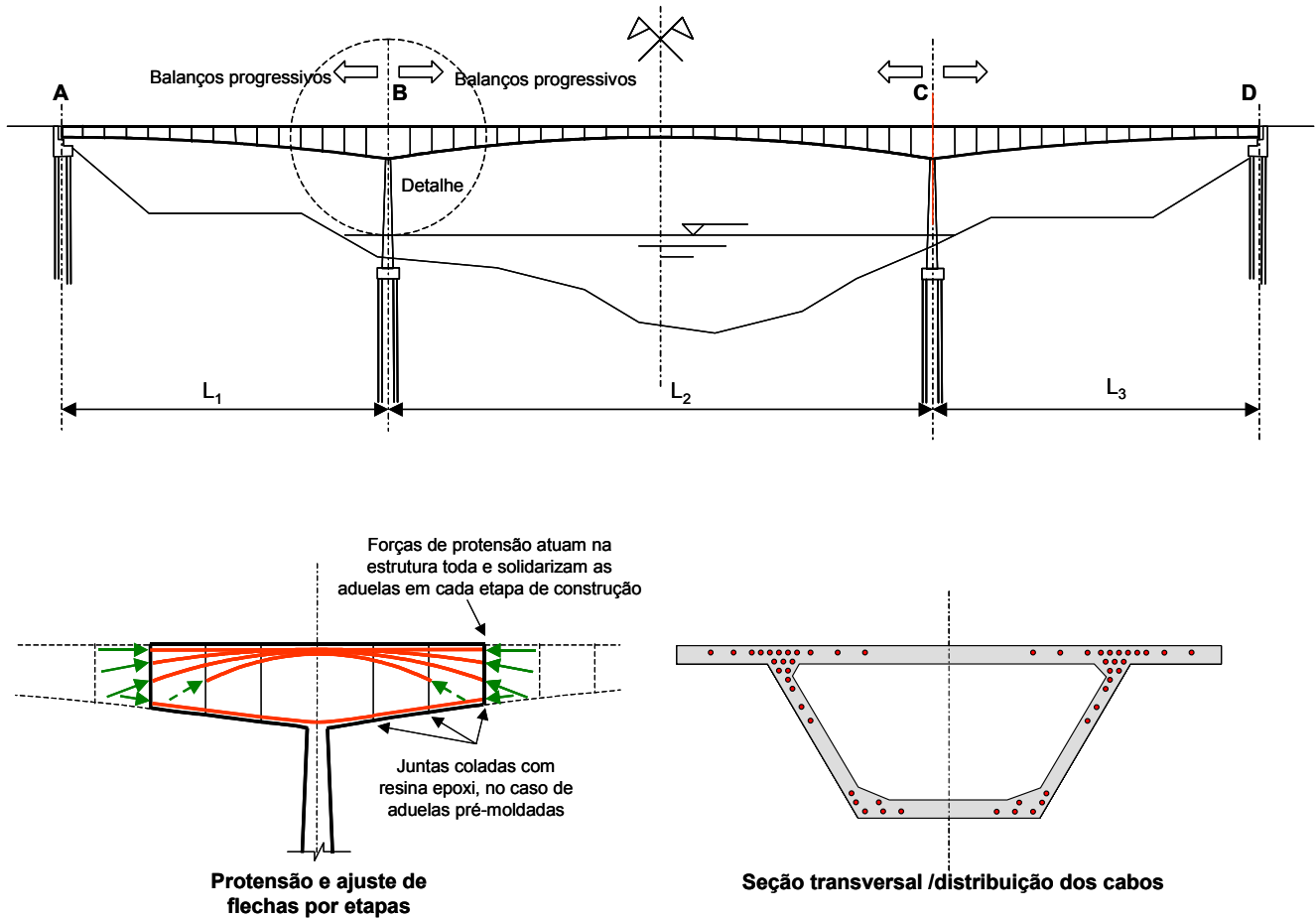


Fig. 1.5- Construção de pontes por balanços sucessivos

Entretanto, há aplicações no campo do concreto protendido que são reproduções praticamente idênticas àquelas utilizadas em pequenos artefatos.

Por exemplo, podemos citar o reservatório de água com parede protendida de Buyer (da Alemanha), em que a protensão é conhecida como "tipo barril", não sem razão.

O processo consiste em fazer com que os fios enrolados em torno da parede assumam diâmetros maiores, aplicando assim as forças de protensão (ver Fig. 1.6).

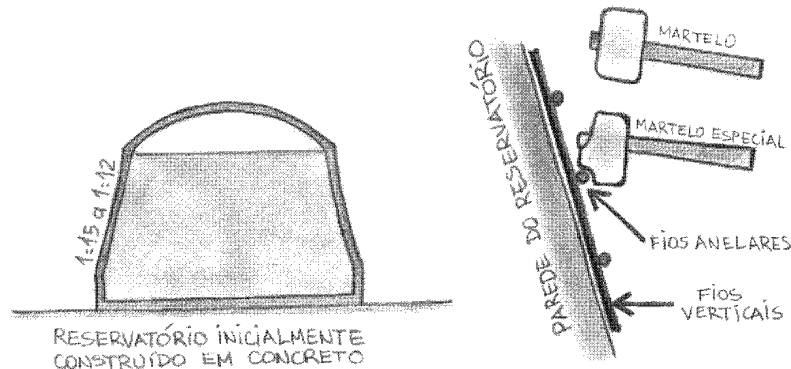


Fig. 1.6 - Protensão tipo "barril" em parede de reservatório

Outro processo empregado em reservatórios é o desenvolvido pela PRELOAD Corporation, em 1948, que consiste no *cintamento* das paredes com fios tensionados por meio de um sistema de freios (v. Fig. 1.7).

Já foram construídos no Brasil alguns reservatórios de água por meio desse processo. Na década de 1960, a equipe de Laboratório de Estruturas da EESC realizou a medição de tensões instaladas nos fios de protensão, por intermédio de um equipamento especialmente desenvolvido, o qual foi chamado de "protensômetro".

Processos semelhantes de cintamento são empregados também na execução de tubos pré-moldados, nos quais a tensão nos fios é controlada por freios ou sistemas de contrapesos (ver Fig. 1.7).

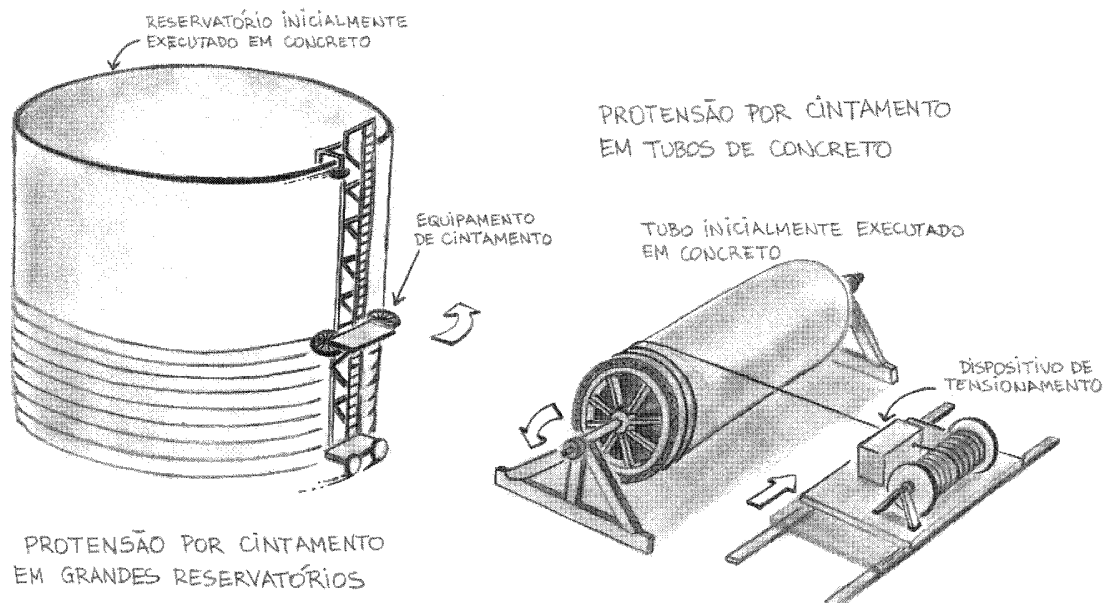


Fig. 1.7- Protensão por cintamento

Melhor descrição desses processos pode ser vista em referências bibliográficas soviéticas, italianas e outras, que tratam de concreto protendido e de técnicas de pré-moldagem.

* * *

Um exemplo ilustrativo da aplicação de *protensão por meio de carregamentos externos na estrutura* é o da cobertura pênsil circular protendida, que tem exemplares construídos no Brasil com projeto de Martinelli & Barbato (ambos professores da EESC) e outros.

A cobertura é constituída de um anel externo e um interno, que são ligados entre si por cabos de aço radiais; entre esses cabos, e neles apoiadas, são dispostas placas trapezoidais de concreto armado pré-moldado.

A cobertura, na fase de construção em que está com as placas assentadas e as juntas entre elas abertas, é carregada com grandes sacos de plástico com água, até se atingir o carregamento determinado. Com isso, os cabos de aço da cobertura pênsil sofrem uma deformação adicional, além daquela correspondente ao peso próprio dos elementos.

As juntas são então concretadas, e após o endurecimento do concreto, o carregamento é retirado, simplesmente esvaziando-se os sacos de água, que escoam pela tubulação de águas pluviais já instalada.

Com esse descarregamento, os cabos, tendendo a voltar à posição anterior, aplicam a protensão ao conjunto de placas já solidarizadas que formam uma casca de concreto.

Desse modo, o conjunto composto por cabos e placas pré-moldadas trapezoidais de concreto armado torna-se monolítico, o problema da fissuração é evitado e as juntas ficam estanques, o que é requisito fundamental no caso de coberturas.

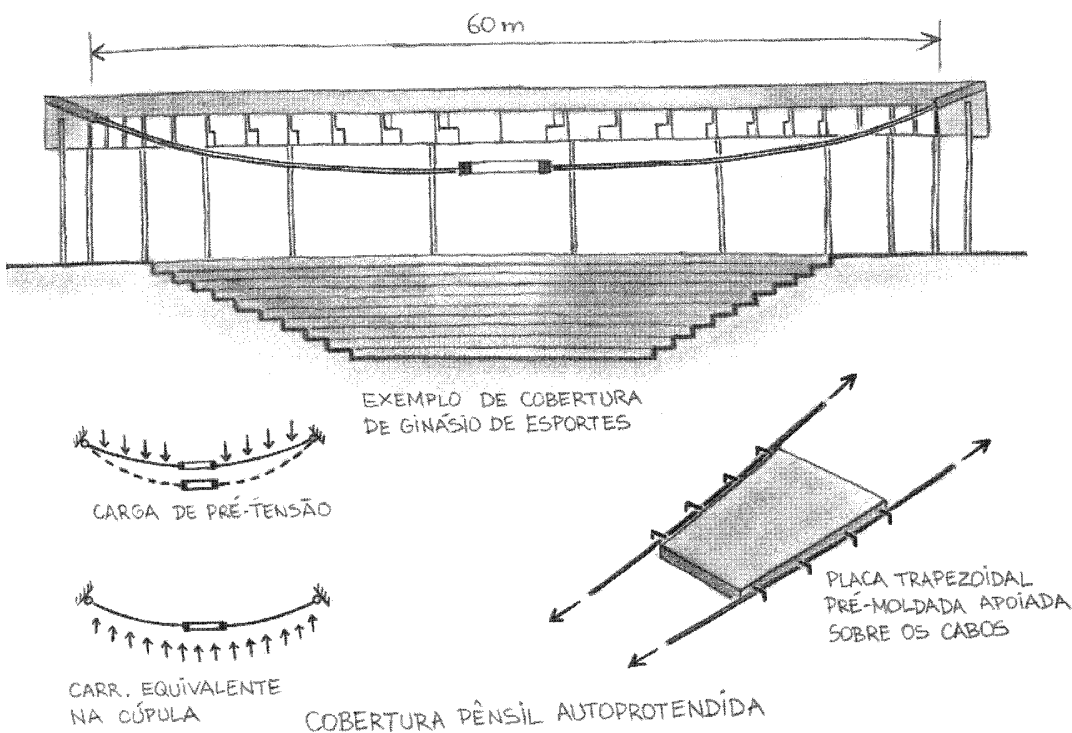


Fig.1.8- Cobertura em cúpula invertida

Pode-se comentar outro exemplo de *auto-protensão* (como se poderia chamar um processo de protensão que empregasse carregamentos externos, do tipo que a estrutura sofreria, para aplicação de forças de protensão) em reservatórios de água, como aqueles com parede ondulada projetados e construídos por Marcel e André

Reimbert, na França.

A parede do reservatório foi executada com elementos cilíndricos verticais (abóbadas) pré-moldados. Em torno da parede foram dispostos fios de armadura de protensão, como mostra o desenho, os quais, sem aderência com o concreto, podiam se deformar quando houvesse deslocamento da parede.

O reservatório foi enchido com água, e assim os fios externos foram solicitados. Em seguida foi completada a parede externa.

Desse modo, evitou-se o problema de fissuração na parede externa, sendo que na parede interna as abóbadas de concreto armado, de pequena espessura, já ficavam essencialmente comprimidas em decorrência de sua forma particular ("arcos" isostáticos sob pressão hidrostática radial, ficam só comprimidos).

Como se percebe, esse processo construtivo, por sinal muito criativo, permite um certo controle sobre a fissuração da parede externa. Contudo, apresenta algumas limitações uma vez que não deixa um saldo de tensões prévias de compressão na parede, a não ser quando o reservatório está vazio.

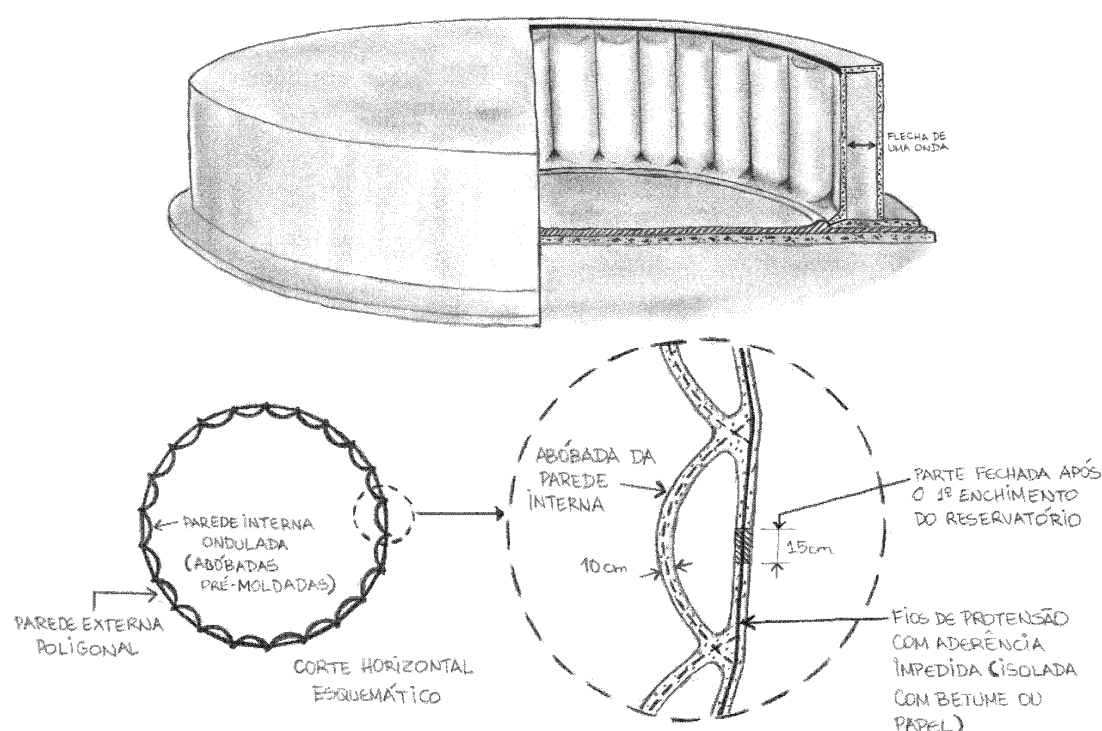


Fig. 1.9- Reservatório de parede ondulada auto-protendida

Há outros processos de construção de reservatórios protendidos, com uso de cabos pós-tracionados. Como no caso de exemplos anteriormente citados, as partes da estrutura são concretadas deixando-se dutos pelos quais podem ser dispostos cabos de protensão, que são posteriormente tracionados. Pode-se dizer que essa é a forma mais corrente de aplicação da protensão em estruturas diversas, a ser fartamente comentada durante as exposições em sala de aula.

Os exemplos da cobertura pênsil e do reservatório com parede ondulada têm em comum a auto-protensão, mas as armaduras tem comportamentos distintos.

No caso da cobertura pênsil, a armadura é *pré-tracionada* pelo carregamento da cobertura, e após o preenchimento das juntas, a transferência de tensões ao concreto ocorre por aderência do concreto colocado nas juntas com os cabos, ou seja, por *aderência inicialmente desenvolvida*.

No caso do reservatório de parede ondulada, como decorrência do próprio processo de construção, temos um caso de *armadura não-aderente*.

A protensão com *aderência inicial* é largamente empregada na produção de elementos pré-fabricados em pistas de protensão.

Nessas pistas de protensão, fios ou cordoalhas de aço especial são previamente estirados com auxílio de macacos hidráulicos que se apoiam em blocos (ancoragens) de cabeceira; só então as peças são concretadas, e após o suficiente ganho de resistência do concreto, os fios ou cordoalhas são liberados.

A força de protensão, como no caso da cobertura pênsil, é transferida por aderência da armadura de protensão ao concreto.

O emprego da protensão com aderência inicial, em pistas, permite a produção em larga escala de elementos estruturais, principalmente os de características lineares, em que uma das dimensões predomina sobre as demais, e de seção transversal pouco variável (vigas, estacas, painéis de piso e fechamento lateral, etc.). Principalmente por esta razão, é muito utilizada em fábricas de componentes para edificações, superestruturas de pontes, fundações e outros elementos.

As pistas de protensão têm comprimento entre 80 e 200 m, tendo em vista a capacidade de produção da fábrica, a tipologia dos componentes a serem nela produzidos, a dimensão do terreno, o comprimento comercial dos fios e cordoalhas de aço especial para protensão, o curso dos macacos de protensão.

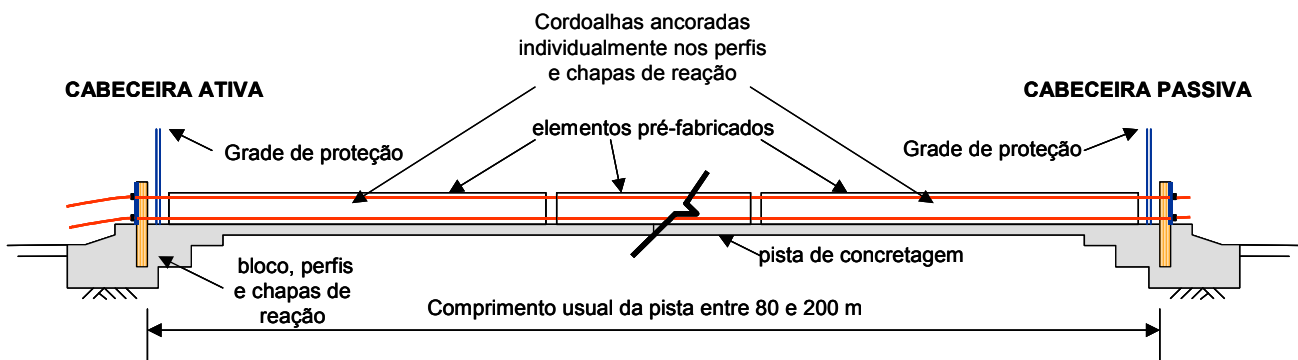


Fig.1.10- Esquema de uma pista de protensão típica

Enfim, as pistas fazem parte de um conjunto de instalações de produção, o qual pode chegar a constituir um complexo industrial, com centrais de concreto, equipamentos de transporte e elevação (pontes e pórticos rolantes, guindastes), caldeiras e redes de vapor para cura acelerada, oficinas para construção de fôrmas e equipamentos de protensão, etc.

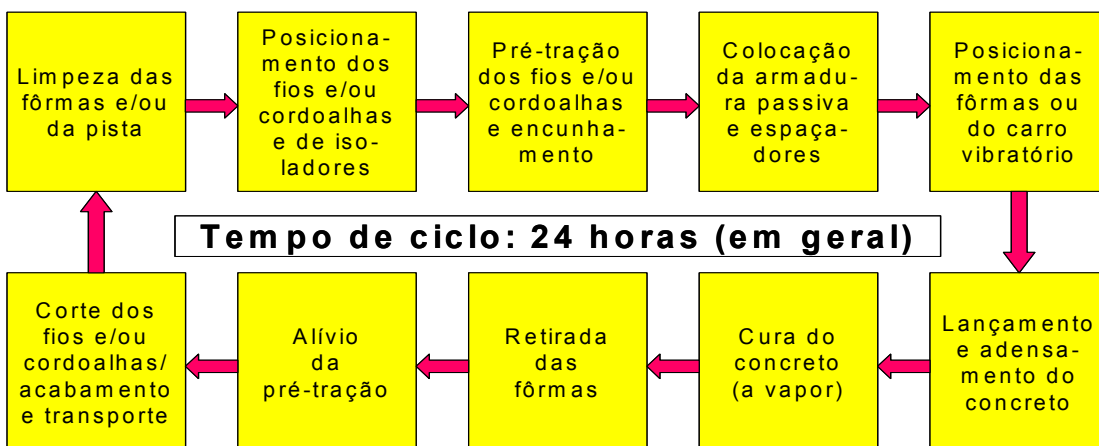


Fig.1.11- Fluxograma típico de operações em uma pista

O esquema da Fig. 1.11 mostra um fluxograma típico de operações em uma pista de protensão, demonstrando as principais atividades que são realizadas dentro de um ciclo de 24 horas para produção de elementos pré-moldados de concreto protendido. O uso de um conjunto de técnicas relativamente requintadas (produção, lançamento e adensamento do concreto mecanizados, fôrmas especiais, cura a vapor, cimento de alta resistência inicial, e protensão) permite que no prazo de um dia se produza um lote de peças que já podem ser despachadas para o local da obra e montadas.

* * *

A produção de elementos pré-moldados de concreto protendido também pode ser realizada por outra maneira, com *aderência posterior*, sem uso de pistas especiais de protensão e outras instalações fixas.

Por exemplo, vigas pré-moldadas de superestruturas de pontes podem ser produzidas em canteiro de obras no local de implantação, e depois transportadas e posicionadas sobre as travessas de apoio e pilares.

Para execução dessas vigas, por ocasião da montagem das fôrmas e das armaduras, são instalados também tubos flexíveis (em geral de chapa metálica corrugada) chamados de *bainhas* pelos quais são introduzidos os cabos de aço que propiciarão a execução da protensão.

As bainhas devem ser perfeitamente estanques, de modo que quando as vigas forem concretadas, não haja penetração de concreto ou calda de cimento no seu interior, deixando assim o espaço livre para a passagem da armadura de protensão.

Depois de ter o concreto atingido resistência suficiente (com cura normal ou acelerada), os *cabos de aço de protensão, passantes pelas bainhas, são tracionados por meio de macacos hidráulicos*. É efetuada então a ancoragem dos cabos nas suas extremidades, utilizando-se dispositivos especiais (ancoragens em cunha, porcas rosqueadas, blocos especiais de concreto, etc.).

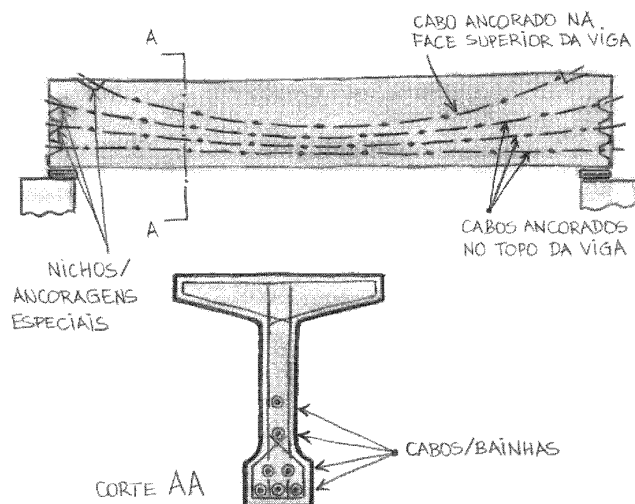


Fig.1.12- Exemplo de aplicação: protensão com aderência posterior

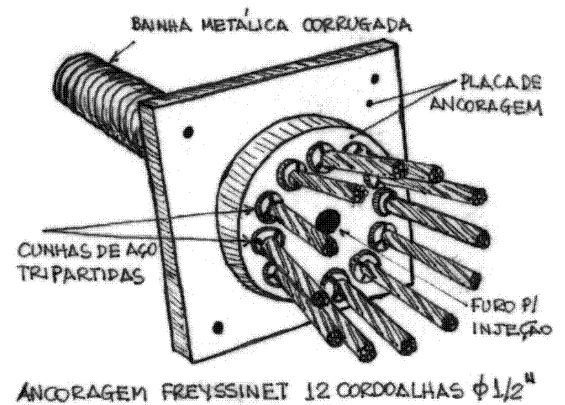


Fig.1.13- Exemplo de ancoragem com cunhas de aço

Nesse momento, o elemento estrutural de concreto passa a sofrer, portanto, as solicitações devidas à protensão e também do seu peso próprio. A armadura utilizada na protensão, entretanto, não está aderida ao concreto, uma vez que os cabos estavam passantes (livremente, a não ser pelo atrito) pelas bainhas.

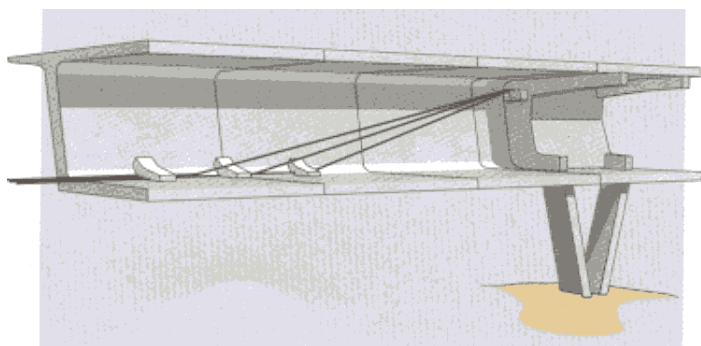
A aderência entre cabos e bainhas, e por conseguinte com todo o elemento estrutural de concreto, é efetuada pela *injeção*, com equipamento apropriado, de *calda de cimento no interior das bainhas* de modo a preenchê-la completamente.

A protensão com aderência posterior, realizada por meio de processos como es-

te agora comentado, tem uma larga utilização, sobretudo em obras como pontes, barragens, grandes reservatórios de água, contenção de taludes, coberturas de grande vão. Pela sua flexibilidade, aplica-se em quase todo o campo da Construção Civil.

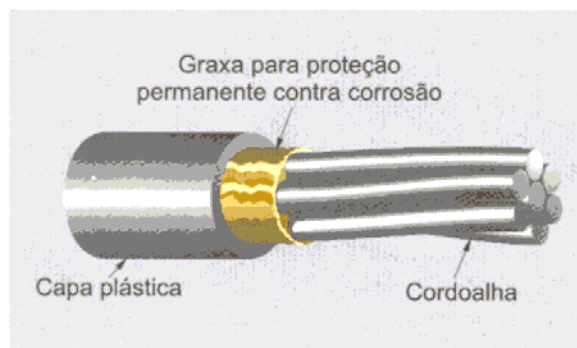
Atualmente, aplicações da *protensão com cabos não-aderentes* têm sido desenvolvidas, sobretudo tendo em vista a melhoria das condições de manutenção das estruturas. Em muitos casos, a protensão é feita por meio de *cabos externos*, isto é, a armadura ativa não fica embutida dentro das peças de concreto. Depois de um certo período de uso, havendo constatação de problemas de deterioração da armadura, é mais fácil substituir essa armadura de cabos externos não-aderentes.

A utilização de armaduras de protensão fabricadas com características especiais, como as cordoalhas engraxadas, permite a execução de protensão com *cabos não-aderentes embutidos*. Como se descreve com mais detalhes em capítulos seguintes, as cordoalhas engraxadas, além de serem banhadas em graxa de proteção, são revestidas com plástico (polietileno de alta densidade), que as protege contra corrosão e impedem a sua aderência ao concreto.



Ref. Eugênio Cauduro

Fig. 1.14- Ilustração de protensão com cabos externos



Ref. Eugênio Cauduro

Fig. 1.15- Constituição das cordoalhas engraxadas

* * *

Um outro exemplo de aplicação da protensão pode ainda ser citado: o da protensão de pavimentos de pistas de aeroportos, efetuada com macacos hidráulicos externos.

O pavimento é executado em concreto armado, tomando-se o cuidado de se diminuir ao máximo o atrito com o solo, dispondo-se membranas de plástico entre as placas e o terreno.

Nas juntas entre painéis do pavimento, são colocados e acionados macacos hidráulicos que aplicam esforços de compressão nas placas. Posteriormente, são colocados calços de concreto e os macacos podem ser retirados. Evidentemente, na cabeceira das pistas devem haver um bloco de reação que transmita os esforços ao terreno, uma vez que não há placas adjacentes.

Deve-se salientar desde já que esse tipo de protensão, feita com dispositivos externos, e não com armadura de protensão interna, apresenta o inconveniente de grande perda de protensão ao longo do tempo, em consequência da fluência e da retração do concreto, o que será discutido mais adiante.

* * *

A última observação permite a inclusão aqui de alguns comentários gerais sobre a questão de dispositivos internos ou externos de aplicação da protensão.

Em alguns exemplos, inclusive aqueles apresentados logo no início, a protensão é aplicada por meio de algum processo em estruturas de materiais quaisquer, caracterizando-se então *estruturas protendidas* de madeira, aço, concreto, etc.

Isso quer dizer que uma estrutura construída com qualquer material pode receber solicitações prévias que melhorem a sua resistência ou seu desempenho estrutural.

Em outros casos, tratando-se agora somente de estruturas de concreto, empregam-se *armaduras ativas*, ou seja, armaduras internas tensionadas que cumprem a função de aplicar os esforços de compressão ao concreto, e que além disso cumprem funções semelhantes às das armaduras passivas no concreto armado.

Nesses casos, é possível dizer que estamos tratando de *estruturas de concreto protendido* e não de estruturas protendidas em geral.

A diferença entre esses dois conjuntos de casos é muito sutil, e na verdade é uma colocação que pode até ser contestada em alguns casos.

Entretanto, ela é aqui mencionada como uma provocação ao leitor, para que tente se aprofundar no entendimento dos conceitos gerais de protensão e ainda mais no entendimento dos conceitos específicos do concreto protendido.

* * *

Ao longo do curso de concreto protendido, só serão abordadas as *estruturas de concreto protendido, com armaduras ativas* que são responsáveis pela aplicação da protensão ao concreto.

1.3- Ilustração numérica

A ilustração numérica apresentada a seguir tem o objetivo de demonstrar, por meio de cálculos simples e de fácil entendimento, um conjunto de conceitos associados à metodologia da verificação da segurança de estruturas de concreto protendido.

Consideremos uma viga de concreto, simplesmente apoiada, com vão teórico igual a 7 m e seção transversal de dimensões $b = 0,20$ m e $h = 0,75$ m.

Admitamos que essa viga esteja sujeita às seguintes ações:

- peso próprio $g = 0,20 \cdot 0,75 \cdot 25 = 3,75$ kN/m
- carga acidental $q = 15$ kN/m
- força de protensão $P = -600$ kN, aplicada com excentricidade $e_p = 0,125$ m com relação ao eixo baricêntrico da seção transversal, conforme mostra a Fig.1.12.

Essa força de protensão seria aplicada por meio de um dispositivo qualquer, admitindo-se que ela seja de intensidade e excentricidade constantes ao longo do vão.

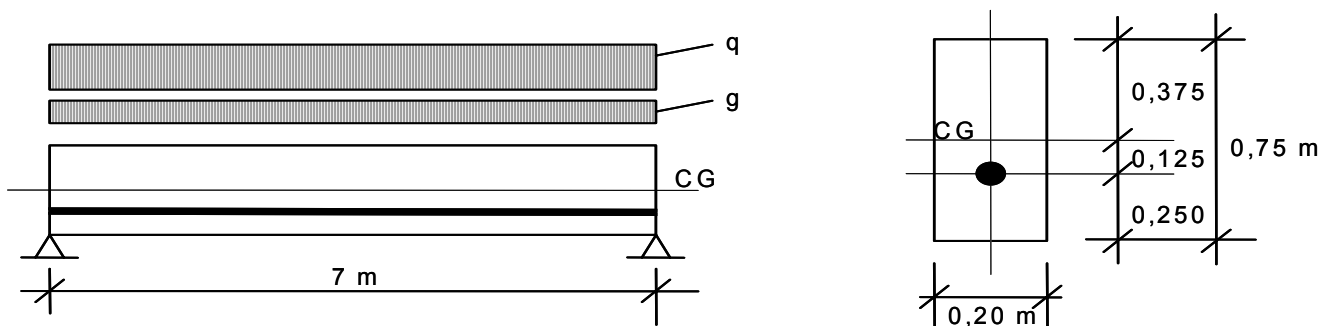


Fig.1.13- Dados sobre a estrutura

Os cálculos descritos a seguir são efetuados considerando-se o concreto como material homogêneo e de comportamento elástico-linear, ou seja, consideram-se válidas as hipóteses do Estádio Ia, admitindo-se por simplicidade as características geométricas e mecânicas da seção geométrica (não homogeneizada).

Portanto, para o cálculo de tensões são empregadas as expressões sobejamente conhecidas da Resistência dos Materiais.

I) Cálculo de características geométricas e mecânicas da seção transversal

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 7,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$y_1 = -y_2 = 0,375 \text{ m}$$

$$W_1 = -W_2 = \frac{I}{y_1} = 18,75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A_c = b \cdot h = 0,150 \text{ m}^2 = 150 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

$$e_{k2} = -e_{k1} = h/6 = 0,125 \text{ m}$$

(distâncias das extremidades do núcleo central de seção ao centro de gravidade)

Como se vê, adotou-se *índice 1* para as variáveis que se referem à borda *inferior* e *índice 2*, idem à *superior*.

II) Cálculo de esforços solicitantes e tensões normais no meio do vão

a) tensões devidas ao peso próprio

$$M_{g1} = 3,75 \cdot 7^2 / 8 = 22,97 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{1g1} = \frac{M_{g1}}{W_1} = 1,23 \text{ MPa} \quad (\text{na borda inferior})$$

$$\sigma_{2g1} = \frac{M_{g1}}{W_2} = -1,23 \text{ MPa} \quad (\text{na borda superior})$$

b) tensões devidas a carga acidental

$$M_q = 15 \cdot 7^2 / 8 = 91,88 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{1q} = \frac{M_q}{W_1} = 4,90 \text{ MPa} \quad (\text{na borda inferior})$$

$$\sigma_{2q} = \frac{M_q}{W_2} = -4,90 \text{ MPa} \quad (\text{na borda superior})$$

c) tensões devidas à força de protensão

$$P = -600 \text{ kN}$$

$$M_p = P \cdot e_p$$

$$\sigma_{1p} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_1} = -8,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2p} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_2} = 0$$

Já era de se esperar que a tensão na borda superior fosse nula, uma vez que a força de protensão tem excentricidade correspondente à extremidade inferior do núcleo central da seção transversal.

III) Combinação de ações

Consideremos as duas combinações possíveis de ações, lembrando que a força de protensão é uma ação de caráter permanente:

- protensão e peso próprio: situação designada por "estado em vazio", pelo fato de corresponder a um caso em que a estrutura não está suportando as cargas variáveis para as quais teria sido eventualmente projetada;
- protensão, peso próprio e carga acidental: situação designada por "estado em serviço", por razões decorrentes da observação anterior.

a) estado em vazio

Representando graficamente as tensões provocadas por cada ação e a sua somatória:

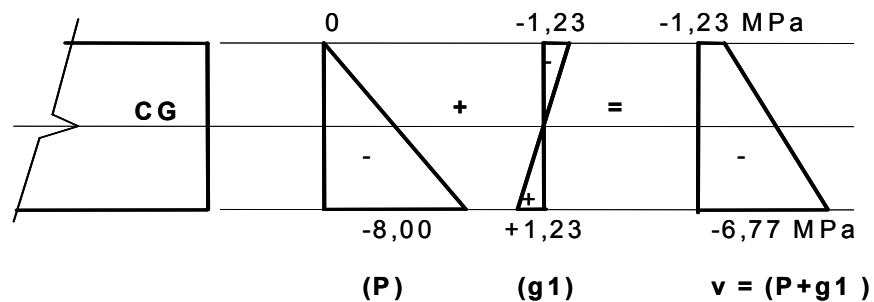


Fig.1.14- Tensões normais no estado em vazio

b) estado em serviço

Analogamente ao caso anterior, resulta:

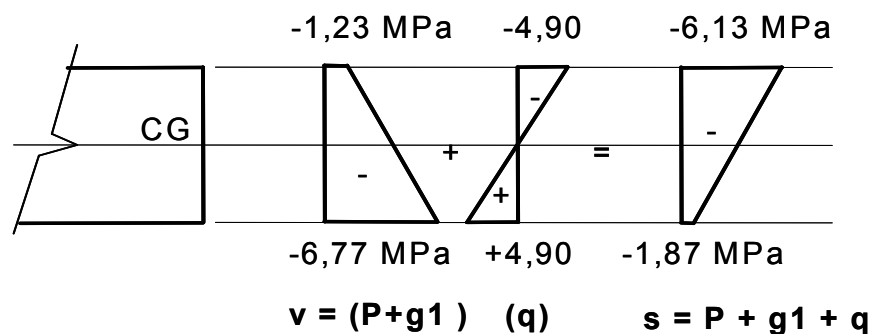


Fig.1.15- Tensões normais no estado em serviço

IV) Primeira análise dos resultados

De imediato, pode-se observar que:

- em ambas as combinações não ocorrem tensões de tração, e as tensões de compressão são relativamente baixas, podendo ser suportadas por um concreto de média resistência;
- como existe uma tensão de compressão residual na borda inferior, a viga poderia receber carga acidental ainda um pouco maior, sem perigo de fissuração;
- no estado em vazio, as tensões de compressão são até maiores que no estado em serviço; ou seja, o acréscimo de cargas não piora a situação.

V) Reformulação do problema

Tomando como base a mesma viga, podemos efetuar uma pequena alteração no posicionamento da força de protensão e então reavaliar o comportamento da estrutura.

Como se viu, a excentricidade da força de protensão era tal que seu ponto de aplicação coincidia com a extremidade inferior do núcleo central da seção.

Se aumentarmos a excentricidade da força de protensão, então surgirão tensões de tração na borda superior.

Entretanto, essas tensões de tração, em princípio, não constituiriam nenhum problema, uma vez que se admite que o peso próprio atua simultaneamente.

Pelo contrário, poderíamos ter uma situação em que a força de protensão propiciaria tensões prévias de compressão na borda inferior (a ser tracionada pela ação do carregamento externo) e tensões prévias de tração na borda superior (a ser comprimida).

Além disso, do ponto de vista econômico, mantida a intensidade da força de protensão, a armadura seria a mesma e o aumento da excentricidade praticamente não acarretaria aumento de custo.

Assim, adota-se:

$$e_p = 0,375 - 0,05 = 0,325 \text{ m}$$

Para forçar um resultado a ser comparado com o anterior, como se verá adiante, aumenta-se o valor da carga acidental para 34,6 kN/m, o que corresponde a um carregamento 2,31 vezes maior que o anteriormente especificado.

Então: $q = 34,6 \text{ kN/m}$.

VI) Cálculo de esforços solicitantes e tensões normais no meio do vão

a) tensões devidas ao peso próprio

São as mesmas já calculadas.

b) tensões devidas à carga acidental

$$M_q = 34,6 \cdot 7^2 / 8 = 211,93 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{1q} = \frac{M_q}{W_1} = 11,30 \text{ MPa} \quad (\text{na borda inferior})$$

$$\sigma_{2q} = \frac{M_q}{W_2} = -11,30 \text{ MPa} \quad (\text{na borda superior})$$

c) Tensões devidas as protensão

$$P = -600 \text{ kN}$$

$$M_p = P \cdot e_p$$

$$\sigma_{1p} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_1} = -14,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2p} = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_2} = +6,40 \text{ MPa}$$

VII) Combinação de ações

a) estado em vazio

Nesta nova combinação, resulta:

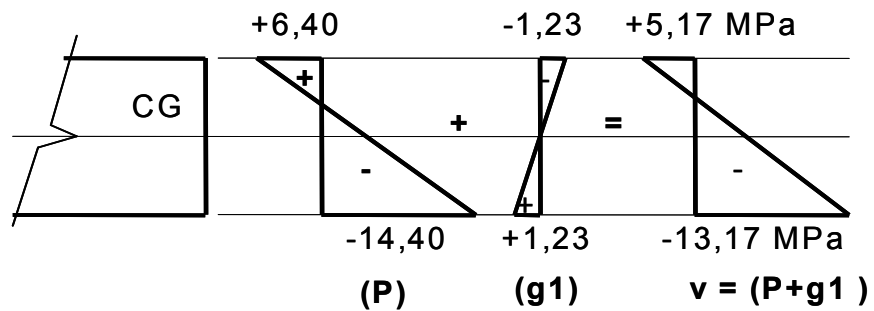


Fig.1.16- Tensões normais no estado em vazio

b) estado em serviço

Analogamente ao caso anterior:

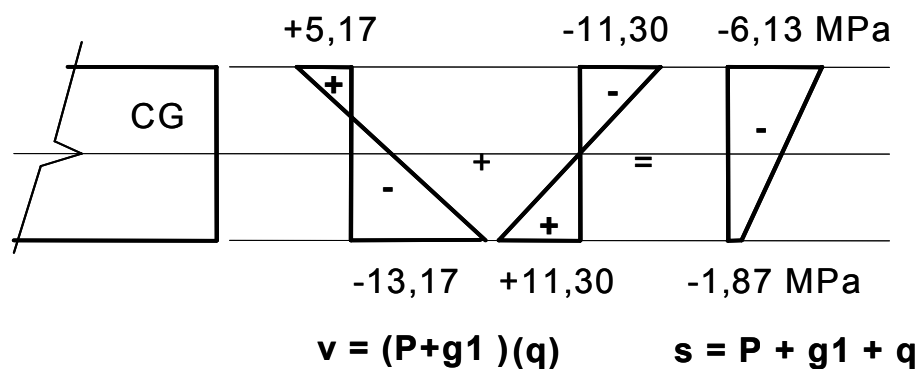


Fig.1.17- Tensões normais no estado em serviço

VIII) Segunda análise de resultados

Comparando os resultados agora obtidos com os anteriores, pode-se observar que:

- no estado em serviço só existem tensões de compressão, com valores idênticos aos obtidos no cálculo anterior (nota-se agora que o novo valor da sobre-

- carga foi adotado propositalmente);
- a carga acidental é bem maior (2,31 vezes), o que demonstra que um simples deslocamento de força normal pode melhorar muito a capacidade portante da estrutura;
- no estado em vazio, entretanto, surgem tensões de tração na borda superior (com valor igual a 5,17MPa), o que mostra que os efeitos da protensão foram exagerados para a situação. Além disso, as tensões de compressão na borda inferior são bem maiores que no exemplo inicial de cálculo;
- mais uma vez se observa (agora de modo mais proeminente) que pode ocorrer que no estado em vazio a seção transversal esteja mais solicitada que no estado em serviço. É possível que haja uma surpresa inicial ao se constatar que o acréscimo de cargas acarreta a diminuição de esforços. No entanto, é bom lembrar sempre que a protensão também é uma ação, a qual não pode ser esquecida nas combinações de ações, como por exemplo o estado em vazio.

IX) Conclusões e observações a serem sempre lembradas

Com base nos resultados desse cálculos muito simples, aproveita-se para salientar um conjunto de observações que deverão nortear qualquer verificação da segurança de estruturas de concreto protendido.

A. Combinação de ações

É necessário que haja uma *verificação cuidadosa de todas as fases de solicitação* da peça, uma vez que a pior situação não é necessariamente aquela correspondente à atuação da totalidade das cargas externas. Deve-se, portanto, no projeto, conhecer pelo menos as principais fases da vida da estrutura, inclusive nas suas diversas etapas de construção.

B. Efeitos da força de protensão

Os efeitos da força de protensão resultam da sua *intensidade e da sua excentricidade*.

Variando-se a intensidade e a excentricidade da força de protensão, obtêm-se os efeitos desejados. No caso de estruturas hiperestáticas, deve-se considerar também a redistribuição de esforços decorrente da existência de vínculos adicionais, que acarreta os chamados "hiperestáticos de protensão".

C. Solicitações ao longo do vão

Nos exemplos numéricos, foi analisada somente a seção do meio do vão, que é a mais solicitada pelo carregamento externo.

Contudo, se analisarmos outras seções, como por exemplo aquelas próximas aos apoios, podemos notar que as tensões provocadas pelas cargas externas diminuem, tendendo a zero. Consequentemente, se forem mantidas as mesmas condições da força de protensão (intensidade e excentricidade), poderão ocorrer situações indesejáveis.

Assim, é preciso que sejam *verificadas as seções ao longo do vão* (não apenas as mais solicitadas pelo carregamento externo), procurando-se, na medida do necessário, variar os efeitos da protensão.

D. Estados limites últimos e de utilização

Uma verificação como essa realizada nos exemplos numéricos é útil para a análise da estrutura nas condições de serviço, isto é, para a verificação de estados

limites de utilização. É sempre necessário que sejam feitas também verificações dos *estados limites últimos*, de acordo com procedimentos que serão abordados durante o curso.

* * *

Como se pôde ver até agora, a tecnologia do concreto protendido é essencialmente a mesma do concreto armado, com a diferença de que se utiliza um recurso – a protensão –, capaz de melhorar o comportamento dos elementos estruturais, principalmente no que se refere à fissuração.

Os procedimentos de cálculo são os mesmos que devem ser observados em qualquer tipo de estrutura, considerando-se especialmente:

- as combinações possíveis de ações;
- a existência de ações especiais, como é o caso da protensão;
- a variação dos esforços ao longo de todos os elementos estruturais ou da estrutura como um todo;
- a verificação de estados limites últimos e de utilização.

De acordo com estes princípios gerais, o que é preciso, daqui em diante, é detalhar cada vez melhor as particularidades concernentes à tecnologia do concreto protendido, tanto no que se refere ao projeto como à execução.

Na verdade, os aspectos relativos às técnicas de execução da protensão é que constituem a principal "novidade" na ampliação dos conhecimentos, já vistos pelo leitor, sobre o concreto armado. Os procedimentos de cálculo a serem efetuados, são, portanto, aqueles decorrentes dessas técnicas, como parte de um método de planejamento e realização de todo processo construtivo.

1.4- Algumas definições básicas

Vejamos algumas definições básicas relativas à matéria, consolidando-se uma terminologia técnica, para que possamos nos entender por meio de uma linguagem apropriada.

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6118/2003 (NB-1) - Projeto de Estruturas de Concreto:

Elementos de concreto protendido: aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

A antiga NBR 7197 explicitava que "*peça de concreto protendido é aquela que é submetida a um sistema de forças especialmente e permanentemente aplicadas, chamadas forças de protensão e tais que, em condições de utilização, quando agirem simultaneamente com as demais ações, impeçam ou limitem a fissuração do concreto*".

Armadura ativa (de protensão): constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial.

Conforme a antiga NBR 7197: "*a armadura de protensão é constituída por fios ou barras, feixes (barras ou fios paralelos) ou cordões (fios enrolados), e se destina à produção das forças de protensão. Denomina-se cabo a unidade da armadura de protensão considerada no projeto. A armadura de protensão também é designada por armadura ativa*".

Armadura passiva: qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada.

Concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial): concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se só por aderência.

Concreto com armadura ativa pós-tracionada (protensão com aderência posterior): concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto de modo permanente, através da injeção das bainhas.

Concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência): concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados.

Com estas primeiras definições, nada mais fazemos do que formalizar o tratamento de vários conceitos discutidos até agora.

Conforme a definição de *elemento de concreto protendido*, estaremos utilizando para a sua execução *equipamentos especiais de protensão*, assim *aços de alta resistência* que serão *previamente alongados ou estirados*, exatamente para prover um *sistema de forças especial e permanentemente aplicado*, que, afinal, constitui as forças de protensão.

Portanto, atenção especial deverá ser dada aos materiais e equipamentos empregados na Tecnologia do Concreto Protendido. Dependendo do processo de execução dos elementos de concreto protendido, poderemos ter distintos sistemas de protensão, classificados conforme a *existência ou não de aderência* entre concreto e armadura ativa, e quanto à *ocasião em que ela se processa*.

Como já vimos, a protensão *sem aderência* é empregada em diversos casos,, com armadura pós-tracionada, isto é, a armadura ativa é tracionada após a execução do elemento de concreto.

A inexistência de aderência refere-se somente à armadura ativa, uma vez que a armadura passiva (frouxa) sempre deve estar aderente ao concreto.

A definição de *elemento de concreto protendido* menciona também o objetivo de *impedir ou limitar a fissuração* do concreto da estrutura, o que sugere a possibilidade de protensão em graus mais elevados ou menos elevados. De fato, como veremos nos capítulos a seguir, a NBR 6118 estabelece critérios de projeto nos casos de *protensão completa, limitada ou parcial*.

* * *

Um aspecto muito importante, que ainda deve ser melhor caracterizado e detalhado, refere-se às *perdas de protensão*.

Embora as forças de protensão devam ser de caráter *permanente*, elas estão sujeitas a variações de intensidade, para maiores ou menores valores.

Em particular, a diminuição da intensidade da força de protensão é chamada de *perda de protensão*, embora em alguns casos possamos atribuir uma designação diferente –*queda de protensão*–, como uma forma de distinguir situações que são inerentes aos processos de transferência de tensões ao concreto, como veremos mais adiante.

As perdas de protensão podem ser do tipo imediato ou progressivo, ao longo do tempo.

Perdas imediatas ocorrem pela acomodação das ancoragens, pela deformação imediata do concreto e pelo atrito nos cabos, no caso de pós-tração.

Perdas progressivas, que ocorrem ao longo do tempo, devem-se principalmente à retração e à fluência do concreto e à relaxação do aço de protensão.

1.5- Aspectos sobre as diferenças tecnológicas entre concreto armado e protendido

Se concreto armado e concreto protendido são materiais de uma mesma família e possuem características mecânicas semelhantes, qual a razão da separação que havia das normas técnicas brasileiras – até 2003 – e do ensino em disciplinas separadas (que ainda persiste em muitas escolas de Engenharia)? Quais as diferenças que poderiam ser destacadas?

Na verdade, a diferença entre concreto armado e protendido está *unicamente na existência ou não de forças de protensão*.

A existência de armadura ativa acarreta procedimentos especiais referindo-se ao concreto armado tradicional, tanto no projeto como na execução.

No projeto de peças de concreto protendido é necessário calcular com mais rigor os efeitos da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão; as perdas por atrito e encunhamento; as outras variações da força de protensão. É necessária também uma verificação mais pormenorizada de todas as etapas da vida da peça, visto que a protensão introduz, desde a fase de execução, esforços importantes nos elementos estruturais.

Na execução são utilizados sistemas especiais de protensão e é necessário um controle de qualidade mais rigoroso dos materiais e dos componentes executados. Enfim, requer-se uma maior disponibilidade tecnológica, o que inclui pessoal especializado e equipamentos via de regra de custo mais elevado.

Portanto, pode-se afirmar que as diferenças são *essencialmente tecnológicas*, isto é, que exigem ou não conhecimentos adicionais de projeto e execução uma vez que os materiais são na sua essência os mesmos.

Tomando como referência estas argumentações, quais seriam as possíveis vantagens e desvantagens do concreto protendido em relação ao concreto armado?

Ora, entendendo-se que o concreto protendido representa um avanço tecnológico na arte de construir em concreto, poder-se-ia ficar tentado a dizer que o concreto protendido seria sempre uma melhor opção do que o concreto armado.

Entretanto, há que se considerar pelo menos dois aspectos:

- em primeiro lugar, como já se afirmou, nem sempre existe disponibilidade tecnológica (conhecimentos, recursos humanos e materiais) para se projetar e executar obras de concreto protendido;
- em segundo lugar, em nem todas as situações o uso da protensão se manifesta de modo tão favorável em estruturas; cita-se por exemplo a execução de fundações e de pilares sujeitos à compressão com pequena excentricidade.

Portanto, a correta utilização de uma ou outra alternativa depende de uma análise de cada caso em particular, o que significa que se deve considerar a *adequação tecnológica* de cada um dos recursos para se resolver um determinado problema.

* * *

De qualquer modo, pode-se enumerar uma série de aspectos relevantes da tecnologia do concreto protendido, os quais devem ser levados em conta numa possível análise de alternativas:

- é possível controlar de modo mais eficiente a fissuração, podendo-se até eliminá-la;
- pode-se empregar aços de alta resistência, sem acarretar com isso uma fissuração inaceitável;
- pode-se empregar concretos de resistência mais elevada, o que permite a redução do peso próprio das estruturas;
- é possível desenvolver novos processos construtivos, nos quais a protensão entra como fator determinante no peso próprio de elementos pré-moldados e na solidarização de componentes;
- pode-se controlar melhor as deformações das estruturas, com melhor aproveitamento da seção transversal de concreto não fissurado.

Estas são as principais vantagens do concreto protendido que, juntamente com outras, deverão ser cada vez mais exploradas na Construção Civil.

Encerra-se aqui um primeiro panorama geral e superficial sobre o concreto protendido, cujo objetivo é propiciar ao leitor uma idéia global sobre a matéria, a ser doravante detalhada nos capítulos seguintes.

1.6- Sugestões de estudos

1. Tomando como referência a fila de livros, o barril de madeira e outros casos da mesma natureza, desenvolva um ou mais exemplos de protensão. Ou seja, procure casos que não são típicos da Engenharia Civil, mas procure interpretá-los empregando conhecimentos da Mecânica das Estruturas.
2. Faça uma busca na bibliografia e na rede Internet sobre exemplos de aplicação do concreto protendido em obras de Engenharia (civil, mecânica, aeronáutica, naval, etc.).
3. Em cada um dos exemplos de aplicação encontrados, identifique as características principais do sistema de protensão, como tipo de armadura, condição de aderência, etc.
4. Desenvolva um exemplo numérico sobre uma fila de livros, de CDs, ou coisa que o valha, determinando o peso específico aparente e o carregamento de peso próprio. Escolha um vão simplesmente apoiado e determine a força normal de compressão necessária para deslocar a fila sem que ela se desmantele. Analise os casos de força centrada e excêntrica.
5. Faça uma revisão histórica do concreto protendido e descubra quem foram personalidades importantes como Eugène Freyssinet, Fritz Leonhardt, Yves Guyon e outros. Estude as referências bibliográficas a seguir.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro.

LEONHARDT, F. (1983). *Construções de concreto: concreto protendido*. Rio de Janeiro, Interciência, v 5.

LIN, T.Y.; BURNS, N.H. (1981). *Design of prestressed concrete structures*. 3 ed. New York, John Wiley & Sons.

PFEIL, W. (1988). *Concreto protendido*. 2.ed. Rio de Janeiro, LTC Livros Técnicos. 3 v.

Capítulo 2

Materiais e sistemas de protensão

Obviamente, os principais materiais a serem considerados são os *concretos e os aços de alta resistência*.

Além destes, devem ser observados também os diferentes *dispositivos de ancoragem, bainhas metálicas ou de plástico, etc.*, que constituem a parcela material dos diversos sistemas de protensão com pós-tração. Uma descrição mais detalhada das características de cada sistema será apresentada na sala de aula, com exposição de materiais, fotos, catálogos e projeção de diapositivos.

Nestas notas de aula, pretende-se tão somente comentar alguns aspectos relevantes nesta introdução ao concreto protendido, devendo o leitor buscar informações mais completas na bibliografia especializada.

2.1- Concreto

Como o emprego da protensão requer, em geral, a utilização de técnicas mais requintadas do que no caso de concreto armado, não protendido, o controle de qualidade global deve ser mais eficiente e assim é possível (e necessário) o uso de concretos também de melhor qualidade.

Por exemplo, a resistência característica à compressão simples dos concretos empregados em concreto protendido situam-se freqüentemente na faixa entre 30 e 40MPa, enquanto que no concreto armado usualmente a resistência é fixada entre 20 e 30 MPa¹.

Resistências elevadas nos concretos são desejáveis por diversos aspectos:

- a introdução da força de protensão pode causar *solicitações prévias muito elevadas*, freqüentemente mais altas que as correspondentes a uma situação de serviço;
- o emprego de concreto e aços de alta resistência permite a *redução em geral das dimensões* das peças, diminuindo assim seu peso próprio, o que é primordial sobretudo no caso de elementos pré-moldados;
- concretos de resistência mais alta em geral também têm módulo de deforma-

¹ Existe atualmente uma tendência de aumentar a resistência do concreto, rumo aos concretos de alta resistência, com resistências superiores a 50 MPa, tanto para concreto armado como para protendido, especialmente tendo em vista a durabilidade.

ção mais elevado, o que diminui tanto as deformações imediatas como as que ocorrem ao longo do tempo, provocadas pela fluência do concreto. Isto é importante também, como se verá adiante, na redução do *efeito de perda de protensão* causada pela retração e pela fluência do concreto.

* * *

Além da necessidade de boa resistência e de controle específico da retração e da fluência, é importante que o concreto tenha boas características de compactidade e baixa permeabilidade, para que se tenha uma proteção eficiente da armadura contra corrosão. No caso de concreto protendido, o aço da armadura ativa, solicitado por tensões elevadas, torna-se mais susceptível à corrosão, sobretudo a chamada "*corrosão sob tensão*".

Enfim, é necessário que o concreto tenha as melhores características tanto no que se refere às propriedades mecânicas como no que se refere à *durabilidade* das construções, com todo o rigor compatível com os elevados requisitos de desempenho normalmente impostos às estruturas de concreto protendido.

Para isso, é preciso que sejam rigorosamente observadas as recomendações da tecnologia de produção de concretos, tomando-se as devidas precauções com relação ao uso de tipos mais adequados de cimento, de agregados devidamente selecionados quanto à origem mineralógica e granulometria, de proporções adequadas entre cimento, agregado e água e de aditivos que não prejudiquem a integridade das armaduras.

Além do cimento portland comum, podem, eventualmente, ser empregados cimentos especiais sendo dentre os mais comuns, o cimento de alta resistência inicial, o pozolânico, e de alto forno e mesmo o branco.

Por exemplo, o uso do cimento de alta resistência inicial (ARI) pode ser de grande importância na diminuição do tempo necessário para se efetuar a desforma de uma peça.

Além disso, podem ser necessários, ou interessantes, em certos casos, concretos especiais como os de alta resistência (*CAR - Concreto de Alta Resistência*, superior a 50 MPa), ou concretos de aglomerantes à base de polímeros, como o epoxi.

Em algumas situações são empregados agregados leves para se reduzir ainda mais o peso próprio dos elementos pré-moldados, como por exemplo os agregados de argila expandida. Como este agregado tem menor rigidez que outros, como o basalto e o granito, resulta um concreto com menor módulo de deformação, o que deve ser levado em conta no cálculo.

* * *

Conforme a NBR 6118 (ver item 7.4 dessa norma), "a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura".

"Ensaio comprobatório de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento ou água/aglomerante, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na tabela 7.1" (Tabela 2.1 deste texto).

Em complementação aos dados da tabela, a NBR 6118 estabelece outras condições, como:

- os requisitos das tabelas 7.1 e 7.2 (*da NBR 6118*) são válidos para concretos executados com cimento portland que atenda às especificações das normas brasileiras em cada caso;
- não é permitido o uso de aditivos contendo cloreto na sua composição em estruturas de concreto armado ou protendido;

- a proteção das armaduras ativas externas deve ser garantida pela bainha, completada por graute, calda de cimento Portland sem adições, ou graxa especialmente formulada para esse fim;
- atenção especial deve ser dedicada à proteção contra a corrosão das ancoragens das armaduras ativas.

É importante que o leitor analise o texto completo da NBR 6118, assim como outras referências bibliográficas, e *não se limite ao resumo aqui exposto*.

<i>Tabela 2.1- Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto</i> (Tabela 7.1 da NBR 6118)					
Concreto	Tipo	Classe de agressividade (Tabela 6.1 da NBR 6118)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS:

1. O concreto empregado na execução de estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
2. CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
3. CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

* * *

Como em qualquer outro caso de produção de concretos estruturais, a *cura deve ser cuidadosa*, para permitir que o concreto atinja a plenitude de suas qualidades. Em particular, observa-se que o uso da cura térmica é freqüente nas instalações de produção em série de elementos pré-fabricados, para manter um ritmo de produção diária de lotes, reutilizando as fôrmas e demais equipamentos a cada ciclo de 24 horas.

Com a *cura térmica*, geralmente cura a vapor à pressão atmosférica (há fábricas no exterior que utilizam sistemas de aquecimento por meio de circuitos hidráulicos de óleo quente), consegue-se obter resistências elevadas com poucas horas de cura, pelo fato de se acelerar, pela elevação da temperatura, o processo de maturação do concreto. Por exemplo, com cura a vapor e uso de cimento ARI (de Alta Resistência Inicial), consegue-se chegar em período de cura da ordem de 12 horas a cerca de 70% da resistência correspondente a 28 dias de cura normal.

A *cura a vapor* é efetuada essencialmente em três etapas, cuja caracterização deve ser feita caso a caso, conforme o tipo de cimento, dosagem do concreto, resistência requerida, tipo e dimensões do elemento a ser produzido:

- na primeira, eleva-se a temperatura do ambiente a uma taxa de crescimento da ordem de 25 °C/h, até se atingir um patamar de temperatura igual a cerca de 75 °C;
- na segunda etapa a temperatura é mantida constante durante um certo período (da ordem de 12 horas nas fábricas de elementos);
- finalmente, na terceira etapa, o desaquecimento do ambiente é feito também de modo gradativo.

Ilustra-se na Fig. 2.1 um diagrama típico de temperatura x tempo em um ciclo de cura a vapor.

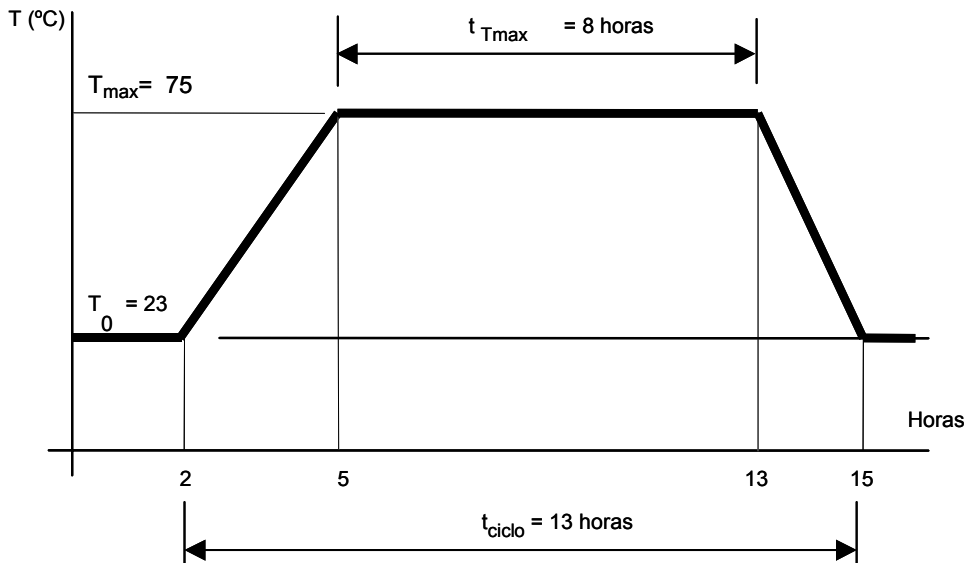


Fig.2.1- Diagrama temperatura x tempo em ciclo de cura a vapor

A *maturidade* de um concreto é, de modo geral, definida como a somatória dos produtos dos intervalos de tempo pelas respectivas temperaturas (acrescidas de 10 °C). Esse parâmetro é interessante pelo fato de que concretos com a mesma maturidade apresentam resistências aproximadamente iguais.

$$M = \sum \Delta t_i (T_i + 10) \quad (\text{maturidade em cura ao ambiente})$$

Entretanto, no caso de cura a vapor não se pode considerar a maturidade dessa maneira. De acordo com A.C. Vasconcelos ("Manual Práticos para a Correta Utilização dos Aços no Concreto Protendido", LTC, 1980), M.E. Velasco sugere uma fórmula:

$$M = \frac{t_c + t_{T_{\max}}}{2} \cdot \frac{(T_{\max} + 10)^3}{(T_0 + 10)^2} \quad (\text{maturidade em caso de cura a vapor})$$

Sendo:

- t_c = duração do ciclo
- $t_{T_{\max}}$ = tempo sob temperatura T_{\max}
- T_0 = temperatura ambiente
- T_{\max} = temperatura máxima do concreto

Tomando-se como exemplo um determinado concreto submetido ao ciclo ilustrado na Fig. 2.1, teríamos a sua maturidade igual a 5.921 °C.h. As duas horas iniciais (tempo de espera) não entram no cálculo desta "maturidade modificada",

Um concreto curado à temperatura ambiente (admitida constante e igual a 23° C), atingiria a mesma maturidade após:

$$\Delta t = \frac{5921}{(23 + 10)24} \cong 7,5 \text{ dias}$$

Salienta-se mais uma vez que se trata apenas de uma estimativa, que deve ser sempre confirmada na fábrica ou canteiro de pré-moldagem.

Quando se utiliza cimento ARI (de alta resistência inicial), é possível que a expressão da maturidade seja um tanto diferente. Entretanto, se a admitíssemos co-

mo válida, para efeito de estimativa, teríamos um concreto com cerca de 7 dias de idade, o que, no caso de cimento ARI, proporcionaria uma resistência da ordem de 70 - 80% da resistência correspondente aos 28 dias.



No projeto de estruturas de concreto protendido, os seguintes dados são de particular interesse:

- a) f_{ckj} e f_{ctkj} : resistências características (especificadas) à compressão e à tração direta na data de aplicação da protensão;
- b) f_{ck28} e f_{ctk28} : resistências características (especificadas) à compressão e à tração direta aos 28 dias;
- c) $E_{ci}(t_0)$ módulo de elasticidade do concreto na idade t_0 , em que se aplique uma ação permanente, como é o caso da protensão;
- d) E_{ci28} módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias;
- e) Relação água/cimento em massa empregada na dosagem do concreto.

Outros dados sobre os materiais constituintes e propriedades do concreto também podem ser importantes, especialmente no caso de obras de maior vulto, como tipo e proporção de agregados, índices de consistência, aditivos empregados, etc.

2.2- Aços para armaduras ativas

Os aços para armaduras ativas caracterizam-se pela sua *elevada resistência* e pela ausência de patamar de escoamento.

Apresentam-se nas seguintes formas:

- a) fios trefilados de aço carbono, diâmetro de 3 a 8mm, fornecidos em rolos ou bobinas;
- b) cordoalhas: fios enrolados em forma de hélice, com dois, três ou sete fios;
- c) barras de aço-liga de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetros superiores a 12mm, e com comprimento limitado.

Quanto às modalidades de tratamento, podem ser:

- a) aços aliviados ou de *relaxação normal* (RN), que são aços retificados por tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;
- b) aços estabilizados ou de *baixa relaxação* (RB), que são aços trefilados que recebem tratamento termo-mecânico, o qual melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação do aço.

A designação genérica dos aços para armaduras ativas é feita conforme o exemplo seguinte:

CP-190 (RB)

Trata-se de um aço de resistência mínima à ruptura por tração $f_{ptk} = 190$ kgf/mm² (ou aproximadamente 1.900 MPa), resistência essa efetiva (no caso de fios) ou convencional (no caso de cordoalhas), e de relaxação normal.

Salienta-se desde já que no caso de cordoalhas a resistência é dita *convencional* porque as tensões não se distribuem uniformemente por todos os fios, que são enrolados.

As principais propriedades mecânicas são descritas a seguir:

f_{ptk} = resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão;

f_{pyk} = limite de escoamento convencional do aço de protensão, correspondente à

deformação residual (após descarga) de 0,2%, sendo que às vezes esse limite é fornecido com referência a 0,05% ou 0,1%. Para fios e cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual a tensão correspondente à deformação de 1%.

E_p = valor médio do módulo de elasticidade do aço de protensão;

Os valores do módulo de elasticidade são usualmente fornecidos pelo fabricante, sendo que os valores são, aproximadamente, iguais a:

- para fios: $E_p = 205.000 \text{ MPa}$
- para cordoalhas: $E_p = 195.000 \text{ MPa}$

A NBR 6118, assim como o CEB (Comitê Euro-Internacional do Concreto) permite a adoção, na falta de dados mais precisos, de um valor médio único $E_p = 200.000 \text{ MPa}$.

As cordoalhas têm módulo de elasticidade menor, pois se trata de um *módulo de deformação aparente*, que engloba uma certa acomodação dos fios enrolados.

* * *

Conforme a NBR 6118, os valores de resistência característica à tração, diâmetro e área dos fios e das cordoalhas, bem como a classificação quanto à relaxação, a serem adotados em projeto, são os nominais indicados na NBR 7482 e na NBR 7483, respectivamente.

Sobre o *diagrama tensão-deformação* do aço de protensão a ser utilizado na verificação da segurança, a NBR 6118 especifica que o diagrama tensão-deformação deve ser fornecido pelo fabricante ou obtido através de ensaios realizados segundo a NBR 6349. Para cálculo nos estados-limite de serviço e último pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 2.2. Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C .

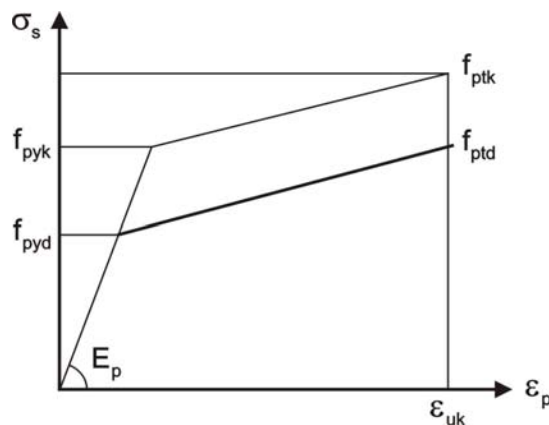


Fig. 2.2 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas

2.3- Alguns tipos de aço para armaduras ativas

2.3.1- Fios e cordoalhas



Fig. 2.3 – Cordoalhas em rolos e bobinas

Fios lisos e entalhados e cordoalhas de dois, três e sete fios são fornecidos no Brasil pela Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira.

Os fios entalhados recebem marcas em baixo relevo, para melhorar as condições de aderência ao concreto.

As tabelas a seguir apresentam as características principais dos fios e cordoalhas. Os coeficientes de relaxação indicados servirão para o cálculo de perdas de protensão por relaxação da armadura ativa, como será visto mais adiante.

O fabricante deverá ser consultado para verificação da disponibilidade dos materiais na forma descrita e alternativas.

Tabela 2.1- Fios: dimensões e pesos dos rolos

Diâmetro nominal do fio (mm)	Diâmetro interno (cm)	Diâmetro Externo (cm)	Altura (cm)	Peso (kg)
4,0	150	180	18	700
5,0 - 6,0 - 7,0 - 8,0 - 9,0	180	210	18	700

Os fios para concreto protendido são fornecidos em rolos de grande diâmetro, obedecendo às dimensões da tabela.

Tabela 2.2- Fios com relaxação normal RN

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Área mínima	Massa nominal	Limite de resistência à tração (f _{ptk})	Tensão mín. a 1% alongam. (f _{pyk})*	Alongamento 10φ após ruptura
	mm	mm ²	mm ²	kg/km	MPa	MPa	%
CP-170 RN E	7	38,5	37,9	302	1.700	1.450	5
CP-175 RN E	4	12,6	12,3	99	1.750	1.490	5
CP-175 RN E	5	19,6	19,2	154	1.750	1.490	5
CP-175 RN E	6	28,3	27,8	222	1.750	1.490	6

L = Liso; E = entalhado para aumento da aderência ao concreto
 * Considerada equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente f_{pyk} (= 0,85 f_{ptk})
 Módulo de elasticidade: 210.000 MPa
 Dobramentos alternados (mínimo):
 Fios lisos – 3 (diâmetro dos mandris conforme EB-780)
 Fios entalhados – 2

Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C para carga inicial igual a 80% da carga de ruptura: RN = 8,5% e RB = 3%.
 Coeficiente de relaxação ψ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C): 4%, 5% e 8,5% para σ_{pi}/f_{ptk} = 60%, 70% e 80%, respectivamente.
 Tabela baseada no catálogo técnico de produtos da Belgo – Grupo Arcelor, 2004.

Tabela 2.3- Fios com relaxação baixa RB

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Área mínima	Massa nominal	Limite de resistência à tração (f _{ptk})	Tensão mín. a 1% alongam. (f _{pyk})*	Alongamento 10φ após ruptura
	mm	mm ²	mm ²	kg/km	MPa	MPa	%
CP-145 RB L	9,0	63,6	62,9	500	1.450	1.310	6
CP-150 RB L	8,0	50,3	49,6	395	1.500	1.350	6
CP-170 RB E	7,0	38,5	37,9	302	1.700	1.530	5
CP-170 RB E	7,0	38,5	37,9	302	1.700	1.530	5
CP-175 RB E	4,0	12,6	12,3	99	1.750	1.580	5
CP-175 RB E	5,0	19,6	19,2	154	1.700	1.530	5
CP-175 RB E	6,0	28,3	27,8	222	1.700	1.530	5
CP-175 RB L	5,0	19,6	19,2	154	1.750	1.580	5
CP-175 RB L	6,0	28,3	27,8	222	1.750	1.580	5

L = Liso; E = entalhado para aumento da aderência ao concreto
* Considerada equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente f_{pyk} (= 0,90 f_{ptk})
Módulo de elasticidade: 210.000 MPa
Dobramentos alternados (mínimo):
Fios lisos – 3 (diâmetro dos mandris conforme EB-780)
Fios entalhados – 2

Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C para carga inicial igual a 80% da carga de ruptura: RN = 8,5% e RB = 3%.
Coeficiente de relaxação ψ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C): 1%, 2% e 3% para σ_{pi}/f_{ptk} = 60%, 70% e 80%, respectivamente.

Tabela baseada no catálogo técnico de produtos da Belgo – Grupo Arcelor, 2004.

Tabela 2.4- Cordoalhas de 3 e 7 fios

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal de aço	Área mínima	Massa nominal	Carga mínima de ruptura	Carga mínima a 1% de alongamento	Alongamento sob carga (em 610 mm)
	m	mm ²	mm ²	kg/km	kN	kN	%
CP-190 RB 3 x 3,0	6,5	21,8	21,5	171	40,8	36,7	3,5
CP-190 RB 3 x 3,5	7,6	30,3	30,0	238	57,0	51,3	
CP-190 RB 3 x 4,0	8,8	38,3	37,6	304	71,4	64,3	
CP-190 RB 3 x 4,5	9,6	46,5	46,2	366	87,7	78,9	
CP-190 RB 3 x 5,0	11,1	66,5	65,7	520	124,8	112,3	
CP-190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	104,3	93,9	
CP-190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	168,6	
CP-190 RB 15,2	15,2	143,5	140,0	1.126	265,8	239,2	

* Quociente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço: é considerado equivalente a f_{pyk} (= 0,90 f_{ptk})
**Quociente entre a carga de ruptura e a área nominal de aço (f_{ptk})
Módulo de elasticidade: 202.000 MPa, ± 3%

Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C, para carga inicial de 80% da carga de ruptura: 3,5%
Coeficiente de relaxação ψ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C): 1,5%, 2,5% e 3,5% para σ_{pi}/f_{ptk} = 60%, 70% e 80%, respectivamente.

Tabela baseada no catálogo técnico de produtos da Belgo – Grupo Arcelor, 2004.

Tabela 2.5- Cordoalhas: dimensões e pesos dos rolos				
Cordoalha	Peso nominal líquido (kg)	Diâmetro interno (cm)	Diâmetro externo (cm)	Largura do rolo (cm)
3 e 7 fios	3.000	76	139	79

Os rolos são compostos por lances com comprimentos superiores a 600 metros. Mediante acordo prévio poderão ser fornecidos rolos com outros pesos.
 As cordoalhas são fornecidas em rolos sem núcleo nas dimensões da tabela.
 Os rolos são compostos por lances, com comprimentos superiores a 600 metros.
 Mediante acordo prévio poderão ser fornecidos rolos com outros pesos.

2.3.2- Cordoalhas engraxadas

Como já se comentou no Capítulo 1, as cordoalhas engraxadas são aquelas que recebem um banho de graxa mineral e são revestidas por extrusão com polietileno de alta densidade. Assim, uma cordoalha engraxada pode constituir, por si só, um cabo de protensão monocordoalha, utilizado em protensão sem aderência ao concreto.

São fornecidas no Brasil cordoalhas de diâmetro nominal de 12,7 e 15,2 mm, de aço CP-190 RB. São comumente fornecidas em rolos de 2.100 kg. Para que se tenha uma idéia de capacidade, uma cordoalha de 12,7 mm pode aplicar uma força da ordem de 150 kN (15 tf).

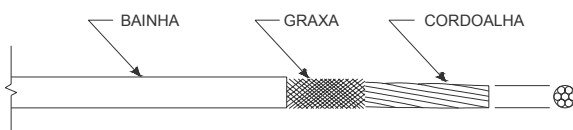


Fig. 2.4 – Constituição de uma cordoalha engraxada (Ref. Cauduro, E)



Fig. 2.5 – Cordoalhas engraxadas (Ref. Cauduro, E)

Sua aplicação tem se dado especialmente em lajes de edifícios, tanto as lajes tipo cogumelo maciças como as nervuradas. Pela sua versatilidade e facilidade de montagem, pode também ser aplicada na protensão (por pós-tração e sem aderência) em diversos tipos de elementos estruturais, sejam eles pré-moldados ou moldados no local.

2.3.3- Barras de aço-liga

O sistema de protensão DYWIDAG é o mais conhecido dentre os que utilizam barras de aço-liga. As barras mais comumente empregadas são as de diâmetro de 32 mm, de aço ST 85/105 ($f_{pyk} = 850$ MPa e $f_{ptk} = 1.050$ MPa).

As barras têm uma conformação superficial especial, chamada de duplo filetado, que forma uma rosca de passo 16mm em todo o comprimento. Daí, além de melhorar a aderência ao concreto, a rosca serve para se efetuar a ancoragem com porcas e emendas com luvas. As Fig.s 2.6 e 2.7 ilustram alguns elementos deste sistema.



Fig. 2.6 – Barra Dywidag com rosca (duplo filetado)



Fig. 2.7 – Placa de ancoragem, porca e arruelas

2.4- Aços para armaduras passivas

Nas armaduras passivas, empregam-se normalmente aços dos tipos utilizados no concreto armado, o que dispensa portanto mais comentários.

2.5- Ancoragens, bainhas e outros elementos

Nas fábricas de pré-moldados protendidos e na maioria dos sistemas de protensão que empregam fios e cordoalhas, a ancoragem é feita por meio de *cunhas de aço* (elementos do gênero *macho*) bi ou tri-partidas e *blocos e placas de aço* (elementos do gênero *fêmea*). As cunhas são internamente ranhuradas e o aço recebe tratamento especial (tipo têmpera) para alcançar as propriedades de dureza desejada. As cunhas envolvem o fio ou a cordoalha e são alojadas nas cavidades porta-cunhas. Conforme ocorre a penetração da cunha, desenvolve-se uma maior pressão lateral que impede o deslizamento do fio ou cordoalha.



Foto Protendit/S.J. Rio Preto-SP

Fig. 2.8- Cunhas e porta-cunhas individuais



Foto Protendit S.J. Rio Preto-SP

Fig. 2.9- Macaco de protensão monocordoalha

No caso de armaduras pós-tracionadas, as ancoragens, uniões para emenda de cabos, purgadores e outros materiais complementares formam um conjunto de elementos que, com algumas diferenças entre si, constituem os chamados *sistemas de protensão*, que na maioria dos casos de pós-tração são protegidos por patente. Assim, temos como exemplos os sistemas Freyssinet, Dywidag, VSL, BBRV, Rudloff, Tensacciai, etc.

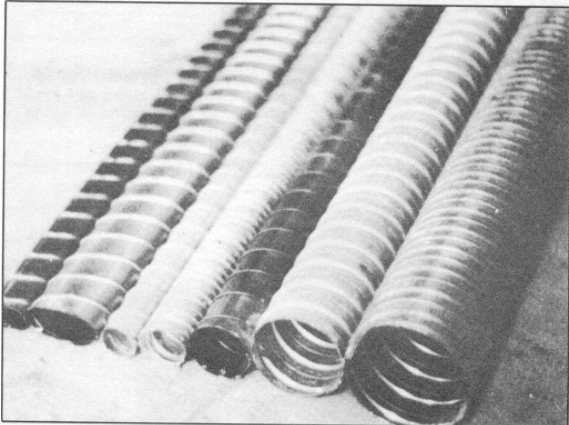


Foto Rudloff Sistemas

Fig. 2.10- Bainhas circulares e achatadas

As bainhas, como já se comentou no Capítulo 1, são dutos flexíveis de chapa corrugada de aço ou plástico, nos quais são alojados os cabos de protensão. Cada cabo de protensão pode ser constituído por uma ou mais cordoalhas (ou fios, ou barras).

No caso de aderência posterior, após o endurecimento do concreto e a aplicação da força de protensão, uma calda de cimento é injetada na bainha preenchendo totalmente os espaços vazios. Neste caso, deve-se empregar bainhas de aço.

Observe-se que no caso de cordoalhas engraxadas, cada uma delas constitui um cabo monocordoalha, com bainha de plástico incorporada. Só podem ser utilizadas em protensão sem aderência.

Além das bainhas e ancoragens por cunhas, há uma variedade muito grande de elementos complementares que constituem os sistemas de protensão. Portanto, não cabe – nem seria praticável – discriminar todos neste texto. Alguns exemplos deverão demonstrados em sala de aula.

2.6- Sistemas de protensão

Revedo conceitos já expostos anteriormente, podemos classificar os sistemas de protensão com respeito à *existência ou não de aderência* entre concreto e armadura ativa, e quanto à *ocasião em que ela se processa*.

A protensão *sem aderência* é realizada com armadura pós-tracionada, isto é, a armadura ativa é tracionada após a execução da peça de concreto.

A inexistência de aderência refere-se somente à armadura ativa, uma vez que a armadura passiva (frouxa) sempre deve estar aderente ao concreto.

Em certos sistemas de protensão sem aderência, a armadura ativa é colocada em dutos formados por bainhas metálicas ou de plástico. Após à aplicação da força de protensão, essas bainhas são injetadas com graxa ou outro material capaz de proteger a armadura contra corrosão. No caso de cordoalha engraxada, como já vimos, tem-se monocordoalhas com bainha de plástico extrudado incorporada.

Em outros sistemas de protensão sem aderência, os cabos são colocados externamente à peça de concreto já moldada, de modo semelhante ao caso de vigas armadas com tirantes externos (viga-vagão).

A *protensão com aderência* em geral é executada por duas maneiras:

- com *aderência inicial*, em que a peça é concretada envolvendo uma armadura previamente tracionada e ancorada em dispositivos externos. Com a liberação total ou parcial da possibilidade de deformação da armadura pré-tracionada, a força de protensão é transferida ao concreto pela aderência que deve então estar suficientemente desenvolvida;
- com *aderência posterior*, em que a protensão é aplicada sobre uma peça de concreto já endurecido e a aderência é processada posteriormente. No caso de cabos que são passados no interior de bainhas, estas podem ser injetadas com calda de cimento após a aplicação da força de protensão e ancoragem dos cabos por meio de dispositivos mecânicos.

Como também já se comentou no Capítulo 1, a protensão com aderência inicial é muito empregada nas pistas de fabricação de elementos pré-moldados; nestas, a ancoragem provisória da armadura pré-tracionada é feita nos blocos de cabeceira das pistas.



Fonte: Cauduro, E. (2003)

Fig. 2.11– Vista geral das linhas de produção



Fig. 2.12– Produção de lajes por extrusão

Numa pista de protensão, as cabeceiras de ancoragem das cordoalhas são chamadas de ativa e passiva. A ativa é aquela pela qual é feito o estiramento dos cabos.

As características das cabeceiras dependem do tipo de elemento que está sendo produzido na pista.

Na foto ao lado mostra-se uma cabeceira de uma pista de protensão de vigas tipo duplo-T. Como se pode perceber, as cordoalhas distribuem-se no talão inferior e também na alma das vigas.

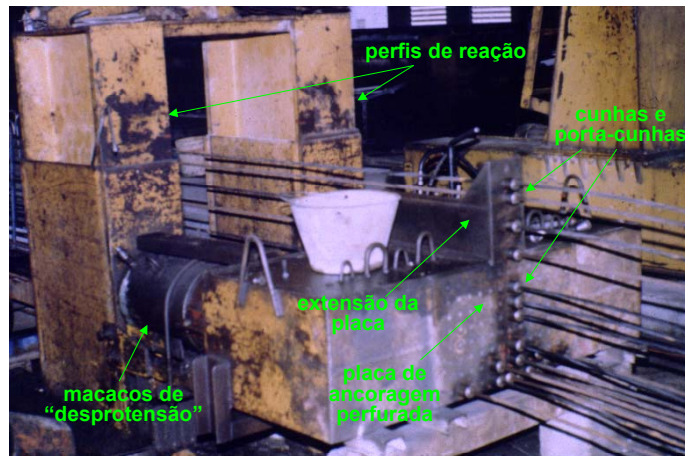


Fig. 2.13– Exemplo de uma cabeceira de ancoragem

No caso de protensão com aderência posterior, geralmente os cabos são pós-tracionados por meio de macacos hidráulicos especiais, que se apoiam nas próprias peças de concreto já endurecido. Chegando-se ao valor especificado da força de protensão, os cabos são ancorados por meio de dispositivos como placas de ancoragem com cunhas metálicas ou de argamassa de alta resistência, porcas especiais, grandes blocos de concreto de ancoragem, etc.

Via de regra os sistemas de protensão são patenteados, em função principalmente das particularidades dos dispositivos de ancoragem e do processo e respectivos macacos hidráulicos utilizados para tracionar a armadura.

As informações para projeto, como tipo, capacidade e dimensões das ancoragens ativas e passivas, armaduras complementares de fretagem, etc., são fornecidas pelas empresas que exploram a patente de cada sistema de protensão. Essas mesmas empresas, ou outras licenciadas, oferecem serviços especializados na obra.



Fig. 2.14– Ilustração de ancoragem com placa de aço e cunhas



Fig. 2.15– Ilustração de macaco de protensão multi-cordoalha

As Figuras 2.16 a 2.19 ilustram aspectos do sistema de protensão utilizado no Brasil (MacProtensão) no caso de cordoalhas engraxadas.



Fonte: Cauduro, E.

Fig. 2.16– Elementos de ancoragem para cordoalha engraxada



Fonte: Cauduro, E.

Fig. 2.17– Ilustração de cordoalha ancorada



Fonte: Cauduro, E.

Fig. 2.18– Macaco de protensão monocordoalha



Fonte: Cauduro, E.

Fig. 2.19– Ilustração de cordoalhas engraxadas disposta em uma laje

2.7- Sugestões de estudos

1. Procure obter catálogos de produtos junto aos fabricantes, assim como outros dados na Internet. Procure também em *sites* estrangeiros.
2. Faça visitas técnicas a fábricas de pré-moldados de concreto protendido e a obras em andamento.
3. Consulte outras referências bibliográficas, especialmente os próprios textos das normas técnicas brasileiras. Como sugestão inicial, estude as referências bibliográficas a seguir.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro.

LEONHARDT, F. (1983). *Construções de concreto: concreto protendido*. Rio de Janeiro, Interciência, v 5.

PFEIL, W. (1988). *Concreto protendido*. 2.ed. Rio de Janeiro, LTC Livros Técnicos. 3 v.

4. Escolha algumas obras em andamento ou já construídas e procure caracterizar as classes de agressividade ambiental. Especifique, de acordo com as prescrições da NBR 6118, as características desejáveis do concreto, especialmente do cobrimento da armadura.

Capítulo 3

Esforços solicitantes e introdução às perdas de protensão

3.1- Estruturas isostáticas versus hiperestáticas

Como já comentamos várias vezes nos capítulos anteriores, as forças de protensão são ações especiais, pois elas são programadas no projeto de uma estrutura para produzir os esforços e deslocamentos desejados.

O cálculo de esforços solicitantes causados pela protensão é feito pela Teoria das Estruturas, com os mesmos métodos empregados para analisar o efeito de outras ações, como o peso próprio, cargas móveis, deslocamentos de apoio, etc.

Todavia, exatamente pelo fato das forças de protensão comporem um sistema especial de forças capaz de melhorar o comportamento de uma estrutura, há que se considerar as suas peculiaridades e os procedimentos específicos usualmente empregados no projeto.

Uma das particularidades a destacar refere-se ao fato de estarmos tratando de estruturas isostáticas ou hiperestáticas.

Uma estrutura isostaticamente determinada qualquer, como se ilustra na Fig. 3.1, pode se deformar livremente quando são aplicadas forças de protensão em quaisquer direções. O sistema composto pela estrutura e pelos cabos de protensão é um sistema autoequilibrado e as reações de apoio são nulas.

Conseqüentemente, numa estrutura isostática os esforços solicitantes internos podem ser determinados apenas por equações de equilíbrio, como foi feito nos exemplos apresentados nos capítulos anteriores.

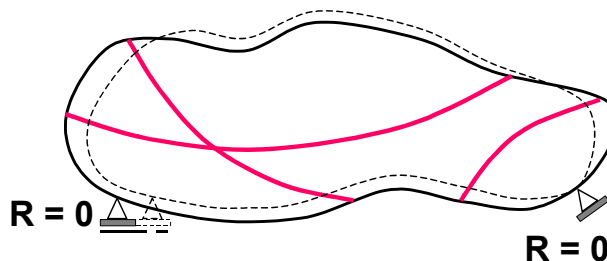


Fig. 3.1 – Efeito da protensão em estrutura isostática

Já no caso de estruturas hiperestáticas, como se ilustra na Fig. 3.2, a existência de vínculos redundantes acarreta reações de apoio diferentes de zero. Tais reações de apoio causam esforços solicitantes na estrutura que se somam aos esforços provocados pelos cabos de protensão na estrutura isostática equivalente.

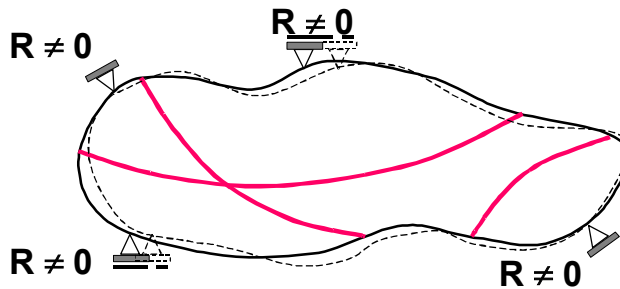


Fig. 3.2 – Efeito da protensão em estrutura hiperestática

Os esforços causados pelas forças de protensão numa estrutura isostática são comumente chamados de *isostáticos de protensão*, enquanto os esforços causados pelas reações de apoio numa estrutura hiperestática são comumente chamados de *hiperestáticos de protensão*.

No presente estágio de apresentação dos fundamentos do concreto protendido, é abordado apenas o cálculo de estruturas isostáticas. A metodologia geral de cálculo de esforços solicitantes será detalhada mais adiante.

O cálculo de esforços solicitantes causados pela protensão em estruturas isostáticas pode ser feito sem novidades, como se esquematiza na Fig. 3.3.

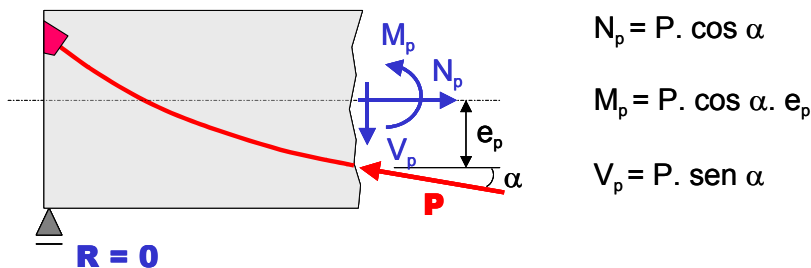


Fig. 3.3 – Equilíbrio de forças numa seção transversal de viga isostática

3.2- Noções sobre perdas de protensão

Já vimos que, por definição, uma peça é de concreto protendido quando está submetida a um sistema de forças especial e permanentemente aplicadas, que são as forças de protensão.

Embora essas forças de protensão devam ser de caráter *permanente*, elas estão sujeitas a variações de intensidade, para maiores ou menores valores.

A diminuição da intensidade da força de protensão é, de modo geral, chamada de *perda de protensão*, embora em alguns casos possamos atribuir uma designação diferente –*queda de protensão*–, como uma forma de distinguir situações que são inerentes aos processos de transferência de tensões ao concreto, como veremos mais adiante.

3.2.1- Perdas por retração e fluência do concreto

Como se sabe, o concreto é um material sujeito a deformações intrínsecas, isto é, que são decorrentes da natureza da sua estrutura interna, da sua reologia.

A *retração*, especialmente a retração por secagem, é um fenômeno que se relaciona com o equilíbrio higratérmico do concreto com o meio ambiente, que acaba resultando em encurtamentos do concreto que se manifestam ao longo do tempo.

A *fluência*, que ocorre no concreto submetido a ações de longa duração, também é um fenômeno que se manifesta ao longo do tempo, produzindo deformações elásticas e plásticas progressivas das fibras nas regiões solicitadas.

Nesses casos, a protensão, que introduz esforços de compressão prévios e de longa duração nas seções das peças, sofre as conseqüências do encurtamento do concreto na região da armadura protendida.

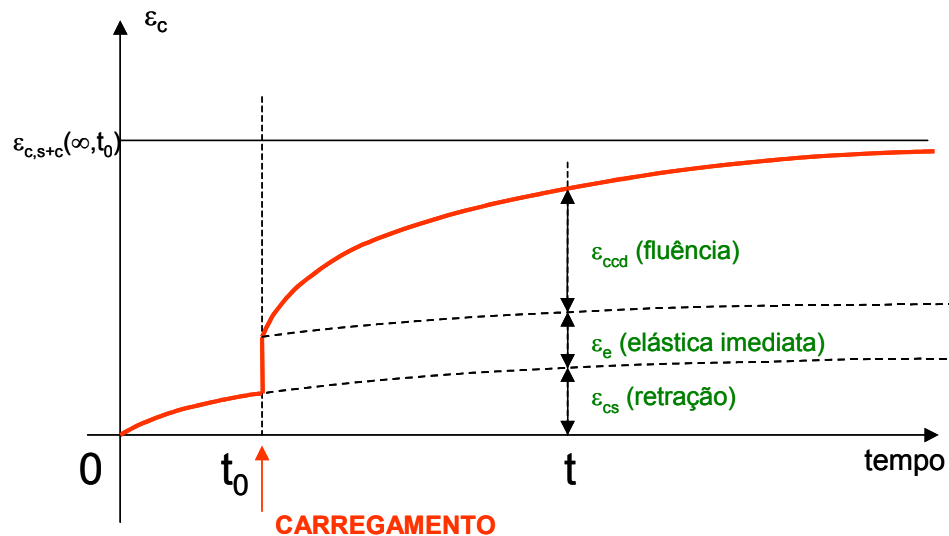


Fig. 3.4 – Deformações por retração e fluência do concreto ao longo do tempo

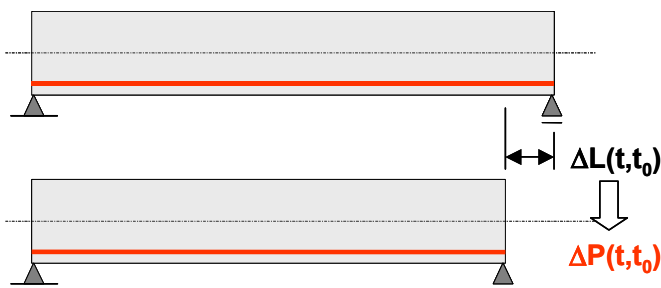


Fig. 3.5 – Encurtamento e perda de tensão na armadura

Se a peça de concreto como um todo, ou a região onde está localizada a armadura de protensão, sofre um encurtamento ao longo do tempo, a armadura também sofre os efeitos desse encurtamento, ocorrendo então a progressiva diminuição do valor da força de protensão instalada.

Portanto, as deformações decorrentes da retração e da fluência do concreto causam uma *perda progressiva da força de protensão*, fazendo com que o valor inicialmente instalado dessa força sofra uma diminuição progressiva até se estabilizar, num tempo infinito (na prática, a maior parte dessas perdas ocorre num intervalo de tempo de 2 a 3 anos).

A essa perda causada pela retração e pela fluência, soma-se outra, também de caráter progressivo, que é conseqüência da *relaxação do aço de protensão*, o que será visto mais adiante.

Esta é a principal razão pela qual *aços de baixa resistência não se mostram adequados* para a execução de armaduras de protensão.

Vejamos um exemplo de comparação de duas situações em que sejam empregados aços de baixa e alta resistência. Suponhamos que uma viga de concreto protendido seja dimensionada essencialmente com as *mesmas características* geométricas e mecânicas e a *mesma força de protensão*, apenas com diferença no tipo de aço empregado, e, conseqüentemente, distintas áreas de seção transversal de armadura.

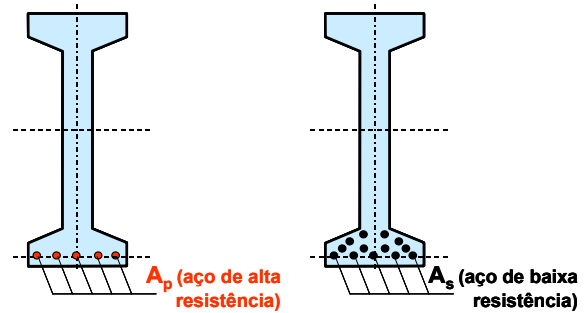


Fig. 3.6 – Seções transversais idênticas porém com diferentes seções de armadura

No caso de aço de baixa resistência, para uma dada força de protensão instalada, a tensão na armadura, e portanto também a deformação, é menor que aquela no caso de aço de alta resistência.

Fazendo analogia com uma mola:

$$F = k \cdot x \Rightarrow P = k_s \cdot \Delta L_s = k_p \cdot \Delta L_p$$

$$\text{Sendo } A_s > A_p \Rightarrow k_s > k_p$$

Portanto, para uma mesma força de protensão: $\Delta L_p > \Delta L_s$.

Se tivermos um encurtamento do concreto $\Delta \epsilon_c$ (causado pela retração e pela fluência) da mesma ordem de grandeza nos dois casos, fica fácil notar que a perda de protensão é proporcionalmente maior no caso de aço de baixa resistência:

$$\Delta P_s > \Delta P_p$$

Em outras palavras, existe um "efeito de mola", que confere ao concreto protendido maior ou menor grau de resiliência.

De acordo com Leonhardt, "diz-se que uma protensão tem *elevada resiliência* quando for utilizado um aço para protensão de resistência muito elevada, com grande alongamento (alongamento elástico) de tal modo que a perda da força de protensão devida à retração e à fluência permaneça pequena".

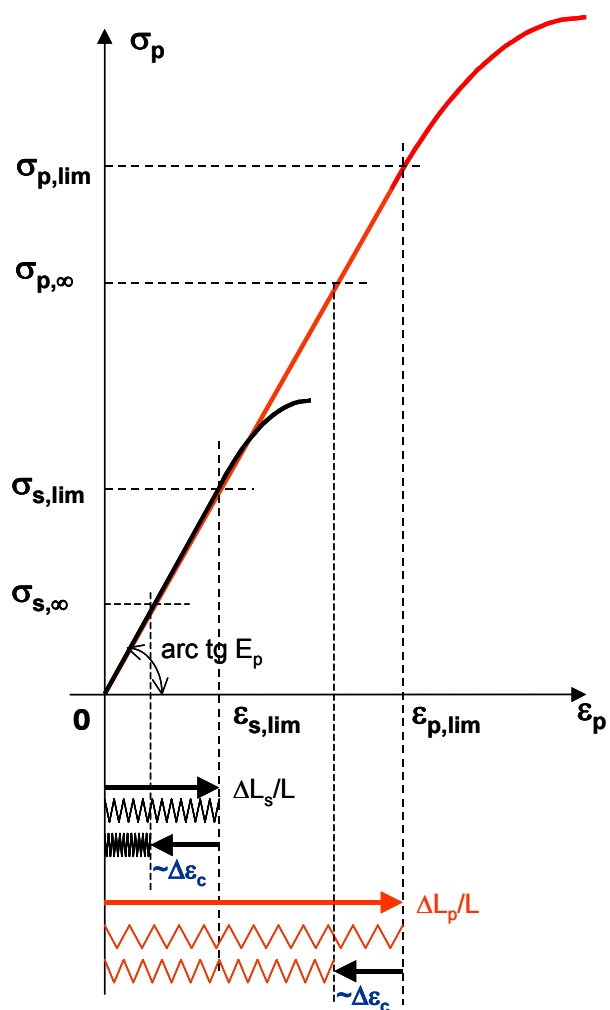


Fig. 3.7 – Demonstração do "efeito de mola"

Diz-se que se tem protensão de *baixa resiliência* quando o aço para protensão for de resistência moderada. Neste caso, podem ocorrer grandes perdas de protensão".

Diz-se que a protensão é *não-resiliente* quando a estrutura de concreto for protendida entre dois encontros rígidos como, por exemplo, em rocha com macacos hidráulicos planos (macacos externos), de modo que o alongamento elástico que ocorre é exclusivamente o encurtamento elástico do concreto e dos encontros (não

há um "efeito de mola" considerável).

Esse tipo de protensão perde-se quase que completamente por efeito da retração e da fluência do concreto ou por diminuição de temperatura. Deve-se, por isso, prever uma possibilidade de "protensão posterior".

3.2.2- Perdas por relaxação e fluência do aço de protensão

A relaxação e a fluência do aço de protensão são dois fenômenos distintos que também causam perdas progressivas de protensão.

A relaxação do aço corresponde à diminuição da tensão no aço, que ocorre quando a armadura, deformada por uma solicitação inicial, é mantida com comprimento constante. Ou seja, ocorre um alívio de tensão na armadura enquanto ela é mantida com *comprimento ou deformação constante*.

Já a fluência do aço ocorre quando a deformação do aço aumenta ao longo do tempo enquanto a *tensão é mantida constante*.

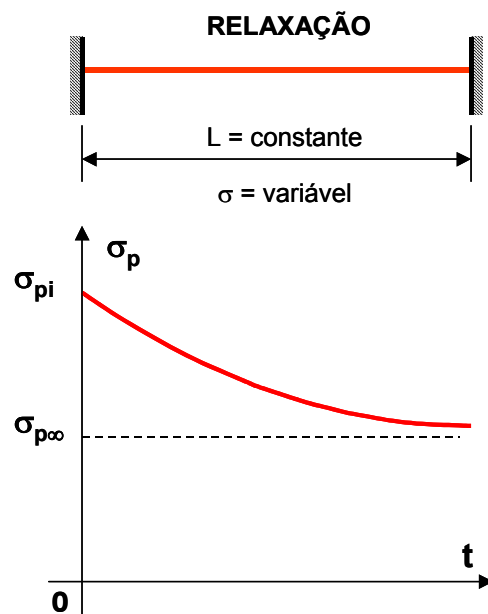


Fig. 3.8 – Ilustração da relaxação do aço

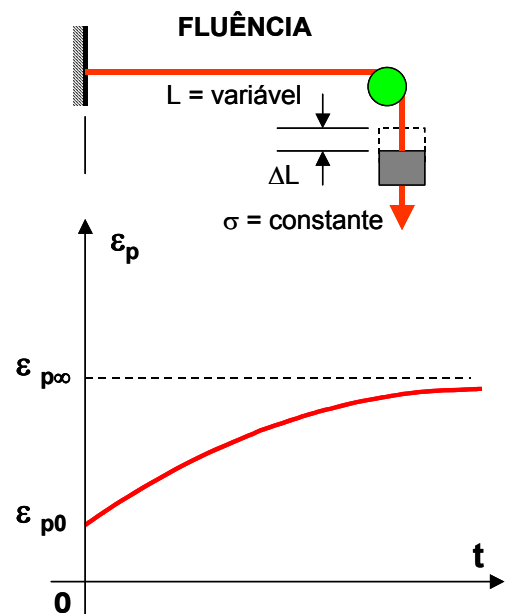


Fig. 3.9 – Ilustração da fluência do aço

Segundo Leonhardt (ver com mais detalhes nessa referência bibliográfica), para o caso de concreto protendido, a deformação devida à fluência não é decisiva, uma vez que o comprimento da armadura é aproximadamente constante, a despeito da retração e fluência do concreto. Mais importante é a relaxação do aço, e para minimizar os efeitos desse fenômeno, são fabricados aços tipo RB, isto é, de baixa relaxação.

3.2.3- Perdas de protensão por atrito dos cabos

No caso de protensão com aderência posterior, em que a armadura é tracionada após a concretagem da peça, o *atrito entre o cabo e a bainha* acarreta perdas de protensão que devem ser consideradas no cálculo.

Esse atrito é maior nos trechos curvos, em razão das elevadas pressões de contato que surgem no desvio da trajetória dos cabos. Entretanto, pode haver atrito também nos trechos virtualmente retílineos, em consequência de ondulações parasitas que ocorrem na prática.

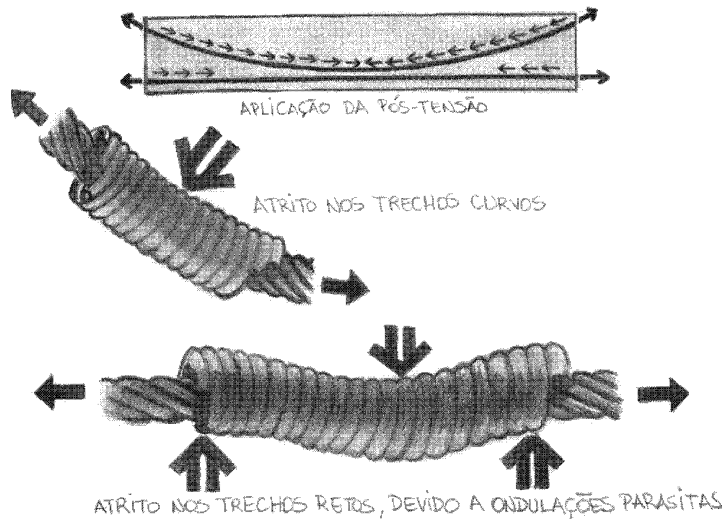


Fig. 3.10- Ilustração das perdas por atrito nos cabos

3.2.4- Perda de tensão na armadura decorrente da deformação imediata do concreto

No caso de protensão com aderência inicial, a armadura de protensão é pré-tracionada com certo valor de tensão. Com a liberação da armadura das ancoragens nas cabeceiras da pista, a *força de protensão é transferida ao concreto, que se deforma*. Essa deformação acarreta perda de tensão na armadura, que está aderida ao concreto.

Essa perda de protensão é inerente ao processo de execução, uma vez que, para haver instalação da força de protensão, é necessário que haja deformação do concreto. Por esta razão, pode-se também dizer que este fenômeno corresponde a uma "queda de tensão na armadura" e não propriamente a uma "perda de protensão".

No concreto de protensão com aderência posterior, o macaco de protensão apoia-se em parte da própria peça a ser protendida.

Portanto, à medida que se traciona a armadura, está se comprimindo o concreto, não havendo portanto queda de tensão por deformação imediata do concreto, quando se tem apenas um cabo de protensão.

Quando se tem mais de um cabo, se eles forem tracionados um de cada vez, como é usual, a deformação no concreto provocada pelo cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão os cabos já ancorados. Neste caso deve-se calcular um valor médio (ou então sobretensionar os cabos de modo que após todas as operações de distensão todos eles fiquem com a mesma força de protensão, o que, entretanto, não é muito prático, porque dificulta as operações de tração dos cabos).

3.2.5- Perda de tensão na armadura decorrente de acomodação das ancoragens

Pode haver perda de tensão na armadura por *acomodação dos elementos de ancoragem*. A magnitude dessa perda depende do tipo de ancoragem, enfim, do sistema de protensão adotado, e do comprimento dos cabos pelo qual se distribui a distância de acomodação da ancoragem.

Para compensar esse efeito na execução da pós-tração, pode-se programar a aplicação de forças de protensão um pouco maiores, prevendo-se essa acomodação.

3.3- Valores representativos da força de protensão

Valores típicos

Na elaboração do projeto e na execução de elementos de concreto protendido, há valores particulares da força de protensão que são associados a situações típicas, e que são determinados para servir como orientação tanto na verificação de esforços, etc., como também na execução da protensão na obra ou na fábrica.

As definições desses valores particulares da força de protensão em cada situação a ser considerada (e que portanto são valores representativos de determinados estados da força de protensão), bem como as respectivas notações, são dadas na NBR-6118.

Força na armadura P_i

P_i = força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração. Esta força corresponde, por exemplo, à força aplicada pelos macacos hidráulicos, na pista de protensão, antes de ser realizada a ancoragem dos fios ou cordoalhas nas cabeceiras da pista. Ou então, à força máxima aplicada pelos macacos hidráulicos, no caso de pós-tração, antes de ser realizada a ancoragem por meio de cunhas, calços ou outros dispositivos de ancoragem.

Tanto no caso de pré-tração como no de pós-tração, a força P_i é a máxima força na armadura ativa, e as correspondentes tensões devem ser limitadas a um valor máximo estabelecido pela NBR-6118. Durante a aplicação da força de protensão na obra ou na fábrica, o atingimento desse valor é verificado pelo operador do equipamento de tração dos cabos, através da leitura da pressão do óleo no manômetro das bombas hidráulicas e também pela aferição do alongamento do cabo, cujo valor estimativo deve ser fornecido pelo projetista.

Força na armadura P_a

P_a = força na armadura de protensão, no caso de pré-tração, no instante imediatamente anterior à sua liberação das ancoragens externas, na seção de abscissa $x = 0$. Esta força corresponde ao valor da força de tração P_i subtraídas as perdas de tensão decorrentes do escorregamento dos fios ou cordoalhas nas ancoragens provisórias das cabeceiras da pista, da relaxação do aço e da retração inicial do concreto, sendo a peça ainda não solicitada por ações externas.

Este valor se refere somente à situação de pré-tração em pistas: é o valor da "força ancorada", correspondente à situação imediatamente anterior à transferência da protensão ao concreto.

Força na armadura ou no concreto $P_o(x)$

$P_o(x)$ = força de protensão no tempo $t = 0$, na seção de abscissa x . Esta força corresponde ao valor inicial da força de protensão transferida ao concreto (tempo $t = 0$), e é obtido, no caso de pré-tração, a partir da força de tração P_a , deduzindo-se os valores das perdas de tensão decorrentes da deformação imediata do concreto. No caso de pós-tração, é obtida a partir da força P_i , deduzindo-se os valores das perdas de tensão decorrentes do atrito nos cabos, do escorregamento dos fios ou cordoalhas na ancoragem e acomodação da ancoragem, da deformação imediata do concreto devida ao estiramento dos cabos restantes, da retração inicial do concreto, da fluência inicial do concreto e da relaxação inicial da armadura.

Este valor corresponde ao valor da força de protensão antes das perdas progressivas e acontece no instante imediatamente posterior à transferência da protensão ao concreto.

Força na armadura ou no concreto $P_t(x)$

$P_t(x)$ = força de protensão no tempo t e na seção de abcissa x:

$$P_t(x) = P_0(x) - \Delta P_t(x) = P_i - \Delta P_0(x) - \Delta P_t(x)$$

Esta força correspondente ao valor da força de protensão na abcissa x, variável em função do tempo em consequência das perdas progressivas de protensão provocadas pela retração posterior e fluência do concreto e da relaxação posterior da armadura.

Neste caso, os valores são variáveis no tempo, em função das perdas progressivas, e tendem ao valor final $P_\infty(x)$, que é o valor da força de protensão após terem ocorrido todas as perdas.

Essas diferentes situações são ilustradas na Fig. 3.10, a seguir, somente para o caso de pré-tração com cabos retos. Para o caso de pós-tração e cabos com outros perfis, devem ser feitas as devidas adaptações.

Valores representativos da força de protensão (caso de pré-tração)

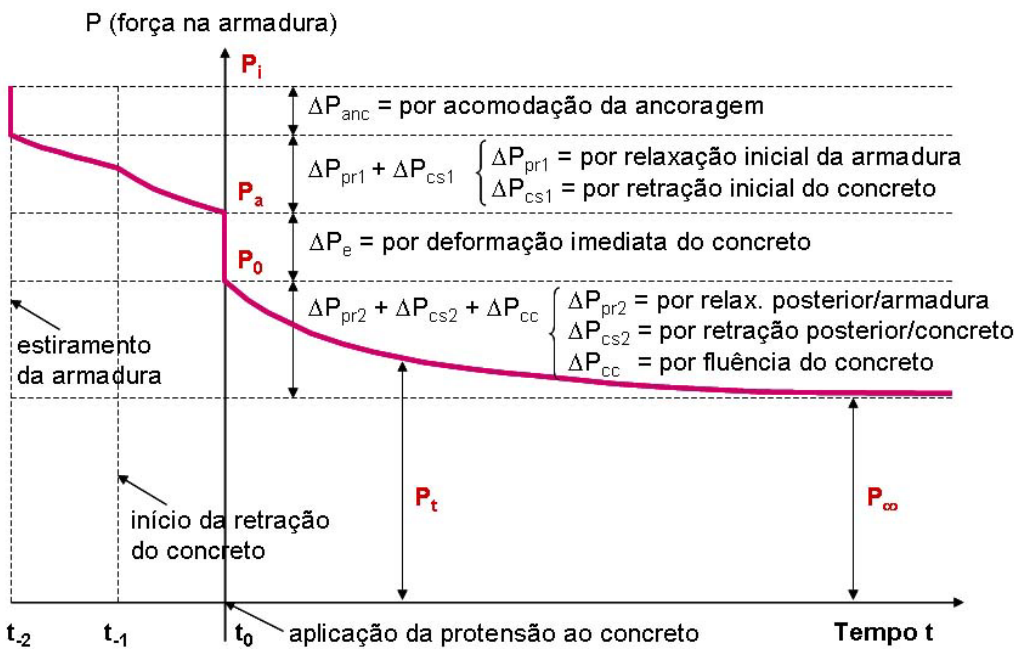


Fig. 3.11- Valores representativos da força de protensão – caso de pré-tração

Valores característicos da força de protensão

Conforme a NBR 6118 (item 9.6.1.3), “os valores médios, calculados de acordo com 9.6.1.1, podem ser empregados no cálculo dos valores característicos dos efeitos hiperestáticos da protensão”.

“Para as obras em geral admite-se que os valores característicos $P_{k,t}(x)$ da força de protensão possam ser considerados como iguais ao valor médio, exceto quando a perda máxima $[\Delta P_0(x) + \Delta P_t(x)]_{max}$ é maior que $0,35 P_i$. Neste caso, e nas obras especiais que devem ser projetadas de acordo com normas específicas, que considerem os valores característicos superior e inferior da força de protensão, devem ser adotados os valores:

$$[P_{k,t}(x)]_{sup} = 1,05 P_t(x) \quad e \quad [P_{k,t}(x)]_{inf} = 0,95 P_t(x)$$

Os valores de cálculo da força de protensão no tempo t são dados pela expressão:

$$P_{d,t}(x) = \gamma_p P_t(x)$$

sendo o valor de γ_p estabelecido na seção 11 da NBR 6118.

A Tabela 11.1 da NBR 6118 fornece os diversos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último, para combinações normais, especiais ou de construção e excepcionais. Dessa tabela tem-se, para o caso de protensão:

$$\gamma_p = 1,2 \text{ (em caso desfavorável), e } \gamma_p = 0,9 \text{ (em caso favorável).}$$

3.4- Valores limites de tensões na armadura ativa

A tensão na armadura ativa deve ser verificada para diversas situações em serviço, para evitar que nestas situações não haja uma solicitação exagerada e deformações irreversíveis de grande magnitude.

A NBR-6118 estabelece que "durante as operações de protensão, a força de tração na armadura não deve superar os valores decorrentes da limitação das tensões no aço correspondentes a essa situação transitória, fornecidos em 9.6.1.2.1 a 9.6.1.2.3".

Além disso, "após o término das operações de protensão, as verificações de segurança devem ser feitas de acordo com a seção 10 desta norma" (na seção 10 são definidos os estados limites).

3.4.1- Valores limites por ocasião operação de protensão

a) Caso de pré-tração

Por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,90 f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços da classe RN})$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,85 f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços da classe RB})$$

b) Caso de pós-tração

Por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 f_{ptk} \\ 0,87 f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços da classe RN})$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 f_{ptk} \\ 0,82 f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços da classe RB})$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,72 f_{ptk} \\ 0,88 f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços CP-85/105, fornecidos em barras})$$

3.4.2- Valores limites ao término das operações de protensão

A NBR-6118 estabelece que "ao término das operações de protensão, a tensão $\sigma_{p0}(x)$ da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada, decorrente da força $P_0(x)$, não deve superar os limites estabelecidos em 9.6.1.2.b".

O item 9.6.1.2.b é o que estabelece valores limites para a tensão na armadura por ocasião do estiramento para o caso de pós-tração, ou seja, os limites apresentados no item anterior destas notas de aula (item 3.4.1-b).

3.4.3- Tolerância de execução

Segundo a NBR-6118, "por ocasião da aplicação da força P_i , se constatadas irregularidades na protensão, decorrentes de falhas executivas nos elementos estruturais com armadura pós-tracionada, a força de tração em qualquer cabo pode ser elevada, limitando a tensão σ_{pi} aos valores estabelecidos em 9.6.1.2.1.b majorados em até 10%, até o limite de 50% dos cabos, desde que seja garantida a segurança da estrutura, principalmente nas regiões das ancoragens".

3.5- Determinação dos valores representativos de P

Uma vez conhecido o valor de P_i , que é a força de protensão aplicada à armadura durante o seu estiramento, pode-se calcular os demais valores representativos: P_a , P_0 e P_∞ .

3.5.1- Determinação da força P_a (caso de pré-tração)

Como já vimos anteriormente, o valor P_a corresponde ao valor da força de protensão imediatamente anterior à transferência de tensões ao concreto, e tem sentido apenas no caso de protensão em pista com pré-tração dos cabos (veja a Fig. 3.10).

Para se determinar o valor de P_a a partir do valor de P_i é necessário considerar as seguintes perdas de protensão:

- ΔP_{anc} = escorregamento dos fios na ancoragem;
- ΔP_{atr} = atrito nos desvios da armadura (caso de cabos poligonais);
- ΔP_{ri} = relaxação inicial da armadura;
- ΔP_{csi} = retração inicial do concreto.

a) Escorregamento dos fios na ancoragem (em pistas de protensão)

Nas pistas de protensão de fábricas de pré-moldados, por exemplo, geralmente são empregadas cunhas e porta-cunhas de aço para a ancoragem de fios e cordoalhas nas cabeceiras.

A acomodação das ancoragens, neste caso (supondo-se que os blocos de cabeceira são muito rígidos), acarreta um deslocamento do ponto de ancoragem da ordem de 4 a 6 mm, dependendo do tipo de cabo e da existência ou não de pistão de cravação de cunhas nos macacos de protensão.

Essa perda deve ser contada apenas no lado da cabeceira ativa (onde se situa o macaco de protensão), uma vez que na outra (cabeceira passiva), a acomodação vai se dando durante a própria operação de estiramento.

É fácil perceber que se a pista de protensão for longa, essa perda de protensão é muito pequena. Vejamos um exemplo, com valores aproximados:

- comprimento da pista = 120 m = 120.000 mm
- valor aproximado da deformação do aço, por ocasião do estiramento = 0,007 = 0,7%
- valor aproximado do alongamento do cabo na pista de 120 m: 120.000 x 0,007 = 840 mm

Como se vê, numa pista longa, o alongamento que o cabo sofre para se atingir a força especificada é grande (840 mm, no exemplo). Se houver um recuo do ponto de ancoragem, por acomodação da ancoragem, da ordem de 6 mm, a perda percentual será desprezível:

$$\Delta P_{\text{anc}} = \frac{6 \text{ mm}}{840 \text{ mm}} = 0,7\%$$

b) Perda por atrito nos desvios de armadura (cabos poligonais)

No caso de cabos poligonais pré-tracionados em pista, deve-se calcular a perda de protensão por atrito nos cabos nos pontos de desvio.

O cálculo dessa perda é simples, porém não será descrito aqui, sendo objeto de estudo em um capítulo especial.

c) Relaxação inicial da armadura

A partir do momento em que os cabos são estirados, o aço de protensão já começa a sofrer o fenômeno de relaxação.

A perda de protensão por relaxação inicial da armadura, aqui referida, corresponde àquela que se manifesta no intervalo de tempo entre o estiramento da armadura e a aplicação da protensão ao concreto. É claro que este tipo de perda ocorre continuamente ao longo do tempo; apenas considerou-se separadamente uma fração "inicial" para efeito de cálculo do valor de P_a .

O cálculo da perda de protensão por relaxação do aço de protensão é feito, segundo a NBR-6118, pela determinação do coeficiente $\psi(t, t_0)$, definido por:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta \sigma_{\text{pr}}(t, t_0)}{\sigma_{\text{pi}}}$$

Onde:

$\Delta \sigma_{\text{pr}}(t, t_0)$ = perda de tensão por relaxação pura (com comprimento constante) desde o instante t_0 do estiramento da armadura até o instante t considerado;

σ_{pi} = tensão da armadura de protensão no instante de seu estiramento.

O coeficiente $\psi(t, t_0)$ depende de se tratar de pré-tração ou pós-tração, sendo afetado pelas perdas imediatas de tensão do aço, na seção considerada.

Os valores de relaxação são fixados nas especificações correspondentes aos aços de protensão empregados. As NBR-7482 e NBR-7483 estabelecem valores médios, medidos após 1.000 horas à temperatura constante de 20°C, para as perdas de tensão referidas a três valores básicos da tensão inicial: 50%, 60%, 70% e 80% da resistência característica f_{ptk} . Esses valores dependem da classe de relaxação do aço e são reproduzidos na Tabela 3.1 a seguir.

<i>Tabela 3.1 - Valores de Ψ_{1000}, em % (Tabela 8.3 da NBR-6118)</i>					
σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

RN = Relaxação normal
RB = Relaxação baixa

A Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, fornecedora de aços de protensão no Brasil, também apresenta em seus catálogos valores de ψ_{1000} , obtidos experimentalmente.

Os valores correspondentes a tempos diferentes de 1.000 horas, mantendo-se sempre a temperatura 20 °C, podem ser determinados a partir da seguinte expressão:

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{1.000} \right)^{0,15} \quad (\text{tempo expresso em horas})$$

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (\text{tempo expresso em dias})$$

A NBR-6118 especifica ainda que para tensões inferiores a 0,5 f_{ptk} não haja perda de tensão por relaxação. Para tensões intermediárias entre os valores fixados na tabela, permite-se a interpolação linear.

Pode-se considerar que para o tempo infinito o valor de $\psi(t, t_0)$ é dado por $\psi(t, t_\infty) \cong 2,5 \psi_{1000}$.

* * *

Vejamos um exemplo de cálculo da perda de tensão por relaxação do aço de protensão, num intervalo de tempo pequeno, correspondente a aquele entre o estiramento e a aplicação da protensão ao concreto.

Supondo o uso de cordoalhas de relaxação normal e estiramento da armadura com tensão $\sigma_{pi} = 0,80 f_{ptk}$, tem-se pela tabela da NBR-6118:

$$\psi_{1000} = 12,0\%$$

Admitindo um intervalo de tempo entre estiramento e a aplicação da protensão igual a 15 horas, e temperatura constante e igual a 20 °C (o que não é correto, prin-

principalmente quando se utiliza cura a vapor), calcula-se:

$$\psi(t, t_0) = 12\% \left(\frac{15 \text{ h}}{1.000} \right)^{0,15} = 6,4\%$$

Portanto, haveria uma perda de tensão não desprezível neste caso. Possivelmente, este valor seria ainda maior, tendo em vista o uso de cura a vapor e a significativa elevação de temperatura. A norma brasileira não oferece nenhuma indicação para o tratamento da questão da variação de temperatura.

Com uso de aço de relaxação baixa, essa perda é sensivelmente diminuída, como se pode ver pelos valores dos coeficientes na tabela.

d) Retração inicial do concreto (em pistas de protensão)

Logo após o início do endurecimento do concreto e o desenvolvimento de uma suficiente tensão de aderência entre aço e concreto, a retração do concreto que possa se manifestar no intervalo de tempo considerado provoca uma perda de tensão na armadura.

Esta perda deve ser calculada de acordo com teorias estabelecidas, assunto que voltará a ser comentado mais adiante.

Entretanto, no caso de produção em fábricas, admitindo-se que os procedimentos de cura do concreto sejam iniciados logo após o seu adensamento, e que o elemento estrutural esteja em ambiente úmido, saturado, parece razoável desprezar o efeito da retração inicial do concreto, ainda mais quando o intervalo de tempo entre a concretagem e a transferência da protensão seja pequeno.

Além disso, não temos dados sobre o fenômeno da retração durante um período de cura a vapor e uso de cimento de alta resistência inicial, geralmente empregados nas fábricas de pré-moldados protendidos.

e) Variação da força de protensão de P_i a P_a

A partir dos comentários apresentados neste item, podemos estimar, a grosso modo, uma variação percentual entre P_i e P_a , apenas para se fixar uma ordem de grandeza, para o caso de cabos retos, pista longa e cura acelerada:

$$\Delta P_{pi \rightarrow pa} = \Delta P_{anc} + \Delta P_{ri} + \Delta P_{csi} \cong \begin{cases} 7\% \text{ (aço RN)} \\ 3\% \text{ (aço RB)} \end{cases}$$

3.5.2- Determinação da força P_0

Para a determinação da força P_0 , que corresponde ao instante imediatamente posterior à transferência de tensões ao concreto, analisaremos as situações de pré-tração e de pós-tração separadamente.

a) Determinação de P_0 no caso de pré-tração

No caso de pré-tração, a força P_0 é determinada a partir da força P_a (a força "ancorada", imediatamente anterior à protensão do concreto).

Como se pode ver na Fig. 3.10, a diferença entre P_0 e P_a é devida unicamente à perda por deformação imediata do concreto (ΔP_e).

A perda de protensão por deformação imediata de concreto é decorrente do próprio processo de transferência da força de protensão ao concreto, que sofre a necessária deformação para ficar protendido.

De acordo com a NBR 6118, "a variação da força de protensão em elementos estruturais com pré-tração, por ocasião da aplicação da protensão ao concreto, e em razão do seu encurtamento, deve ser calculada em regime elástico, considerando-se a deformação da seção homogeneizada. O módulo de elasticidade do concreto a considerar é o correspondente à data de protensão, corrigido, se houver cura térmica".

Portanto, a tensão no concreto, numa altura y qualquer da seção transversal, calculada admitindo-se material elástico-linear e características mecânicas da seção homogeneizada (A_h , I_h , etc.), pode ser obtida pela expressão seguinte:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a \cdot e_p}{I_h} y$$

Esta expressão é utilizada no caso de protensão aplicada numa única fibra (isto é, toda a armadura de protensão pode ser considerada concentrada em um ponto da seção transversal), com excentricidade e_p com relação ao baricentro da seção transversal.

A tensão na armadura, logo após a transferência de tensões ao concreto resulta em (igualando as deformações no aço e no concreto):

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pa} + \alpha_p \cdot \sigma_{cp}$$

Onde:

σ_{cp} é agora a tensão no concreto (calculada com $y = e_p$) na fibra adjacente ao centro de gravidade da armadura ativa, e que resulta portanto em número negativo.

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c}$$

é a relação entre os módulos de deformação.

Daí, calcula-se $P_0 = A_p \cdot \sigma_{p0}$, e pronto!

* * *

Entretanto, na fabricação de componentes em pistas de protensão é freqüente a utilização de protensão aplicada em fibras distintas, isto é, por meio de fios ou cordoalhas situadas em diversas alturas na seção transversal da peça.

Isso decorre do fato de que, analisando-se as diversas combinações de ações a serem consideradas em função do histórico da peça, pode se tornar necessária a presença de armadura ativa também em outras posições, de modo a compensar efeitos desfavoráveis que ocorreriam no caso de protensão em uma única fibra.

Situações desse tipo acontecem, por exemplo, em vigas pré-fabricadas destinadas a servir de suporte a outros elementos ou a cargas variáveis elevadas. Com isso, é necessária uma força de protensão elevada, para a situação de carregamento total. Contudo, nas situações temporárias, como a de transporte da viga isolada, os efeitos dessa protensão elevada em geral são desfavoráveis e configuram uma situação crítica.

A diminuição da excentricidade da força de protensão, de modo direto, para se manter protensão em uma única fibra, em geral não resolve adequadamente o problema, uma vez que com isso se reduz a altura útil da seção, e com isso se diminui a capacidade resistente da peça no estado limite último.

Em outros casos, são dispostas cordoalhas ou fios em várias posições da seção transversal do elemento a ser produzido, com finalidades construtivas, como por exemplo para servir de pontos de fixação, amarração, de telas soldadas e outras

armaduras passivas. Mesmo nesta situação, elas devem em geral ser consideradas no cálculo, pois são armaduras ativas.

Essas forças de protensão aplicadas em fibras distintas acarretam deformações imediatas no concreto, havendo influência mútua entre as forças aplicadas e respectivas quedas de tensão, ou seja, a força aplicada em uma fibra "j" acarreta variação de tensões na armadura da fibra "k" e vice-versa.

A influência mútua entre as tensões nas armaduras situadas em fibras distintas pode ser explicitada através dos aqui chamados coeficientes de influência α_{jk} .

O significado físico desses coeficientes é que α_{jk} representa a perda de tensão que ocorre na armadura da fibra "j" quando é aplicada na fibra "k" uma tensão unitária.

Assim, tem-se:

$$\sigma_{p1,0} = \sigma_{p1,a} - (\alpha_{11} \sigma_{p1,a} + \alpha_{12} \sigma_{p2,a} + \dots + \alpha_{1k} \sigma_{pk,a})$$

$$\sigma_{pj,0} = \sigma_{pj,a} - (\alpha_{j1} \sigma_{p1,a} + \alpha_{j2} \sigma_{p2,a} + \dots + \alpha_{jk} \sigma_{pk,a})$$

ou seja:

$$\sigma_{pj,0} = \sigma_{pj,a} - \sum_k \alpha_{jk} \cdot \sigma_{pk,a}$$

e

$$\sigma_{cj} = -\frac{1}{\alpha_p} \sum_k \alpha_{jk} \cdot \sigma_{pk,a}$$

sendo

$$\alpha_{jk} = \frac{\alpha_p \cdot A_{pk}}{A_i} \left(1 + \frac{e_{pj} \cdot e_{pk}}{I_i / A_i} \right)$$

Nessas expressões todas as variáveis devem ser tomadas com seus respectivos sinais, inclusive as excentricidades da força de protensão. Obtido o valor de $\sigma_{pj,0}$ em cada nível de armadura, basta multiplicar este valor pela respectiva área de armadura, para obter o valor de cada força de protensão instalada.

b) Determinação de P_0 no caso de pós-tração

A força P_0 neste caso é calculada a partir do valor de P_i , deduzindo-se as seguintes perdas:

- ΔP_{atr} = atrito ao longo da armadura;
- ΔP_{anc} = escorregamento dos fios na ancoragem e acomodação da ancoragem;
- ΔP_e = deformação imediata do concreto pelo estiramento dos cabos restantes;
- ΔP_{csi} = retração inicial do concreto;
- ΔP_{cci} = fluência inicial do concreto;
- ΔP_{ri} = relaxação inicial da armadura.

Atrito ao longo da armadura (pós-tração)

Como já vimos, no caso de pós-tração é preciso considerar o fenômeno de atrito nos cabos, que ocorre nos trechos curvos e outros locais de desvio da trajetória da força de protensão, e também nos trechos teoricamente retos, em razão das ondulações parasitas das bainhas.

O valor das perdas por atrito nos cabos depende, portanto, do traçado dos cabos e das características de rugosidade dos materiais em contato.

O cálculo das perdas por atrito nos cabos será abordado em etapa mais adiante.

Escorregamento dos fios na ancoragem e acomodação da ancoragem (pós-tração)

No caso de pós-tração, há vários sistemas de protensão, que empregam diferentes tipos de ancoragem.

Nessas ancoragens, as perdas se dão tanto pelo escorregamento dos fios e cordoalhas nos dispositivos de encunhamento, como pela acomodação do elemento de ancoragem embutido no concreto.

Em alguns sistemas, este tipo de perda é muito pequeno, desprezível, como por exemplo o de ancoragem com rosca e porca, o sistema de grandes blocos de concreto de ancoragem (sistema Leonhardt), e os de ancoragem apoiada em argamassa ou calda de injeção (por aderência).

Grande parte dos sistemas de protensão, no entanto, utilizam ancoragens por cunhas.

Essas cunhas podem ser cunhas centrais, empregadas para ancoragem de vários fios ou cordoalhas por vez, ou de cunhas individuais.

A penetração das cunhas no processo de ancoragem, assim como a acomodação da ancoragem como um todo, são determinadas experimentalmente, e dependem do sistema e da potência dos cabos.

A Tabela 3.2 a seguir dá uma idéia dos valores dos deslocamentos que ocorrem em alguns tipos de ancoragem (Pfeil, 1983).

<i>Tabela 3.2- Sistema Freyssinet de cunha central</i>		
Tipo de Cabo	Força de protensão máxima (kN)	Penetração da cunha (mm)
12 ϕ 5 mm	270	4
12 ϕ 7 mm	520	7
12 ϕ 8 mm	680	8
6 ϕ 1/2"	750	12
12 ϕ 1/2"	1.500	12
Fonte: Pfeil, W. - 1983		

No caso de dispositivos de ancoragem com cunhas individuais tripartidas de aço, observam-se os seguintes valores médios de penetração das cunhas, segundo Pfeil:

- fio ϕ 7 mm: $\delta = 5$ mm
- cordoalha ϕ 1/2": $\delta = 6$ mm
 $\delta = 4$ mm (cunha cravada com macaco)

Finalmente, lembra-se que no caso de pós-tração, há uma interação entre o

deslocamento dos cabos com o fenômeno de atrito, isto é, da mesma forma que as forças de atrito se opõem ao deslocamento do cabo por ocasião do estiramento, elas também se opõem ao recuo do cabo quando há uma acomodação da ancoragem. Isso tudo pode ser levado em conta nos cálculos.

Deformação imediata do concreto pelo estiramento dos cabos restantes (pós-tração)

Como já vimos anteriormente, no caso de pós-tração os macacos de protensão apoiam-se nas próprias peças a serem protendidas, impondo-lhe deformações à medida que a armadura é distendida. Portanto, não ocorrem perdas (ou quedas) de tensão na armadura por deformação imediata do concreto, quando os cabos são distendidos todos de uma só vez.

Entretanto, quando as operações de distensão são efetuadas cabo por cabo, como ocorre geralmente, a aplicação da força de protensão por meio de um dos cabos provoca deformações no concreto que alteram as tensões nos cabos anteriormente tracionados e já ancorados.

Por exemplo, numa viga com "n" cabos concentrados numa determinada posição da seção transversal, se os cabos são protendidos sucessivamente, então o primeiro cabo sofre perda de tensão decorrente da protensão dos (n-1) cabos restantes, e assim sucessivamente, sendo que o último cabo tem perda nula.

Portanto, a perda média corresponde ao encurtamento elástico provocado por:

$$\frac{(n-1) + (0)}{2} = \frac{(n-1)}{2n} \text{ cabos}$$

Sendo σ_{cp} a tensão de compressão no concreto provocada pela força de protensão total (suposta aplicada simultaneamente por todos os cabos), instalada na fibra adjacente ao baricentro da armadura ativa, a perda de tensão que cada cabo provoca nos anteriormente ancorados vale $\alpha_p \cdot \sigma_{cp} / n$.

A perda média por encurtamento elástico é dada então por:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{(n-1)}{2n}$$

Contudo, em geral a aplicação da protensão acaba mobilizando a ação do peso próprio das peças; portanto, as tensões devidas ao peso próprio devem também ser consideradas.

Resulta então a expressão da NBR-6118:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot \frac{(n-1)}{2n}$$

onde:

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea dos "n" cabos;

σ_{cg} = tensão no mesmo ponto anterior, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

Para um número muito grande de cabos, a expressão dada tende ao valor:

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{2} \cdot \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})$$

Essa expressão é freqüentemente utilizada em cálculo aproximado, fornecendo valores a favor da segurança; pode-se também em muitos casos, a favor da segurança, desprezar o valor de σ_{cg} .

Retração inicial do concreto (pós-tração)

O efeito da retração inicial do concreto deve ser considerado para o cálculo da força de protensão P_0 , no caso de pós-tração, quando houver cabo ou conjuntos de cabos protendidos em instantes diferentes.

Neste caso, por exemplo, um conjunto de cabos protendidos numa primeira etapa, já vai sofrendo perdas de protensão por retração, até o instante de protensão dos cabos restantes. O valor de P_0 , que corresponde ao valor da força de protensão ao término de todas as operações de protensão, vai então resultar da soma de conjuntos de cabos que sofreram o efeito da retração inicial e de um conjunto final, o último, que não sofre nenhum efeito.

O cálculo da retração deve ser efetuado de acordo com o modelo da NBR 6118, levando em conta os intervalos de tempo estimados para cada etapa de protensão. Isto é feito em conjunto com o cálculo dos efeitos da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão.

Nas situações mais comuns, não há necessidade de cálculo tão refinado, podendo-se estimar um valor para as perdas iniciais, realizando-se uma criteriosa verificação de esforços e tensões, de modo a se ficar sempre a favor da segurança.

Fluência inicial do concreto (pós-tração)

Da mesma forma que no caso de retração, deve-se considerar o efeito da fluência inicial do concreto, que inicia assim que são aplicadas as primeiras solicitações de caráter permanente.

A NBR 6118 estabelece o modelo de cálculo, o qual não é apresentado nesta etapa introdutória aos fundamentos do concreto protendido.

Para efeito de desenvolvimento de exemplos de cálculo ou mesmo no caso de projetos executivos de obras corriqueiras, pode-se aplicar estimativas de perdas de protensão.

Relaxação inicial da armadura (pós-tração)

No item 3.5.1-c destas notas de aula já foram apresentadas as condições para o cálculo das perdas por relaxação do aço de protensão.

Portanto, a relaxação inicial do aço deve ser considerada, para cada cabo ou conjunto de cabos protendidos nas diversas etapas, a fim de determinar o valor da força P_0 , que é objetivo deste item.

3.5.3- Determinação de P_∞

O valor de P_∞ corresponde ao valor final da força de protensão, consideradas todas as perdas.

Este valor pode ser determinado a partir da força P_0 , subtraindo-se as perdas progressivas posteriores, devidas à retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão.

Conforme já se comentou em itens anteriores destas notas de aula, o cálculo

dessas perdas deve ser efetuado de acordo com modelo estabelecido pela NBR 6118.

Processos aproximados e estimativas de perdas para obras típicas serão discutidos em sala de aula, durante o desenvolvimento dos trabalhos práticos. O estudo formal e detalhado das perdas de protensão progressivas constituem objeto de capítulos mais especializados.

Entretanto, para que o desenvolvimento dos exemplos de cálculo em sala de aula não fiquem totalmente truncados nesta etapa, apresenta-se um processo simplificado, admitido pela NBR 6118 em casos particulares de obras correntes de concreto protendido.

Esse cálculo simplificado pode ser utilizado nas seguintes condições:

- a) a concretagem da peça, bem como a protensão são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção da peça, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual a soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços nele atuantes (cabo resultante);
- c) a retração $\varepsilon_{cs\infty}$ não difere mais de 25% do valor: $[-8 \cdot 10^{-5} \cdot \phi(\infty, t_0)]$.

Segundo a NBR 6118, respeitadas essas condições, as perdas podem ser determinadas pelas fórmulas seguintes, não se tomando, porém, valor maior que a soma das perdas decorrentes de cada uma das causas isoladamente considerada:

a) para aços de relaxação normal (RN) (valor em porcentagem):

$$\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r}}{\sigma_{p0}} = 18,1 + \frac{\alpha_p}{47} \phi(t_\infty, t_0)^{1,57} (3 - \sigma_{c,p0g})$$

b) para aços de relaxação baixa (RB) (valor em porcentagem):

$$\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r}}{\sigma_{p0}} = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} \phi(t_\infty, t_0)^{1,07} (3 - \sigma_{c,p0g})$$

Onde:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ = perda de tensão no aço de protensão, no tempo $t = \infty$, decorrente da fluência e retração do concreto e da relaxação do aço;

$\phi_\infty = \phi_\infty(t_\infty, t_0)$ = coeficiente de fluência do concreto no tempo $t = \infty$, para protensão aplicada em t_0 ;

$\sigma_{c,p0g}$ = tensão em MPa no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 , negativa se de compressão;

σ_{p0} = tensão na armadura de protensão devida exclusivamente à força de protensão, no instante t_0 .

As fórmulas apresentadas foram obtidas pela análise de resultados obtidos com a aplicação do método geral de cálculo, mais preciso, a diversos exemplos práticos. Portanto, só devem ser utilizadas em situações comuns na prática, respeitadas as

condições estabelecidas.

A relaxação do aço de protensão está implicitamente considerada; utiliza-se uma ou outra expressão, conforme o tipo de relaxação do aço.

Como se vê, devem então ser determinados alguns parâmetros, dentre os quais se destacam $\varepsilon_{cs\infty}$ (deformação por retração do concreto, no tempo ∞) e ϕ_{∞} (coeficiente de fluência no tempo $t = \infty$).

Esses valores devem ser determinados de acordo com as hipóteses apresentadas na NBR 6118, mas que o leitor já deve ter estudado nas disciplinas referentes à Resistência do Concreto Armado.

Ressalva-se que, no exercício profissional, o leitor deve necessariamente aprofundar-se no assunto, cercado-se de alguns cuidados necessários sobretudo em elementos ou estruturas de caráter especial!

3.6- Sugestões de estudos

1. Complemente seus estudos com outras referências bibliográficas e examinando cuidadosamente – nos próprios textos das normas técnicas brasileiras – todos os aspectos abordados:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro.

LEONHARDT, F. (1983). *Construções de concreto: concreto protendido*. Rio de Janeiro, Interciência, v 5.

PFEIL, W. (1988). *Concreto protendido*. 2.ed. Rio de Janeiro, LTC Livros Técnicos. 3 v.

2. Analise um caso de protensão com cabos pós-tracionados, tensionados um por vez. Desenvolva um diagrama da evolução da força de protensão, passo a passo, até chegar aos valores representativos (apenas do ponto de vista qualitativo, semelhante ao diagrama da Fig. 3.10).

Capítulo 4

Critérios de projeto

4.1- Metodologia de verificação da segurança

Como ocorre no caso de verificação da segurança de qualquer tipo de estrutura, também nas peças de concreto protendido deve-se tomar como referência inicial a NBR-8681 Ações e Segurança nas Estruturas.

Portanto, a metodologia geral está fundamentada em métodos semi-probabilísticos referenciados a estados limites, como os apresentados a seguir.

Estados limites de uma estrutura

"Estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção".

Estados limites últimos

"Estados que, pela sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção".

Estados limites de serviço

"Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura".

Assim como no caso do concreto armado, interessar-nos-ão principalmente os seguintes estados limites resumidos a seguir.

4.1.1- Principais estados limites últimos

- perda do equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- instabilidade por deformação;
- instabilidade dinâmica.

Em particular, veremos os casos de dimensionamento ou verificação para os

casos de ruína por ruptura ou por deformação plástica excessiva.

a) solicitações normais

Cálculo a ser feito no Estádio III, como no caso de concreto armado, com a diferença de se considerar que a armadura está previamente tracionada (com deformação de pré-alongamento). Este assunto será objeto de capítulo posterior.

b) solicitações tangenciais

Cálculo a ser feito como no concreto armado, considerando-se o efeito da força de protensão. Este assunto também será descrito em capítulo posterior.

4.1.2- Principais estados limites de serviço

De acordo com a NBR 6118, os principais estados de serviço a considerar no projeto de estruturas de concreto são:

a) estado limite de descompressão (ELS-D)

“Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção.”

O estado limite de descompressão corresponde a uma situação típica do concreto protendido, em que uma seção transversal, pré-comprimida pela ação da força de protensão, vai sendo descomprimida pela ação de outros carregamentos, até atingir o estado limite de descompressão.

De acordo com a NBR 6118 (item 17.3.4), esta verificação, assim como a do estado limite de formação de fissuras, é feita no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais).

Na falta de valores mais precisos, podem ser adotados:

- $\alpha_e = 15$ para a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto com carregamentos freqüentes ou quase permanentes;
- $\alpha_e = 10$ para a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto com carregamentos raros.

b) estado limite de descompressão parcial (ELS-DP)

“Estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Esta região deve se estender a uma distância maior que a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão” (ver Fig. 4.1).

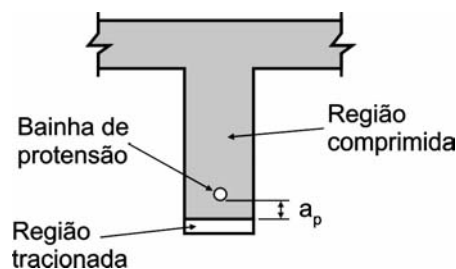


Figura 4.1- Estado limite de descompressão parcial

Conforme indicação contida na Tabela 13.3 da NBR 6118, a critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm.

c) estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

“Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado li-

mite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$.”

Conforme já se estudou nas disciplinas relativas ao concreto armado, trata-se de determinar a solitação resistente com a qual haverá uma grande probabilidade de iniciar-se a formação de fissuras normais à armadura longitudinal.

O cálculo pode ser feito no Estádio I e parcialmente no Estádio II, de acordo com o item 17.3.1 da NBR 6118. Adota-se os valores de α_e já indicados para o caso de estado limite de descompressão.

Na falta de cálculo mais preciso, pode-se adotar, no Estádio Ia:

- $f_{ct,f} = 1,2 f_{ctk}$ para elementos estruturais de seção T ou duplo T;
- $f_{ct,f} = 1,5 f_{ctk}$ para elementos estruturais de seção retangular;
- $f_{ctk} = f_{ctk,inf}$ para o estado limite de formação de fissuras.

d) estado limite de abertura das fissuras (ELS-W)

“Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados na seção 13 (ver 13.4.2 e 17.3.2).”

Os itens indicados da NBR 6118 fornecem todas as diretrizes para a verificação do estado limite de abertura de fissuras. No caso de concreto protendido com protensão parcial (grau de protensão a ser definido mais adiante), a abertura de fissura característica está limitada a 0,2 mm.

Segundo o item 17.3.3.2 da NBR 6118, outra particularidade a ser considerada é que “nos elementos estruturais com protensão, σ_{si} é o acréscimo de tensão, no centro de gravidade da armadura, entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado. Deve ser calculada no Estádio II considerando toda armadura ativa, inclusive aquela dentro de bainhas”.

Parece óbvio que, tratando-se de verificação da abertura de fissuras, o acréscimo de tensão na armadura só deva ser contado a partir do estado limite de descompressão, em que a tensão no concreto na borda a ser tracionada é nula.

e) estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

“Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal dados na seção 13 (ver 13.4.2 e 17.3.2).”

Trata-se da verificação de deslocamentos máximos (flechas), que deve ser efetuada para quaisquer tipos de estruturas de concreto.

f) estado limite de compressão excessiva (ELS-CE)

“Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão.”

Quando o concreto é submetido a tensões de compressão elevadas, superiores a 50% da sua resistência, o processo de microfissuração interna por compressão, que já vinha ocorrendo de forma discreta, torna-se mais acentuado. Este processo de danificação progressiva corresponde ao crescimento de microfissuras a partir de falhas pré-formadas na pasta de cimento endurecida e na sua interface com os agregados. Ele é responsável, basicamente, pelo comportamento não-linear do concreto e pelo efeito Rüschi, quando a microfissuração fica instável para tensões no concreto mantidas acima 70% de sua resistência.

Por isso é conveniente que no estado de serviço as tensões de compressão no concreto fiquem limitadas a um valor convencional, da ordem de 60% da resistência característica.

A NBR 6118 admite uma verificação simplificada do estado limite último no ato de protensão em que o limite de compressão é fixado em $0,70 f_{ckj}$. Enfatiza-se no entanto que se trata de verificação do estado limite último, que toma valores de

esforços e tensões no Estádio I, como se fosse em serviço.

g) estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

4.1.3- Ações a considerar nos estados limites de serviço

Como veremos mais adiante, o dimensionamento da força de protensão estará diretamente relacionado à verificação de estados limites de serviço. Portanto, é necessário que se abordem combinações de ações de serviço.

Conforme a NBR 6118 (item 11.8), “um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido”.

“A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.”

Nota: as combinações últimas serão tratadas nos capítulos referentes aos estados limites últimos.

As combinações de serviço “são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- a) *quase-permanentes*: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas.
- b) *freqüentes*: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.
- c) *raras*: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do Estado Limite de Formação de Fissuras.

As combinações de serviço usuais são apresentadas na Tabela 4.1 (correspondente à Tabela 11.4 da NBR 6118). Nessa tabela, ψ_1 e ψ_2 são fatores de redução de combinação freqüente e quase-permanente, respectivamente.

Na Tabela 4.2 (correspondente à Tabela 11.2 da NBR 6118), apresenta-se os valores dos fatores ψ_1 e ψ_2 , e também do fator ψ_0 , a ser utilizado na verificação de estados limites últimos.

Os fatores ψ_1 e ψ_2 levam em conta a freqüência e a duração das ações variáveis para cada tipo de combinação. Por exemplo, no caso de pavimentos de bibliotecas e arquivos, o fator ψ_2 para combinação quase-permanente vale 0,6. Isto significa que provavelmente 60% da ação variável principal (peso de livros, estantes, mesas, etc.) estará atuando durante grande parte da vida útil da estrutura. Portanto, essa fração deve ser considerada como ação de longa duração e participar, por exemplo, de uma verificação de deformação excessiva (limitação de flechas). Observe-se que em todas as combinações as ações permanentes entram com seu valor integral, ou seja, 100%.

Tabela 4.1- Combinações de serviço (Tabela 11.4 da NBR 6118)		
Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase-permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase-permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$
<p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para ELS ψ_2 é o fator de redução de combinação quase-permanente para ELS</p>		

Tabela 4.2- Valores do coeficiente γ_{f2} (Tabela 11.2 da NBR 6118)				
Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	$\psi_1^{(1)}$	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	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	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
<p>¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23. ²⁾ Edifícios residenciais. ³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.</p>				

Os valores das Tabelas 4.1 e 4.2 podem ser modificados em casos especiais aqui não contemplados, de acordo com a NBR 8681.

* * *

Como se vê, a metodologia de verificação da segurança das estruturas de concreto protendido é essencialmente a mesma empregada para o concreto armado, a qual já foi estudada pelo leitor em disciplinas anteriores.

Não é sem razão que a NBR 6118/2003 trata o concreto armado e o protendido como um todo (devendo-se incluir ainda nessa família dos concretos estruturais o concreto simples), uma vez que não há diferenças entre os dois materiais, do ponto de vista de mecanismos de resistência.

4.2- Grau de protensão

Se as forças de protensão devem ser empregadas para, como já vimos, impedir ou limitar a fissuração em condições de utilização, então podemos pensar em determinar seus valores de intensidade e respectivas excentricidades (disposição da armadura ativa) observando os estados limites de utilização.

Até que nível devemos aplicar essas forças de protensão? Em que casos devemos impedir a fissuração, e em que casos podemos simplesmente limitá-la?

Estas questões estão relacionadas com o *grau de protensão* (ou com o nível de protensão, conforme a norma brasileira), ou seja, com os critérios de projeto empregados para se determinar os efeitos que devem ser introduzidos pela protensão num certo tipo de estrutura, para que ela atenda aos requisitos estabelecidos para o seu uso. Em especial, deve-se considerar as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.

Por exemplo, o grau de protensão é definido por Leonhardt ("Construções de Concreto: Concreto Protendido" - Volume 5, Rio de Janeiro, Interciência, 1983), para o caso de peças fletidas, como a *relação entre o momento fletor de descompressão e o momento fletor característico máximo* na estrutura.

$$\kappa_p = \frac{M_0}{M_{g+q,max}}$$

O *momento de descompressão* é aquele para o qual se atinge o estado limite de descompressão, ou seja, para o qual se anula a tensão normal em algum ponto da seção transversal pré-solicitada pela força de protensão.

Portanto, de acordo com essa definição avalia-se, em termos de relação entre momentos fletores, a situação de uma determinada peça quanto ao aparecimento ou não de tensões normais de tração na seção transversal de concreto, solicitada pelo momento fletor máximo.

Uma outra definição, a de B. Thurlimann, baseia-se na relação entre a seção transversal da armadura de protensão existente e a seção total (ativa + passiva), cada uma multiplicada pela respectiva resistência à tração:

$$\kappa_p = \frac{A_p f_{pyk}}{A_p f_{pyk} + A_s f_{syk}}$$

Considerando-se a definição de Leonhardt, aproveitamos para resumir alguns conceitos básicos por ele apresentados.

Segundo Leonhardt, é errôneo pensar que uma protensão total (*a protensão total mencionada por Leonhardt não é exatamente a mesma coisa que protensão completa, o que será esclarecido mais adiante*) conduz a um melhor comportamento estrutural do que uma protensão parcial ou limitada. Há diversos aspectos que devem ser considerados e que podem recomendar o uso de protensão limitada ou parcial. Por exemplo:

- a) no caso de peças sujeitas a cargas com preponderância de cargas variáveis (relação Q/G elevada), a exigência de protensão total, por exemplo, leva a situações críticas no "estado em vazio".
- b) Isto significa que, quando atuarem apenas protensão e peso próprio, as solicitações poderão ser demasiadamente elevadas. Podem surgir fissuras na região tracionada pelos esforços de protensão, até mesmo reduzindo a altura útil da peça, importante para a situação em que atuarem as cargas variáveis. Neste caso, uma protensão menor seria favorável;
- c) em situação semelhante à do caso anterior, ocorrem deslocamentos negativos, que podem se acentuar ainda mais com a retração e a fluência do concreto. Daí, as flechas negativas exageradas podem prejudicar a utilização da obra, a não ser em casos particulares, como por exemplo o das vigas telhas de cobertura;
- d) o grau de protensão elevado pode induzir o uso de armadura passiva em quantidades muito pequenas, com prejuízo para o comportamento das estruturas, como por exemplo quando surgirem esforços de tração e fissuras provocadas por diferenças de temperatura ou recalques de apoio. Aí, o controle da fissuração poderia ser prejudicado pela falta de adequada armadura passiva;
- e) há razões econômicas para que se adote menor grau de protensão, como mostra o trabalho de Bachmann, relatado por Leonhardt. De acordo com os resultados obtidos, existe uma composição ótima, que resulta em menores custos; isso é obtido com graus de protensão da ordem de 0,5 a 0,6.

De acordo com Leonhardt e outros pesquisadores não há uma relação direta entre abertura de fissuras e corrosão. Durante muito tempo, a especificação de protensão total ou completa foi uma forma de se procurar garantir a adequada proteção da armadura. Pesquisas indicaram, no entanto, que fissuras de abertura igual a 0,3mm e até mesmo 0,4mm, não têm influência significativa sobre a resistência à corrosão, desde que o concreto seja suficientemente denso e que o cobrimento seja de espessura adequada, de tal modo que o avanço da carbonatação e outros efeitos não causem a despasseivação da armadura.

Ainda segundo Leonhardt, os conhecimentos obtidos nos últimos 20 anos, sobre danos ocorridos em estruturas de concreto protendido indicam claramente que, para pontes e grandes estruturas usuais, uma protensão limitada ou parcial conduz a um comportamento estrutural mais favorável do que a protensão total.

A *protensão total* é necessária somente nos casos em que as fissuras (do tipo fissuras de separação) devam ser impedidas de qualquer modo, como por exemplo em barras tracionadas ou em paredes de reservatórios.

De modo geral, pode-se dizer que uma *protensão parcial*, com grau de protensão variando entre 0,4 e 0,6, é suficiente para trazer os benefícios da protensão.

Em muitas estruturas, os esforços máximos considerados no dimensionamento ocorrem poucas vezes; nestes casos, é suficiente evitar tensões de tração apenas para uma fração das cargas totais, controlando-se a fissuração no caso de cargas totais. Isto é considerado nas normas brasileiras.

* * *

A NBR 6118 preconiza concreto protendido em três níveis de protensão: protensão completa, limitada e parcial. Estes níveis estão relacionados à classe de agressividade ambiental assumida para a estrutura, às exigências relativas à fissuração e às combinações de ações de serviço.

Para facilitar a lembrança das classes de agressividade ambiental, apresenta-se a Tabela 4.3 (Tabela 6.1 da NBR 6118). A Tabela 4.4 (Tabela 13.3 da NBR 6118) resume as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental. Desta forma, estabelece – em particular para o caso de concreto protendido – os níveis de protensão requeridos e os estados limites de serviço que devem ser atendidos.

Tabela 4.3- Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da NBR 6118)			
Classe de agressividade ambiental (CAA)	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 4.4– Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental (Tabela 13.3 da NBR 6118)			
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de proteção	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	--
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré tração com CAA I ou Pós tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré tração com CAA II ou Pós tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação freqüente
		ELS-D ¹⁾	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ¹⁾	Combinação freqüente

¹⁾ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm (figura 3.1 da NBR 6118).

NOTAS:

- As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se no item 3.2 (da NBR 6118).
- Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

Protensão completa (CP nível 3)

Conforme a Tabela 4.4 (Tabela 13.3 da NBR 6118), as condições de *protensão completa* devem ser atendidas no caso de elementos com *armadura pré-tracionada* em ambientes de classe de agressividade ambiental (CAA) III e IV.

No caso de protensão completa, as duas condições seguintes devem ser atendidas:

- a) para as *combinações freqüentes* de ações, previstas no projeto, é respeitado o *estado limite de descompressão* (ELS-D). A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm;
- b) para as *combinações raras* de ações, previstas no projeto, é respeitado o *estado limite de formação de fissuras* (ELS-F).

Protensão limitada (CP nível 2)

Do mesmo modo, as condições de *protensão limitada* devem ser atendidas no caso de elementos com *armadura pré-tracionada* em ambientes de CAA II ou com *armadura pós-tracionada* em ambientes de CAA III e IV.

No caso de protensão limitada, as duas condições seguintes devem ser atendidas:

- a) para as *combinações quase-permanentes* de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão (ELS-D). A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm;
- b) para as *combinações freqüentes* de ações, previstas no projeto, é respeitado o *estado limite de formação de fissuras* (ELS-F).

Protensão parcial (CP nível 1)

Similarmente, as condições de *protensão parcial* devem ser atendidas no caso de elementos com *armadura pré-tracionada* em ambientes de CAA I ou com *armadura pós-tracionada* em ambientes de CAA I e II.

No caso de protensão parcial, somente uma condição é imposta:

- para as *combinações freqüentes* de ações, previstas no projeto, é respeitado o *estado limite de abertura de fissuras* (ELS-W), com $w_k \leq 0,2$ mm.

Como se pode notar, na *protensão completa* não se admitem tensões normais de tração, a não ser em casos excepcionais como o de combinações raras de ações (que podem ocorrer no máximo algumas horas durante a vida útil da peça), nas extremidades de peças protendidas com aderência inicial e nas fases transitórias de execução (nas quais existe supervisão técnica de profissional habilitado).

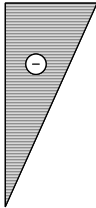
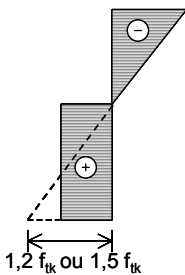
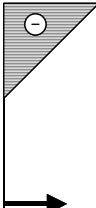
É bom sempre salientar que estamos nos referindo a *tensões normais no concreto*, decorrentes da flexão. Sempre poderão ocorrer tensões de tração oriundas do cisalhamento, da torção, ou tensões indiretas de tração, como por exemplo nas zonas de ancoragem.

Na *protensão limitada*, admitem-se tensões de tração, porém sem ultrapassar o estado limite de formação de fissuras, sendo que com combinações quase-permanentes de ações como por exemplo com peso próprio, protensão e cargas acidentais de longa duração (alvenaria, equipamentos fixos, empuxos, etc.) deve-se respeitar o estado limite de descompressão.

Já no caso de *protensão parcial*, admite-se fissuração com abertura de fissuras característica de 0,2 mm. Na norma anterior sobre projeto de concreto protendido

(NBR 7197), havia ainda a necessidade de se respeitar o estado limite de descompressão no caso de combinações quase-permanentes de ações, o que garantiria que o elemento estrutural, durante grande parte de sua vida útil, não apresentaria fissuras abertas (isto é, as fissuras poderiam se abrir com a atuação de todas as ações, mas uma vez retiradas as ações variáveis, de curta duração, elas se fechariam). Esta condição não é mais exigida, mas pode ser eventualmente considerada como um critério complementar de projeto. O controle da fissuração neste caso é garantido por meio de armadura passiva.

A Tabela 4.5 apresenta os mesmos requisitos para os elementos de concreto protendido – porém de uma maneira um pouco diferente e particularizada para o caso de vigas submetidas a momento fletor externo (causado pelas ações externas). Nesse quadro-resumo apresentam-se também diagramas ilustrativos dos modelos de cálculo empregados para a verificação de tensões normais na seção de concreto, no Estádio Ia, Ib ou II, conforme o caso.

Tabela 4.5- Níveis de protensão e estados limites de serviço a verificar (caso particular de viga sujeita a momento fletor externo positivo)			
Estados limites de serviço	Descompressão	Formação de fissuras	Abertura de fissuras
			
Nível de protensão	Combinação de ações de serviço		
	Quase-permanente (CQP)	Freqüente (CF)	Rara (CR)
Completa Pré tração/CAA III, IV	Descompressão (ELS-D)	Descompressão (ELS-D)	Formação de Fissuras (ELS-F)
Limitada Pré tração/CAA II Pós tração/CAA III, IV	Descompressão (ELS-D)	Formação de Fissuras (ELS-F)	—
Parcial Pré tração/CAA I Pós tração/CAA I e II	—	Abertura de Fissuras (ELS-W, $w_k=0,2\text{mm}$)	—

Leonhardt cita ainda a possibilidade de uma *protensão moderada*, utilizada em estruturas que não tem vãos livres, exclusivamente para evitar juntas de dilatação, para prevenir fissuras de separação ou similares, ou para diminuição da fissuração ou das deformações. Nesses casos, a protensão não seria levada em conta no cálculo da capacidade resistente.

Lembrando a definição de grau de protensão de Leonhardt, e considerando o momento fletor $M_{g+q,max}$ como um valor obtido sem qualquer redução do valor das ações variáveis, pode-se comentar o seguinte:

a) no caso de protensão completa, conforme definição da NBR 6118, para a situ-

ação de combinações freqüentes de ações, não haveria tensões normais de tração. Para as combinações raras de ações, haveria tensões de tração até o limite do estado de formação de fissuras. Portanto, no caso de protensão completa, o grau de protensão é ligeiramente inferior a 1. O grau de protensão igual a 1 aconteceria somente no caso de uma protensão em nível ainda mais elevado, que seria o caso da protensão total de Leonhardt;

- b) no caso de protensão limitada, para a situação de combinação freqüente de ações, haveria tensões de tração, mas a probabilidade de ocorrência de fissuração seria muito pequena. Contudo, no caso de ocorrência de uma combinação rara de ações, o estado limite de formação de fissuras seria ultrapassado e surgiriam fissuras. Uma vez passada a combinação rara de ações, as fissuras possivelmente se fechariam, mas o concreto das seções já fissuradas não teria mais resistência à tração. Portanto, nessas seções, as combinações freqüentes de ações subsequêntes provocariam uma reabertura das fissuras, as quais, entretanto, se manteriam provavelmente muito finas, sendo desnecessário o cálculo de sua abertura;
- c) no caso de protensão parcial, conforme definição da NBR-7197, para a combinação freqüente de ações já poderia ocorrer uma fissuração controlada, com abertura característica inferior a 0,2 mm.

4.3- Estimativa da força de protensão P_{∞}

Em função de tudo o que foi apresentado até agora, vejamos como poderíamos determinar o valor da força de protensão P_{∞} (que corresponde àquele valor que deve permanecer após todas as perdas de protensão), de modo a atender aos requisitos estabelecidos para uma estrutura ou um elemento estrutural durante toda a sua vida útil.

O processo de cálculo a ser apresentado, escolhido como uma das alternativas possíveis de dimensionamento, parte dos *estados de serviço* para o cálculo da força de protensão (outra alternativa seria calcular a armadura de protensão a partir das hipóteses dos *estados limites últimos*).

Inicialmente, efetua-se uma *estimativa do valor* de P_{∞} , o qual será utilizado para se determinar a armadura ativa necessária e o valor final, efetivo, como se verá mais adiante.

Essa estimativa é feita em função, essencialmente, dos seguintes parâmetros:

- ações sobre a estrutura, características dos materiais, dados geométricos da estrutura, e seção transversal pré-estabelecida para a peça, a partir de dados obtidos da experiência ou de pré-dimensionamento;
- esforços devidos às cargas permanentes e variáveis, calculados nas estruturas isostáticas ou hiperestáticas. A tipologia dos esforços devidos à protensão, para um determinado traçado de cabos, também deve ser conhecida;
- grau de protensão estabelecido, ou seja, de uma situação em geral determinada pelas condições de serviço. Por exemplo, a NBR 6118 estabelece estados limites de descompressão, de formação de fissuras ou de abertura de fissuras, para combinações quase-permanentes, freqüentes ou raras de ações, conforme o nível de protensão recomendado (completa, parcial ou limitada). A partir desse requisito, pode-se estimar o valor da força da protensão necessária, após todas as perdas imediatas e progressivas, na seção transversal mais solicitada pelo carregamento;
- outras limitações de esforços ou tensões no concreto e na armadura, especificadas em normas técnicas peculiares ao tipo de estrutura considerada ou dadas pela experiência prática;

- estimativas das perdas de tensão na armadura de protensão, decorrentes do atrito, de retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão.

Vejam os alguns exemplos de *situações comuns na prática*, em que temos as ações:

- g_1 = peso próprio do elemento estrutural
- g_2 = carga permanente adicional
- q_1 = carga variável principal
- q_2 = carga variável secundária
- $P_{\infty,est}$ = força de protensão estimada, após todas as perdas

Admitindo-se, neste exemplo, que as tensões normais de tração causadas pelos carregamentos ocorram na borda inferior (como nas vigas simplesmente apoiadas), podemos ter as situações mostradas a seguir.

4.3.1- Exemplo de protensão completa

a) combinação freqüente de ações

Para se respeitar o estado limite de descompressão na borda inferior:

$$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + \psi_{1,1} \sigma_{1q1} + \psi_{2,2} \sigma_{1q2} + \sigma_{1p\infty} = 0$$

Dessa condição, obtemos o valor de $\sigma_{1p\infty}$, que também é definido por

$$\sigma_{1p\infty} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W_1}$$

Com essas duas equações determinamos um valor possível de $P_{\infty,est}$ (valor A), para o caso de protensão completa.

b) combinação rara de ações

Para se respeitar o estado limite de formação de fissuras (cálculo simplificado, com valores limites para as tensões normais de tração, em seção retangular ou T):

$$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + \sigma_{1q1} + \psi_{1,2} \sigma_{1q2} + \sigma_{1p\infty} = 1,5 f_{tk} \text{ (ou } 1,2 f_{tk}\text{)}$$

Dessa condição, obtemos o valor de $\sigma_{1p\infty}$, que também é definido por

$$\sigma_{1p\infty} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W_1}$$

Assim, determinamos outro valor possível de $P_{\infty,est}$ (valor B), para o caso de protensão completa.

c) valor estimado

Dentre os valores A e B calculados de acordo com as duas alíneas anteriores, escolhe-se o de maior valor absoluto.

4.3.2- Exemplo de protensão limitada

a) combinação quase-permanente de ações

Para se respeitar o estado limite de descompressão na borda inferior:

$$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + \psi_{2,1} \sigma_{1q1} + \psi_{2,2} \sigma_{1q2} + \sigma_{1p\infty} = 0$$

Dessa condição, obtemos o valor de $\sigma_{1p\infty}$, que também é definido por

$$\sigma_{1p\infty} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W_1}$$

Com isso determinamos um valor possível de $P_{\infty,est}$ (valor A), para o caso de protensão limitada.

b) combinação freqüente de ações

Para se respeitar o estado limite de formação de fissuras (cálculo simplificado, com valores limites para as tensões normais de tração, em seção retangular ou T):

$$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + \psi_{1,1} \sigma_{1q1} + \psi_{2,2} \sigma_{1q2} + \sigma_{1p\infty} = 1,5 f_{tk} \text{ (ou } 1,2 f_{tk} \text{)}$$

Dessa condição, obtemos o valor de $\sigma_{1p\infty}$, que também é definido por

$$\sigma_{1p\infty} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W_1}$$

Com isso determinamos outro valor possível de $P_{\infty,est}$ (valor B), para o caso de protensão limitada.

c) valor estimado

Dentre os valores A e B calculados de acordo com as duas alíneas, escolhe-se o de maior valor absoluto.

4.3.3- Exemplo de protensão parcial

a) combinação quase-permanente de ações

A NBR 6118 não estabelece esta limitação para o caso de protensão parcial. Contudo, podemos adotar este critério para determinar um valor estimativo da força de protensão.

Nota: na verdade, o dimensionamento de elementos com protensão parcial é mais comumente feito por meio de outro procedimento de cálculo, que é o de balanceamento de cargas. Este procedimento é objeto de estudo de etapa mais adiante. Por ora, vamos ficar com o presente critério.

Para se respeitar o estado limite de descompressão na borda inferior:

$$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + \psi_{2,1} \sigma_{1q1} + \psi_{2,2} \sigma_{1q2} + \sigma_{1p\infty} = 0$$

Dessa condição, obtemos o valor de $\sigma_{1p\infty}$, que também é definido por

$$\sigma_{1p\infty} = \frac{P_{\infty,est}}{A_c} + \frac{P_{\infty,est} \cdot e_p}{W_1}$$

Com isso determinamos o valor de $P_{\infty,est}$, que neste caso de protensão parcial já é o valor estimado final.

b) combinação freqüente de ações

No caso de protensão parcial, deve-se verificar o estado limite de fissuração inaceitável (com $w_k = 0,2$ mm) para esta combinação.

$$S_{d,uti} = S_{g1} + S_{g2} + \psi_{1,1} S_{q1} + \psi_{2,2} S_{q2} + S_{p\infty}$$

Sendo $S_{d,uti}$ a solicitação de cálculo utilizada para verificação da fissuração.

Em conjunto com a verificação do estado limite último - solicitações normais, deve-se dispor armadura passiva, para complementação da segurança e limitação da abertura de fissuras.

4.3.4- Continuidade do cálculo e outras verificações

Uma vez determinado um valor estimativo da força de protensão, os passos seguintes envolvem o cálculo da armadura ativa necessária, a determinação de valores representativos de estados da força de protensão e a verificação detalhada de tensões normais.

4.4- Determinação da força P_i

Dando prosseguimento ao procedimento de cálculo da força de protensão, vejamos os passos seguintes:

- a) dado o valor estimativo $P_{\infty,est}$, arbitramos um valor das perdas totais de protensão que fazem com que um valor inicial P_i sofra decréscimos até atingir um valor P_{∞} . Ou seja, a partir da experiência anterior em projetos semelhantes, arbitra-se um valor percentual da perda total (para que se tenha uma primeira idéia, as perdas de protensão, excluídas as perdas por atrito dos cabos, são da ordem de 20 a 30%);
- b) a partir dessa hipótese, determina-se o valor da força inicial $P_{i,est}$:

$$P_{i,est} = \frac{P_{\infty,est}}{(1 - \Delta P_{arb})}$$

- c) com o valor de $P_{i,est}$ e os correspondentes valores limites de tensões na armadura ativa (apresentados no item 3.4 deste texto), determinamos o valor da área da seção transversal da armadura ativa:

$$A_{p,est} = \frac{P_{i,est}}{\sigma_{pi,lim}}$$

- d) por meio de consulta à tabela de aços (ver Tabelas 2.1 a 2.8 deste texto), determina-se o número de fios, cordoalhas ou cabos, conforme o caso, chegando-se então ao valor efetivo da área da seção transversal da armadura ativa $A_{p,ef}$, que via de regra será um pouco superior ao valor estimado;
- e) a partir do valor efetivo da seção de armadura ativa ($A_{p,ef}$), e procurando-se a-

proveitar ao máximo a capacidade resistente do aço empregado, determina-se então o valor efetivo de P_i , a ser aplicado pelo equipamento de tração por ocasião do estiramento da armadura de protensão:

$$P_{i,ef} = P_i = A_{p,ef} \cdot \sigma_{pi,lim}$$

Este valor de P_i é a princípio o valor a ser adotado no projeto, porém sujeito a verificações posteriores, as quais confirmarão ou não a sua validade para a execução.

Às vezes é conveniente adotar um valor de σ_{pi} ligeiramente inferior ao valor de $\sigma_{pi,lim}$, para se evitar tensões de tração superiores aos limites estabelecidos para σ_{p0} , a ser verificada numa etapa seguinte.

4.5- Determinação dos valores representativos P_a , P_0 e P_∞

Esses valores representativos são calculados conforme o exposto no item 3.5 deste texto.

4.6- Verificação de tensões normais no concreto

Uma vez determinados os valores representativos da força de protensão (P_i , P_a , P_0 e P_∞), é preciso efetuar uma *verificação completa de tensões normais no concreto*.

Observe-se que para a obtenção de uma estimativa do valor de P_∞ , impusemos algumas limitações para as tensões no concreto, mas não foram feitas verificações para outras combinações de ações, como por exemplo as referentes às etapas de produção, transporte, montagem, etc.

4.6.1- Verificação de tensões normais no concreto na seção mais solicitada pelo carregamento externo

Tomando os esforços na seção mais solicitada pelos carregamentos externos, devemos organizar uma verificação de tensões normais no concreto considerando *todas as combinações possíveis de ações*, como por exemplo nas seguintes etapas:

- Etapa de transferência da força de protensão ao concreto (quando, em geral, o elemento estará sujeito ao peso próprio e à protensão);
- Etapa de transporte do elemento pré-moldado (internamente à fábrica ou canteiro) que poderá estar submetido, além da protensão, ao peso próprio (o qual poderá significativamente alterado por efeitos dinâmicos causados pelo equipamento de transporte) e a eventuais sobrecargas;
- Etapa de estocagem (no caso de elementos pré-moldados);
- Etapa de transporte externo à fábrica (também no caso de elementos pré-moldados);
- Etapa de montagem de elementos pré-moldados;
- Estado em vazio, com atuação da protensão e do peso próprio total ou parcial;
- Estado em serviço, com atuação de frações das ações variáveis, além do peso próprio e da protensão.

Em todas essas situações, deve-se considerar a força de protensão com seu valor mais desfavorável (antes ou depois das perdas), obviamente de acordo com hipóteses plausíveis sobre o processo construtivo.

Para cada combinação, devemos verificar o estado de descompressão, o estado de formação de fissuras, ou o estado de fissuração inaceitável, conforme o grau de protensão escolhido. Além disso, deve-se verificar também o estado de compressão excessiva.

Em situações especiais, como por exemplo as combinações de ações referentes a etapas transitórias (transporte interno ou externo à fábrica, estocagem, montagem, etc.), que estejam ainda sob controle de equipe técnica habilitada, pode-se admitir exceções ao disposto na NBR 6118. Isto, naturalmente, depende do controle efetivo que se dispõe, da experiência da equipe técnica, etc.

4.6.2- Verificação de tensões normais no concreto ao longo do vão

Já se destacou no Capítulo 1 a *necessidade de verificação das tensões normais no concreto ao longo do vão*, não apenas na seção mais solicitada pelo carregamento externo.

A presença da armadura ativa transmitindo a força de protensão à peça pode provocar esforços demasiadamente elevados em regiões pouco solicitadas pelas demais ações.

Um *processo mais imediato* de verificação de seções ao longo do vão seria simplesmente repetir o cálculo já efetuado na seção mais solicitada para outras seções representativas.

Isto pode ser facilmente realizado, inclusive utilizando recursos computacionais.

Entretanto, o que se pretende mostrar aqui são *processos gráficos* de verificação de tensões normais ao longo do vão, os quais apresentam algumas vantagens interessantes, principalmente tratando-se da disposição da armadura ativa ao longo do vão.

Dois processos são descritos:

- Processo das curvas limites
- Processo do fuso limite

O *processo das curvas limites* mostra-se adequado para os casos em que existe ou pode existir uma variação significativa da intensidade da força de protensão, ao longo do vão. Essa variação da força de protensão pode ocorrer com a interrupção de cabos (por eliminação da aderência em determinados trechos ou pelo encurvamento e ancoragem de alguns cabos antes dos apoios).

Por outro lado, o *processo do fuso limite* mostra-se adequado para os casos em que a intensidade da força de protensão se mantém aproximadamente constante ao longo do vão (cabos com curvatura suave, forças de atrito relativamente pequenas). Nesta situação todos os cabos devem ser ancorados junto aos apoios.

Como se verá em seguida, esses processos gráficos não exigem rigorosa precisão de desenho e fornecem indicações valiosas para a disposição da armadura ativa ao longo do vão.

4.6.2.1- Processo das curvas limites

Pelo processo das curvas limites procuraremos estabelecer *limitações às tensões provocadas pela protensão*, ao longo do vão da peça.

Tomando como exemplo básico uma viga simplesmente apoiada, sujeita à ação da protensão, do peso próprio e de outras cargas permanentes, e de cargas variáveis, devemos inicialmente identificar os estados extremos mais desfavoráveis.

Isto significa que, de todas as combinações de ações que foram verificadas no

item anterior (seção mais solicitada pelo carregamento externo), devemos escolher as mais desfavoráveis, como por exemplo:

a) estado em vazio: $g_1 + P_0$

Situação em que atuam somente o peso próprio e a protensão antes das perdas progressivas ("pouca" carga e "muita" protensão).

b) estado em serviço: $g + q + P_\infty$

Situação em que atuam todas as cargas permanentes, a protensão depois das perdas progressivas, e todas as cargas variáveis, devidamente afetadas pelos fatores de combinação de ações ("muita" carga e "pouca" protensão).

Considerando essas duas situações extremas, vejamos quais são as limitações que devem ser impostas às tensões provocadas pela protensão, para que sejam respeitados os estados limites de utilização (descompressão, formação de fissuras, fissuração inaceitável e compressão excessiva).

4.6.2.1.1- Limitações de tensões para o estado em vazio

Numa seção qualquer da peça, onde $\sigma_{1v,lim}$, e $\sigma_{2v,lim}$ são valores limites das tensões normais no concreto (correspondentes a um determinado estado limite estabelecido para o estado em vazio), temos a seguinte situação:

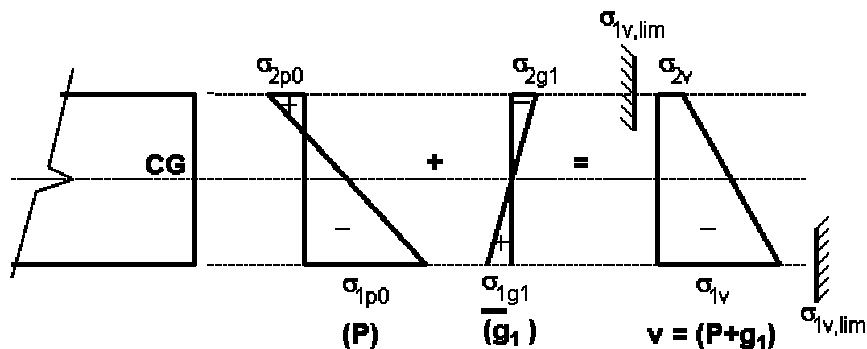


Fig.4.2- Curvas limites: tensões no estado em vazio

Na borda inferior:

$$\sigma_{1p0} + \sigma_{1g1} = \sigma_{1v} \geq \sigma_{1v,lim}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1p0} \geq \sigma_{1v,lim} - \sigma_{1g1} \quad (I)$$

Na borda superior:

$$\sigma_{2p0} + \sigma_{2g1} = \sigma_{2v} \leq \sigma_{2v,lim}$$

$$\Rightarrow \sigma_{2p0} \leq \sigma_{2v,lim} - \sigma_{2g1} \quad (II)$$

Assim, temos limitações para as tensões provocadas pela protensão, numa seção qualquer, em função de valores limites estabelecidos pelas normas e das tensões provocadas pelo carregamento externo, naquela seção.

4.6.2.1.2- Limitações de tensões para o estado em serviço

Também numa seção qualquer da peça, onde $\sigma_{1s,lim}$, e $\sigma_{2s,lim}$ são valores limites das tensões normais no concreto (correspondentes a um determinado estado limite estabelecido para o estado em serviço), temos a seguinte situação:

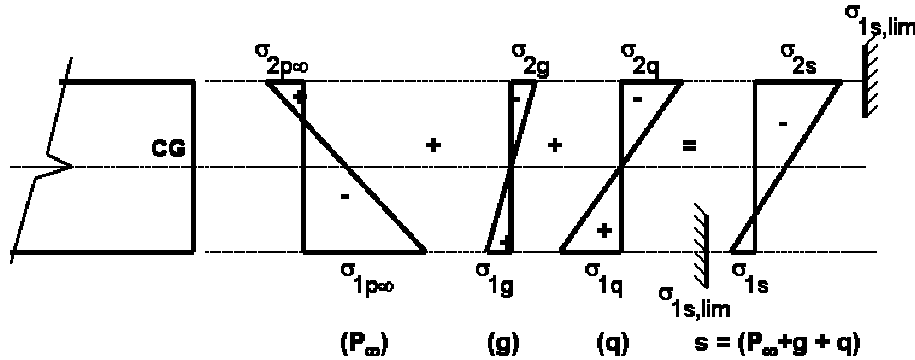


Fig.4.3- Curvas limites: tensões no estado em serviço

Na borda inferior:

$$\sigma_{1p\infty} + \sigma_{1g} + \sigma_{1q} = \sigma_{1s} \leq \sigma_{1s,lim}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1p\infty} \leq \sigma_{1s,lim} - \sigma_{1g} - \sigma_{1q} \quad (III)$$

Na borda superior:

$$\sigma_{2p\infty} + \sigma_{2g} + \sigma_{2q} = \sigma_{2s} \geq \sigma_{2s,lim}$$

$$\Rightarrow \sigma_{2p\infty} \geq \sigma_{2s,lim} - \sigma_{2g} - \sigma_{2q} \quad (IV)$$

Como no estado em vazio, temos limitações para as tensões provocadas pela protensão.

4.6.2.1.3- Curvas limites para as tensões devidas à protensão

As equações I, II, III e IV definem curvas ao longo da viga, que são curvas limites para as tensões devidas à protensão. Com elas, já seria possível traçar gráficos e verificar se em alguma região os diagramas correspondentes às tensões devidas à protensão ultrapassam as respectivas curvas limites.

Contudo, é possível tornar mais prática essa verificação gráfica, trabalhando-se com tensões relativas (valores adimensionais) e reunindo todas as verificações num só diagrama, de única escala dimensional.

Para determinar as tensões relativas, tomaremos como referência as tensões provocadas pela protensão na seção transversal mais solicitada – no caso da viga simplesmente do nosso exemplo de aplicação, a seção do meio do vão.

Assim, as equações I, II, III e IV, com ambos os membros divididos pela respectiva tensão devida à protensão no meio do vão ($\sigma_{1p0,m}$ ou $\sigma_{2p0,m}$, para a borda inferior ou superior em vazio, e $\sigma_{1p\infty,m}$ ou $\sigma_{2p\infty,m}$, para a borda inferior ou superior em serviço), ficam escritas na forma seguinte:

$$\frac{\sigma_{1p0}}{\sigma_{1p0,m}} \leq \frac{\sigma_{1v,lim} - \sigma_{1g1}}{\sigma_{1p0,m}} \Leftarrow C_{1v} \quad (Ia)$$

(curva limite para a borda inferior, em vazio)

$$\frac{\sigma_{2p0}}{\sigma_{2p0,m}} \leq \frac{\sigma_{2v,lim} - \sigma_{2g1}}{\sigma_{2p0,m}} \Leftarrow C_{2v} \quad (IIa)$$

(curva limite para a borda superior, em vazio)

$$\frac{\sigma_{1p\infty}}{\sigma_{1p\infty,m}} \geq \frac{\sigma_{1s,lim} - \sigma_{1g} - \sigma_{1q}}{\sigma_{1p\infty,m}} \Leftarrow C_{1s} \quad (IIIa)$$

(curva limite para a borda inferior, em serviço)

$$\frac{\sigma_{2p\infty}}{\sigma_{2p\infty,m}} \geq \frac{\sigma_{2s,lim} - \sigma_{2g} - \sigma_{2q}}{\sigma_{2p\infty,m}} \Leftarrow C_{2s} \quad (IVa)$$

(curva limite para a borda inferior, em vazio)

Os sentidos das inequações foram invertidos quando o denominador é normalmente uma tensão de compressão, e portanto, negativa.

4.6.2.1.3- Exemplo de aplicação do processo das curvas limites

Considerando uma viga simplesmente apoiada, protendida em pistas de protensão com armadura ativa constituída por cabos retos – por exemplo 6 cordoalhas, com igual força em cada uma –, e admitindo que já foi efetuada a verificação de tensões normais na seção mais solicitada, vamos passar à aplicação do processo das curvas limites, admitindo simetria geométrica e de carregamento.

Em primeiro lugar, desenhamos um esquema da viga e um sistema ortogonal de referência, tendo como abcissa a posição x ao longo do eixo da viga, e como ordenada as tensões relativas devidas à protensão.

Observe-se que a ordenada máxima das tensões relativas provocadas pela protensão é igual a 1, ou seja, no meio do vão as 6 cordoalhas do nosso exemplo produzem efeitos totais (100%).

Essa ordenada igual a 1,0 (representada com escala arbitrária) pode ser dividida em partes iguais ao número de cabos, ou seja, 6 neste exemplo particular. Então, cada 1/6 representa a contribuição de cada cabo nas tensões provocadas pela força de protensão total.

Dividindo-se a metade do vão da viga em algumas partes – por exemplo 5 –, podemos calcular para essas seções transversais os valores das ordenadas das curvas limites, organizando para tal uma tabela de valores.

Feito isso, desenham as curvas limites – apenas os trechos pertinentes no diagrama, de acordo com a escala arbitrada.

Analisando-se o diagrama montado, podemos verificar que neste exemplo específico, as tensões relativas devidas à protensão não poderiam ser mantidas constantes até o apoio, pois assim estariam interceptando as curvas limites C_{1v} e C_{2v} , o que significa que os valores limites para as tensões normais no concreto estariam sendo desrespeitadas no estado em vazio. Portanto, as tensões devidas à protensão devem ser alteradas de tal modo que sejam respeitadas as curvas limites.

Uma solução possível é promover a interrupção do efeito de alguns cabos, em posições adequadas, variando-se assim a intensidade da força de protensão, mantendo-se constante a excentricidade.

No caso de protensão em pistas, desativar alguns cabos significa eliminar a sua aderência com o concreto a partir de uma determinada seção. Isto pode ser conseguido revestindo-se as cordoalhas, nas regiões onde não se deseja a aderência, com materiais como por exemplo betume ou papel "kraft". Outra solução, muito

prática, consiste em revestir as cordoalhas com mangueiras de plástico flexível, chamadas usualmente de "espaguete".

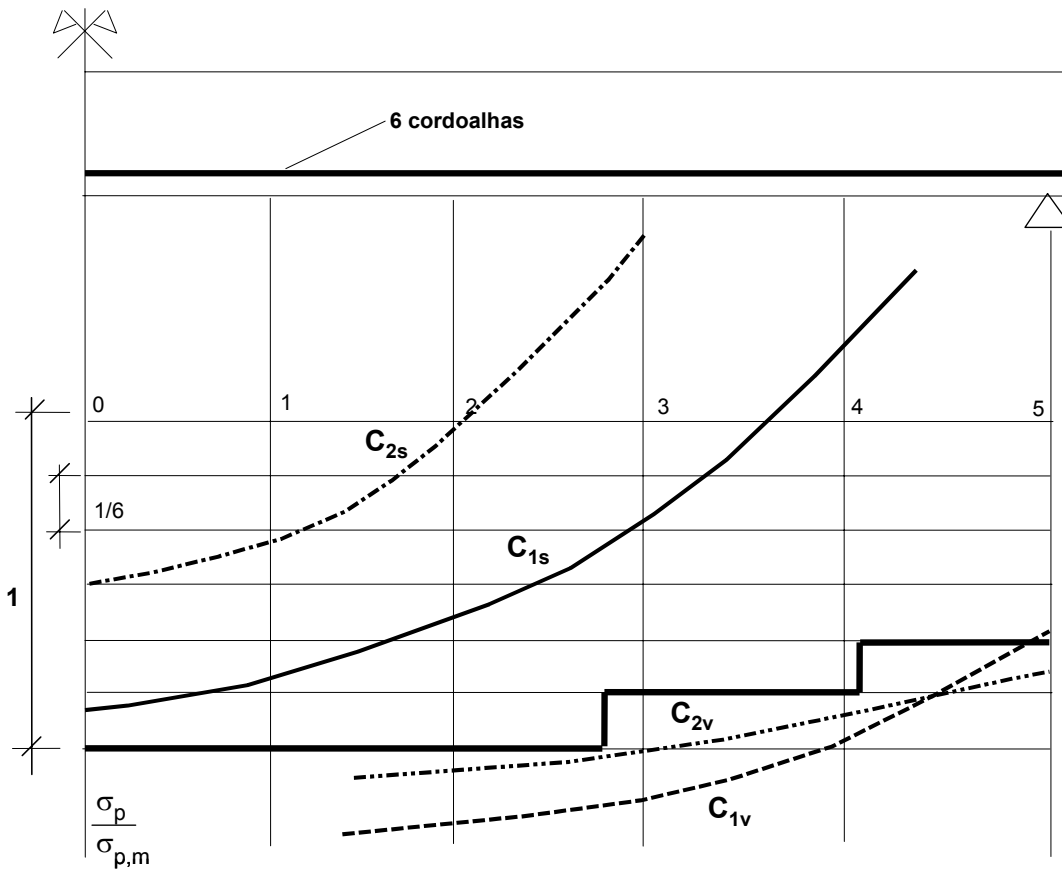


Fig.4.4- Exemplo de diagrama de curvas limites com cabos retos interrompidos

A interrupção de fios retos acarreta, no diagrama, uma variação das tensões relativas devidas à protensão em forma de escada, onde cada degrau significa a desativação de um cabo.

É bom lembrar que a cordoalha no trecho sem aderência fica perdida, sem qualquer função, não servindo nem mesmo como armadura passiva. Assim, é bom lembrar também que é necessário que se tenha uma armadura longitudinal em quantidade suficiente, junto ao apoio, ativa ou passiva, para se garantir a segurança no estado limite último.

Neste exemplo, analisamos apenas duas combinações possíveis de ações. Outras combinações, caso necessárias, deverão gerar outras curvas limites, que deverão ser analisadas em cada caso. Entretanto, é mais prático trabalhar com poucas combinações, se possível apenas as duas mais desfavoráveis, e criteriosamente, manter uma certa distância das curvas limites, assegurando-se assim uma certa margem de segurança.

O processo das curvas limites é empregado também no caso de cabos curvos interrompidos, muito freqüente nas aplicações do concreto protendido com aderência posterior.

4.6.2.2- Processo do fuso limite

O processo do fuso limite é outro processo gráfico de verificação de tensões

normais no concreto ao longo do vão, particularmente interessante no caso em que não há variação sensível da intensidade da força de protensão, isto é, não há interrupção de cabos no vão, sendo todos ancorados nas extremidades da peça.

Enquanto que no processo das curvas limites estabelecemos limites para as *tensões* devidas à protensão, no processo do fuso limite estabelecemos limites para a *excentricidade* da força de protensão, suposta aproximadamente constante ao longo de todo o vão.

Como veremos a seguir, o processo permitirá o estudo do levantamento de cabos, de tal modo que a excentricidade da força de protensão resultante – ou do *cabo resultante* – permaneça dentro de uma faixa da peça, o chamado *fuso limite*, atendendo-se assim às limitações das tensões normais.

Recordando que numa seção transversal qualquer, solicitada por uma força de protensão excêntrica e por momento fletor devido às demais ações, a determinação do correspondente diagrama de tensões normais no concreto pode ser efetuado considerando-se a força normal deslocada de sua posição real.

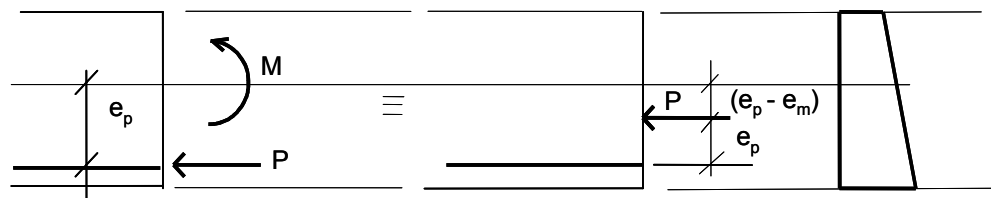


Fig.4.5- Determinação do centro de pressão

Sendo

$$e_m = \frac{M}{P}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{P(e_p - e_m)}{W}$$

podemos considerar novamente o exemplo básico de uma viga simplesmente apoiada, sujeita à ação de cargas permanentes, protensão e sobrecarga variável.

4.6.2.2.1- Estado em vazio

Considerando no estado em vazio a situação mais desfavorável definida com a atuação da protensão antes das perdas e do peso próprio da peça, temos numa seção qualquer a situação mostrada na figura seguinte.

Notamos então que dependendo da intensidade da força de protensão e da excentricidade ($e_p - e_m$) do centro de pressão (posição da força de protensão, deslocada pela existência de momento fletor), poderá ser atingido em primeiro lugar o valor limite da tensão na borda inferior ou então aquele correspondente à borda superior.

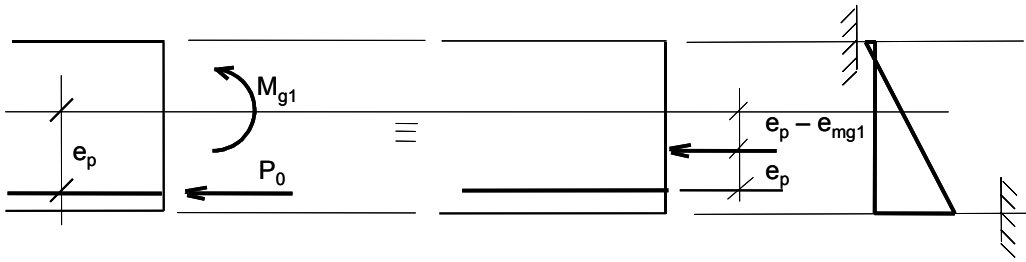


Fig.4.6- Fuso limite: estado em vazio

a) considerando a borda inferior como crítica:

$$e_{mg1} = \frac{M_{g1}}{P_0}$$

$$\sigma_{1v} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 (e_p - e_{mg1})}{W_1}$$

Chamando de a_{1v} o valor limite de $(e_p - e_{mg1})$, isto é, a excentricidade limite do centro de pressão, que ocorre quando $\sigma_{1v} = \sigma_{1v,lim}$:

$$\frac{P_0}{A} + \frac{P_0 a_{1v}}{W_1} = \sigma_{1v,lim} \Rightarrow$$

$$\left(\frac{P_0}{A}\right) + \left(\frac{P_0}{A}\right) \left(\frac{A}{W_1}\right) a_{1v} = \sigma_{1v,lim}$$

$$\downarrow \quad \downarrow \quad \downarrow$$

$$\sigma_{cg0} \quad \sigma_{cg0} \quad \frac{-1}{e_{k1}}$$

Sendo e_{k1} a excentricidade limite do núcleo central da seção, com a qual uma força normal aplicada produz tensão nula na borda inferior, temos então:

$$a_{1v} = e_{k1} \left(1 - \frac{\sigma_{1v,lim}}{\sigma_{cg0}} \right)$$

(todos os valores devem ser considerados com os devidos sinais, inclusive $\sigma_{1v,lim}$.)

Portanto, para que o valor limite na borda inferior não seja ultrapassado, o centro de pressão não poderá estar a uma distância do centro de gravidade da seção transversal maior que a_{1v} , ou seja:

$$e_p - e_{mg1} \leq a_{1v} \Rightarrow e_p \leq a_{1v} + e_{mg1}$$

Esta última expressão estabelece uma restrição à excentricidade real da armadura de protensão ou do cabo resultante, conforme a figura a seguir.

Isto explica de modo geral a idéia do processo do fuso limite; temos ainda que considerar os demais casos.

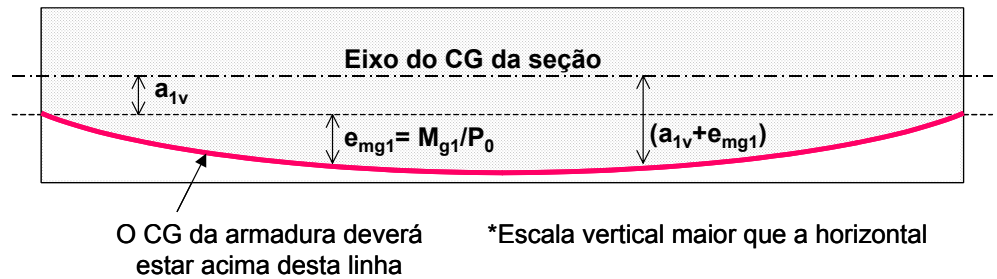


Fig.4.7- Limitação para a posição do cabo resultante, considerando apenas uma das condições do estado em vazio

b) considerando a borda superior como crítica:

$$\sigma_{2v} = \frac{P_0}{A} + \frac{P_0 (e_p - e_{mg1})}{W_2}$$

Quando $\sigma_{2v} = \sigma_{2v,lim}$, então $(e_p - e_{mg1}) = a_{2v}$. Daí, analogamente ao caso anterior, temos:

$$a_{2v} = e_{k2} \left(1 - \frac{\sigma_{2v,lim}}{\sigma_{cg0}} \right)$$

Ora, a_{1v} e a_{2v} são excentricidades que têm o mesmo sentido, isto é, para abaixo. Portanto basta tomar o valor mais desfavorável para determinar o limite para a armadura de protensão (cabo resultante).

2.6.2.2.2- Estado em serviço

Considerando no estado em serviço a situação mais desfavorável definida com a atuação da protensão após as perdas, a carga permanente total e a sobrecarga variável, temos numa seção qualquer:

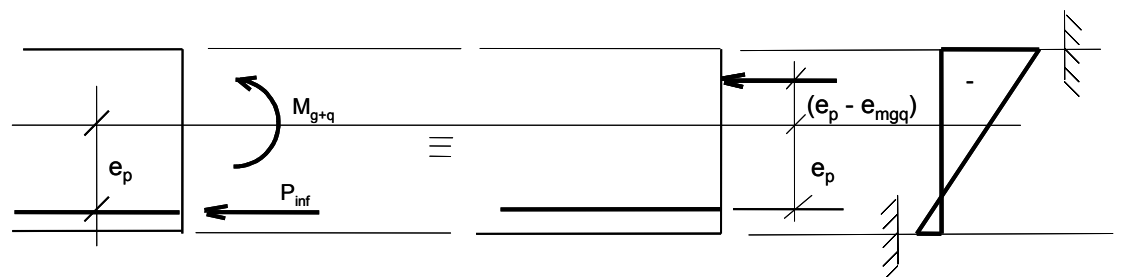


Fig.4.8- Fuso limite: estado em serviço

a) considerando a borda inferior como crítica:

$$\sigma_{1s} = \frac{P_\infty}{A} + \frac{P_\infty (e_p - e_{mgq})}{W_1}$$

Quando $\sigma_{1s} = \sigma_{1s,lim}$, então $(e_p - e_{mgq}) = a_{1s}$

$$a_{1s} = e_{k1} \left(1 - \frac{\sigma_{1s,lim}}{\sigma_{cg\infty}} \right)$$

b) considerando a borda superior como crítica:

$$\sigma_{2s} = \frac{P_{\infty}}{A} + \frac{P_{\infty}(e_p - e_{mgq})}{W_2}$$

Quando $\sigma_{2s} = \sigma_{2s,lim}$, então $(e_p - e_{mgq}) = a_{2s}$. Daí, analogamente aos casos anteriores, temos:

$$a_{2s} = e_{k2} \left(1 - \frac{\sigma_{2s,lim}}{\sigma_{cg\infty}} \right)$$

Assim como nos caso do estado em vazio, toma-se o valor mais desfavorável entre a_{1s} e a_{2s} . Daí, temos:

$$e_p - e_{mgq} \geq a_{is} \quad (i=1,2) \Rightarrow e_p \leq a_{is} + e_{mgq}$$

4.6.2.2.3- Traçado do fuso limite

No caso de simetria geométrica e de carregamento, pode-se considerar apenas metade da viga que está sendo analisada. Assim, de posse dos esforços em diversas seções transversais e dos resultados calculados conforme exposto anteriormente, desenha-se o diagrama correspondente ao fuso limite.

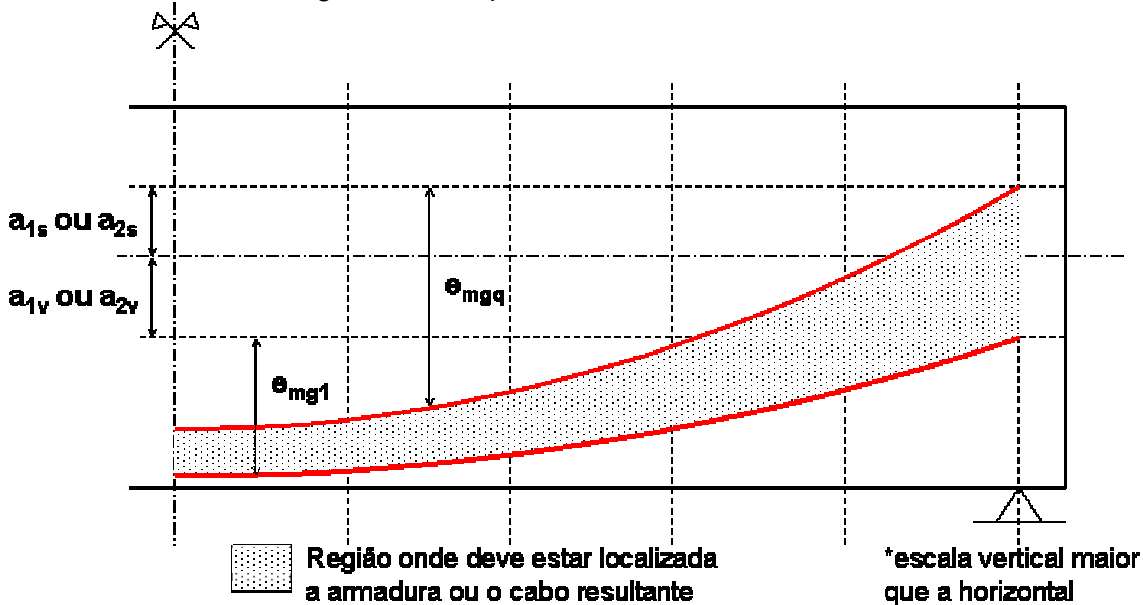


Fig.4.9- Exemplo de fuso limite

Pelo diagrama que serve de ilustração, observa-se que a armadura de protensão não poderia ser mantida com excentricidade constante até o apoio.

Seria necessário que se variasse a excentricidade, como por exemplo de acordo com os esquemas seguintes, para protensão com aderência inicial e posterior.

* * *

Finalizando, como podemos ver, o processo do fuso limite é muito prático, atendendo muito bem aos casos em que toda a armadura de protensão é ancorada nos topos da peça, e nos quais a consideração da força de protensão aproximadamente constante ao longo do vão não acarreta erros significativos.

Isto acontece quando a inclinação do cabo resultante é relativamente pequena, e quando as perdas de protensão, principalmente por atrito, não inviabilizam a consideração de um valor único ao longo do vão. Este tipo de aproximação via de regra é aceitável, sendo utilizado inclusive no projeto de estruturas hiperestáticas.

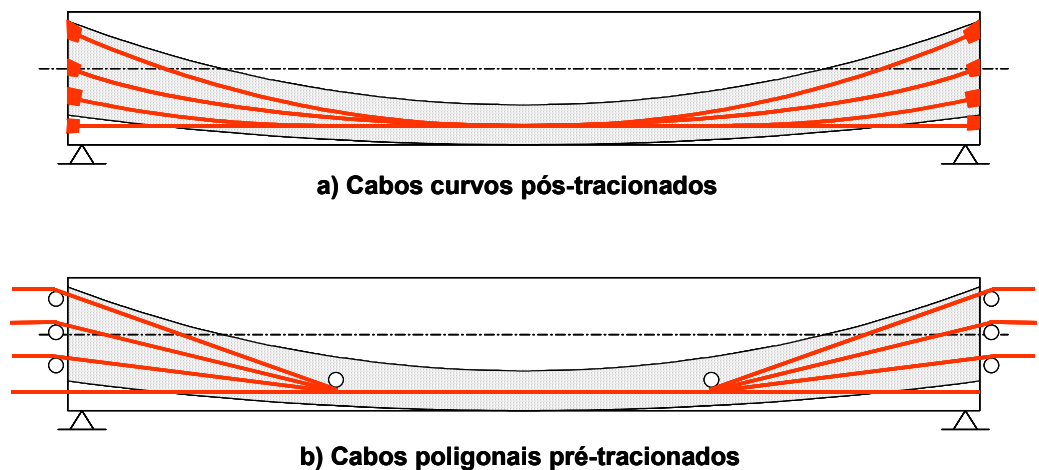


Fig.4.10- Esquemas de levantamento de cabos com base no fuso limite

4.7- Documentação de projeto

A NBR 6118 estabelece, no seu item 5.2, os requisitos de qualidade do projeto. A solução estrutural adotada em projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. A qualidade da solução adotada deve ainda considerar as condições arquitetônicas, funcionais, construtivas, estruturais, de integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar condicionado, etc.) e econômicas.

O leitor deve analisar com cuidado a totalidade desse item, assim como outras referências bibliográficas correlatas.

Destaca-se aqui apenas alguns aspectos relativos à documentação de projeto. De acordo com a NBR 6118, “o produto final do projeto estrutural é constituído por memória de cálculo, desenhos e especificações. As especificações podem constar dos próprios desenhos ou constituir documento separado. A memória de cálculo é o documento fundamental para o controle da qualidade”.

Os documentos relacionados devem conter informações completas, claras, corretas, consistentes entre si e com as exigências estabelecidas nesta Norma. A

descrição da solução estrutural adotada nos documentos relacionados no parágrafo anterior deve permitir a completa e perfeita execução da estrutura.

“Com o objetivo de garantir a qualidade da execução de uma obra, com base em um determinado projeto, medidas preventivas devem ser tomadas desde o início dos trabalhos. Essas medidas devem englobar a discussão e aprovação das decisões tomadas, a distribuição dessas e outras informações pelos elementos pertinentes da equipe e a programação coerente das atividades, respeitando as regras lógicas de precedência.”

A antiga NBR 7197/89 estabelecia, mais especificamente ao concreto protendido, que “o projeto compreende cálculos, desenhos, planos de execução (abrangendo programa de protensão, programa de lançamento do concreto, programa de injeção e programa de retirada de escoramentos e fôrmas) e memorial justificativo”.

“O programa de protensão deve especificar as fases de protensão (em relação à força total de protensão), a seqüência dos cabos a serem protendidos em cada fase, a força a ser aplicada a cada cabo e a respectiva previsão de alongamento com o módulo de deformação considerado, o coeficiente de atrito admitido no projeto, a eventual perda de alongamento por deslizamento das armaduras nas ancoragens e por acomodação das ancoragens e a resistência que deve ter o concreto no dia da aplicação da protensão”.

Ainda conforme a NBR 7197/89, “devem constar dos desenhos de armaduras e de fôrmas, de modo bem destacado:

- a designação do aço da armadura de protensão (categoria e classe de relaxação);
- as características dos cabos, das bainhas e do eventual emprego de lubrificação;
- a categoria e a classe do aço da armadura passiva;
- o valor da resistência característica do concreto e o valor mínimo da resistência do concreto necessário para a aplicação da protensão ao concreto, se esta operação puder ser realizada com resistência inferior à resistência característica especificada”.

4.8- Sugestões de estudos

1. Amplie seus conhecimentos estudando outras referências bibliográficas e examinando cuidadosamente – nos próprios textos das normas técnicas brasileiras – todos os aspectos abordados sobre a metodologia de projeto, dimensionamento e verificação da segurança estrutural. Como sugestão inicial, estude as referências bibliográficas a seguir.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro.

LEONHARDT, F. (1983). *Construções de concreto: concreto protendido*. Rio de Janeiro, Interciência, v 5.

PFEIL, W. (1988). *Concreto protendido*. 2.ed. Rio de Janeiro, LTC Livros Técnicos. 3 v.

2. Desenvolva um exemplo prático de dimensionamento de um elemento pré-fabricado protendido, com o apoio de um professor ou profissional de competência reconhecida.
3. Analise e critique a documentação de projeto de um elemento estrutural protendido. Se puder realizar um estágio em escritório de projeto, melhor ainda.

Capítulo 5

Estado limite último: solicitações normais

Como já se afirmou em outras oportunidades, a diferença entre o concreto armado e o protendido reside fundamentalmente no fato de que neste último existem *armaduras ativas que introduzem os esforços de protensão*.

No que se refere ao estado limite último, no caso de solicitações normais, pode-se dizer que os procedimentos de cálculo são essencialmente os mesmos já apresentados para concreto armado, devendo-se apenas levar em conta que a armadura de protensão possui um *alongamento prévio*, existente antes de se considerar as ações externas.

Para efeito de cálculo, pode-se tomar referência o chamado "*estado de neutralização*", uma situação fictícia na qual se considera o concreto sem tensões. Nesse estado, a deformação na armadura ativa tem um determinado valor, correspondente ao chamado "*pré-alongamento*".

A partir desse estado de neutralização, aplicam-se os procedimentos de cálculo normalmente empregados em peças de concreto armado, lembrando-se que a *deformação da armadura ativa aumenta a partir do estado inicial de pré-alongamento*, o que deve ser considerado na determinação da correspondente tensão na armadura tracionada.

Assim, pretende-se neste texto reapresentar de modo resumido o método de cálculo da resistência de seções de concreto armado no estado limite último - solicitações normais, complementando-se paulatinamente o assunto com os conceitos necessários para o entendimento do comportamento resistente das peças de concreto protendido.

5.1- Cálculo do pré-alongamento

O estado de neutralização é um estado *convencional* que é obtido a partir da situação em que existem apenas os esforços devidos à protensão, acrescentando-se solicitações adequadas que tornem nulas as tensões em toda a seção transversal considerada.

Sobre esse estado cabem as seguintes observações:

1. O estado de neutralização pode ser obtido como segue. Numa peça sujeita apenas à ação da força de protensão, tem-se que na seção transversal considerada a força de protensão vale P e o concreto está com tensões normais conforme se ilustra a seguir, sendo que em particular na fibra correspondente ao centro de gravidade da armadura a tensão no concreto vale σ_{cp} .

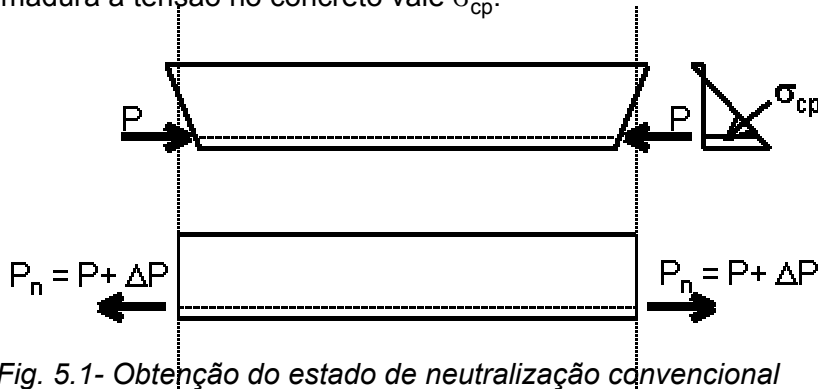


Fig. 5.1- Obtenção do estado de neutralização convencional

Se for aplicada uma força externa (aqui chamada de neutralização) $P_n = P + \Delta P$, tal que se anule a tensão no concreto na fibra correspondente ao centro de gravidade da armadura (e daí, neste caso especial, as tensões no concreto em toda a seção transversal seriam anuladas), tem-se o *estado convencional de neutralização*.

A deformação na armadura ativa, correspondente à força de neutralização P_n , é o chamado *pré-alongamento*, aqui designada por ε_{pn} .

Para o cálculo do pré-alongamento, basta observar que para se anular as tensões no concreto, é preciso impor à armadura ativa uma deformação adicional igual à deformação do concreto correspondente a σ_{cp} , num processo inverso àquele já visto na transferência de tensões no caso de protensão em pista, com aderência inicial.

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{|\sigma_{cp}|}{E_c} = \frac{1}{E_p} \alpha_p |\sigma_{cp}| = -\frac{1}{E_p} \alpha_p \sigma_{cp}$$

portanto,

$$P_n = P + \alpha_p A_p |\sigma_{cp}| = P - \alpha_p A_p \sigma_{cp} \quad (\text{notar que } \sigma_{cp} \text{ tem valor negativo})$$

e daí:

$$\varepsilon_{pn} = \frac{P_n}{A_p E_p}$$

É evidente que, num caso particular em que se tenha peça protendida em pista, com aderência inicial, quando se tem $P = P_0$, então $P_n = P_a$ e $\varepsilon_{pn} = \varepsilon_{pa}$.

Isso quer dizer que o pré-alongamento tem o mesmo significado físico da deformação na armadura ativa previamente estirada na pista de protensão, se não se levar em conta as perdas de protensão e os coeficientes de ponderação das ações.

2. Conforme a NBR 6118, o pré-alongamento deve ser calculado com base nas tensões iniciais de protensão com valores de cálculo e com a consideração de perdas na idade t em exame. Ou seja, como se trata de verificação da segurança no estado limite último, as ações (inclusive a força de protensão) devem ser afetadas pelos *coeficientes de ponderação* adequados. No caso da força de protensão, devem ser adotados os valores $\gamma_p = 0,9$ ou $\gamma_p = 1,2$, conforme tenha ela efeito favorável ou desfavorável. No caso de verificação da flexão, como se verá mais adiante, para o cálculo da força de neutralização adota-se como valor de cálculo o valor infe-

rior da força de protensão. Após a ocorrência de todas as perdas progressivas, o valor inferior da força de protensão é P_∞ .

Portanto, com $\gamma_p = 0,9$:

$$P_d = 0,9 P_\infty \quad \text{e} \quad \sigma_{cpd} = 0,9 P_\infty \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right)$$

Portanto, $P_{nd} = P_d - \alpha_p A_p \sigma_{cpd}$

Daí:

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{P_{nd}}{A_p E_p}$$

3. Obviamente, o estado de neutralização idealizado, no qual o concreto ficaria sem tensões sob ação de uma força fictícia de neutralização, não ocorre de fato no mecanismo de solicitação das peças de concreto protendido. Por isso mesmo é que se diz que se trata de um estado convencional.

Para esclarecer esse aspecto, considere-se um exemplo demonstrativo, no qual se analisa o estado de deformações no concreto e na armadura ativa em uma seção transversal, que está sujeita a solicitações externas (somente momentos fletores) progressivamente aumentadas até se atingir a ruptura característica do domínio 3 ou 4:

a) deformações devidas unicamente à protensão (ver Fig. 5.2):

- nessa situação inicial, a borda superior sofre um alongamento (AC) e a inferior um encurtamento (BH), admitindo-se que haja pré-compressão da parte inferior;
- a deformação média, na fibra correspondente ao centro de gravidade da seção de concreto, vale P/A (ver segmento DE);
- a deformação do concreto na altura do centro de gravidade da armadura vale σ_{cpd}/E_c (ver segmento FG);
- a deformação da armadura ativa vale $P_d/A_p E_p$ (segmento GI);

b) deformações devidas às solicitações externas, até que se anule a deformação na fibra correspondente ao centro da armadura ativa (ponto F):

- o acréscimo gradativo de solicitações externas provoca encurtamentos na borda superior (de C a J) e alongamentos na borda inferior (de G a F), que se superpõem aos existentes devidos à protensão;
- como se consideram apenas momentos fletores, não havendo forças normais externas, o diagrama de deformações gira em torno do ponto E, mantendo-se invariável o valor do encurtamento médio do concreto;
- no final desta fase, o alongamento da armadura ativa vale $(P_d/A_p E_p + \sigma_{cpd}/E_c)$, correspondente ao segmento (IF = IG + GF), que nada mais é do que o pré-alongamento da armadura ativa ε_{pnd} ;
- observe-se que as tensões no concreto não são nulas no restante da seção transversal. Portanto, a definição mais precisa do pré-alongamento seria:

"Pré-alongamento é a deformação da armadura ativa correspondente à situação em que se anula a tensão no concreto a altura do centro de gravidade desta armadura".

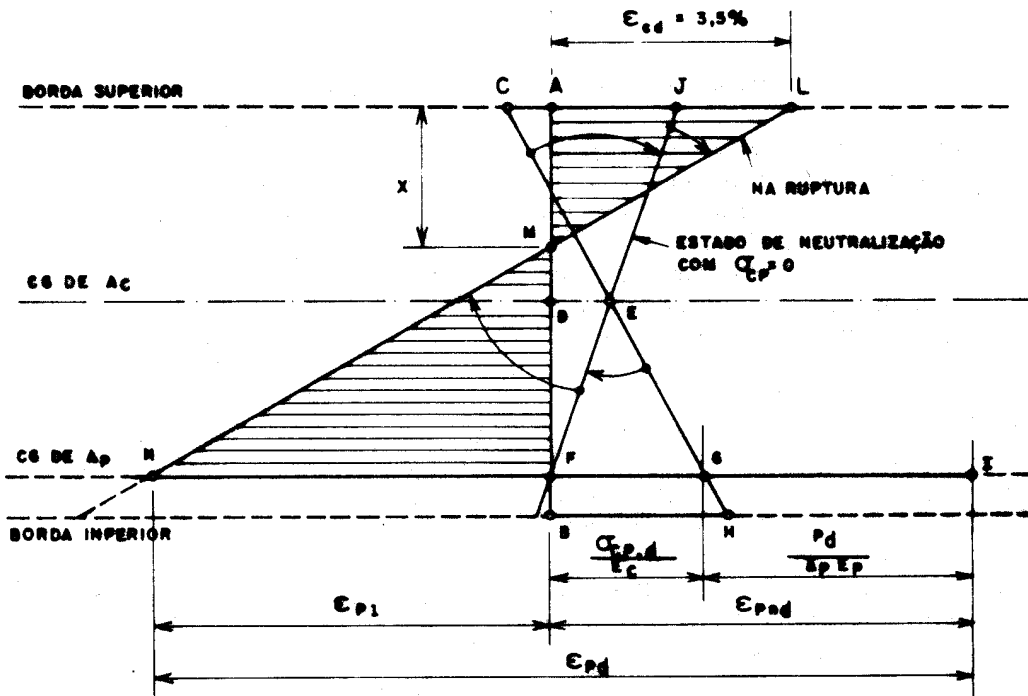


Fig. 5.2- Evolução do estado de deformações: exemplo demonstrativo

c) deformações devidas às solicitações externas, até que se atinja o encurtamento de ruptura do concreto:

- continuando com o acréscimo gradativo do carregamento externo, o concreto sofre fissuração na região tracionada e, portanto o diagrama de deformações não gira mais em torno do ponto E, e a linha neutra sobe gradativamente;
- quando a deformação no concreto atinge o valor último, igual a 3,5‰ (nesta ilustração particular), ocorre ruptura típica dos domínios 3 ou 4;
- nessa situação, a posição da linha neutra é dada pela ordenada x , e a deformação na armadura ativa sofre um acréscimo igual a ε_{p1d} (segmento FN), que se soma ao pré-alongamento, resultando então a deformação total de cálculo ε_{pd} .

d) conclusões do exemplo demonstrativo

- observando-se o diagrama de definido pelos segmentos de reta AF e LN, constata-se que ele coincide com o habitualmente considerado no caso de concreto armado;
 - portanto, tudo se passa como se se tivesse como situação inicial o concreto sem tensões (AF), com as solicitações externas provocando encurtamentos na borda mais comprimida de zero a $\varepsilon_{cd} = 3,5‰$ (AL), enquanto que na armadura ativa as deformações partem do inicial ε_{pnd} (IF) correspondente ao pré-alongamento, até o valor último ε_{pd} (IN = IF + FN);
 - a consideração de um estado de neutralização fictício, no qual se supõe que o concreto esteja com tensões nulas, é uma suposição que fornece resultados idênticos aos de uma situação real; outras interpretações, considerando diagramas carga-flecha ou momento-curvatura, são apresentadas mais adiante.
4. Considera-se que o estado limite último de alongamento plástico excessivo

é atingido quando o alongamento da armadura mais tracionada alcança o valor de 10‰, medido a partir do *estado convencional de neutralização*.

Observação:

Como se sabe, o *alongamento plástico excessivo* implica em um estado limite último convencional, entendendo-se que quando a deformação na armadura mais tracionada atinge um valor tão elevado, o concreto adjacente encontra-se fissurado e com aberturas de fissuras muito grandes. Por exemplo, uma deformação de 10‰ acarretaria, numa configuração de fissuras espaçadas de 10 cm, com aberturas da ordem de 1 mm.

Portanto, a *deformação limite igual a 10‰*, deve ser medida a partir do estado de neutralização, isto é, deve-se considerar *10‰ além do pré-alongamento*.

* * *

Outros dados complementares:

Diagrama tensão-deformação dos aços de protensão

Para efeito de dimensionamento das peças estruturais, pode-se empregar o diagrama simplificado mostrado na Fig. 2.2 destas notas de aula.

Em casos particulares, pode ser empregado o diagrama tensão-deformação determinado experimentalmente com amostras do aço de protensão a ser efetivamente empregado.

Cabos de protensão na zona comprimida da peça

Permite-se a consideração de eventuais cabos protendidos localizados no banzo comprimido da peça por meio da assimilação das correspondentes componentes normais das forças de protensão a forças externas aplicadas à seção resistente. Para os efeitos desfavoráveis dessas forças deve-se admitir $\gamma_p = 1,2$ e para efeitos favoráveis $\gamma_p = 0,9$.

Elementos com aderência posterior durante a fase de construção

Nos elementos com aderência posterior (armadura pós-tracionada), até que haja o endurecimento completo da pasta de injeção, na falta de cálculo direto, o momento fletor último pode ser admitido como igual a 70% do valor calculado considerando-se a aderência. Salienta-se que para a verificação de elementos com protensão sem aderência há recomendações específicas da norma, assunto que será discutido em cursos mais avançados.

Observação:

Para o caso de estado limite último de ruptura no ato da protensão, há especificações complementares estabelecidas pela NBR 6118, as quais são apresentadas mais adiante.

5.2- Procedimentos de cálculo

5.2.1- Hipóteses básicas para o caso de ruptura e deformação plástica excessiva

Conforme a NBR 6118, na análise dos esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar, devem ser consideradas as seguintes hipóteses básicas:

a) as seções transversais se mantêm planas após deformação;

b) a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão, deve ser o mesmo do concreto em seu entorno;

c) para armaduras ativas não aderentes, na falta de valores experimentais e de análises não lineares adequadas, os valores do acréscimo das tensões para estruturas usuais de edifícios estão apresentados a seguir, devendo ainda ser divididos pelos devidos coeficientes de ponderação:

Nota do autor: a análise de elementos com armaduras ativas não aderentes deverá ser objeto de estudo em etapa mais avançada, mas ficam aqui as indicações da NBR 6118.

- para elementos com relação vão/altura útil igual ou menor que 35:

$$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/100\rho_p, \text{ em megapascal, não podendo ultrapassar 420 MPa;}$$

- para elementos com relação vão/altura útil maior que 35:

$$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/300\rho_p, \text{ em megapascal, não podendo ultrapassar 210 MPa;}$$

sendo:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c d_p}$$

onde:

$\Delta\sigma_p$ e f_{ck} são dados em megapascal;

ρ_p é a taxa geométrica da armadura ativa;

b_c é a largura da mesa de compressão;

d_p é a altura útil referida à armadura ativa.

d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem ser desprezadas;

e) a distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola retângulo definido no item 8.2.10 (da NBR 6118) com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$, com f_{cd} definido conforme item 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de altura $0,8 x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a seguinte tensão:

- $0,85 f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;
- $0,80 f_{cd}$ no caso contrário;

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos nos itens 8.3.6 e 8.4.5 (da NBR 6118).

g) o estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na figura a seguir (Figura 5.3 deste texto).

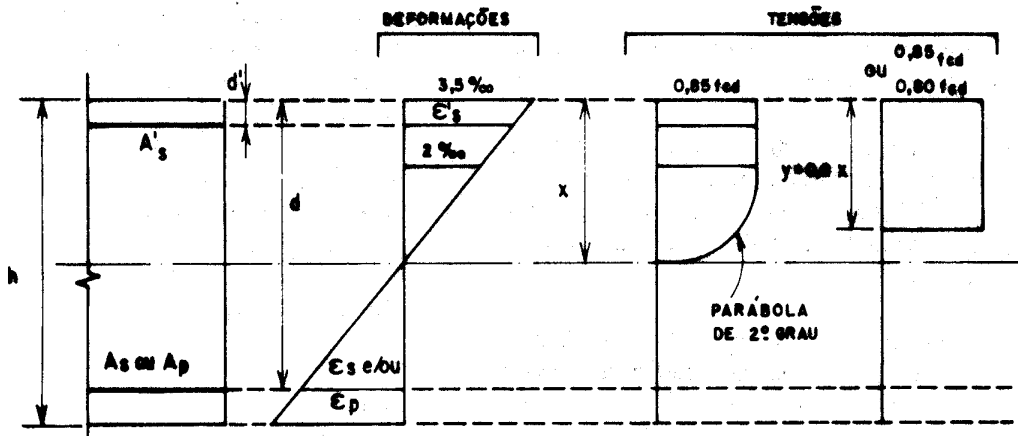


Fig.5.4- Esquemas relativos às hipóteses básicas de cálculo

b) no caso de *flexão composta*, as forças internas devem estar em equilíbrio com a força normal externa;

c) *equilíbrio de momentos fletores*: o momento fletor atuante é igual ao momento fletor resistente, que pode ser calculado multiplicando-se as forças normais resultantes pelos respectivos braços em relação a um ponto. No caso de flexão composta, pode ser interessante estabelecer a equação de equilíbrio de momentos sempre com relação ao centro de gravidade da armadura tracionada (ou menos comprimida), o que permite resolver esse problema como se fosse de flexão simples, efetuando-se a devida transformação de variáveis, como apresenta Fusco;

d) *compatibilidade de deformações*: é dada pelo diagrama de deformações, estabelecido de acordo com o domínio onde se enquadra a situação específica.

Portanto, o cálculo é efetuado exatamente como se faz no caso de concreto armado, com a diferença de que se deve considerar o pré-alongamento.

Nota importante: De acordo com a NBR 6118, na verificação do ELU devem ser considerados, além do efeito de outras ações, apenas os esforços solicitantes hiperestáticos de protensão. Os isostáticos de protensão não devem ser incluídos.

5.3- Cálculo de verificação por meio de tentativas

Na maioria dos casos, a força de protensão e a correspondente armadura ativa são determinadas em função das condições de utilização do elemento estrutural, isto é, elas resultam de condições impostas pelos estados limites de serviço (protensão completa, limitada ou parcial), como já se comentou em itens anteriores, implicando um determinado grau de protensão.

O cálculo no estado limite último em geral é aplicado no pré-dimensionamento das seções, ou seja, na fixação inicial das dimensões das seções transversais, e posteriormente, na verificação da resistência das seções para as quais já existe uma armadura ativa calculada.

O cálculo de verificação pode levar à conclusão de que a armadura ativa calculada é suficiente, por si só, para atender às necessidades de segurança no estado limite último; neste caso, basta dispor a armadura passiva mínima correspondente a cada caso.

Por outro lado, pode ocorrer que haja necessidade de complementação de armadura de tração para atender às necessidades de segurança no estado limite último; neste caso, deve-se calcular a armadura passiva complementar.

O cálculo direto do momento fletor resistente por meio de processos iterativos, que envolvem tentativas, pode ser utilizado, em geral com rápida convergência a valores satisfatórios.

5.3.1- Processo de tentativas com arbitragem da tensão na armadura

Por exemplo, uma vez obtido o valor da deformação na armadura ativa correspondente ao estado de neutralização (pré-alongamento), pode-se adotar como variável a ser arbitrada a tensão na armadura ativa, seguindo-se o roteiro seguinte:

1. Arbitra-se um valor de tensão na armadura ($\sigma_{pd,arb}$), em geral entre f_{pyd} e f_{ptd} na primeira tentativa.

2. Determina-se a posição da linha neutra, com a condição de equilíbrio de forças ($R_{cc} = R_{pt}$).

3. Determina-se a deformação adicional (ε_{p1d}) na armadura, correspondente às deformações posteriores ao estado de neutralização, de acordo com o diagrama de deformações.

4. Determina-se a deformação total de cálculo, somando-se a calculada no item anterior com o pré-alongamento ($\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p1d} + \varepsilon_{pnd}$); em seguida, determina-se, de acordo com o diagrama tensão-deformação do aço empregado, a tensão na armadura $\sigma_{pd,cal}$.

5. Se o valor $\sigma_{pd,cal}$ for suficientemente próximo ao valor adotado $\sigma_{pd,arb}$, então calcula-se o valor do momento resistente; caso contrário, arbitra-se um novo valor e repete-se o processo até se chegar a uma aproximação satisfatória.

6. Uma vez determinada a tensão na armadura, calcula-se o valor do momento resistente:

$$M_{ud} = R_{cc} \cdot z = R_{pt} \cdot z$$

onde z é o braço de alavanca (distância entre o centro de pressão na zona comprimida e o centro de gravidade da armadura de tração).

7. A condição de segurança estará satisfeita se:

$$M_{ud} \geq M_d$$

5.3.2- Processo de tentativas com arbitragem da posição da linha neutra

Ao invés de se arbitrar a tensão na armadura, pode-se arbitrar valores da posição da linha neutra, e calcular as resultantes de compressão no concreto e de tração na armadura, até que se atinja uma situação em que os valores obtidos sejam suficientemente próximos.

Por exemplo, no caso de domínio 2 (deformação plástica excessiva), a deformação no aço é conhecida ($\varepsilon_{p1d} = 10\%$); portanto, deve-se neste caso arbitrar posições da linha neutra até que se chegue a uma situação de equilíbrio de forças.

5.4- Cálculo por meio de tabelas e ábacos

O cálculo por meio de tabelas e ábacos também é possível, embora a necessidade de consideração do pré-alongamento seja um fator complicador, uma vez que essa deformação varia de caso para caso.

A.C. Vasconcelos ("Manual Prático para a Correta Utilização dos Aços no Concreto Protendido", Rio de Janeiro, Belgo-Mineira/Livros Técnicos e Científicos, 1980) apresenta uma tabela semelhante à utilizada em concreto armado, a qual foi

organizada pelo Eng. Sérgio Mangini, a partir de dados de Lauro Modesto dos Santos ("Concreto Armado", vol.1, pág. 180).

W. Pfeil ("Concreto Protendido: Dimensionamento a Flexão-vol.3", Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1984), generalizando uma solução de Guyon, preparou um ábaco para determinação do momento resistente de uma seção I protendida, com armaduras passivas suplementares, sujeita a flexão normal simples ou composta.

5.5- Estado limite último de ruptura no ato da protensão

A NBR 6118 indica que além das hipóteses básicas já apresentadas, devem ainda ser respeitadas as seguintes hipóteses suplementares:

- considera-se como resistência característica do concreto f_{ckj} aquela correspondente à idade fictícia j (em dias), no ato da protensão, sendo que a resistência de f_{ckj} deve ser claramente especificada no projeto;
- para esta verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nesta ocasião:

$$\gamma_c = 1,2;$$

$$\gamma_s = 1,15;$$

$$\gamma_p = 1,0 \text{ na pré-tração};$$

$$\gamma_p = 1,1 \text{ na pós-tração};$$

$$\gamma_f = 1,0 \text{ para as ações desfavoráveis};$$

$$\gamma_f = 0,9 \text{ para as ações favoráveis}.$$

Verificação simplificada

Admite-se que a segurança em relação ao estado limite último no ato de protensão seja verificada no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas:

- a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$ não deve ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão (17.2.4.3.2.a);
- a tensão máxima de tração do concreto não deve ultrapassar 1,2 vezes a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificado;
- quando nas seções transversais existirem tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no Estádio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nesta armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no Estádio I. Essa força não deve provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas.

Controle da resistência no ato da protensão

A protensão somente pode ser aplicada ao concreto depois de ter sido verificado experimentalmente que a menor resistência efetiva à compressão $f_{cc,ef}$ referente à peça protendida respeita o valor f_{ckj} especificado no projeto.

A estimativa da resistência à compressão média, f_{cmj} , correspondente a uma resistência f_{ckj} especificada, deve ser feita conforme indicado na NBR 12655.

A verificação da resistência à compressão deve ser feita por lotes de concreto que tenha sido produzido em condições homogêneas, adotando-se critérios estabelecidos em normas específicas.

5.6- Conceitos complementares sobre o comportamento resistente das vigas de concreto protendido na flexão

Leonhardt ("Construções de Concreto: Vol. 5- Concreto Protendido", Rio de Janeiro: Interciência, 1983) apresenta um panorama conceitual sobre o comportamento resistente do concreto protendido, sendo que a parte relativa à flexão de vigas é parcialmente aproveitada aqui. O assunto pode ser visto com mais detalhes no livro citado, inclusive devendo-se observar as partes relativas ao concreto armado (somente armadura passiva).

5.6.1-Influência da aderência

Conforme Leonhardt, a *influência da aderência* é fundamental no comportamento resistente dos elementos estruturais, não somente com relação ao estado limite último, mas também com relação à fissuração em serviço.

No caso de vigas produzidas em pistas de protensão, com *aderência inicial*, o comportamento resistente na flexão é praticamente igual ao de uma correspondente viga de concreto armado. Ou seja, a qualidade da aderência é suficiente para manter praticamente planas as seções transversais até as proximidades da ruptura, de modo que se pode considerar, para efeito de verificação do estado limite último - solicitações normais, um diagrama triangular de deformações.

No caso de vigas protendidas com *aderência posterior*, especialmente quando são utilizados grandes cabos de protensão, usuais hoje em dia, deve-se levar em conta a influência prejudicial do enfraquecimento da aderência.

Leonhardt mostra resultados de ensaios de vigas-caixão, realizados por volta de 1950, para se determinar a influência da aderência. Foram ensaiadas duas vigas, uma com aderência (viga A) e outra sem aderência (viga B), mantidas as demais condições.

Resumidamente, os ensaios mostraram diferenças na configuração da fissuração, na relação entre cargas e flechas, e na resistência última (Fig. 5.5).

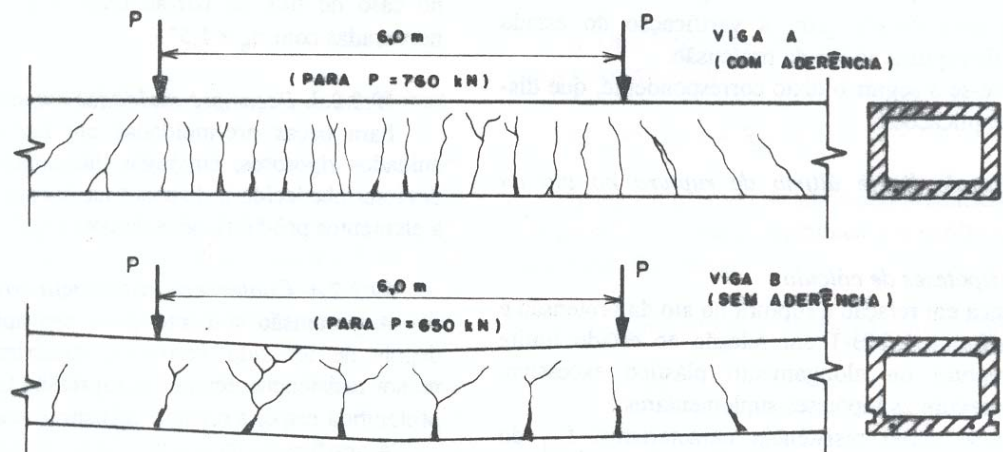


Fig. 5.5 - Configuração das fissuras, ao ser atingida a carga limite

No caso da viga A, com aderência, surgiram 16 fissuras entre os pontos de aplicação de cargas, com espaçamento médio de 370 mm.

No caso da viga B, sem aderência, apareceram algumas poucas fissuras, espaçadas aproximadamente de 1,2 a 1,6 vezes a altura da viga. As fissuras da viga B apresentaram aberturas grandes e praticamente iguais, bifurcando-se na parte superior. A armadura passiva existente não era suficiente para impedir a progressão das fissuras, uma vez que ao se produzirem as fissuras, a variação brusca de tensões já havia solicitado essa armadura além do seu limite de escoamento.

O diagrama de flechas em função do carregamento mostra as sensíveis diferenças que existem no comportamento estrutural no Estádio II (Fig.5.6).

A viga A, com aderência, sofreu menores deslocamentos e atingiu uma carga de ruptura de 900 kN, enquanto que a viga B rompeu na zona comprimida logo ao se atingir a carga de 600 kN.

Assim, a falta de aderência conduziu a uma diminuição da carga limite de cerca de 30%.

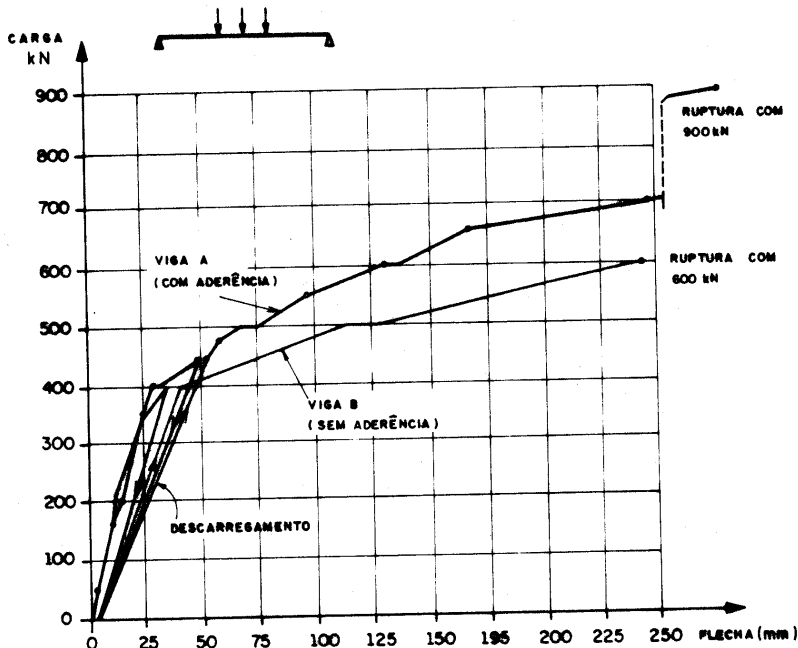


Fig. 5.6 - Diagrama carga-deslocamento das vigas A e B

Na viga A, porém, a carga de ruptura só foi atingida após a ocorrência de flechas muito grandes, as quais teriam sido menores se houvesse aderência integral; é bom lembrar que a injeção de calda de cimento ou argamassa nos cabos não garante a mesma qualidade de aderência feita de modo direto.

Num caso como o da viga A, mesmo com aderência posterior, devido à aderência deficiente, as fissuras abrem-se mais do que no caso de aderência integral, a linha neutra sobe mais e as deformações do concreto na zona comprimida pela flexão aumentam mais rapidamente, enquanto que as deformações da armadura de protensão permanecem estáveis na zona tracionada.

O diagrama de deformações apresenta uma nítida inflexão na altura da linha neutra (Fig.5.7).

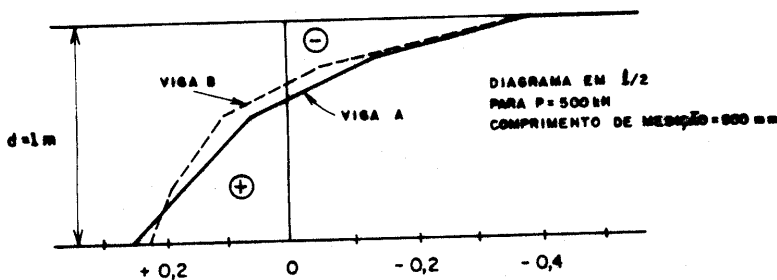


Fig. 5.7 - Diagrama de deformações, no meio do vão, para $S = 1,4 S_k$

As tensões na armadura de protensão são limitadas, e a armadura pode até mesmo não ser integralmente aproveitada, porque o concreto na zona comprimida rompe antes.

As vigas do ensaio em questão, devido à alta resistência do concreto (C-65) e a ampla mesa de compressão, alcançaram grandes flechas antes da ruptura.

Leonhardt salienta ainda que, mesmo para o dobro da carga de fissuração (e apesar da pequena armadura passiva existente) as fissuras voltaram a fechar-se perfeitamente após o descarregamento; além disso, praticamente não se observou nenhuma flecha residual.

Isso mostra que as vigas de concreto protendido, que possam ser solicitadas por cargas excepcionais que ultrapassem a carga de utilização, podem se recuperar, desde que a abertura de fissuras seja mantida pequena.

Leonhardt apresenta no seu livro outros resultados de ensaios e conclusões, efetuadas pelas Ferrovias Federais da Alemanha, por Trost (1975) e por Brenneisen (1974), podendo-se resumir o que segue.

"A aderência deficiente dos cabos injetados deve ser compensada por uma quantidade suficiente de armadura passiva, para que, no caso de ocorrência de cargas excepcionais ou deformações impostas não consideradas no cálculo, as fissuras que surjam, apesar de um elevado grau de protensão, permaneçam com aberturas pequenas, que não sejam prejudiciais."

"Uma armadura passiva complementar é necessária, com maior razão, quando se tratar de protensão limitada ou parcial."

"Esta armadura também é necessária, independentemente do grau de protensão, para manter pequena a redução da solicitação resistente última, usualmente calculada considerando-se aderência integral."

5.6.2- Tensões na armadura do banzo tracionado

Ainda reproduzindo as explicações de Leonhardt, é importante ter uma noção clara do desenvolvimento de tensões na armadura no caso de flexão. Na Fig. 5.8 representa-se o desenvolvimento da tensão σ_p na armadura de protensão, para carregamentos crescentes.

Inicialmente, produz-se a tensão σ_{p0} devida à transferência da força de protensão ao concreto; a retração e a fluência do concreto fazem com que essa tensão diminua de um valor $\sigma_{p,s+c}$, sendo que no diagrama apresentado não se leva em consideração o tempo necessário para que tais perdas se manifestem.

Por ocasião do ato de protensão, em geral a estrutura é levantada de seus apoios (escoramento ou bancada de protensão), de modo que o peso próprio é mobilizado; no caso de pré-tração, o peso próprio não produz nenhuma tensão adicional na armadura de protensão. Esse levantamento (contraflecha ou flecha negativa) depende principalmente do grau de protensão e das características de deformabilidade do escoramento.

Carregando-se a estrutura já protendida, as tensões na armadura tracionada aumentam quase que insignificadamente, de um valor $\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot \sigma_c$, uma vez que o concreto ainda permanece íntegro e resistente à tração. A tensão σ_c varia, em geral, na faixa entre 2 a 15 MPa (lembrando que houve uma pré-compressão na zona tracionada pelo carregamento), o que leva a acréscimos de tensão na armadura da ordem de $6 \times 15 = 90$ MPa, ou seja, menor que uma tensão de 240 MPa, usual em armaduras de concreto armado, para cargas de utilização.

Nos casos de protensão completa e limitada, o acréscimo de tensão na armadura de protensão permanece pequeno até ser atingido o valor total da carga de utilização ($g + q$).

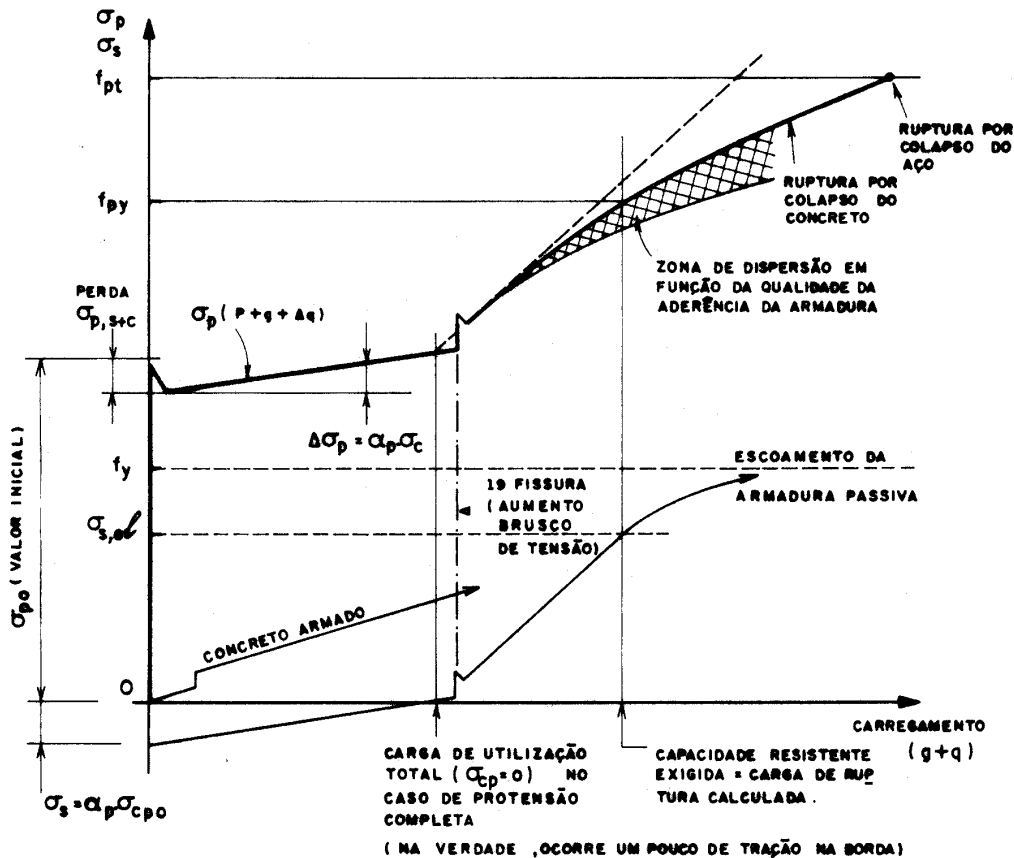


Fig. 5.8 - Desenvolvimento de tensões na armadura de protensão e na armadura passiva em uma viga com protensão total, submetida à flexão, com o aumento da carga até a ruptura

Aumentando-se a carga, a resistência à tração do concreto é ultrapassada e, com a formação da primeira fissura, a força de tração no concreto do banço tracionado (isto é, a parcela até então resistida pelo concreto) deve ser transferida para a armadura (ativa + passiva).

A tensão na armadura aumenta tão bruscamente quanto maior for a resistência à tração do concreto e quanto mais fraca for a armadura passiva.

Observe-se que pouco antes de ser atingido o estado limite de formação de fissuras, ocorre o chamado estado de neutralização, em que a tensão na armadura passiva é nula; nesta situação, a deformação da armadura ativa correspondente ao pré-alongamento.

O posterior aumento do carregamento produz um aumento mais rápido da tensão na armadura; a inclinação das curvas do diagrama $\sigma/(g + Q)$ depende da taxa de armadura do banço tracionado (armadura ativa + armadura passiva) e de qualidade da aderência.

Quanto menor for a qualidade da aderência, mais a armadura ativa "absorve" o acréscimo de tensão, ou seja, o diagrama se desenvolve com menor inclinação com relação à horizontal. Esta redução da eficiência da aderência faz com que a seção transversal não permaneça mais plana, como se viu anteriormente.

A inclinação da curva correspondente à armadura passiva é um pouco maior, em decorrência da melhor qualidade da aderência.

A qualidade da aderência pode ser melhorada de acordo com a quantidade e a distribuição da armadura passiva. A colaboração da armadura passiva impede que a linha neutra se desloque abruptamente para cima. A ruptura pode ocorrer pela ruína da zona comprimida na flexão, antes que a armadura ativa atinja a resistência

de ruptura.

Existindo armadura passiva suficiente, ambos os tipos de armadura podem ser aproveitados integralmente, até seus respectivos limites de escoamento, desde que o valor limite da força de compressão no banzo comprimido seja maior que o limite da força no banzo tracionado.

Observação importante:

De acordo com Leonhardt, em estruturas de concreto protendido, as tensões na armadura de protensão não se desenvolvem proporcionalmente as cargas.

A tensão admissível na armadura de protensão (σ_{p0}), por ocasião da protensão, não dá nenhuma indicação da segurança; pelo contrário, no caso de flexão ela pode ser adotada com valores mais elevados do que em peças de concreto armado.

As tensões de compressão no concreto também não se desenvolvem proporcionalmente às cargas. Em concreto protendido, a limitação de tensões admissíveis para a carga de utilização não mede a segurança da estrutura; por isso, a verificação da capacidade resistente no estado limite último (ruptura e deformação plástica excessiva) é uma exigência absolutamente indispensável.

Leonhardt apresenta ainda outras explicações muito interessantes e úteis para o entendimento do comportamento das peças fletidas de concreto protendido, por meio de diagramas momento-curvatura e carga-curvatura. Recomenda-se ao leitor que consulte a publicação para mais informações.

5.7- Armadura mínima

As taxas mínimas de armadura são especificadas em normas para evitar efeitos indesejáveis, como fissuração nas fases construtivas, ruptura frágil por ocasião da fissuração, etc.

A variação da temperatura e a retração do concreto podem provocar fissuras superficiais no concreto, exigindo as chamadas armaduras de pele. Esse aspecto será abordado juntamente com as disposições construtivas para o projeto.

No caso de cabos de protensão de grandes dimensões, e mesmo no caso de barras de aço de grande diâmetro, é necessário que o concreto de envolvimento também seja armado com armadura complementar, tendo em vista o aparecimento de tensões induzidas de tração. Esse tópico também será abordado nas disposições construtivas para o projeto.

É importante destacar também a necessidade de armadura mínima (ativa + passiva) para se evitar que, na formação de fissuras, a transferência brusca de tensões para a armadura ocasione o escoamento do aço desta armadura.

A NBR 6118 trata a questão das armaduras longitudinais mínimas no item 17.3.5. De acordo com ela, a ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência à tração do concreto seja dada por $f_{ctk,sup}$, devendo também obedecer às condições relativas ao controle da abertura de fissuras dadas no item 17.3.3.

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta 0,15 %:

$$M_{d,min} = 0,8W_0 f_{ctk,sup}$$

onde:

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

O dimensionamento para $M_{d,min}$ deve ser considerado atendido se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da Tabela 5.1.

Tabela 5.1- Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^* %							
	f_{ck} ω_{min}	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

* Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

* Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

ω_{min} = taxa mecânica mínima de armadura longitudinal de flexão para vigas = $A_{s,min} f_{yd} / A_c f_{cd}$

Em elementos estruturais superdimensionados, pode ser utilizada armadura menor que a mínima, com valor obtido a partir de um momento fletor igual ao dobro de M_d . Neste caso, a determinação dos esforços solicitantes deve considerar de forma rigorosa todas as combinações possíveis de carregamento, assim como os efeitos de temperatura, deformações diferidas e recalques de apoio. Deve-se ter ainda especial cuidado com o diâmetro e espaçamento das armaduras de limitação de fissuração.

5.8- Sugestões de estudos

- Assim como se recomendou nos capítulos anteriores, amplie seus conhecimentos estudando outras referências bibliográficas e examinando cuidadosamente – nos próprios textos das normas técnicas brasileiras – todos os aspectos abordados sobre a metodologia de verificação do estado limite último – solicitações normais. Ver também:
FUSCO, P.B. *Estruturas de Concreto: Solicitações Normais*. Rio de Janeiro, 1981.
VASCONCELOS, A.C. *Manual Prático para a Correta Utilização dos Aços no Concreto Protendido*. Rio de Janeiro, Belgo-Mineira/Livros Técnicos e Científicos, 1980.
- Continue o desenvolvimento de um exemplo prático de dimensionamento de um elemento pré-fabricado protendido, com o apoio de um professor ou profissional de competência reconhecida, agora abordando o estado limite último – solicitações normais.
- Elabore o detalhamento completo das armaduras longitudinais do exemplo prático.

Capítulo 6

Estado limite último: força cortante

Assim como no caso de solicitações normais, o tratamento do estado limite último – solicitações tangenciais é semelhante para os casos de concreto armado e concreto protendido. A diferença fundamental reside no fato de que neste último existem *armaduras ativas que introduzem os esforços de protensão*.

Os esforços oriundos da protensão tanto podem reduzir os esforços atuantes como também melhorar as condições de resistência do elemento.

No presente capítulo, são tratados apenas os esforços referentes à força cortante. Outros tipos de esforços tangenciais, como os de torção e punção, serão objeto de textos complementares.

O leitor já deve conhecer a metodologia de cálculo da resistência à força cortante de elementos de concreto armado. Portanto, o assunto está agora sendo retomado com uma breve reapresentação da metodologia, complementando-se os tópicos no que se refere ao comportamento resistente dos elementos de concreto protendido.

6.1 - Efeito da força de protensão

Para explicar os mecanismos resistentes à força cortante, no caso de concreto protendido, recorre-se à publicação de Leonhardt ("Construções de Concreto; Concreto Protendido", Interciência, 1983). É importante salientar que a leitura deste pequeno resumo não dispensa o estudo detalhado da obra citada e de outras referências bibliográficas.

A protensão longitudinal introduz nas peças de concreto tensões de compressão que contribuem à redução das tensões principais de tração (que ficam mais inclinadas com relação ao eixo da peça), de modo que *as fissuras de cisalhamento configuram-se com menor inclinação* do que no caso de concreto armado.

De acordo com Leonhardt, a inclinação das bielas comprimidas fica entre 15° e 35°, ou seja, elas são menos inclinadas que as de 45° referentes à analogia clássica da treliça.

Contudo, nas regiões de cargas concentradas ou sobre apoios intermediários de

vigas contínuas, por exemplo, surgem fissuras de cisalhamento em forma de leque, de modo que inevitavelmente surgem fissuras a 45°.

Ensaio realizados mostraram que a protensão efetivamente reduz os esforços de tração na alma, de modo crescente com o grau de protensão, ou seja, *quanto maior o grau de protensão, menores são os esforços de tração na alma e, portanto, menor a armadura transversal necessária.*

Leonhardt apresenta, a título de ilustração, alguns resultados de ensaios realizados em Stuttgart (por Leonhardt, Koch e Rostásy, 1973) e em Zürich (por Thürli- mann e Lüchinger, 1971).

Em Stuttgart foram ensaiadas 3 vigas de seção transversal duplo-T (ver Fig. 6.1), com os seguintes parâmetros fundamentais:

- a) mesma armadura passiva e mesma armadura de protensão;
- b) cabos tensionados a 100%, 50% e 10% da força admissível;
- c) armadura transversal constituída de estribos espaçados de 14 cm, sendo que na metade esquerda foi disposta seção transversal de armadura correspondente a $\eta = 100\%$ da armadura calculada pela teoria clássica, e na metade direita, $\eta = 52\%$.

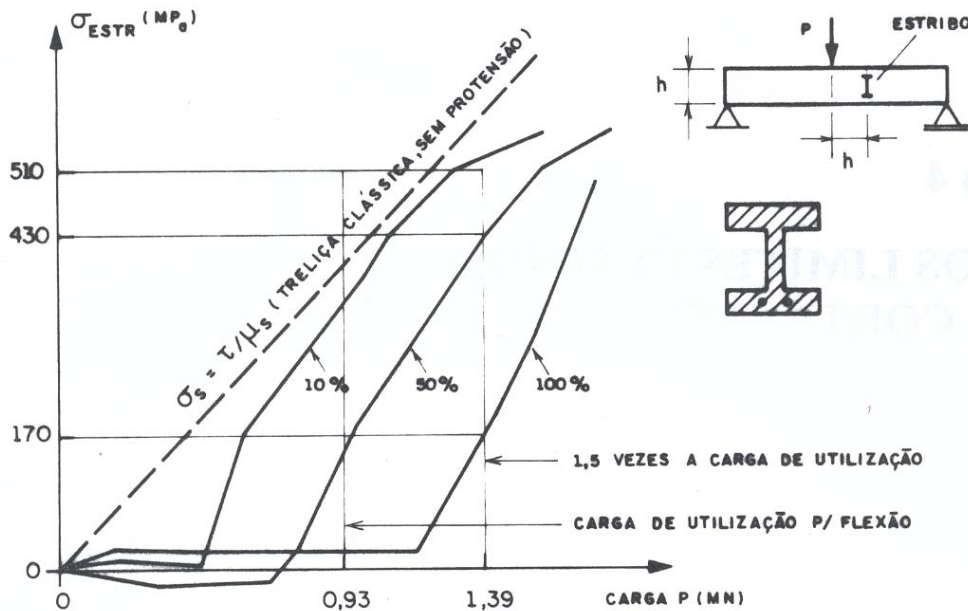


Fig. 6.1- Tensões nos estribos na metade da viga armada com $\eta = 52\%$, para os três graus de protensão adotados

As deformações medidas nos estribos revelaram a grande influência do grau de protensão:

- com 10% de protensão, os estribos à direita ($\eta = 52\%$) atingiram o escoamento;
- o diagrama de tensões nos estribos é mais vertical que o correspondente à treliça clássica, neste caso devido à rigidez relativamente baixa da armadura longitudinal do banzo tracionado, constituído por aço de alta resistência; a taxa de armadura (0,39%) era muito inferior à taxa necessária sem protensão (0,94%).

Os ensaios de Zürich (Fig. 6.2) também mostraram grande influência do grau de protensão sobre os esforços de tração na alma. Nesses ensaios, adotaram-se as seguintes premissas:

- a) armaduras ativas e passivas combinadas de tal modo a se obter a mesma capacidade resistente no banzo tracionado; isso significa que a rigidez do banzo

tracionado variou em função do grau de protensão;

b) graus de protensão variando entre 0 e 100%;

c) a porcentagem da armadura de cisalhamento também variou entre 9% (sem protensão) e 0,38% (protensão total), sendo que o grau de armação ao cisalhamento correspondia sempre a $\eta = 60\%$.

Os diagramas de *forças de tração* nos estribos, em função da força cortante, mostram claramente que essas forças *diminuem consideravelmente com o aumento do grau de protensão*, e que, apesar do grau de armação ao cisalhamento bastante reduzido, no caso de protensão elevada as tensões nos estribos até a ruptura da peça se situam bem abaixo do limite de escoamento.

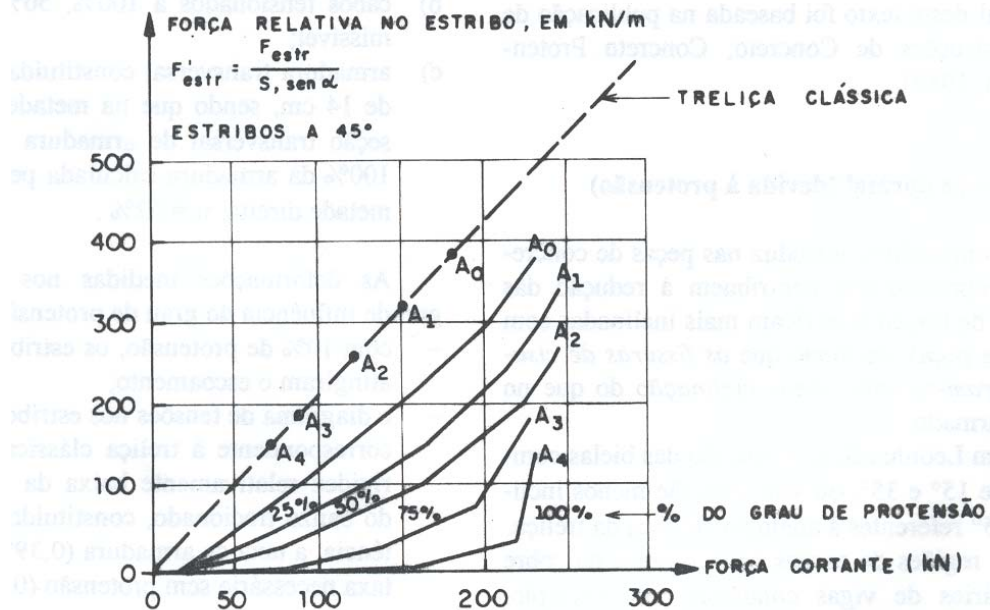


Fig.6.2 - Diminuição da força de tração nos estribos em vigas com graus de protensão crescentes.

O efeito favorável da protensão sobre os esforços de tração na alma é explicado pelo fato de que:

a) na região de momentos fletores pequenos, as bielas comprimidas se desenvolvem com pouca inclinação;

b) na região de grandes momentos fletores, como por exemplo nos apoios intermediários de vigas contínuas, uma parcela da força cortante é absorvida na zona comprimida, de tal modo que a força de tração na alma, apesar da inclinação da biela ser aí de 45° , situa-se muito aquém dos valores da treliça clássica.

A parcela da força cortante que é absorvida pela zona comprimida de concreto na flexão faz com que a força resultante tenha menor inclinação, a qual com isso fica mais próxima da borda da seção transversal do que no caso de flexão simples; com isso, as tensões normais também aumentam.

Isso vale também, no caso de seções compostas, para a zona junto ao talão do banzo comprimido.

Esse fato é comprovado por diagramas de deformações medidas em ensaios, que mostram que, na altura da linha neutra no caso de solicitação por M e V , há uma inflexão mais forte que no caso de flexão simples.

Portanto, no dimensionamento da armadura transversal pode-se contar com o efeito favorável da força de protensão, que diminui os esforços de tração na alma.

Os ensaios mostram também que em vigas de concreto protendido com seções compostas (em I ou em caixão) pode-se distinguir uma região de fissuras de cisalhamento (trecho "a" da Fig.6.3), na qual as fissuras de cisalhamento não se origi-

nam das fissuras de flexão, mas se iniciam na alma.

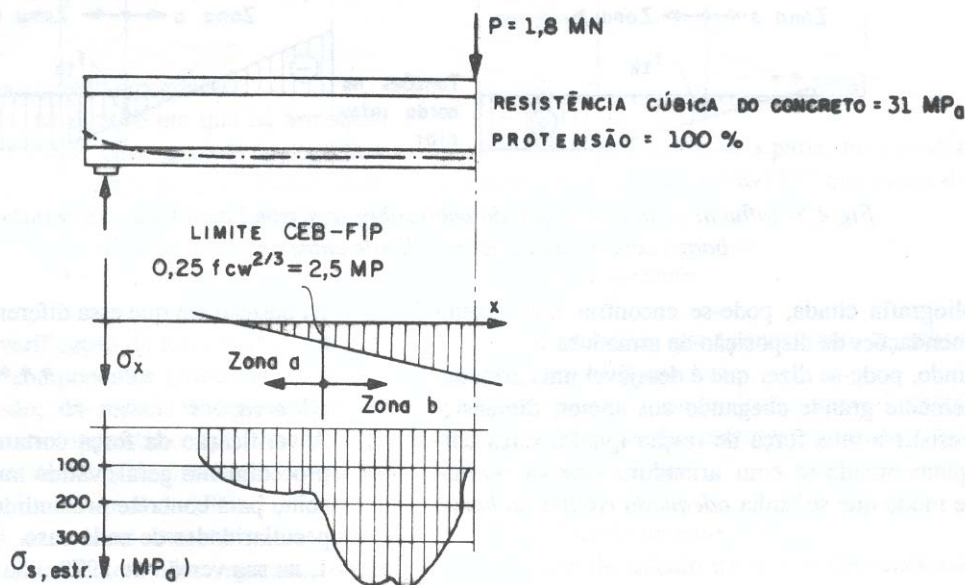


Fig.6.3 - As tensões nos estribos no trecho "a" são nitidamente inferiores às do trecho "b"

Experiência obtida da prática

Conforme Leonhardt, em seus quase 30 anos de experiência, ele nunca observou, a olho nu, fissuras de cisalhamento na alma para as condições de utilização, nem mesmo quando as tensões principais de tração, calculadas no Estádio I, com a força cortante total, ultrapassam consideravelmente os valores admissíveis estabelecidos pela norma alemã DIN 4227.

Segundo ele, os resultados dos ensaios esclarecem essa observação e mostram também que, quando surgem fissuras, estas se mantêm capilares, porque as tensões nos estribos, para as cargas de utilização e mesmo para protensão parcial, permanecem bastante pequenas.

Porisso, de modo geral não é necessária uma protensão de alma com elementos especiais (denominados também grampos de cisalhamento), sendo até mesmo prejudicial nas zonas de ancoragem, devido à perturbação local do fluxo de tensões. Daí também, elementos de protensão de alma não têm sentido quando as cargas estão aplicadas no banzo inferior.

No que se refere às forças de compressão inclinadas, na alma, as tensões que aí atuam aumentam, evidentemente, devido à protensão longitudinal.

Os ensaios indicam que os esforços nas bielas comprimidas devem ser determinados corretamente pelo modelo de treliça, sendo que na região de momentos fletores grandes, deverá ser destinada à alma somente a parcela da força cortante restante após a subtração da parcela absorvida pelo concreto na zona comprimida na flexão.

A capacidade resistente da alma à compressão fica prejudicada pela existência de bainhas, cabos de protensão e possíveis barras de grande diâmetro.

Entretanto, uma ruptura por compressão só pode ocorrer no caso de almas extremamente delgadas, pois o colapso das bielas comprimidas só ocorre quando a resistência à compressão (prismática) estiver praticamente atingida.

Influência de cabos curvos

De acordo com Leonhardt, no início tinha-se a opinião de que, no caso de vigas simples, a disposição de cabos parabólicos era a melhor solução porque a compo-

nente vertical da força de protensão diminuía a força cortante que atuava no concreto.

Os ensaios demonstraram que na passagem para o estado limite último esse efeito é diminuído, tendo em vista que a relação entre rigidezes dos banzos e das almas desempenha papel importante.

Quando o tirante inferior for muito fraco (isto é, muito deformável), as bielas de compressão que se dirigem ao apoio não se apóiam nele, mas sim na região de ancoragem dos cabos, a qual é mais rígida, e está situada mais acima.

Com isso, as bielas tornam-se menos inclinadas e a parcela da força cortante absorvida pela zona comprimida na flexão é menor. Por essa razão, os ensaios indicaram, para as vigas com cabos inclinados, forças nos estribos maiores do que em vigas com cabos retos dispostos no banzo tracionado.

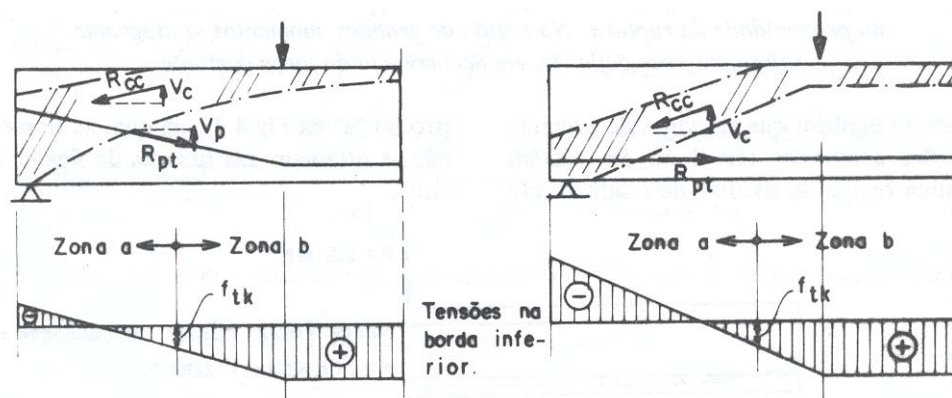


Fig.6.4 - Influência da inclinação do cabo sobre a possível inclinação da resultante do banzo comprimido e sobre o limite entre as zonas "a" e "b".

Na bibliografia citada, pode-se encontrar mais exemplos e recomendações de disposição de armadura.

Resumindo, pode-se dizer que é desejável uma armadura suficientemente grande chegando aos apoios, dimensionada para resistir a uma força de tração igual à força cortante (complementando-se com armadura passiva, se necessário), de modo que se tenha *adequada rigidez do banzo tracionado*.

6.2 - Prescrições iniciais da NBR 6118

A NBR 6118 apresenta no seu item 17.4 as prescrições sobre a verificação do estado limite último para elementos lineares sujeitos à força cortante.

As indicações desse item aplicam-se a elementos lineares armados ou protendidos, submetidos a forças cortantes, eventualmente combinadas com outros esforços solicitantes, mas não se aplicam a elementos de volume, lajes, vigas-parede e consolos curtos, que são tratados em outras seções dessa norma.

Antes de reapresentar a metodologia de verificação do estado limite último, vamos rever as prescrições iniciais da NBR 6118.

6.2.1 Condições gerais

Armadura transversal mínima

Todos os elementos lineares submetidos a força cortante, à exceção dos casos indicados logo mais adiante, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

onde:

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos;

s é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

α é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{yw} é a resistência ao escoamento do aço da armadura transversal;

b_w é a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção, respeitada a restrição indicada no item 17.4.1.1.2 da NBR 6118 e apresentada a seguir.

Fazem exceção ao exposto:

- a) os elementos estruturais lineares com $b_w > 5d$ (em que d é a altura útil seção), caso que deve ser tratado como laje (ver item 19.4 da NBR 6118);
- b) as nervuras de lajes nervuradas, quando espaçadas de menos de 60 cm, também podem ser verificadas como lajes. Nesse caso deve ser tomada como base a soma das larguras das nervuras no trecho considerado, podendo ser dispensada a armadura transversal, quando:

$$V_{Sd} \leq 0,7 V_{Rd1}$$

$$\text{com : } V_{Rd1} = [\tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]b_w d$$

conforme o item 19.4.1 da NBR 6118;

- c) os pilares e elementos lineares de fundação submetidos predominantemente à compressão que atendam simultaneamente, na combinação mais desfavorável das ações em estado limite último, calculada a seção em Estádio I, às condições seguintes:
 - em nenhum ponto deve ser ultrapassada a tensão f_{ctk} ;
 - $V_{Sd} \leq V_c$, sendo V_c definido em 17.4.2.2 da NBR 6118.

Neste caso, a armadura transversal mínima é a definida na seção 18 da NBR 6118.

Constituição da armadura transversal

- A armadura transversal (A_{sw}) pode ser constituída por estribos (fechados na região de apoio das diagonais, envolvendo a armadura longitudinal) ou pela composição de estribos e barras dobradas, entretanto quando forem utilizadas barras dobradas, estas não devem suportar mais do que 60% do esforço total resistido pela armadura.
- Podem ser utilizadas barras verticais soldadas combinadas com estribos fechados, mantida a proporção resistente estabelecida alínea, quando essas barras forem devidamente ancoradas. Entretanto, quando essas barras não forem combinadas com estribos, na proporção indicada, os elementos longitudinais soldados devem obrigatoriamente constituir a totalidade da armadura longitudinal de tração.
- O ângulo de inclinação α das armaduras transversais em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural deve estar situado no intervalo $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Os espaçamentos máximos e mínimos entre elementos da armadura devem atender às exigências da seção 18 da NBR 6118.

6.2.2- Condições relativas aos esforços solicitantes

Cargas próximas aos apoios

Para o cálculo da armadura transversal, no caso de apoio direto (se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas do elemento estrutural, comprimindo-a), valem as seguintes prescrições:

- a) a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $d/2$ da face de apoio, constante e igual à desta seção;
- b) a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2d$ do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento a , ser reduzida multiplicando-a por $a/(2d)$. Todavia, esta redução não se aplica às forças cortantes provenientes dos cabos inclinados de protensão.

As reduções indicadas neste item não se aplicam à verificação da resistência à compressão diagonal do concreto. No caso de apoios indiretos, essas reduções também não são permitidas.

Efeito da componente tangencial da força de protensão

A Fig. 6.5 ilustra como um cabo inclinado produz uma componente de força na direção contrária da força cortante na seção, oriunda das ações externas. Com isto, tem-se a chamada *força cortante reduzida*.

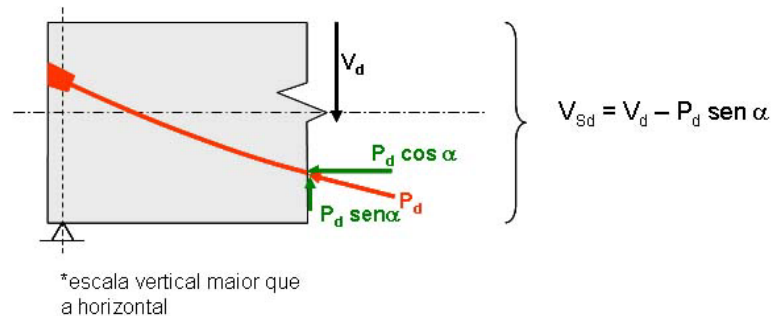


Fig.6.5 – Ilustração da redução da força cortante no caso de cabo inclinado

Conforme a NBR 6118, no valor de V_{Sd} deve ser considerado o efeito da projeção da força de protensão na sua direção, com o valor de cálculo correspondente ao tempo t considerado. Entretanto, quando esse efeito for favorável, a armadura longitudinal de tração junto à face tracionada por flexão deve satisfazer à condição:

$$A_p f_{pyd} + A_s f_{yd} \geq V_{Sd}$$

Comentários adicionais:

1. Como se vê, há uma preocupação de não se reduzir demais a rigidez do banzo tracionado, como recomendou Leonhardt, para favorecer uma melhor contribuição do concreto na zona comprimida por flexão.

2. Na verificação da força cortante, além das componentes tangencial e normal da força de protensão ilustradas na Fig. 6.5, devem ser considerados os esforços hiperestáticos de protensão.

3. Os valores de cálculo da força cortante, inclusive os decorrentes da protensão, devem ser tomados de acordo com o item 11.7 da NBR 6118, isto é, devem ser tomados os valores característicos convenientes, afetados pelos coeficientes de segurança ou de ponderação das ações, de modo a se obter os esforços compatíveis mais desfavoráveis.

4. Leonhardt sugere considerar a parcela da força cortante produzida pela protensão como sendo aquela calculada com a força de protensão após todas as perdas (P_{∞}), afetada por coeficiente de ponderação entre 1,0 e 1,2, tendo em vista que:

- o valor da força cortante produzida pela inclinação dos cabos, que em geral atua no sentido de diminuir a força cortante de cálculo, aumenta muito pouco com o aumento da carga, porque neste caso de verificação o cabo se situa na região de maiores forças cortantes e, portanto fora da região de fissuras de flexão;
- nas proximidades dos apoios, as vigas de concreto protendido permanecem no Estádio I, mesmo para as cargas majoradas pelos coeficientes de ponderação, de modo que a força cortante produzida pela protensão praticamente não cresce além dos valores válidos para as condições de serviço;
- o valor do coeficiente igual a 1,0 se aplica no caso em que o cabo se situa próximo ao eixo baricêntrico, enquanto que o valor 1,2 se aplica quando o cabo se situa no banzo tracionado, fissurado por flexão.

Elementos estruturais com altura variável

Como se sabe, nas vigas de altura variável ocorre um efeito de redução da força cortante. De acordo com a NBR 6118, a força cortante que é resistida pela alma das vigas de altura variável pode ser avaliada por:

$$|V_d| - |V_{Sd,red}| = (|M_{Sd} / z| - |V_{Sd,red}| \cot g\theta / 2) \operatorname{tg}\beta_c + (|M_{Sd} / z| + |V_{Sd,red}| \cot g\theta / 2) \operatorname{tg}\beta_t$$

onde:

$V_{Sd,red}$ é a força cortante reduzida, considerando o efeito de altura variável;

β_c é o ângulo entre o banzo de compressão e o eixo longitudinal do elemento estrutural;

β_t é o ângulo entre a armadura de tração e o eixo do elemento estrutural;

θ é o ângulo de inclinação das bielas de compressão consideradas no dimensionamento à força cortante;

z é o braço de alavanca das forças internas.

Os sinais de β_c e β_t devem ser obtidos considerando o sentido das forças finais de compressão e de tração da flexão com a força cortante concomitante.

A expressão acima considera a redução da força de compressão na flexão quando existe força cortante concomitante.

6.3- Verificação do estado limite último

As condições fixadas pela NBR 6118 para elementos lineares admite dois modelos de cálculo que pressupõem a analogia com modelo em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c .

6.3.1- Cálculo da resistência

De acordo com a NBR 6118, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal deve ser considerada satisfatória, quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, conforme se apliquem os modelos de cálculo I ou II, indicados a seguir, nos itens 6.3.2 e 6.3.3 deste texto (itens 17.4.2.2 ou 17.4.2.3 da NBR 6118), respectivamente.

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$, é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e V_{sw} a parcela absorvida pela armadura transversal, conforme se apliquem os modelos de cálculo I ou II, respectivamente

Na região dos apoios, os cálculos devem considerar as forças cortantes agentes nas respectivas faces, levando em conta as reduções prescritas em 17.4.1.2.1 (da NBR 6118).

6.3.2- Modelo de cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{Sd} .

a) verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d$$

$$\text{onde: } \alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

b) cálculo da armadura transversal

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_c = V_{c0} (1 + M_o / M_{Sd,máx}) \leq 2V_{c0} \text{ na flexo-compressão}$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

onde:

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ; entretanto no caso de elementos estruturais protendidos, quando existirem bainhas injetadas com diâmetro $\phi > b_w/8$, a largura resistente a considerar deve ser $(b_w - 1/2 \Sigma \phi)$, na posição da alma em que essa diferença seja mais desfavorável, à exceção do nível que define o banzo tracionado da viga;

Notas: A presença de bainhas, assim como de barras de armadura passiva de diâmetros maiores que 25 mm, afeta a resistência efetiva das almas na compressão.

A diminuição da resistência pode ocorrer pela existência de vazios (bolhas de ar) no in-

terior das bainhas ou sob elas (como consequência da sedimentação do concreto), de modo que as tensões de compressão podem ser desviadas lateralmente, aumentando a sollicitação das partes adjacentes mais compactas. Esse fato é levado em conta considerando-se uma redução de 50% da área correspondente às bainhas.

A verificação do cisalhamento em fases de execução, quando as bainhas ainda não foram injetadas, deve ser efetuada, obviamente, deduzindo-se a totalidade da área correspondente as bainhas.

d é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração; entretanto no caso de elementos estruturais protendidos com cabos distribuídos ao longo da altura, d não precisa ser tomado com valor menor que $0,8h$, desde que exista armadura junto à face tracionada de forma a satisfazer 17.4.1.2.2 (da NBR 6118);

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa; entretanto no caso de armaduras transversais ativas, o acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{pyd} e a tensão de protensão, nem ser superior a 435 MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

M_0 é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,max}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{Sd} , sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p iguais a 1,0 e 0,9 respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não devem ser considerados no cálculo dessa tensão pois são considerados em M_{Sd} ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;

$M_{Sd,max}$ é o momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitrampo considerado, (para esse cálculo, não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos).

Notas complementares:

No cálculo da armadura transversal, V_c é a parcela correspondente à contribuição do concreto à resistência ao esforço cortante.

O estado de sollicitação longitudinal afeta o valor de V_c , isto é, ele depende qualitativa e quantitativamente de como o elemento é sollicitado por flexão.

Quando o elemento é sollicitado por esforços elevados de tração (flexo-tração com linha neutra fora da seção), não há contribuição do concreto a ser considerada, portanto $V_c = 0$.

Nos casos de flexão simples ou de flexo-tração com linha neutra cortando a seção, V_c é tomado igual ao valor V_{c0} .

No caso de flexo-compressão (incluindo-se aí o caso de existência de protensão), o efeito favorável da força normal de compressão é levado em conta por meio de um fator de majoração:

$$\beta_1 = (1 + M_0/M_{d,max}) \leq 2$$

No cálculo desse fator, M_0 corresponde ao momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida, ou seja, corresponde ao momento de descompressão referente a uma situação inicial de solitação em que atuam:

a) a força normal e o momento fletor (N_{pd} e M_{pd}) provocados pela protensão, ponderados por $\gamma_p = 0,9$;

b) as forças normais oriundas de carregamentos externos (N_{gd} e N_{qd}), afetados por $\gamma_f = 0,9$ ou $1,0$ desconsiderando-se a existência de momentos fletores concomitantes.

M_0 pode ser calculado pela expressão seguinte:

$$M_0 = (\gamma_p P_\infty + \gamma_f N_{g+q}) \frac{W_1}{A_c} + \gamma_p P_\infty e_p$$

lembrando que W_1/A_c corresponde à distância da extremidade superior do núcleo central da seção ao centro de gravidade, ou seja, corresponde à excentricidade do centro de pressão com a qual a tensão na borda inferior se anula.

O valor de $M_{d,max}$ corresponde ao momento fletor máximo no trecho considerado, podendo ser tomado igual ao valor máximo do semitrampo, por simplicidade e a favor da segurança.

Portanto a relação ($M_0/M_{d,max}$) entre esses momentos fornece uma indicação do estado de fissuração por flexão no trecho considerado, no estado limite último.

Se a relação é próxima de zero, isto é, se M_0 tem valor muito pequeno, então a região estará com esforços de tração e possivelmente fissurada por flexão, caracterizando-se uma situação típica de zona "b".

Por outro lado, se essa relação tem valor 1, isto é, se os valores de M_0 e $M_{d,max}$ são próximos, então não há fissuração, e portanto caracteriza-se uma situação típica de zona "a".

Como já se viu na parte inicial deste texto, os ensaios demonstraram claramente que o estado de fissuração por flexão influi de modo marcante nos esforços de tração nas almas. Se o banzo tracionado não está fissurado (zona "a"), as tensões medidas nos estribos são bem menores do que na situação oposta (zona "b"), o que permite a redução da armadura transversal.

O limite superior $\beta_1 \leq 2$ é utilizado para evitar que o valor calculado da resistência ao cisalhamento ultrapasse o valor correspondente à fissuração da alma da viga por cisalhamento.

c) decalagem do diagrama de força no banzo tracionado

Quando a armadura longitudinal de tração for determinada através do equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo do elemento estrutural, os efeitos provocados pela fissuração oblíqua podem ser substituídos no cálculo pela decalagem do diagrama de força no banzo tracionado dada pela expressão:

$$a_\ell = d \left[\frac{V_{Sd,max}}{2(V_{Sd,max} - V_c)} (1 + \cot g\alpha) - \cot g\alpha \right]$$

sendo:

$a_\ell \geq 0,5d$, no caso geral;

$a_\ell \geq 0,2d$, para estribos inclinados a 45° .

Essa decalagem pode ser substituída, aproximadamente, pela correspondente decalagem do diagrama de momentos fletores.

A decalagem do diagrama de força no banzo tracionado pode também ser obtida simplesmente aumentando a força de tração, em cada seção, pela expressão:

$$R_{Sd,cor} = \frac{M_{Sd}}{2} + |V_{Sd}|(\cot g\theta - \cot g\alpha) \frac{1}{2}$$

6.3.3- Modelo de cálculo II

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável livremente entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{Sd} .

a) verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_v f_{cd} b_w d \sen^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

com: $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ e f_{ck} em megapascal.

b) cálculo da armadura transversal

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sen \alpha$$

sendo:

$V_c = 0$, em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c1}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c1} (1 + M_0 / M_{Sd,m\acute{a}x}) < 2V_{c1}$ na flexo-compressão, com:

$V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{Sd} \leq V_{c0}$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

São mantidas a notação e as limitações definidas para o Modelo de Cálculo I.

c) deslocamento do diagrama de momentos fletores

Mantidas as condições estabelecidas no item 17.4.2.2.c (da NBR 6118), em relação à decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, o deslocamento do diagrama de momentos fletores, aplicando o processo descrito neste item, deve ser:

$$a_{\ell} = 0,5d(\cot g\theta - \cot g\alpha)$$

onde:

$a_{\ell} \geq 0,5d$, no caso geral;

$a_{\ell} \geq 0,2d$, para estribos inclinados a 45° .

Permanece válida para o modelo II a alternativa dada no item 17.4.2.2.c (da NBR 6118), referente à decalagem do diagrama de força no banzo tracionado

6.4- Força cortante em lajes

No seu item 19, a NBR 6118 apresenta as prescrições relativas a lajes e elementos lineares com $b_w \geq 5d$. Os aspectos relativos a força cortante são resumidos a seguir.

6.4.1- Lajes sem armadura para força cortante

As lajes maciças ou nervuradas, conforme o item 17.4.1.1.2-b da NBR 6118, podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ck,inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$
- para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $k = |1|$, com d em metros;

onde:

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração;

A_{s1} é a área de armadura de tração que se estende até não menos que $d + \ell_{b,nec}$ além da seção considerada, com $\ell_{b,nec}$ definido em 9.4.2.5 (da NBR 6118)

e figura 6.6 deste texto;

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

N_{sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (compressão positiva).

Na zona de ancoragem de elementos com protensão com aderência prévia, a equação que define V_{Rd1} só se aplica quando os requisitos de ancoragem são satisfeitos conforme 9.4.5 (da NBR 6118). Analogamente para os elementos contendo armadura passiva.

No caso de pré-tração, deve ser levada em conta a redução da protensão efetiva no comprimento de transmissão.

Quando da verificação de elementos sem armadura de cisalhamento a resistência de cálculo V_{Rd2} é dada por:

$$V_{Rd2} = 0,5 \alpha_{v1} f_{cd} b_w 0,9 d$$

onde:

$$\alpha_{v1} = (0,7 - f_{ck}/200), \text{ não maior que } 0,5.$$

A distribuição dessa armadura ao longo da laje deve respeitar o prescrito em 18.3.2.3.1 (da NBR 6118), considerando para a o valor $1,5 d$.

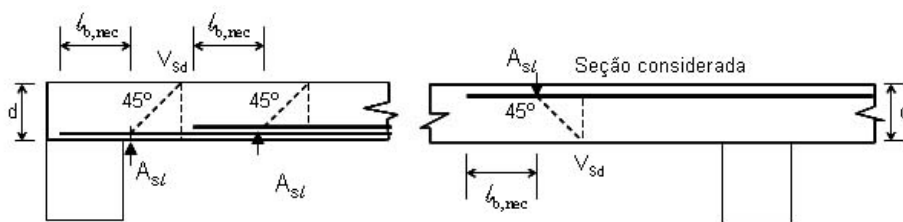


Fig.6.6 – Comprimento de ancoragem necessário

6.4.2- Lajes com armadura para força cortante

Aplicam-se os mesmos critérios estabelecidos para vigas.

A resistência dos estribos pode ser considerada com os seguintes valores máximos, sendo permitida interpolação linear:

250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;

435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

6.5- Sugestões de estudos

1. Da mesma forma que nos capítulos anteriores, amplie seus conhecimentos estudando outras referências bibliográficas e examinando cuidadosamente – nos próprios textos das normas técnicas brasileiras – todos os aspectos abordados sobre a metodologia de verificação do estado limite último – força cortante.
2. Continue o desenvolvimento de um exemplo prático de dimensionamento de um elemento pré-fabricado protendido, com o apoio de um professor ou profissional de competência reconhecida, agora abordando o estado limite último – força cortante.
3. Elabore o detalhamento completo das armaduras transversais do exemplo prático.