

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Concreto Protendido

Fundamentos Básicos

Gustavo de Souza Veríssimo

Professor Assistente
M. Sc. Eng. de Estruturas, UFMG/1996

Kléos M Lenz César Jr

Professor Assistente
M. Sc. Eng. Civil, UFF/1995

CONTEÚDO

1. FUNDAMENTOS BÁSICOS

1.1 INTRODUÇÃO.....	1
1.2 CONCEITO DE PROTENSÃO.....	1
1.3 PROTENSÃO APLICADA AO CONCRETO, HISTÓRICO	2
1.4 PROTENSÃO E CONCRETO PRÉ-MOLDADO.....	6
1.5 OUTRAS APLICAÇÕES DO CONCRETO PROTENDIDO	11
1.6 PECULIARIDADES DO CONCRETO PROTENDIDO EM RELAÇÃO AO CONCRETO ARMADO	13
1.7 EXEMPLO NUMÉRICO ILUSTRATIVO	17
1.8 DEFINIÇÕES.....	22
1.8.1 Armadura de protensão	22
1.8.2 Armadura passiva.....	22
1.8.3 Concreto protendido com aderência inicial (armadura de protensão pré-tracionada)	22
1.8.4 Concreto protendido com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada)	22
1.8.5 Concreto protendido sem aderência (armadura de protensão pós-tracionada).....	23
1.8.6 Protensão sem aderência	23
1.8.7 Protensão com aderência inicial.....	23
1.8.8 Protensão com aderência posterior.....	23

2. MATERIAIS

2.1 CONCRETO	24
2.1.1 Resistência à compressão	25
2.2 AÇOS DE PROTENSÃO	25
2.2.1 Designação genérica dos aços de protensão.....	27
2.2.2 Principais propriedades mecânicas do aço (FIGURA 2.1).....	27
2.2.3 Corrosão dos aços de protensão	28
2.3 BAINHAS	32
2.4 CALDA DE CIMENTO PARA INJEÇÃO	33
2.5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	33
2.5.1 Sobre os materiais (NBR 7197 item 10.1)	33
2.5.1.1 Armadura de protensão.....	33
2.5.1.2 Armadura passiva	33
2.5.1.3 Cimento	33
2.5.1.4 Aditivos.....	33
2.5.1.5 Agregado.....	34
2.5.1.6 Água	34
2.5.1.7 Concreto.....	34
2.5.1.8 Lubrificantes e isolantes.....	34
2.5.1.9 Cobrimento da armadura de protensão	34

3. SISTEMAS DE PROTENSÃO

3.1 INTRODUÇÃO.....	35
3.2 SISTEMAS DE PROTENSÃO.....	36
3.2.1 Protensão com aderência inicial.....	36
3.2.2 Protensão com aderência posterior.....	36
3.2.3 Protensão sem aderência.....	36
3.2.4 Aspectos referentes à aderência.....	37
3.3 TIPOS DE PROTENSÃO.....	39
3.3.1 Protensão completa.....	39
3.3.2 Protensão limitada (NBR 7197 - 4.1.2).....	40
3.3.3 Protensão parcial (NBR 7197 - 4.1.3).....	41
3.4 EQUIPAMENTOS DE PROTENSÃO.....	41
3.4.1 Generalidades.....	41
3.4.2 Macacos hidráulicos.....	41
3.4.3 Ancoragens.....	45
3.4.3.1 Ancoragens por aderência.....	45
3.4.3.2 Ancoragens por meio de cunhas.....	46
3.4.3.3 Ancoragens por meio de rosca e porca.....	48
3.4.3.4 Ancoragens mortas ou passivas.....	49
3.5 ESCOLHA DO SISTEMA DE PROTENSÃO.....	50
3.5.1 Escolha do tipo da protensão.....	50
3.5.2 Escolha do processo de protensão.....	50

4. CRITÉRIOS DE PROJETO

4.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA - AÇÕES.....	52
4.1.1 Estados limites de uma estrutura.....	52
4.1.1.1 Estados limites de utilização.....	52
4.1.1.2 Estados limites últimos.....	53
4.1.2 Ações.....	54
4.1.3 Classificação das ações.....	54
4.1.3.1 Ações permanentes (G).....	54
4.1.3.2 Ações Variáveis (Q).....	55
4.1.3.3 Ações Excepcionais (E).....	55
4.1.4 Combinações de ações.....	55
4.1.4.1 Combinações para verificação dos estados limites últimos.....	56
4.1.4.2 Exemplos de combinações de ações para os estados limites últimos.....	58
4.1.4.3 Combinações para verificação dos estados limites de utilização.....	59
4.1.4.4 Exemplos de combinações de ações para os estados limites de utilização.....	59
4.2 ESTADOS LIMITES, COMENTÁRIOS.....	60
4.3 TRAÇADO DOS CABOS.....	61
4.3.1 Generalidades.....	61
4.3.2 Fundamento físico do traçado dos cabos.....	61
4.3.3 Influência de aspectos construtivos no traçado dos cabos.....	64
4.3.4 Recomendações de norma para a disposição dos cabos de protensão (NBR 7197 item 10.2).....	67
4.3.4.1 Traçado dos cabos.....	67
4.3.4.2 Curvaturas dos cabos.....	68
4.3.4.3 Fixação e posicionamento dos cabos.....	68
4.3.4.4 Extremidades retas.....	68
4.3.4.5 Emendas de cabos.....	68
4.3.4.6 Espaçamentos mínimos.....	68
4.3.4.7 Espaçamentos máximos.....	69
4.3.4.8 Feixes de cabos na pós-tração.....	69

4.4 GRAU DE PROTENSÃO	69
4.5 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO.....	71
4.5.1 Estimativa do valor da força de protensão.	71
4.5.2 Determinação dos valores da força de protensão.	71
4.5.3 Valores limites da força na armadura de protensão.....	72
4.5.4 Valor de cálculo da força de protensão.	72

APRESENTAÇÃO

A presente publicação tem por principal objetivo dar suporte bibliográfico à disciplina CIV 457 - Concreto Protendido, do Curso de Engenharia Civil da UFV. Foi elaborada a partir de estudos e experiências vividos ao longo de vários semestres. A bibliografia sobre o assunto produzida no Brasil até o início da década de 90 é bastante dispersa, e muitas vezes incipiente, o que dificulta consideravelmente o acesso dos estudantes a referências de interesse, ao longo do curso.

Durante muito tempo o concreto protendido foi tratado como um material distinto do concreto armado. Esse fato fica evidente na bibliografia, com livros específicos para cada material, e nas normas técnicas, também específicas para estruturas de concreto armado e estruturas de concreto protendido.

Atualmente existe uma tendência de unificar os dois temas, pois a teoria do Concreto Armado convencional é totalmente válida para o Concreto Protendido, tão somente acrescida dos aspectos peculiares da introdução da protensão e respectivas armaduras ativas. Nesse sentido, o Comité Euro-Internacional du Betón (CEB/FIP) tem exercido um papel preponderante. Desde a publicação do Código Modelo para Estruturas de Concreto Armado e Concreto Protendido em 1978, e mais recentemente com as versões de 1990 e 1994, entidades de vários países têm caminhado em direção a um consenso sobre a normalização da Teoria do Concreto Armado.

No Brasil, a ABNT está trabalhando numa nova norma para estruturas de concreto armado e protendido, que substituirá as antigas NBR 6118 (Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado) e NBR 7197 (Projeto de Estruturas de Concreto Protendido).

Atentando para essa perspectiva, procuramos colecionar e avaliar, dentre a literatura existente, as proposições mais interessantes e consistentes e discorrer sobre o tema, de uma forma adequada à evolução da disciplina. Dessa forma intencionamos dar uma visão prática do comportamento do Concreto Protendido, seus mecanismos de resistência, bem como propiciar ao aluno o domínio dos métodos de verificação das estruturas.

Agradecemos antecipadamente quaisquer críticas, sugestões e comentários dos leitores, para que a partir deles possamos melhorar sempre este trabalho, no sentido de atender cada vez melhor aos alunos.

Gustavo de Souza Veríssimo
Julho de 1997

FUNDAMENTOS BÁSICOS

1.1 INTRODUÇÃO

A utilização de armaduras protendidas em estruturas de concreto se consagrou no Brasil, nas últimas décadas, como técnica construtiva. Esse fato pode ser comprovado através do grande número de obras civis realizadas, desde silos e tanques, passando por pontes e viadutos, até edifícios de todos os tipos, incluindo obras com mais de 40 anos.

1.2 CONCEITO DE PROTENSÃO

No dicionário Aurélio encontra-se a seguinte definição para a palavra *protensão*: "*Processo pelo qual se aplicam tensões prévias ao concreto.*" A definição está correta, entretanto o significado de protensão é bem mais amplo.

A palavra *protensão* ou *pré-tensão* (*presstressing* em inglês, *precontrainte* em francês) expressa a idéia da instalação de um estado prévio de tensões em alguma coisa. Na engenharia a protensão é aplicada a peças estruturais e materiais de construção.

Antes de abordar a protensão no concreto propriamente, pode-se ilustrar o princípio da protensão através de alguns exemplos clássicos bastante significativos.

Imagine-se, por exemplo, a situação em que uma pessoa carrega um conjunto de livros na forma de uma fila horizontal (FIGURA 1.1). Para que os livros sejam levantados, sem que caiam, é necessária a aplicação de uma força horizontal que os comprima uns contra os outros, produzindo assim forças de atrito capazes de superar o peso próprio do conjunto.

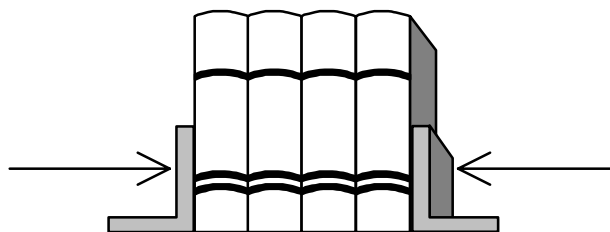


FIGURA 1.1 - Introdução de um estado prévio de tensões numa fila de livros.

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

Uma roda de carroça é também um exemplo de estrutura protendida. Ao contrário do que se pode imaginar, não se trata de uma peça única. A roda é constituída de várias partes de madeira, devidamente preparadas, montadas apenas por encaixes. Em torno da roda de madeira é colocado um aro de aço cuja função é, além de proteger as partes de madeira do desgaste, solidarizar o conjunto. No momento da colocação, o aro de aço é aquecido, de forma que seu diâmetro original aumenta devido à dilatação do material. Depois de colocado, o aro se resfria, voltando à temperatura ambiente, e seu diâmetro tende a diminuir até ao valor inicial. Não obstante, a roda de madeira se opõe ao movimento de contração do aro e este, conseqüentemente, aplica esforços sobre ela, solidarizando-a, protendendo-a.

Pode-se citar ainda o caso de um barril composto por gomos de madeira apertados por cintas metálicas. A compressão produzida pelas cintas se opõe às tensões causadas pela pressão interna do líquido dentro do barril.

Uma roda de bicicleta também é uma estrutura tensionada. Um aro externo é ligado a um anel interno por meio de fios de aço sob tensão. As tensões de tração previamente aplicadas aos raios garantem a estabilidade do aro externo sob carga.

Esses exemplos elucidam uma potencialidade importante da protensão, qual seja, a possibilidade de promover a solidarização de partes de uma estrutura, como por exemplo nas estruturas de concreto pré-moldado (FIGURAS 1.2 e 1.5).

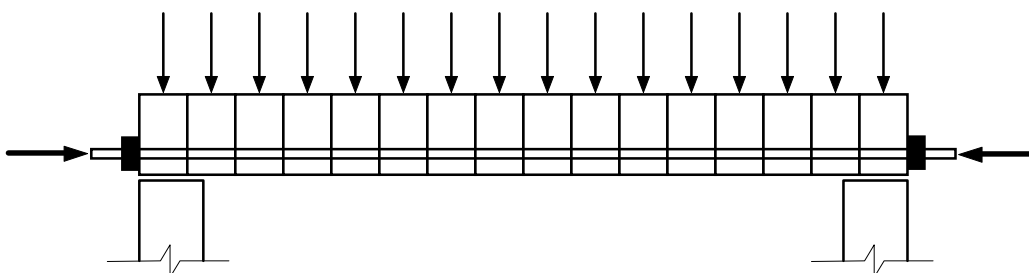


FIGURA 1.2 - União de blocos pré-moldados com protensão.

Fica evidente, portanto, que a protensão pode ser aplicada aos mais diversos tipos de estruturas e materiais. Nesse sentido, Pfeil (1984) propõe a seguinte definição: *"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."*

1.3 PROTENSÃO APLICADA AO CONCRETO, HISTÓRICO

O desenvolvimento do concreto armado e protendido deu-se a partir da criação do cimento Portland, na Inglaterra, em 1824. Nos anos que se seguiram, os franceses e os alemães também começaram a produzir cimento e a criar várias formas de melhorar a capacidade portante do concreto.

Em meados do século 19, já se conhecia mundialmente a possibilidade de reforçar elementos de concreto através de armaduras de aço. Em 1855, foi fundada a primeira fábrica de cimento Portland alemã. No mesmo ano o francês Lambot patenteou uma técnica para a fabricação de embarcações de concreto armado. A partir de 1867, outro francês, Monier, começou a fabricar vasos, tubos, lajes e pontes, utilizando concreto com armadura de aço. Nessa época as construções em concreto armado eram desenvolvidas em bases puramente empíricas. Ainda não se conhecia claramente a função estrutural da armadura de aço no concreto. Foi em 1877 que o americano Hyatt reconheceu claramente o efeito da aderência entre o concreto e a armadura, após executar vários ensaios com construções de concreto. A partir de então, passou-se a colocar a armadura apenas do lado tracionado das peças.

A primeira proposição de pré-tensionar o concreto foi anunciada em 1886, por P. H. Jackson, de São Francisco (EUA). No mesmo ano, o alemão Matthias Koenen desenvolveu um método de dimensionamento empírico para alguns tipos de construção de concreto armado, baseado em resultados de ensaios segundo o sistema Monier.

No final do século 19, seguiram-se várias patentes de métodos de protensão e ensaios, sem êxito. A protensão se perdia devido à retração e fluência do concreto, desconhecidas naquela época. No começo do século 20, Mörsch desenvolveu a teoria iniciada por Koenen, endossando suas proposições através de inúmeros ensaios. Os conceitos desenvolvidos por Mörsch constituíram, ao longo de décadas e em quase todo o mundo, os fundamentos da teoria do concreto armado, e seus elementos essenciais ainda são válidos. Por volta de 1912, Koenen e Mörsch reconheceram que o efeito de uma protensão reduzida era perdido com o decorrer do tempo, devido à retração e deformação lenta do concreto.



FIGURA 1.3 - Ponte protendida em balanços sucessivos - (cortesia J. Muller International, Inc.).

Em 1919 K. Wettstein fabricou, na Alemanha, painéis de concreto, protendidos com cordas de aço para piano (cordas de alta resistência). Em 1923, R. H. Dill, do estado de Nebraska nos EUA, reconheceu que se deveriam utilizar fios de alta resistência sob elevadas tensões para superar as perdas de protensão.

Em 1924, Eugene Freyssinet (França) já havia empregado a protensão para reduzir o alongamento de tirantes em galpões com grandes vãos. Em 1928, Freyssinet apresentou o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido, reconhecendo a importância da protensão da armadura nas construções civis. Freyssinet pesquisou as perdas de protensão, produzidas pela retração e deformação lenta do concreto, reconhecendo que só é possível assegurar um efeito duradouro da protensão através da utilização de elevadas tensões no aço. Foi uma das figuras de maior destaque no desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido. Inventou e patenteou métodos construtivos, equipamentos, aços especiais, concretos especiais, etc., contribuindo de forma muito expressiva para o desenvolvimento do concreto protendido.

Em vários países começaram a surgir Comissões, Comitês, Institutos, etc., para concreto armado, envolvendo representantes dos serviços públicos, da indústria da construção civil e de entidades científicas. Esses órgãos contribuíram muito para a evolução da construção com concreto armado e protendido, através da pesquisa e do desenvolvimento de novas formas de construção.



FIGURA 1.4 - Ponte sobre o Rio Maranhão (*cortesia Construtora Camargo Corrêa*).

A partir de 1949, o desenvolvimento do concreto protendido se acelerou. Em 1950, realizou-se em Paris a primeira conferência sobre concreto protendido. Surgiu a FIP (Federation Internationale de la Precontrainte). No mesmo ano, Finster Walder executou a primeira ponte em balanços sucessivos. O método espalhou-se por todo o mundo. Na mesma época surgiram as cordoalhas de fios. O sistema de colocar os cabos de protensão em bainhas, no interior da seção transversal de concreto, de modo a possibilitar a protensão dos cabos com apoio no próprio concreto endurecido, estabelecendo-se, posteriormente, a aderência por meio da injeção de uma argamassa adequada de cimento, se impôs definitivamente. Esse sistema formou a base para a execução de estruturas protendidas de grandes vãos (FIGURAS 1.3, 1.4, 1.5, 1.6 e 1.7).

A primeira obra em concreto protendido no Brasil foi a ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, construída em 1948 utilizando o sistema Freyssinet. Para essa obra tudo foi

importado da França: o aço, as ancoragens, os equipamentos e até o projeto. Em 1952 a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira iniciou a fabricação do aço de protensão. A segunda obra brasileira, a ponte de Juazeiro, já foi feita com aço brasileiro.

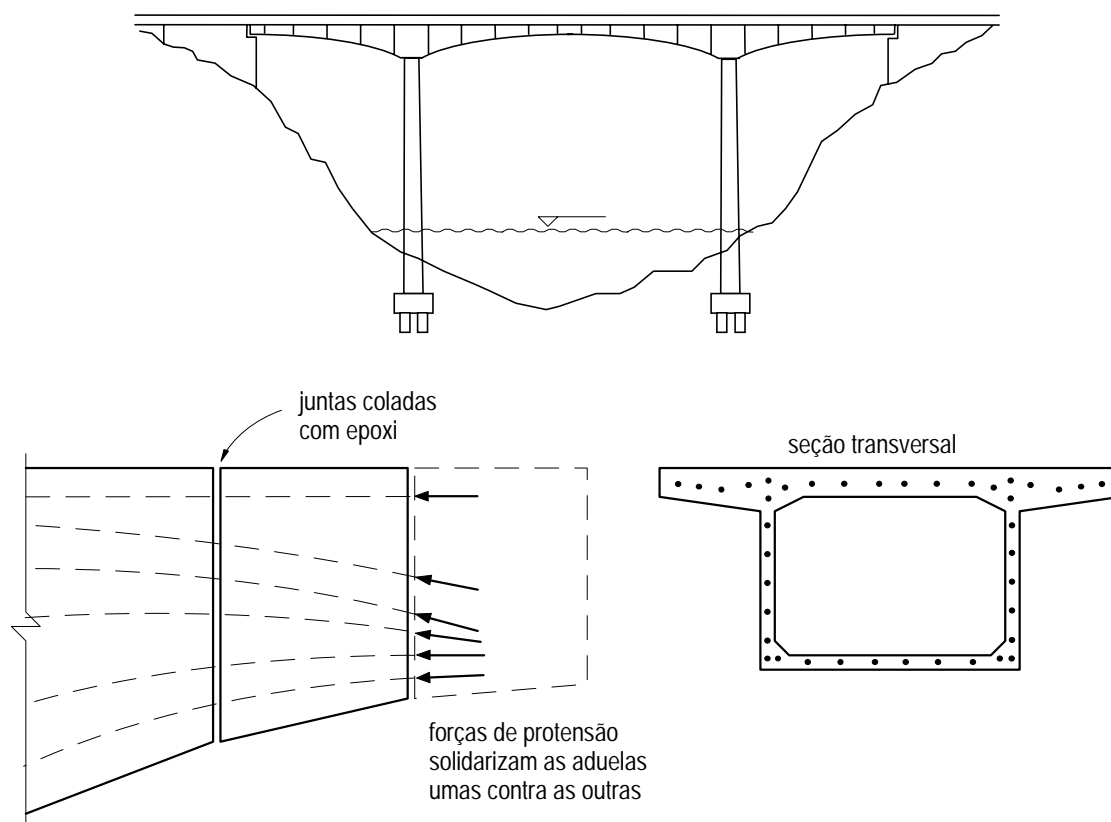


FIGURA 1.5 - Sistema de construção em balanços sucessivos.



(a)



(b)

FIGURA 1.6 - Pontes protendidas em balanços sucessivos: (a) Marginal Tietê - São Paulo; (b) Itália (cortesia FIP Industriale).

Em 1953, foi publicada a DIN 4227, norma alemã de concreto protendido. A partir de 1956, seguiu-se um aumento da capacidade das unidades de protensão e a racionalização dos métodos construtivos, principalmente na construção de pontes.

Na década de 1970, consagrou-se a preferência por cabos protendidos internos, constituídos por cordoalhas ancoradas individualmente por meio de cunhas. Este sistema tornou-se o mais competitivo por permitir a construção de cabos de grande capacidade, com protensão da ordem de 200 tf a 600 tf.

O Comité Euro-Internacional du Betón (CEB/FIP) publicou, em 1978, o Código Modelo para Estruturas de Concreto Armado e Concreto Protendido. Muitas entidades de normalização em vários países usam o Código Modelo do CEB como base para a elaboração de suas normas técnicas.



FIGURA 1.7 - Ponte protendida em balanços sucessivos - (cortesia FIP Industriale - Itália).

Como se pode constatar, a idéia da protensão é muito antiga; há muito já se pensava em barris e rodas de carroça tensionadas. A protensão aplicada ao concreto, mais propriamente, se desenvolveu nos últimos 100 anos.

1.4 PROTENSÃO E CONCRETO PRÉ-MOLDADO

É muito comum a utilização de peças pré-moldadas de concreto protendido (FIGURA 1.8). A quantidade de equipamentos e materiais envolvidos no processo construtivo, bem como a necessidade de um concreto de melhor qualidade, motivam a construção das peças num canteiro de obras apropriado, onde é possível executar as protensões e processar a cura do concreto em condições favoráveis com rigoroso controle tecnológico.

A protensão com aderência inicial é largamente empregada na produção de elementos pré-fabricados em pistas de protensão. Utilizam-se fios ou cordoalhas de aço especial, estirados ao ar livre com o auxílio de macacos hidráulicos, que se apoiam em blocos na cabeceira da pista (FIGURAS 1.8 e 1.9). As peças são então concretadas e, após o suficiente ganho de resistência do concreto, os fios ou cordoalhas são liberados, ficando diretamente em contato com o concreto, aderidos apenas pelo atrito.

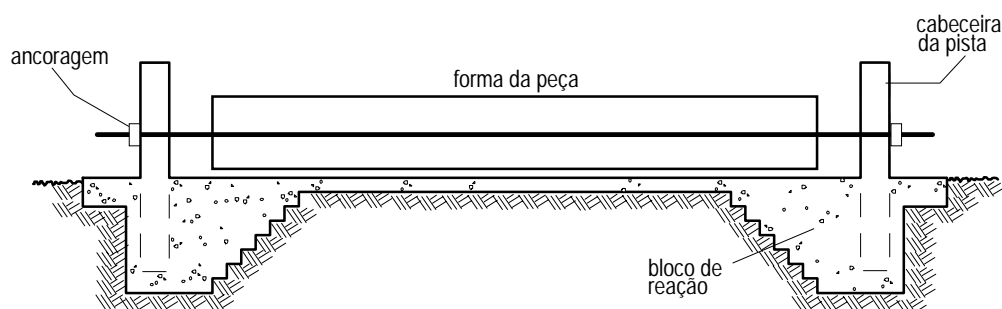


FIGURA 1.8 - Esquema de uma pista de protensão típica.

A utilização da protensão em pré-moldados, associada com concretos de alta resistência, traz uma série de benefícios dentre os quais pode-se citar:

- a protensão permite que, no caso de peças fletidas, toda a seção da peça trabalhe sob compressão, de forma que o aproveitamento da capacidade resistente da seção é muito maior do que nas peças de concreto armado; esse fato associado ao f_{ck} alto permite produzir peças mais esbeltas, conseqüentemente mais leves, o que possibilita também grandes comprimentos para vencer grandes vãos;
- o concreto com f_{ck} alto atinge resistência suficiente para suportar a protensão logo nas primeiras idades, com pouco tempo de cura, acelerando o processo de produção na fábrica;
- concretos com f_{ck} alto sofrem menos retração, menos deformação, e como conseqüência apresentam menos fissuras que os concretos comuns;
- a força de protensão mantém as eventuais fissuras fechadas, garantindo uma melhor proteção das armaduras contra corrosão; no caso de uma sollicitação incidental maior que a prevista no projeto, cessada a carga as fissuras formadas se fecham sob a ação da protensão.

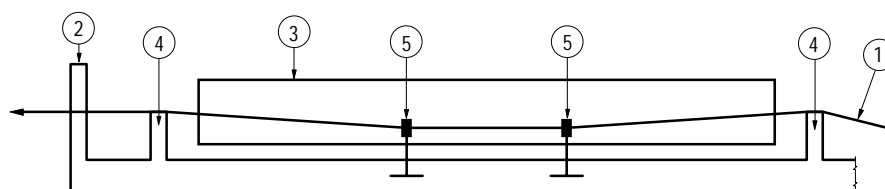


FIGURA 1.9 - Esquema de execução de vigas com armaduras pré-tracionadas poligonais em leito alongado, permitindo a execução simultânea de várias vigas, em série. (1) armaduras pré-tracionadas; (2) placa de ancoragem; (3) viga de concreto; (4) pontos de apoio das armaduras poligonais; (5) pontos de rebaixamento das armaduras poligonais.

Várias indústrias brasileiras de pré-moldados de concreto dominam a tecnologia do concreto protendido, produzindo postes, pilares, painéis, vigas, reservatórios e silos, dentre outros elementos (FIGURAS 1.10, 1.11 e 1.12).

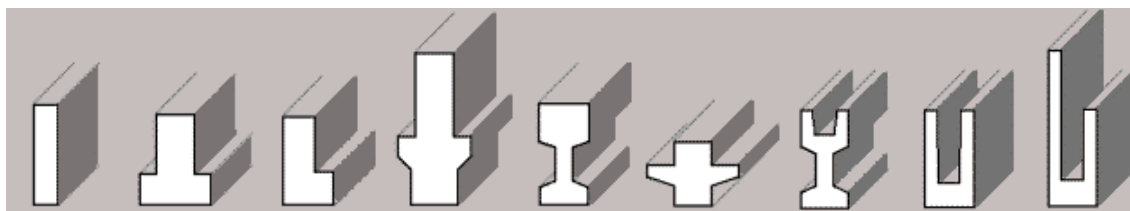


FIGURA 1.10 - Seções típicas de pré-moldados em concreto protendido.

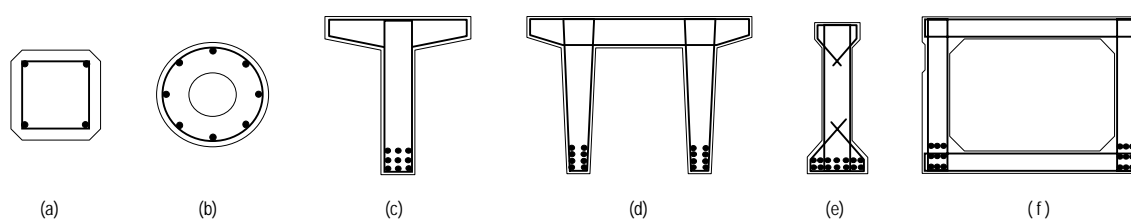


FIGURA 1.11 - Exemplos de seções de peças com armaduras pré-tracionadas: *a*) estaca ou poste de seção quadrada; *b*) estaca ou poste de seção circular oca (podem ser fabricados por centrifugação do concreto); *c*) viga T simples, usada em construção civil; *d*) viga T dupla, usada em construção civil; *e*) viga I para pontes; *f*) viga celular para pontes.

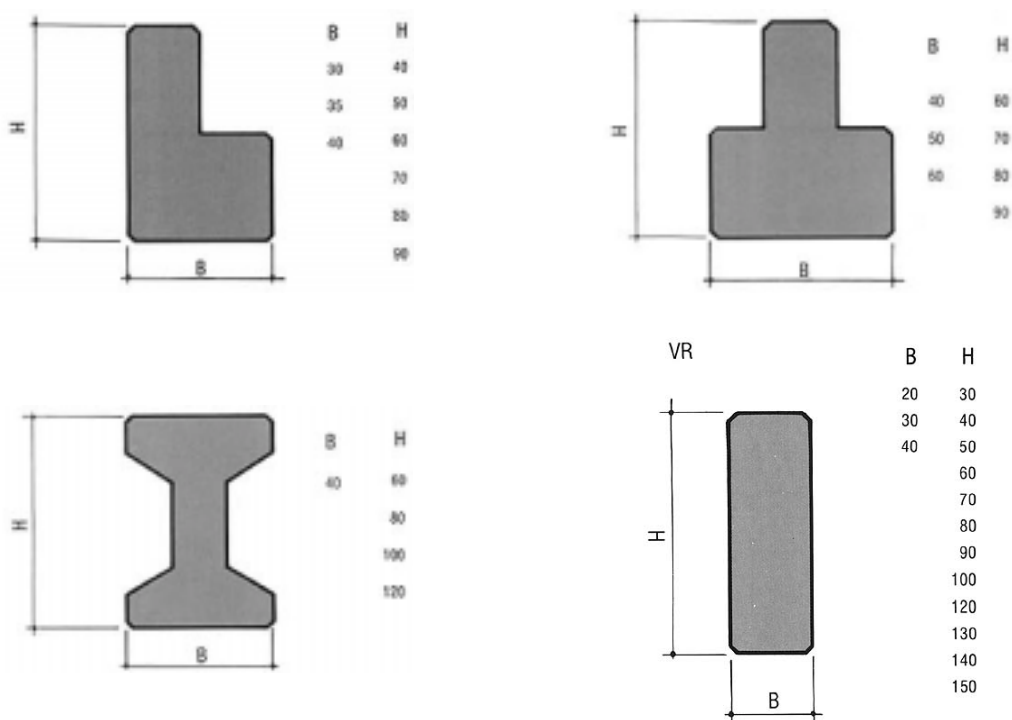


FIGURA 1.12 - Seções típicas de vigas pré-moldadas protendidas (*Cortesia PRECON*)

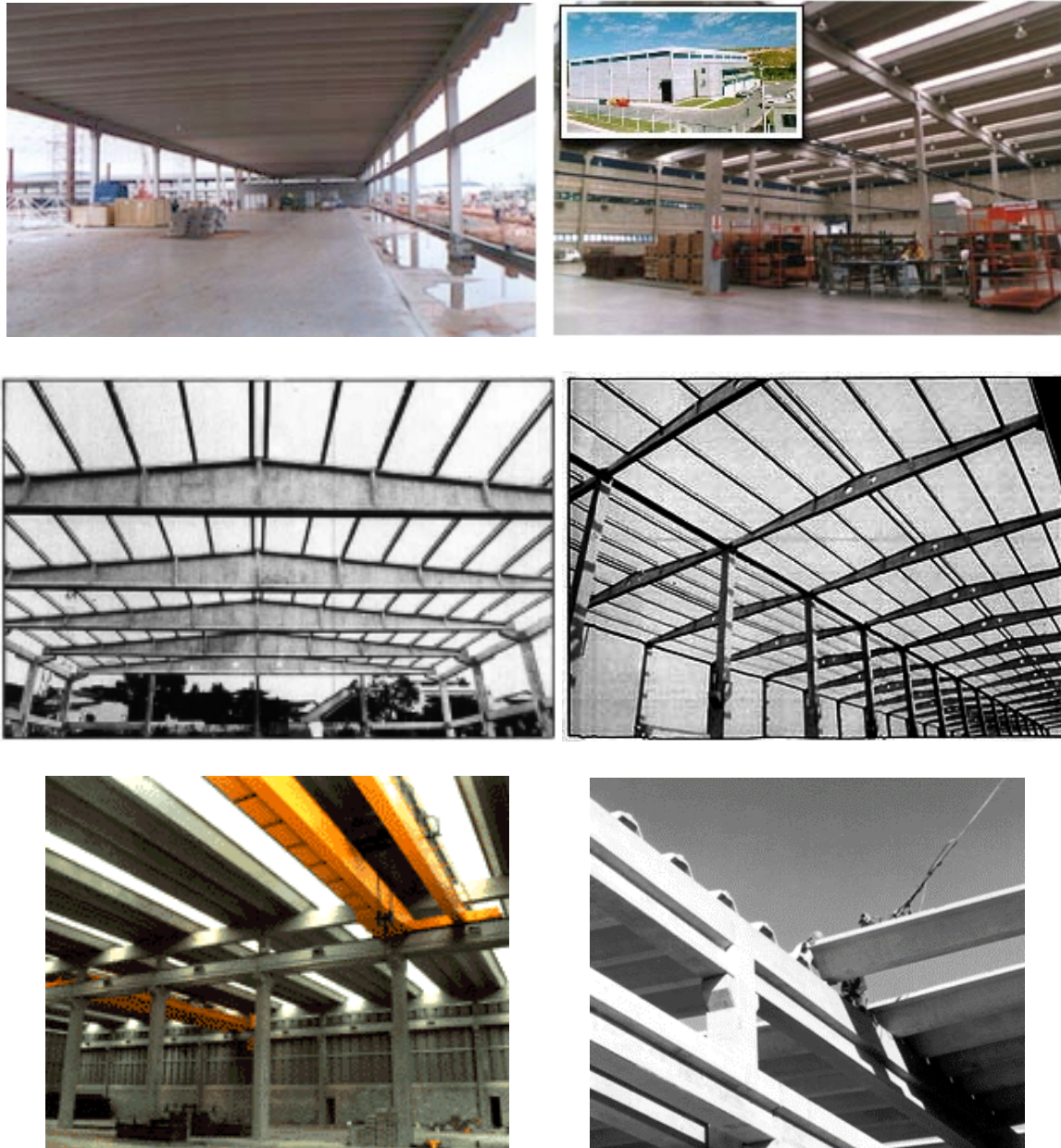


FIGURA 1.13 - Aspecto de construções em pré-moldados; galpões industriais (Cortesia PRECOM)



FIGURA 1.14 - Aspecto de construções em pré-moldados - edifícios (Cortesia PRECOM)



FIGURA 1.15 - Utilização de vigas pré-moldadas protendidas em pontes (*Cortesia CONCRE*)



FIGURA 1.16 - Passarela de pedestres em vigas pré-moldadas protendidas (*Cortesia CONCRE*)



FIGURA 1.17 - Edifício em pré-moldados protendidos (USA)

1.5 OUTRAS APLICAÇÕES DO CONCRETO PROTENDIDO

O número de aplicações do concreto protendido é infinito, uma vez que é sempre possível inventar um modo diferente de utilizar a protensão, haja visto os vários exemplos já citados. Vale a pena citar as estruturas protendidas de grande porte tais como as plataformas marítimas (*offshore*) de exploração de petróleo ou gás, os invólucros de proteção de centrais atômicas, as torres de concreto e as pontes estaiadas. É comum, também, a utilização de tirantes de ancoragem protendidos em obras de terra como cortinas atirantadas, estruturas de contenção, barragens, etc (FIGURA 1.7).

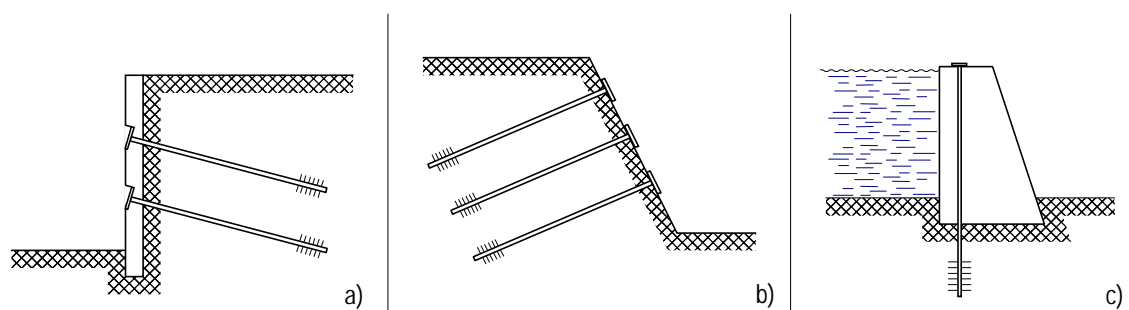


FIGURA 1.18 - Utilização de tirantes protendidos em estruturas de contenção de maciços terrosos ou rochosos. *a)* Muro vertical com tirantes protendidos. *b)* Tirantes protendidos com placas individuais de apoio. *c)* Tirantes protendidos, ancorados no maciço de fundação, usados como ancoragem de uma barragem.

O concreto protendido é utilizado também em lajes e pisos de edifícios. Principalmente quando o projeto requer grandes vãos livres, as lajes cogumelo protendidas são uma opção interessante (FIGURA 1.19).



FIGURA 1.19 - Edifício com laje cogumelo protendida.

A protensão é muito utilizada também em estruturas cilíndricas como, por exemplo, silos (FIGURA 1.21) e reservatórios (FIGURA 1.20). Nesses casos, a protensão é denominada *circular*, em contraposição às estruturas retas, onde a protensão é denominada *linear*.



FIGURA 1.20 - Reservatório de água em concreto protendido (Flórida - USA)



FIGURA 1.21 - Silo em concreto protendido



FIGURA 1.22 - Museu Nacional de Arte Contemporânea - Estrutura de concreto protendido
(Projeto de Oscar Niemeyer - Niterói/RJ)

1.6 PECULIARIDADES DO CONCRETO PROTENDIDO EM RELAÇÃO AO CONCRETO ARMADO

O concreto tem boa resistência à compressão e pequena resistência à tração. A resistência à tração, cerca de 10% da resistência à compressão, além de pequena é imprecisa, pois o material se comporta de maneira aleatória quando tracionado. Quando o concreto não é bem executado, a retração acentuada pode provocar fissuras na região tracionada da peça, eliminando completamente a resistência à tração, antes mesmo de atuar qualquer sollicitação. Devido a essa natureza aleatória, a resistência à tração do concreto é geralmente desprezada nos cálculos.

O aço é um material que resiste bem, tanto à compressão como à tração. Devido à sua alta resistência, as seções das barras são geralmente muito reduzidas. Barras muito esbeltas, quando comprimidas tornam-se susceptíveis à flambagem. É mais conveniente sua utilização para resistir à tração.

A utilização conjunta dos dois materiais permite que o concreto resista aos esforços de compressão e que o aço resista aos esforços de tração, como é o caso das vigas mistas e do concreto armado. Contudo, no concreto armado convencional, a parte tracionada da seção não trabalha, havendo portanto um desperdício de material. Pode-se, então, utilizar o aço para comprimir o concreto, de tal modo que ele não seja tracionado, ou tenha uma tração pequena, quando atuarem as cargas externas.

O artifício da protensão consiste em introduzir esforços prévios na peça de concreto, que reduzam ou anulem as tensões de tração provocadas pelas sollicitações em serviço. Nessas condições, a fissuração deixa de ser fator determinante no dimensionamento da peça.

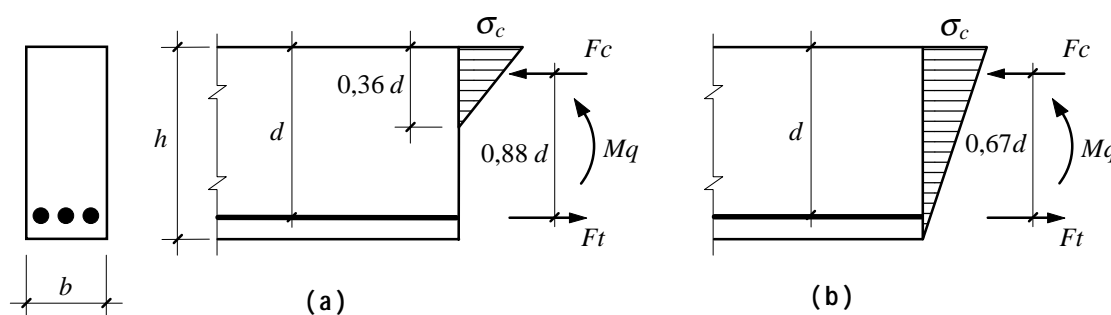


FIGURA 1.23 - Exemplo de uma seção fletida, com armadura convencional (a) e com armadura protendida (b). Para a mesma tensão de bordo (σ_c) a viga protendida apresenta uma resistência em serviço aproximadamente igual ao dobro da viga de concreto armado.

A FIGURA 1.23a representa uma seção de concreto armado. A tensão no bordo superior da peça tem valor σ_c e sua variação ao longo da seção é admitida linear. O momento fletor de serviço resistido pela seção vale

$$\frac{1}{2} \sigma_c b \times 0,36 d \times 0,88 d = 0,158 \sigma_c b d^2$$

A FIGURA 1.23b representa a mesma seção com armadura protendida. Sob a ação da força de protensão e do momento das cargas, pode-se chegar ao diagrama de tensões mostrado na FIGURA 1.23b, com o valor σ_c no bordo superior igual ao da FIGURA 1.23a. Neste caso, o momento fletor de serviço resistido pela seção atinge o valor

$$\frac{1}{2} \sigma_c b h \times \frac{2}{3} d \cong 0,35 \sigma_c b d^2$$

Verifica-se que, para a mesma seção de concreto, é possível dobrar o momento resistente utilizando a protensão. Assim, pode-se concluir que, empregando concretos protendidos com resistências f_{ck} iguais ao dobro dos valores usuais em concreto armado, é possível obter seções protendidas capazes de resistir a momentos fletores em serviço quatro vezes maiores que suas similares em concreto armado.

Comparando ainda os diagramas de tensões das FIGURAS 1.23a e 1.23b, destaca-se um outro aspecto interessante. No concreto protendido (FIGURA 1.23b), praticamente toda a seção de concreto trabalha, enquanto que no concreto armado (FIGURA 1.23a), apenas cerca de um terço da seção trabalha com tensões normais, resistindo ao momento fletor. Os outros dois terços da seção exercem outras funções, tais como resistir a esforços de cisalhamento, manter a geometria da seção e a posição da armadura, transmitir os esforços da armadura por aderência e proteger o aço contra a corrosão. Fica evidente a maior eficiência das condições de trabalho da seção protendida.

Do ponto de vista econômico, o concreto protendido possui características que podem ser determinantes numa análise de custo global, quando comparado ao concreto armado. Os aumentos percentuais de preço podem ser muito inferiores aos acréscimos de resistência obtidos, tanto para o concreto como para o aço. O QUADRO 1.1 apresenta um exemplo comparativo de relações de resistência e preços unitários para concreto armado (CA) e concreto protendido (CP) [Pfeil (1983a)].

QUADRO 1.1 - Relações entre resistência e preço unitário dos materiais utilizados em concreto armado (CA) e concreto protendido (CP).

	Concreto armado (CA)	Concreto protendido (CP)	Relação CP/CA
Resistência média do concreto (MPa)	20	40	2,0
Preço por m ³ de concreto	-	-	1,3
Limite de escoamento do aço (kN/cm ²)	25	125	5,0
Preço por quilo de aço colocado	-	-	2,0 a 3,0

A protensão das armaduras em estruturas de concreto proporciona uma série de vantagens, como por exemplo:

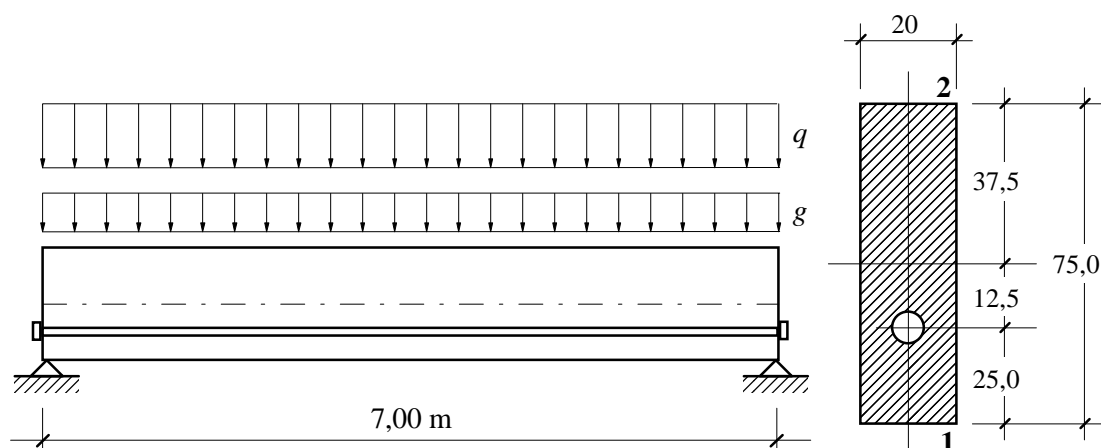
- Permite projetar seções mais esbeltas que no concreto armado convencional, sobretudo se o comportamento em serviço é um fator predominante, uma vez que toda a seção de concreto pode trabalhar à compressão. Assim, normalmente as peças de concreto protendido possuem menor peso próprio, em relação a peças equivalentes de concreto armado, o que viabiliza economicamente o projeto de estruturas para grandes vãos.
- Permite controlar a deformação elástica e limitá-la a valores menores que os que seriam obtidos para estruturas similares em aço ou concreto armado.
- Proporciona melhores condições de durabilidade, pois anula totalmente, ou quase totalmente, as tensões de tração, principais responsáveis pela fissuração. As armaduras ficam mais protegidas.
- Permite que a estrutura se recomponha após a atuação de uma sobrecarga eventual não prevista. Cessada a causa, as fissuras abertas se fecham devido à ação da força de protensão.
- A estrutura normalmente possui maior resistência à fadiga, pois a variação de tensão no aço, proveniente de cargas móveis, é muito pequena se comparada com o valor da sua resistência característica.
- A operação de protensão funciona como uma verdadeira prova de carga, pois as tensões introduzidas nessa fase são muito maiores que as correspondentes à situação da peça em serviço. A estrutura é testada antes de entrar em operação propriamente.

Em contrapartida, podem ser relacionadas algumas desvantagens do concreto protendido:

- O concreto de maior resistência exige melhor controle de execução.
- Os aços de alta resistência exigem cuidados especiais de proteção contra a corrosão.
- A colocação dos cabos de protensão deve ser feita com maior precisão de modo a garantir as posições admitidas nos cálculos. Como a força de protensão possui em geral um valor muito alto, um pequeno desvio do cabo da posição de projeto pode produzir esforços não previstos, levando ao comportamento inadequado da peça e até mesmo ao colapso.
- As operações de protensão exigem equipamento e pessoal especializados, com controle permanente dos esforços aplicados e dos alongamentos dos cabos.
- De um modo geral, as construções protendidas exigem atenção e controle superiores aos necessários para o concreto armado comum.

Em edifícios altos, com lajes e, ou, vigas protendidas, a maior esbeltez da estrutura horizontal pode prejudicar a estabilidade global da edificação. Nesses casos, devem ser feitos os estudos pertinentes, que frequentemente conduzem a um aumento de rigidez da estrutura vertical.

1.7 EXEMPLO NUMÉRICO ILUSTRATIVO



- Peso próprio: $g = 0,20 \text{ m} \times 0,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}$
- Carga acidental: $q = 15 \text{ kN/m}$
- Força de protensão: $P = - 600 \text{ kN}$, aplicada com excentricidade $e_p = 12,5 \text{ cm}$ com relação ao eixo baricêntrico da seção transversal.

Adotou-se o índice 1 para as variáveis que se referem à borda inferior e 2 para a superior.

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

Os cálculos descritos são efetuados considerando-se o concreto como material homogêneo e de comportamento elástico-linear; ou seja, consideram-se válidas as hipóteses do estágio Ia.

I) Cálculo das características geométricas e mecânicas da seção transversal

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{20 \times 75^3}{12} = 703125 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = y_2 = 37,5 \text{ m}$$

$$W_1 = - W_2 = \frac{I}{y_1} = \frac{703125}{37,5} = 18750 \text{ cm}^3$$

$$A = b h = 20 \times 75 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$e_{k2} = - e_{k1} = 12,5 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} \text{distâncias das extremidades do núcleo} \\ \text{central de inércia da seção ao centro} \\ \text{de gravidade.} \end{array} \right.$$

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

a) Tensões devido ao peso próprio

$$M_{g1} = \frac{g l^2}{8} = \frac{3,75 \times 7^2}{8} = 22,97 \text{ kN.m} = 2297 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_{1g} = \frac{M_{g1}}{W_1} = \frac{2297}{18750} = 0,123 \text{ kN/cm}^2 = 1,23 \text{ MPa} \quad \left\{ \text{na borda inferior} \right.$$

$$\sigma_{2g} = \frac{M_{g1}}{W_2} = -\frac{2297}{18750} = -0,123 \text{ kN/cm}^2 = -1,23 \text{ MPa} \quad \left\{ \text{na borda superior} \right.$$

b) Tensões devido à carga acidental

$$M_q = \frac{q l^2}{8} = \frac{15 \times 7^2}{8} = 91,88 \text{ kN.m} = 9188 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_{1q} = \frac{M_q}{W_1} = \frac{9188}{18750} = 0,49 \text{ kN/cm}^2 = 4,90 \text{ MPa} \quad \left\{ \text{na borda inferior} \right.$$

$$\sigma_{2q} = \frac{M_q}{W_2} = \frac{9188}{-18750} = -0,49 \text{ kN/cm}^2 = -4,90 \text{ MPa} \quad \left\{ \text{na borda superior} \right.$$

c) Tensões devido à força de protensão

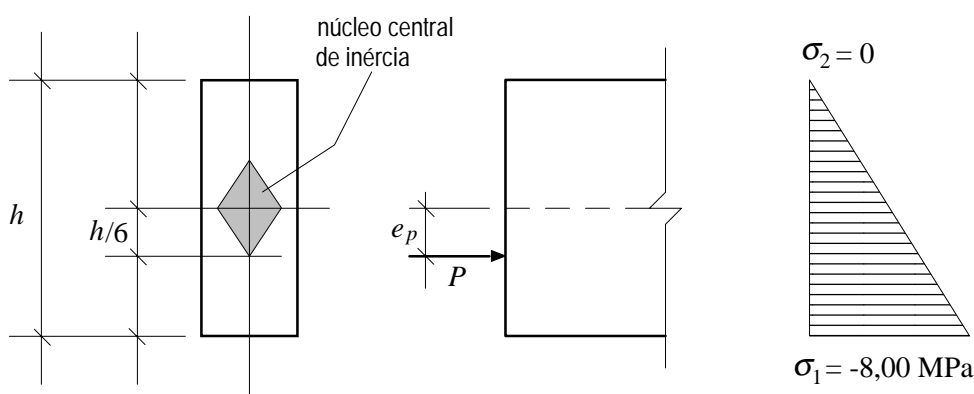
$$P = -600 \text{ kN}$$

$$M_p = P \cdot e_p$$

$$\sigma_{1p} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_p}{W_1} = \frac{-600}{1500} + \frac{-600 \times 12,5}{18750} = -0,80 \text{ kN/cm}^2 = -8,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2p} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_p}{W_2} = \frac{-600}{1500} + \frac{-600 \times 12,5}{-18750} = 0$$

Era de se esperar que a tensão na borda superior fosse nula, pois a força de protensão tem excentricidade igual à extremidade inferior do núcleo central de inércia da seção transversal.



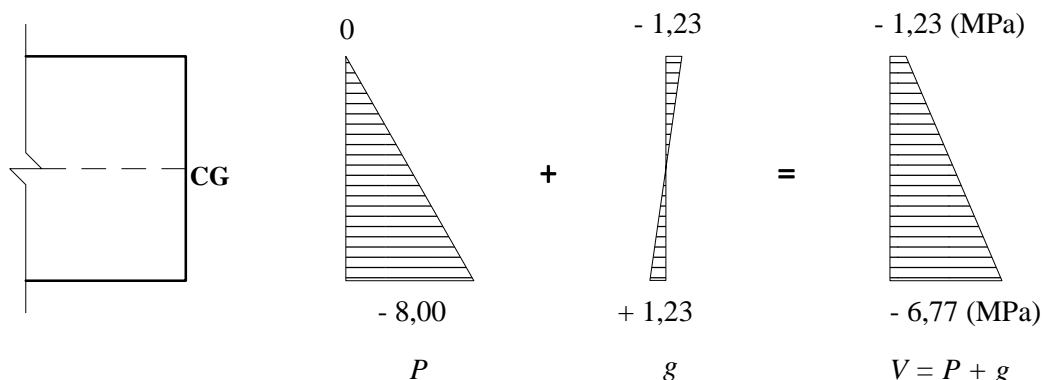
III) Combinações de ações

São duas as combinações possíveis de ações. Ressalta-se que a força de protensão é uma ação de caráter permanente:

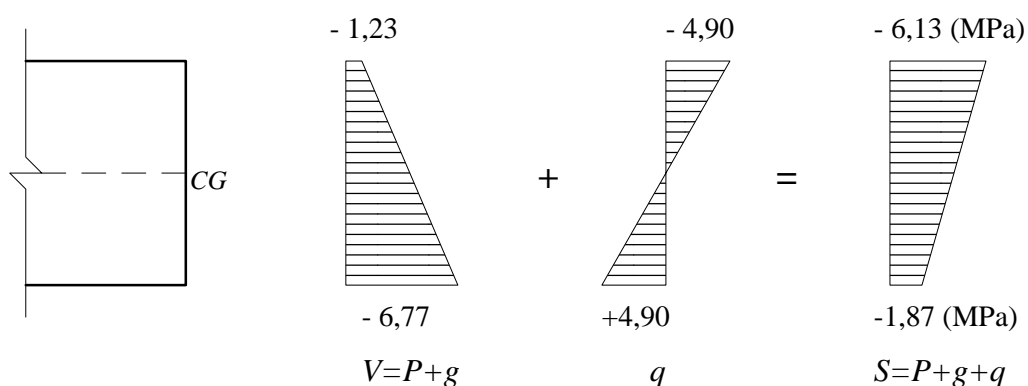
- **protensão e peso próprio:** esta situação caracteriza o *estado em vazio* e corresponde a um caso em que a estrutura não está suportando as cargas para as quais foi projetada;
- **protensão, peso próprio e carga acidental:** esta situação caracteriza o *estado em serviço*. A estrutura está suportando as cargas de utilização.

a) Estado em vazio

Representação gráfica das tensões provocadas por cada ação e sua somatória:



b) Estado em serviço



IV) Primeira análise dos resultados

- 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 uma carga acidental ainda 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

Como foi visto, a força de protensão estava aplicada exatamente na extremidade inferior do núcleo central de inércia da seção. Será efetuada uma pequena alteração no seu posicionamento e reavaliado o comportamento da peça. Aumentando a excentricidade da força de protensão, surgirão tensões de tração na borda superior. Essas tensões não constituirão nenhum problema, pois o peso próprio atua simultaneamente. Do ponto de vista econômico, mantida a intensidade da força de protensão, a armadura permanece a mesma e o aumento da excentricidade não acarreta aumento de custo. Assim, adota-se:

$$e_p = 37,5 - 5,0 = 32,5 \text{ cm}$$

Para forçar um resultado a ser comparado com o anterior, o valor da carga acidental será aumentado para 40 kN/m, um carregamento 2,67 vezes maior que o anteriormente utilizado.

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

a) Tensões devido ao peso próprio

São as mesmas já calculadas anteriormente.

b) Tensões devido à carga acidental

$$M_q = \frac{q l^2}{8} = \frac{40 \times 7^2}{8} = 245,00 \text{ kN.m} = 24500 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_{1q} = \frac{M_q}{W_1} = \frac{24500}{18750} = 1,31 \text{ kN/cm}^2 = 13,10 \text{ MPa} \quad \{ \text{na borda inferior}$$

$$\sigma_{2q} = \frac{M_q}{W_2} = \frac{24500}{-18750} = -1,31 \text{ kN/cm}^2 = -13,10 \text{ MPa} \quad \{ \text{na borda superior}$$

c) Tensões devido à força de protensão

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

$$M_p = P \cdot e_p = 600 \times 32,5 = 19500 \text{ kN.cm}$$

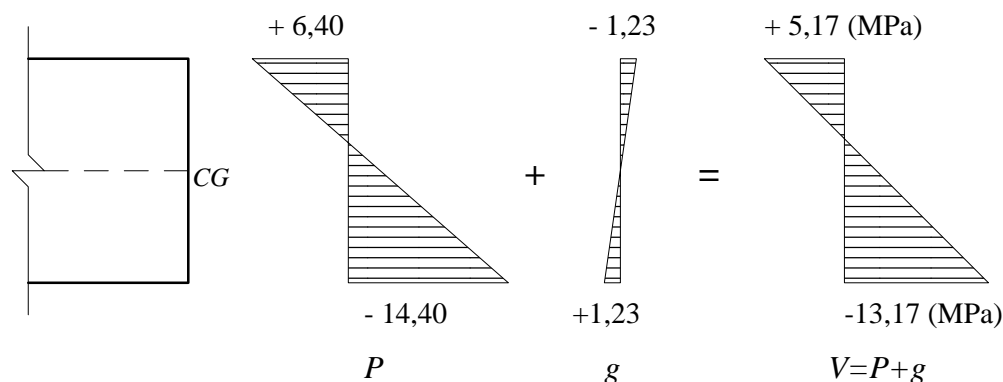
$$\sigma_{1p} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_p}{W_1} = \frac{-600}{1500} + \frac{-600 \times 32,5}{18750} = -1,44 \text{ kN/cm}^2 = -14,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2p} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e_p}{W_2} = \frac{-600}{1500} + \frac{-600 \times 32,5}{-18750} = 0,640 \text{ kN/cm}^2 = 6,40 \text{ MPa}$$

VII) Combinações de ações

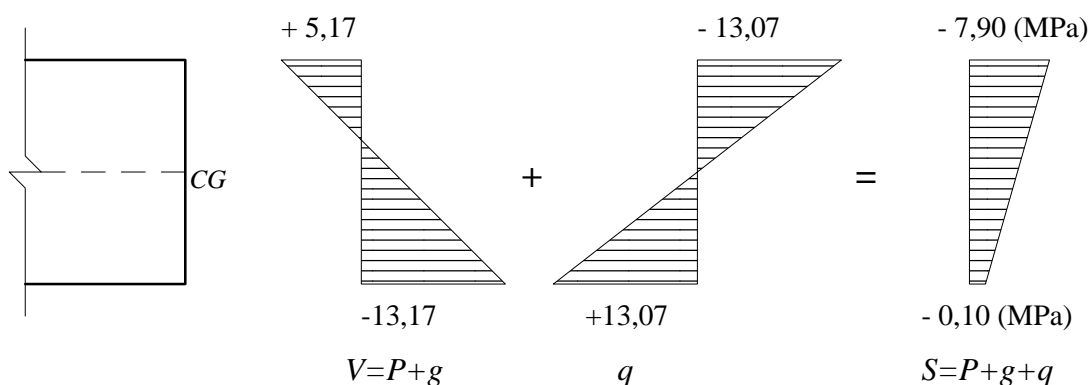
a) Estado em vazio

Dessa nova combinação resulta:



b) Estado em serviço

Analogamente ao caso anterior:



VIII) Segunda análise de resultados

- no estado em serviço só existem tensões de compressão, com valores próximos aos obtidos no cálculo anterior;
- a carga acidental é bem maior (2,67 vezes), o que demonstra que um simples deslocamento da força normal pode melhorar bastante o comportamento da peça;
- no estado em vazio, surgem tensões de tração na borda superior, o que demonstra que os efeitos da protensão foram exagerados para a situação;
- mais uma vez se observa a possibilidade de, no estado em vazio, a seção transversal estar mais solicitada que no estado em serviço. É possível que o acréscimo de cargas acarrete a diminuição de esforços.

IX) Conclusões e observações importantes

1. Combinações de ações

É necessário verificar cuidadosamente todas as fases de solicitação da peça. A pior situação pode não ser aquela quando da atuação da totalidade das cargas externas.

2. Efeitos da força de protensão

Os efeitos da força de protensão resultam da sua intensidade e da sua excentricidade, no caso de estruturas isostáticas. Variando-se a intensidade e a excentricidade da força de protensão, obtém-se os efeitos desejados.

3. Solicitações ao longo do vão

No exemplo visto, foi analisada somente a seção do meio do vão, a mais solicitada pelo carregamento externo. Se forem analisadas outras seções, como por exemplo aquelas próximas aos apoios, notar-se-á que as tensões provocadas pelas cargas externas diminuem, tendendo a zero. Assim, se forem mantidas as mesmas condições da força de protensão, intensidade e excentricidade constantes, poderão ocorrer situações indesejáveis.

4. Estados limites últimos e de utilização

A análise da estrutura nas condições de serviço é útil para verificação de estados limites de utilização. É necessário também verificar os estados limites últimos.

1.8 DEFINIÇÕES

1.8.1 Armadura de protensão

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.

1.8.2 Armadura passiva

Armadura passiva é qualquer armadura não utilizada para produzir forças de protensão.

1.8.3 Concreto protendido com aderência inicial (armadura de protensão pré-tracionada)

Concreto protendido com aderência inicial é aquele em que o estiramento da armadura de protensão é feito utilizando-se apoios independentes da peça, 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.

1.8.4 Concreto protendido com aderência posterior (armadura de protensão pós-tracionada)

Concreto protendido com aderência posterior é aquele em que o estiramento da armadura de protensão é realizado após o endurecimento do concreto, utilizando-se, como apoios, partes da própria peça, criando-se posteriormente aderência com o concreto de modo permanente.

1.8.5 Concreto protendido sem aderência (armadura de protensão pós-tracionada)

Concreto protendido sem aderência é aquele obtido como no caso anterior, mas em que, após o estiramento da armadura de protensão, não é criada a aderência com o concreto.

1.8.6 Protensão sem aderência

A armadura ativa é tracionada após a execução da peça de concreto. A inexistência de aderência refere-se somente à armadura ativa. A armadura passiva deve estar sempre aderida ao concreto. Geralmente, a armadura ativa é colocada dentro de dutos metálicos ou de plástico. Após a aplicação da força de protensão, injeta-se graxa nesses dutos para proteger a armadura da corrosão.

Em outros sistemas de protensão sem aderência, os cabos são colocados externamente à peça de concreto já moldada.

1.8.7 Protensão com aderência inicial

A peça é concretada envolvendo-se uma armadura previamente tracionada e ancorada em dispositivos externos. A força de protensão é transferida ao concreto pela aderência, que deve então estar suficientemente desenvolvida.

1.8.8 Protensão com aderência posterior

A protensão é aplicada sobre uma peça de concreto já endurecido e a aderência é processada posteriormente, geralmente através de injeção de calda de cimento no interior das bainhas.

MATERIAIS

2.1 CONCRETO

A construção de estruturas protendidas requer um controle de qualidade do concreto muito rigoroso. Deve-se exigir a realização de ensaios prévios, o controle contínuo do cimento e dos agregados utilizados, bem como uma fiscalização constante durante a elaboração do concreto.

Normalmente, os concretos utilizados em peças protendidas possuem resistência superior àquelas das peças de concreto armado. Para concreto protendido, o código modelo CEB-78 recomenda $f_{ck} \geq 25$ MPa. Existem várias razões que justificam a utilização de concretos de alta resistência em peças protendidas. A alta resistência, aliada ao fato de toda a seção da peça trabalhar, resistindo aos esforços atuantes, redundam em seções com dimensões menores que no concreto armado convencional, o que, em outras palavras, significa menor peso próprio. A diminuição do peso próprio viabiliza economicamente a execução de estruturas com grandes vãos.

Faixas de resistência normalmente utilizadas:

concreto armado: $15 \text{ MPa} < f_{ck} < 20 \text{ MPa}$

concreto protendido: $30 \text{ MPa} < f_{ck} < 40 \text{ MPa}$

Fatores que justificam resistências elevadas:

- 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 concretos e aços de alta resistência permite a redução das dimensões das peças, diminuindo seu peso próprio;
- concretos de alta resistência possuem, em geral, módulo de deformação mais elevado, o que diminui tanto as deformações imediatas como as que ocorrem ao longo do tempo. Isso reduz os efeitos de perda de protensão oriundos da retração e fluência do concreto.

Além de boa resistência, é importante que o concreto tenha boas características de compacidade e baixa permeabilidade, para que se tenha uma proteção suficiente contra corrosão das armaduras. Tem-se comprovado experimentalmente que o aço da armadura ativa, quando solicitado por tensões elevadas, torna-se mais susceptível à corrosão.

Para que o concreto atenda aos elevados requisitos impostos às estruturas de concreto protendido, é necessário:

- observar as recomendações da tecnologia de produção de concretos;
- usar os tipos mais adequados de cimento (Portland, ARI, AF, Pozolânico, etc.);
- utilizar agregados devidamente selecionados quanto à origem mineralógica e à granulometria;
- determinar proporções adequadas entre cimento, agregado, água e aditivos;
- utilizar aditivos que não prejudiquem a integridade das armaduras;
- executar uma cura cuidadosa.

A cura térmica (a vapor), frequentemente usada em fábricas de pré-moldados, acelera o processo de maturação do concreto pela elevação da temperatura em ambiente úmido, possibilitando atingir elevadas resistências com poucas horas de cura. Com cura a vapor e cimento ARI, é possível obter, em 20 horas, 70 % da resistência aos 28 dias de cura normal. Por essa razão as fábricas de pré-moldados conseguem trabalhar com um ciclo de 24 horas.

2.1.1 Resistência à compressão

O parâmetro principal para a caracterização de um concreto é a sua resistência característica à compressão, f_{ck} . Esse valor característico é estabelecido a partir da resistência à compressão, medida em corpos de prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, obtida aos 28 dias de idade. O f_{ck} é definido como a resistência para a qual a probabilidade de ocorrerem valores menores é de 5 %. O QUADRO 2.1 apresenta a resistência do concreto em várias idades, em função da resistência aos 28 dias.

QUADRO 2.1 Resistência do concreto em função da idade, em condições normais de cura

	idade do concreto em dias				
cimento	3	7	28	90	360
CP	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
ARI	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

2.2 AÇOS DE PROTENSÃO

Os aços usados no concreto protendido caracterizam-se por elevada resistência e pela ausência de patamar de escoamento. São sensivelmente mais econômicos que os aços normalmente empregados na construção com concreto armado, já que sua resistência pode ser, aproximadamente, até três vezes maior. Os aços de alta resistência podem ser fornecidos também em grandes comprimentos, na forma de fios e cordoalhas, evitando-se assim os problemas relacionados com a emenda da armadura em peças estruturais de grandes vãos. Na construção com concreto armado, o emprego dos aços de alta resistência é proibitivo, devido aos alongamentos excessivos que produziriam fissuras muito abertas. No concreto protendido este problema é evitado através do alongamento prévio da armadura.

Existem duas especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas que regulamentam as características e propriedades do aço de protensão, a saber:

NBR 7482 - Fios de aço para concreto protendido;

NBR 7483 - Cordoalhas de aço para concreto protendido.

Os aços de protensão são encontrados nas seguintes formas:

- a) fios trefilados de aço carbono, com diâmetro de 3 a 8 mm, 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 12 mm e comprimento limitado.

Quanto à modalidade de tratamento podem ser:

- a) aços aliviados ou de relaxação normal (RN). São aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;
- b) aços estabilizados ou de relaxação baixa (RB). São aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação.

Os tipos e bitolas de aço de protensão fornecidos pela indústria variam no tempo e dependem, principalmente, dos seguintes fatores: normalização nacional e internacional, já que o aço além de ser vendido no mercado interno também é exportado para outros países, e, demanda do mercado. A indústria, geralmente, é capaz de fornecer tipos de aço que não constam de seus catálogos de produtos, desde que seja feita uma encomenda.

No Brasil, a fabricação do aço de protensão se iniciou em 1952, através da Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira iniciou. Nessa época só era fabricado o fio de aço de diâmetro 5,0 mm. Na década de 60 começaram a aparecer as cordoalhas de dois, três e sete fios que estão gradativamente substituindo os fios isolados de ϕ 5, 7 e 8 mm. Nos países em que a tecnologia do concreto protendido se difundiu há mais tempo, praticamente já não se usa mais os fios pois as cordoalhas têm se mostrado mais econômicas. No Brasil os fios ainda são utilizados, principalmente nos sistemas que empregam a pré-tração.

Na pós-tração, tem-se optado quase exclusivamente por utilizar as cordoalhas de 7 fios de ϕ 12,7 mm. A cordoalha de 7 fios de ϕ 15,2 mm é pouco utilizada, apesar de apresentar grandes vantagens no tocante ao alojamento dos cabos em peças cujas dimensões não podem ser aumentadas.

A partir de 1974 a Belgo-Mineira começou a produzir os aços estabilizados, nos quais é aplicado um tratamento térmico sob tensão elevada. Esse tratamento produz aços de baixa relaxação RB em oposição aos aços anteriores denominados RN (de relaxação normal). Esse avanço tecnológico permitiu reduzir bastante as perdas de protensão que os estudos recentes mostraram ser muito maiores que os 15% admitidos nas primeiras obras.

Atualmente, são produzidos no Brasil tanto os aços RN como os RB, existindo uma nítida preferência pelos aços de relaxação baixa.

A partir de 1977 a Siderúrgica Barra Mansa passou a fabricar as barras de aço filetado CP 85/105 com diâmetro de 32 mm, e mais recentemente também as barras lisas de ϕ 19 mm, diretamente para a empresa Protendidos Diwidag Ltda., representante no Brasil da patente alemã Diwidag. O aço, que não é vendido diretamente para o consumidor,

tem sido aplicado, com os demais componentes da patente Diwidag, principalmente em contenção de taludes de terra ou rocha e em fundações (Vasconcelos, 1985).

2.2.1 Designação genérica dos aços de protensão

ex: **CP-175 (RN)** → aço para concreto protendido com resistência mínima à ruptura por tração $f_{ptk} = 175 \text{ kN/cm}^2$ (1750 MPa), e de relaxação normal.

A resistência à ruptura é dita *efetiva* para os fios e *convencional* para as cordoalhas porque, nesse último caso, as tensões não se distribuem uniformemente por todos os fios.

2.2.2 Principais propriedades mecânicas do aço (FIGURA 2.1)

As principais propriedades mecânicas do aço de protensão são descritas a seguir:

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

f_{pyk} limite de escoamento convencional, correspondente à deformação residual (após descarga) de 0,2 % ;

E_p valor médio do módulo de elasticidade.

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

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

Para fios e cordoalhas, o limite de escoamento convencional é aproximadamente igual à tensão correspondente à deformação de 1% .

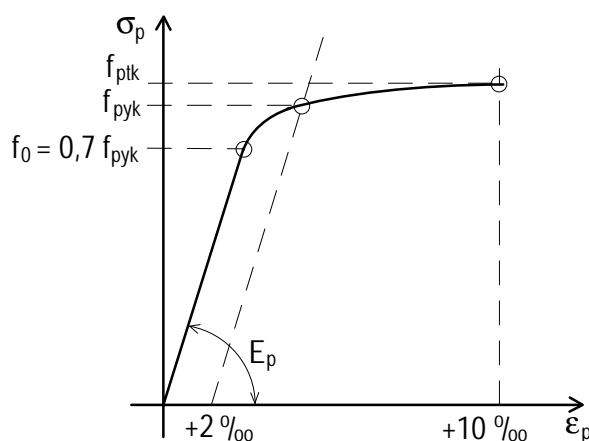


FIGURA 2.1 Diagrama tensão×deformação para aços sem patamar de escoamento.

As cordoalhas possuem um módulo de elasticidade aparente, menor que o módulo de deformação dos fios porque, durante o carregamento, os fios que constituem a cordoalha se acomodam, mascarando a deformação.

O CEB (Comitê Euro-Internacional do Concreto) permite a adoção de um valor médio único para o módulo de deformação longitudinal, $E_p = 200.000$ MPa.

A NBR 7197 permite adotar para o aço de protensão um diagrama tensão-deformação similar ao dos aços tipo B. Para os aços CA-XXB, a lei de Hooke é válida para tensões na faixa de 0 a $0,7 f_{yd}$. O ponto correspondente a $0,7 f_{yd}$ é chamado *limite de proporcionalidade* (FIGURA 2.1).

Na fase elástica, pode-se dizer que a tensão para uma dada deformação é obtida por:

$$\phi_s \cdot f_{yd} = \varepsilon_s \cdot E_s \quad \text{donde} \quad \phi_s = \frac{\varepsilon_s E_s}{f_{yd}}$$

Para tensões superiores a $0,7 f_{yd}$, vale a equação:

$$\phi_s = g_a + \sqrt{g_a^2 + 45 \varepsilon_s - 0,49}$$

onde $g_a = 0,7 - 22,5 \frac{f_{yd}}{E_s}$

Para qualquer aço, A ou B, se $\phi_s > 1,0$ tomar $\phi_s = 1,0$.

As equações acima podem ser utilizadas para correlacionar tensões com deformações em qualquer aço, seja ele CAXXA, CAXXB ou CP.

2.2.3 Corrosão dos aços de protensão

A corrosão no aço de protensão é um fator preocupante pelo menos por dois motivos. Em primeiro lugar porque normalmente o diâmetro dos fios é pequeno e em segundo lugar porque o aço quando sujeito a elevadas tensões fica mais susceptível à corrosão. Um certo grau de corrosão, considerado inofensivo para um aço de concreto armado, pode ser crítico no caso de fios de protensão com pequena seção transversal. As depressões causadas pela corrosão funcionam como moedas, fazendo surgir perigosos picos de tensão em aços tensionados.

A chamada *corrosão intercrystalina sob tensão (stress corrosion)* e o fenômeno da fragilidade sob a ação do hidrogênio, também conhecido como corrosão catódica sob tensão, são mais perigosos que a corrosão ordinária. Esses fenômenos podem ocorrer devido à existência simultânea de umidade, tensões de tração e certos produtos químicos como cloretos, nitratos, sulfetos, sulfatos e alguns ácidos. Este tipo de corrosão, que não é detectada exteriormente, dá origem a fissuras iniciais de pequena abertura e pode, depois de um certo tempo, conduzir a uma ruptura frágil. Pode levar um cabo de protensão ao colapso.

Devido à sua sensibilidade à corrosão, os aços de protensão devem ser protegidos contra a corrosão na fábrica, durante o transporte e na obra, devendo ser armazenados e instalados em lugares cobertos, aquecidos, secos e aerados, para não serem afetados pela água de condensação.

É preciso evitar sempre que os fios entrem em contato com o solo (ácido húmico) ou com os agentes químicos já mencionados. Por ocasião da montagem dos cabos, as bainhas devem estar bem impermeabilizadas.

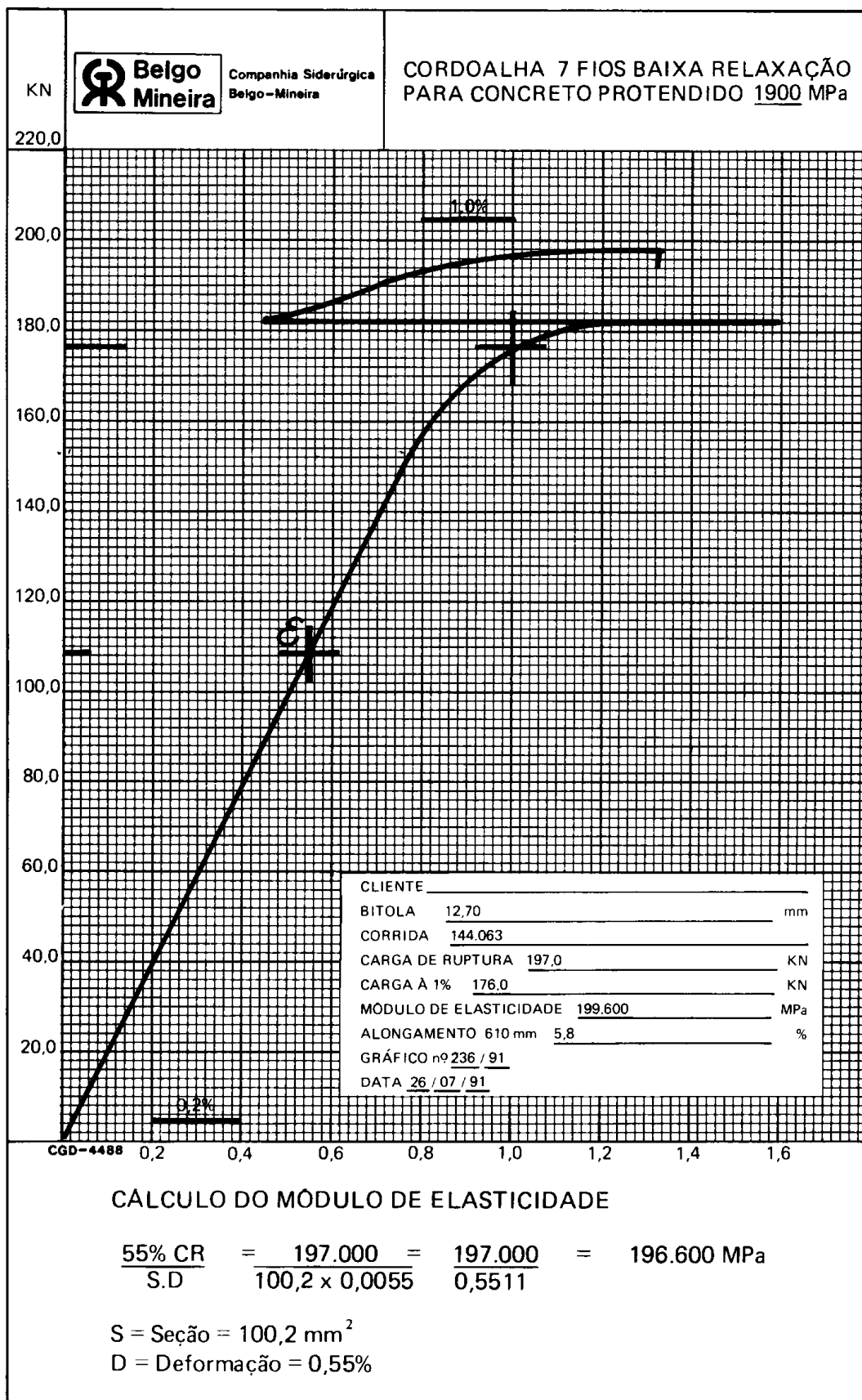


FIGURA 2.2 - Diagrama tensão×deformação obtido a partir de um ensaio de tração em um corpo de prova de aço de protensão. (Cortesia Cia. Siderúrgica Belgo-mineira)

QUADRO 2.3 - Fios com Relaxação Baixa RB

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Massa nominal	Limite de resistência à tração (f_{ptk})	Tensão para alongamento de 1% (f_{pyk})	Relaxação sob comprimento constante (1000 h, 20°C)		
						Tensão inicial $\sigma_{pi}/f_{ptk} =$		
	mm	mm ²	kg/km	MPa	MPa	0,6	0,7	0,8
CP 150 RB 7	7	38,5	302	1.500	1.350	1	2	3
CP 160 RB 7	7	38,5	302	1.600	1.440	1	2	3
CP 150 RB 8	8	50,3	395	1.500	1.350	1	2	3

* Tensão para alongamento de 1%, considerada equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente f_{pyk}
 $f_{pyk} = 0,90 f_{ptk}$
 Valor médio para o módulo de elasticidade: 210.000 MPa

QUADRO 2.4 - Cordoalhas de 2 e 3 Fios - Relaxação Normal RN

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Massa nominal	Tensão para alongamento de 1% (f_{pyk})*	Limite de resistência à tração (f_{ptk})**
	mm (pol)	mm ²	kg/km	MPa	MPa
CP 180 RN 2 × 2,0	2 × 2,0	6,3	51	1.800	1.530
CP 180 RN 2 × 2,5	2 × 2,5	9,8	80	1.800	1.530
CP 180 RN 2 × 3,0	2 × 3,0	14,1	114	1.800	1.530
CP 180 RN 2 × 3,5	2 × 3,5	19,2	155	1.800	1.530
CP 180 RN 2 × 3,5	2 × 4,0	25,1	202	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 2,0	3 × 2,0	9,4	76	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 2,5	3 × 2,5	14,7	119	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 3,0	3 × 3,0	21,2	172	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 3,5	3 × 3,5	28,9	234	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 4,0	3 × 4,0	37,7	306	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 4,5	3 × 4,5	47,7	387	1.800	1.530
CP 180 RN 3 × 5,0	3 × 5,0	58,9	478	1.800	1.530

Coef. de relaxação (1000 h, 20°C): 4,5%, 7% e 12% para $\sigma_{pi}/f_{ptk} = 60\%$, 70% e 80% respectivamente.

* Quociente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço; considerado equivalente a 0,85 f_{ptk}
 ** Quociente entre a carga de ruptura e a área nominal de aço (f_{ptk})
 Valor médio para o módulo de elasticidade: 195.000 MPa

QUADRO 2.5 - Fios com Relaxação Normal RN

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Massa nominal	Limite de resistência à tração (f_{ptk})	Tensão para alongamento de 1% (f_{pyk})*	Relaxação sob comprimento constante (1000 h, 20°C)		
						Tensão inicial $\sigma_{p1}/f_{ptk} =$		
	mm	mm ²	kg/km	MPa	MPa	0,6	0,7	0,8
CP 160 RN 4	4	12,6	98,7	1.600	1.360	4	5	8,5
CP 170 RN 4	4	12,6	98,7	1.700	1.450	4	5	8,5
CP 150 RN 5	5	19,6	154	1.500	1.280	4	5	8,5
CP 160 RN 5	5	19,6	154	1.600	1.360	4	5	8,5
CP 150 RN 6	6	28,3	222	1.500	1.280	4	5	8,5
CP 160 RN 6	6	28,3	222	1.600	1.360	4	5	8,5
CP 150 RN 7	7	38,5	302	1.500	1.280	4	5	8,5
CP 160 RN 7	7	38,5	302	1.600	1.360	4	5	8,5
CP 150 RN 8	8	50,3	395	1.500	1.280	4	5	8,5

* Tensão para alongamento de 1%, considerada equivalente à tensão a 0,2% de deformação permanente f_{pyk}
 $f_{pyk} = 0,85 f_{ptk}$
 Valor médio para o módulo de elasticidade: 210.000 MPa

QUADRO 2.6 - Cordoalhas de 7 Fios - Relaxação Baixa RB

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Massa nominal	Tensão para alongamento de 1% (f_{pyk})*	Limite de resistência à tração (f_{ptk})**
	mm (pol)	mm ²	kg/km	MPa	MPa
CP 175 RB 6,4	6,4 (1/4")	25,0	195	1.580	1.750
CP 175 RB 7,9	7,9 (5/16")	38,4	301	1.580	1.750
CP 175 RB 9,5	9,5 (3/8")	52,3	411	1.580	1.750
CP 175 RB 11,5	11,0 (7/16")	71,0	564	1.580	1.750
CP 175 RB 12,7	12,7 (1/2")	94,2	744	1.580	1.750
CP 175 RB 15,2	15,2 (0,6")	138,7	1100	1.580	1.750
CP 190 RB 9,5	9,5 (3/8")	54,8	432	1.710	1.900
CP 190 RB 11,5	11,0 (7/16")	74,2	582	1.710	1.900
CP 190 RB 12,7	12,7 (1/2")	98,7	775	1.710	1.900
CP 190 RB 15,2	15,2 (0,6")	140,0	1102	1.710	1.900

Coef. de relaxação (1000 h, 20°C): 1,5%, 2,5% e 3,5% para $\sigma_{p1}/f_{ptk} = 60\%$, 70% e 80% respectivamente.

* Quociente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço; considerado equivalente a 0,90 f_{ptk}
 ** Quociente entre a carga de ruptura e a área nominal de aço (f_{ptk})
 Valor médio para o módulo de elasticidade: 196.000 MPa

2.3 BAINHAS

São normalmente denominados bainhas os tubos dentro dos quais a armadura de protensão deve ser colocada, onde possa deslizar sem atrito. As bainhas são utilizadas no caso de protensão com aderência posterior. Via de regra são fabricadas de chapas de aço laminadas a frio, com espessura de 0,1 a 0,35 mm costuradas em hélice. No processo de fabricação, além da costura da chapa são produzidas ondulações transversais em hélice. Essas ondulações apresentam algumas vantagens, quais sejam:

- conferem rigidez à seção da bainha sem prejudicar a flexibilidade longitudinal, permitindo curvaturas com raios relativamente pequenos, o que possibilita enrolar cabos de grande comprimento, que podem ser transportados em rolos;
- facilitam a utilização de luvas rosqueadas nas emendas;
- melhoram a aderência entre o concreto e a nata de injeção, devido às saliências e reentrâncias.

Para protensão sem aderência utilizam-se também bainhas plásticas lisas.

Para que a injeção de nata de cimento seja bem sucedida são instalados, em pontos estratégicos da bainha, tubos de saída de ar, também chamados respiros (ver FIGURA 2.3). Normalmente são utilizados para esse fim tubos plásticos de polivinil corrugado.

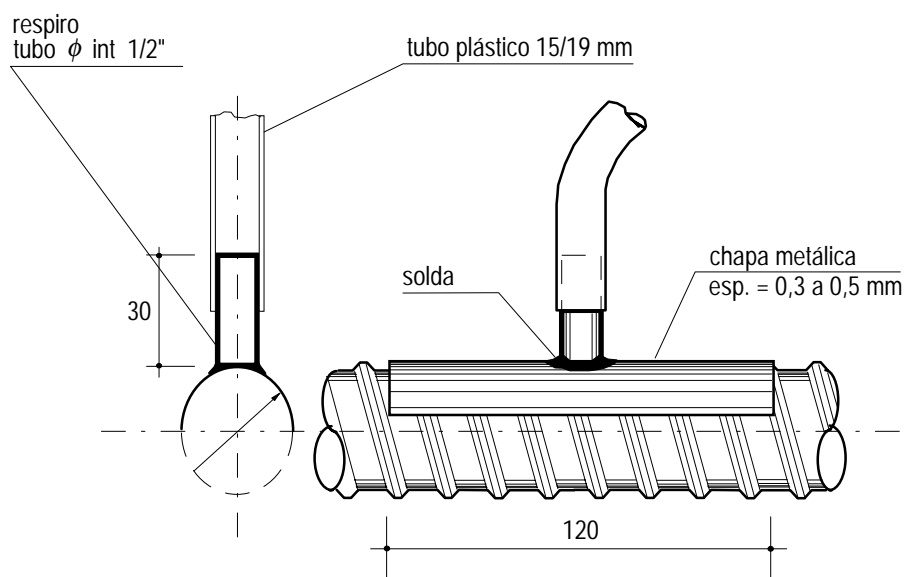


FIGURA 2.3 Ligação de um respiro num ponto intermediário da bainha.

Para a injeção das bainhas com nata de cimento devem ser estabelecidos os locais de injeção e os respectivos respiros. Deve-se dispor os pontos de injeção nos locais mais baixos e os respiros nos pontos mais altos do cabo.

2.4 CALDA DE CIMENTO PARA INJEÇÃO

A calda de cimento para injeção, ou nata de injeção, tem como função proporcionar a aderência posterior da armadura de protensão com o concreto e a proteção da armadura ativa contra corrosão. Ela é um importante componente de todas as estruturas de concreto protendido com aderência posterior.

A especificação NBR 7681 fixa condições exigíveis para caldas e seus materiais componentes, a serem empregadas no preenchimento de bainhas e dutos de armaduras de protensão de peças de concreto protendido.

De acordo com a norma alemã, DIN 4227, para concreto protendido, as natas de injeção constituídas de cimento devem satisfazer às seguintes exigências:

1. Dentro do possível, a deposição por sedimentação e por retração deve ser pequena; a contração volumétrica deve ser de no máximo 2%.
2. Devem ter boa fluidez, a qual deve permanecer até a conclusão da injeção.
3. Resistência à compressão da ordem de 20 MPa aos 7 dias e 30 MPa aos 28 dias, determinadas a partir de corpos de prova cilíndricos com $\phi = 10$ cm e $h = 12$ cm.
4. Não devem sofrer aumento de volume no caso de congelamento.

Pode-se utilizar aditivos para garantir a fluidez e o escoamento da nata de injeção, desde que obedecidas as prescrições de norma (ver item 2.5.1.4).

Tendo em vista a corrosão sob tensão, nem o cimento nem o aditivo podem conter cloro. Também no caso de outros aditivos químicos, devem ser tomadas as precauções devidas, a não ser que tenham sido expressamente testados.

A quantidade de água deve ser tão pequena quanto possível, definida pela fluidez mínima necessária, ou seja, aproximadamente 36 a 44 kg de água para 100 kg de cimento, o que corresponde a uma relação água/cimento da ordem de $a/c = 0,35$ a $0,44$.

2.5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Os critérios estabelecidos para concreto armado relativos a dimensões mínimas, cobertura de concreto da armadura, diretrizes para a execução das armaduras, etc. valem também para as estruturas de concreto protendido.

2.5.1 Sobre os materiais (NBR 7197 item 10.1)

2.5.1.1 Armadura de protensão

Deve-se obedecer as recomendações específicas para o material utilizado. No armazenamento devem ser tomados cuidados especiais para evitar corrosão do aço.

2.5.1.2 Armadura passiva

(Deve ser obedecido o disposto na NBR 6118.)

2.5.1.3 Cimento

(Deve ser obedecido o disposto na NBR 6118.)

2.5.1.4 Aditivos

Pode-se utilizar aditivos para melhorar a trabalhabilidade, reduzir a relação água/cimento ou aumentar a compacidade e impermeabilidade do concreto. São rigorosamente proibidos aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outros halogenetos.

2.5.1.5 Agregado

(Deve ser obedecido o disposto na NBR 6118.)

2.5.1.6 Água

Além do disposto na NBR 6118, é rigorosamente proibido o emprego de água do mar, ou que contenha sensível teor de cloretos.

2.5.1.7 Concreto

Além do disposto na NBR 6118, não se permite relação água/cimento maior que 0,55 nem f_{ck} menor que 21 MPa.

2.5.1.8 Lubrificantes e isolantes

Os lubrificantes e isolantes, eventualmente empregados para evitar aderência, não podem provocar corrosão da armadura de protensão.

2.5.1.9 Cobrimento da armadura de protensão

Ver QUADRO 2.5.

QUADRO 2.5 Cobrimento mínimo da armadura de protensão

Valores básicos para peças estruturais em geral	ambiente não-agressivo	3,0 cm
	ambiente pouco agressivo	4,0 cm
	ambiente muito agressivo	5,0 cm
Reduções permitidas em relação aos valores básicos	lajes e cascas	-0,5 cm
	concreto com $f_{ck} > 30$ MPa	-0,5 cm
	pré-fabricação em usina	-0,5 cm
Valores mínimos absolutos	agregado com $d_g < 3,2$ cm	d_g
	agregado com $d_g < 3,2$ cm	$d_g + 0,5$ cm
	caso de pós-tração com $\phi_{ext} < 4,0$ cm	ϕ_{ext}
	caso de pós-tração com $\phi_{ext} > 4,0$ cm	4,0 cm
	caso de pré-tração	2ϕ 2,0 cm

Nota: Nos cabos com bainhas esses cobrimentos referem-se à própria bainha

SISTEMAS DE PROTENSÃO

3.1 INTRODUÇÃO

Na primeira metade do século XX, quando o concreto protendido passou a ser utilizado em mais larga escala, alguns estudiosos desenvolveram processos de protensão. Normalmente esses processos eram patenteados e apenas executados por empresas especializadas. Inicialmente existiam apenas dois processos, ou sistemas, de protensão: o de Eugene Freyssinet (francês) e o de Diwidag (alemão). No decorrer de alguns anos foram desenvolvidos vários processos de protensão. Na Alemanha chegaram a existir mais de 20 sistemas patenteados. Com o passar do tempo os processos técnica e economicamente vantajosos se firmaram no mercado.

Atualmente, a maioria das empresas especializadas na execução de estruturas protendidas possui uma concessão para a utilização de algum processo patenteados, obviamente pagando *royalties* para o detentor da patente. Existem processos e equipamentos patenteados. Pode-se comprar ou alugar apenas os equipamentos e inventar o próprio processo de protensão.

O sistema Freyssinet, por exemplo, utiliza cordoalhas de fios e cunhas metálicas para a ancoragem dos cabos protendidos. Já no processo Diwidag, os cabos são constituídos de barras laminadas com roscas e a ancoragem é feita através de porcas metálicas.

A menos que o calculista de concreto protendido adquira uma concessão para utilizar um processo patenteados, tornando-se assim um executor de obras protendidas, seu trabalho normalmente se limita ao projeto, ficando os detalhes da execução a cargo de uma empresa contratada especificamente para esse fim. Essa empresa, geralmente uma concessionária de um sistema patenteados consolidado, possui o domínio das técnicas e dos equipamentos envolvidos no processo.

É importante esclarecer bem a diferença conceitual que existe entre os termos *sistema de protensão* e *tipo de protensão*. Genericamente, os sistemas de protensão se reduzem a dois basicamente, a saber, **protensão com aderência inicial** e **protensão com aderência posterior**. Ou seja, o elemento distintivo é a ocasião em que se dá a aderência da armadura protendida com o restante da peça em relação à cura do concreto. A expressão *sistema de protensão*, pode ser utilizada ainda para fazer referência a um processo específico como, por exemplo, o sistema Freyssinet. Já o termo *tipo de protensão* se refere ao efeito final da força de protensão sobre uma peça, sob o ponto de vista das tensões atuantes, que pode se caracterizar como **protensão completa** ou **protensão parcial**. Essas expressões, seus significados e derivados serão tratados com mais profundidade nos tópicos seguintes.

3.2 SISTEMAS DE PROTENSÃO

3.2.1 Protensão com aderência inicial

Como já foi comentado no primeiro capítulo, a protensão com aderência inicial é muito empregada na fabricação de pré-moldados de concreto protendido. Nas pistas de protensão, a armadura ativa é posicionada, ancorada em blocos nas cabeceiras e tracionada. Em seguida, a armadura passiva é colocada, o concreto é lançado e adensado, e a peça passa pela fase de cura. Após a cura, as formas são retiradas, os equipamentos que mantinham os cabos tracionados são liberados e os fios são cortados, transferindo a força de protensão para o concreto pela aderência, que nessa ocasião deve estar suficientemente desenvolvida.

3.2.2 Protensão com aderência posterior

Neste caso, a protensão é aplicada sobre uma peça de concreto já endurecido e a aderência se dá posteriormente, através da injeção de uma calda de cimento no interior das bainhas, com o auxílio de bombas injetoras. Geralmente, os cabos são pós-tracionados por meio de macacos hidráulicos especiais, que se apoiam nas próprias peças de concreto já endurecido. Quando a força de protensão atinge o valor especificado, os cabos são ancorados por meio de dispositivos especiais. Nos sistemas mais comuns são utilizadas placas de ancoragem com cunhas metálicas ou de argamassa de alta resistência. Em outros processos, usam-se porcas especiais, grandes blocos de concreto de ancoragem, etc.

Via de regra, os sistemas de protensão com aderência posterior são patenteados em função, principalmente, das particularidades dos dispositivos de ancoragem, do processo e dos respectivos macacos hidráulicos utilizados para tracionar a armadura. Dentre os processos mais utilizados, pode-se citar os sistemas Freyssinet, Diwidag, VSL, Baur-Leonhardt, etc.

3.2.3 Protensão sem aderência

A protensão é aplicada sobre uma peça de concreto já endurecido não havendo, entretanto, aderência entre os cabos e o concreto. A inexistência de aderência refere-se somente à armadura ativa, já que a armadura passiva sempre deve estar aderente ao concreto.

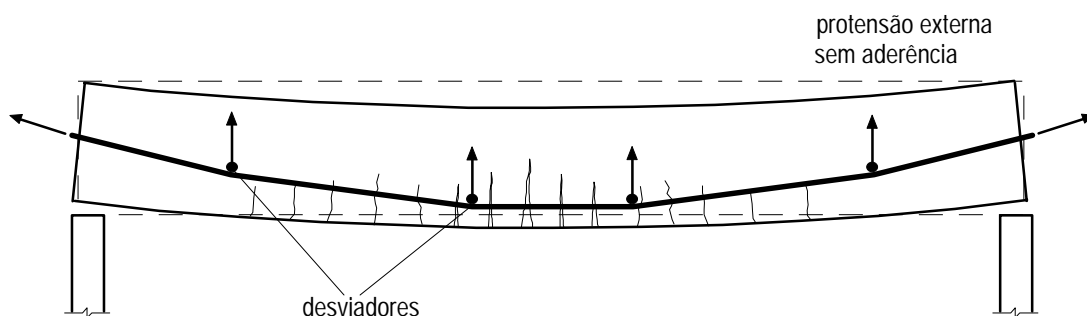


FIGURA 3.1 - Utilização de protensão externa sem aderência para reforço de pontes.

Em alguns sistemas de protensão sem aderência, a armadura ativa é colocada em dutos formados por bainhas metálicas ou de plástico. Após a aplicação da força de

protensão, as bainhas são injetadas com graxa para que a armadura fique protegida da corrosão.

Utiliza-se também outros sistemas de protensão sem aderência nos quais os cabos são colocados externamente à peça de concreto já moldada, como no caso de vigas armadas com tirantes externos. Essa solução é mais frequente em obras de reforço de estruturas pré-existentes, muito utilizada na recuperação de pontes. Durante a construção da hidrelétrica de Itaipu, a empresa de Furnas reforçou todas as pontes do trajeto Rio-Foz do Iguaçu, por onde foram transportadas as turbinas da usina, a partir dos portos do Rio de Janeiro e de Santos, através da protensão de cabos externos sem aderência (ver FIGURA 3.1).

3.2.4 Aspectos referentes à aderência

A utilização de armaduras de protensão não-aderentes é relativamente polêmica. Alguns países possuem tradição no uso desta solução e outros não. Nos EUA a protensão sem aderência é muito utilizada. Esse sistema também foi empregado na Austrália durante algum tempo mas posteriormente foi abandonado. No Brasil não existe tradição na utilização deste tipo de solução, tanto que a norma brasileira não versa sobre o assunto.

O dilema na escolha de protensão com ou sem aderência se deve às vantagens e desvantagens que um sistema apresenta em relação ao outro. As vantagens da protensão não-aderente são as seguintes:

- permite posicionar os cabos com excentricidades maiores;
- permite a proteção do aço contra corrosão fora da obra;
- permite a colocação dos cabos de forma rápida e simples;
- perdas por atrito muito baixas;
- eliminação da operação de injeção.

As vantagens da protensão com aderência são as seguintes:

- aumento de capacidade das seções no estado limite último;
- melhoria do comportamento da peça entre os estágios de fissuração e de ruptura;
- a falha de um cabo tem consequências restritas (incêndio, explosão, terremoto).

Os cabos aderentes, além de introduzir o esforço de protensão numa peça de concreto podem funcionar ainda como armadura convencional, graças à aderência entre o cabo e o concreto. Essa propriedade é muito importante para o comportamento da peça no que diz respeito à fissuração (Pfeil, 1983a).

Os cabos não-aderentes funcionam apenas como elementos para aplicação da força de protensão. Em função da ausência de ligação entre o cabo e o concreto, sua contribuição para a resistência à ruptura da peça é limitada.

Tem-se constatado experimentalmente que nos primeiros estágios de carga de uma viga protendida, quando a seção de concreto ainda trabalha totalmente comprimida, o comportamento dos cabos aderentes e não-aderentes é semelhante. Não obstante, à medida que o carregamento transversal aumenta, até produzir a abertura de fissuras no concreto, o comportamento dos dois tipos de armadura muda.

Nos sistemas com aderência, ao se abrir uma fissura no concreto os cabos sofrem grandes deformações localizadas, na região no entorno da fissura. Em decorrência disso, a tensão no aço aumenta consideravelmente nesses pontos. Esse é o comportamento característico das armaduras convencionais do concreto armado. Por outro lado, nos cabos sem aderência, o valor absoluto de abertura de uma fissura se dilui num comprimento muito grande do cabo, produzindo um alongamento unitário pequeno. Como consequência disso, o acréscimo de tensão no cabo também é pequeno.

A aderência da armadura influencia grandemente no comportamento à fissuração do concreto. Em vigas com cabos não-aderentes forma-se um pequeno número de fissuras com grande abertura. Os cabos aderentes, à semelhança da armadura de concreto armado, limitam a abertura de fissuras, conduzindo a um grande número de fissuras de pequena abertura. Esta última situação é preferível. Vigas com fissuras de pequena abertura apresentam melhor proteção contra corrosão das armaduras e melhor aspecto estético. A FIGURA 3.2 mostra a grande diferença entre os tipos de fissuração ao ser atingida a carga limite.

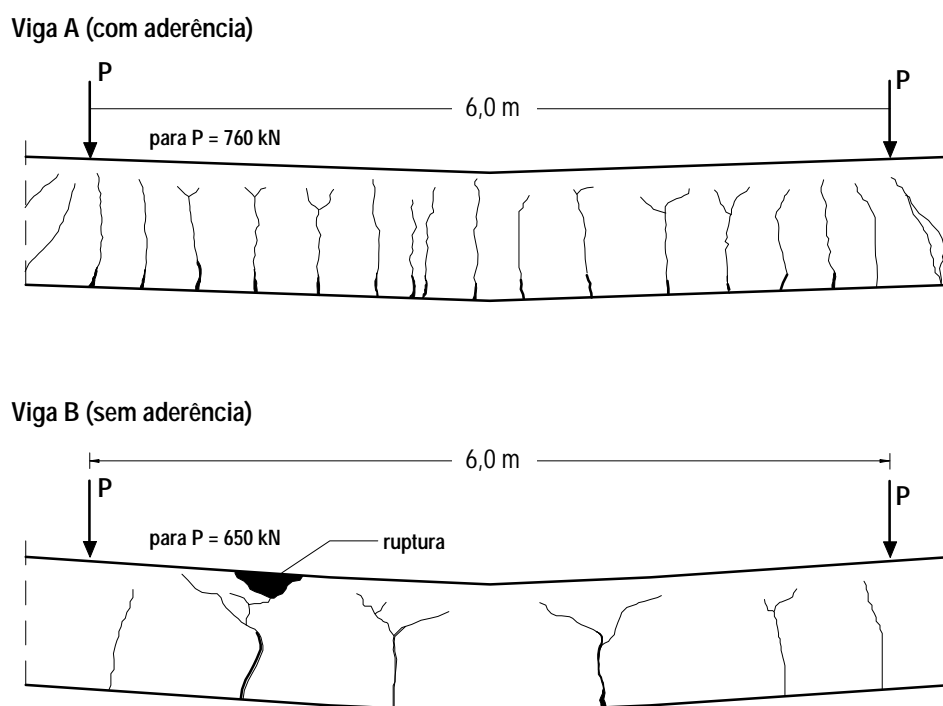


FIGURA 3.2 - Configuração das fissuras nas vigas da FIGURA 3.3, ao ser atingida a carga limite, na região situada entre as cargas (Leonhardt, 1979).

Além de influenciar no problema da fissuração do concreto a aderência também influi na resistência última das vigas protendidas. Aumentando-se o carregamento transversal até à ruptura da peça, os cabos aderentes sofrem grandes acréscimos de tensão, devido aos alongamentos ocorridos nas seções com fissuras abertas, contribuindo eficientemente para o momento resistente. No caso de cabos não aderentes, como o alongamento decorrente de fissuras localizadas se distribui ao longo do cabo, os acréscimos de tensão são moderados e conseqüentemente a contribuição para o momento resistente da seção é menos eficiente. Para um mesmo carregamento, vigas com protensão sem aderência rompem para uma carga menor do que com protensão aderente e também apresentam flechas mais pronunciadas.

A influência da aderência no comportamento à fissuração e na resistência última das peças de concreto protendido tem assumido uma relevância considerável no meio profissional de modo que, mesmo diante das vantagens econômicas da protensão sem aderência, tem-se optado por utilizar cabos aderentes nos sistemas construtivos modernos.

O emprego de cabos não-aderentes fica limitado a situações em que a fissuração e a ruptura tenham importância secundária, ou ainda, a casos em que se deseja poder substituir ou reprotender os cabos. A NBR 7197, no item 4.3, prescreve que o concreto protendido sem aderência só pode ser empregado em casos especiais e sempre com protensão completa. Essa medida visa prevenir a formação de fissuras com grande abertura no concreto.

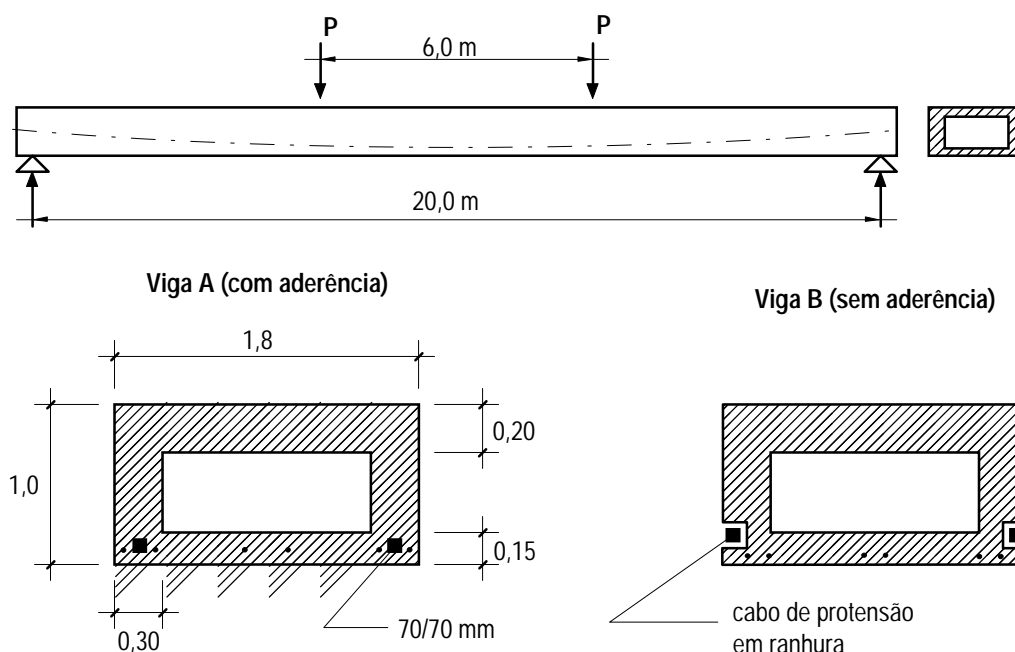


FIGURA 3.3 - Vigas para ponte ferroviária, em escala real, ensaiadas por Kornwestheimer, para o projeto da primeira ponte ferroviária em concreto protendido na Alemanha, em 1950. A protensão foi efetuada através de 2 cabos constituídos de cordoalhas de ϕ 25 mm colocadas em bainhas de seção transversal quadrada de 70×70 mm. Na viga A promoveu-se a aderência entre os cabos e o concreto. Na viga B, os cabos foram colocados em uma ranhura aberta na face lateral da viga, com um traçado poligonal (Leonhardt, 1979).

3.3 TIPOS DE PROTENSÃO

Os tipos de protensão estão relacionados aos estados limites de utilização referentes à fissuração. A protensão pode ser completa, limitada ou parcial, de acordo com as definições a seguir.

3.3.1 Protensão completa

De acordo com a NBR 7197, item 4.1.1, existe protensão completa quando se verificam as duas condições seguintes:

- para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão, ou seja, para as situações em que atuarem a carga permanente e as sobrecargas frequentes, não se admite tensão de tração no concreto;

- b) para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

A protensão completa, também comumente chamada de protensão total, proporciona as melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão e limita as flutuações de tensões no aço a valores moderados. Esses fatores tornam essa modalidade de protensão muito interessante nos casos de obras situadas em meios muito agressivos. Entre as várias situações em que a protensão completa é aplicável, pode-se citar:

- tirantes em concreto protendido, nos quais se deseja impedir a fissuração do concreto; sob cargas de serviço, o concreto do tirante permanece comprimido;
- reservatórios protendidos, nos quais se deseja garantir a estanqueidade do concreto; com o reservatório cheio, o concreto permanece comprimido, o que diminui o risco de fissuração;
- vigas formadas pela justaposição de peças pré-moldadas, sem armadura suplementar nas seções das juntas; as juntas construtivas não armadas devem estar sempre comprimidas nas condições mais desfavoráveis de trabalho da estrutura em serviço.

Em princípio, não existe nenhuma limitação de ordem técnica que restrinja o emprego da protensão completa. Normalmente a opção pela protensão limitada se deve a motivos de natureza econômica.

3.3.2 Protensão limitada (NBR 7197 - 4.1.2)

De acordo com a NBR 7197, item 4.1.2, existe protensão limitada quando se verificam as duas condições seguintes:

- a) para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão (ver item 6.2.1);
- b) para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ver item 6.2.2).

As vigas com protensão limitada são dimensionadas para tensões moderadas de tração em serviço, considerando-se uma probabilidade muito pequena de fissuração do concreto. As fissuras eventualmente abertas, devido à atuação de uma sobrecarga transitória, se fecham após a passagem da carga, pois as seções permanecem comprimidas sob o efeito das cargas quase permanentes.

A protensão limitada é comumente utilizada em elementos estruturais tais como pontes, passarelas, etc. Nessa situação, as peças de concreto ficam sujeitas a tensões de protensão menores do que aquelas que seriam produzidas por uma protensão total, o que pode trazer as seguintes vantagens:

- menores tensões de tração e compressão na época da protensão;
- melhor comportamento no que diz respeito às deformações (flechas) sob o efeito da fluência do concreto;
- maior participação da armadura suplementar na ruptura. Tensões de protensão menores implicam em armadura ativa menor, o que exige mais armadura passiva. Como o aço CP é mais caro que o aço CA esse balanço entre as armaduras ativa e passiva pode conduzir a soluções mais econômicas.

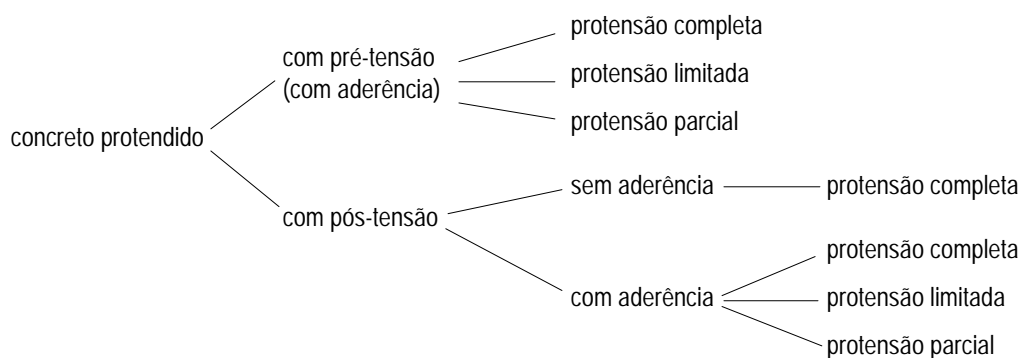


FIGURA 3.4 - Resumo das possibilidades de combinação dos processos e tipos de protensão no estado de utilização.

3.3.3 Protensão parcial (NBR 7197 - 4.1.3)

De acordo com a NBR 7197, item 4.1.3, existe protensão parcial quando se verificam as duas condições seguintes:

- para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão (ver item 6.2.1) ;
- para as combinações freqüentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o estado limite de abertura de fissuras (ver item 6.2.3), com $w_k \leq 0,2$ mm.

O critério estabelecido neste caso é semelhante àquele para protensão limitada, porém, permite-se que as tensões de tração no concreto atinjam valores mais elevados ocasionando a formação de fissuras de maior abertura.

3.4 EQUIPAMENTOS DE PROTENSÃO

3.4.1 Generalidades

Genericamente, um processo de protensão, qualquer que seja, envolve a introdução de forças com magnitude apreciável nas peças de concreto. Para produzir essas forças e transferí-las para a peça de concreto, com o mínimo de perdas, são necessários vários equipamentos especiais tais como macacos hidráulicos, peças para ancoragem dos cabos, bombas de injeção, compressores, etc. Nos itens subsequentes são apresentadas algumas descrições de equipamentos comumente utilizados nas operações de protensão.

3.4.2 Macacos hidráulicos

Via de regra, a força de protensão é aplicada aos cabos de protensão ou a blocos de concreto através de macacos hidráulicos. Trata-se de macacos especiais fabricados a partir de uma tecnologia sofisticada, desenvolvida no fim da segunda guerra mundial para o acionamento de trens de aterrisagem de aviões (FIGURAS 3.5 a 3.8).

Como os cabos de protensão devem ser tensionados até ser atingida uma tensão elevada na armadura, são necessárias forças de protensão muito grandes. O modo mais fácil e simples de obter essas forças é através de macacos hidráulicos. Esses macacos são ligados a bombas especiais, capazes de produzir uma pressão da ordem de 50 kN/cm^2 , o

que corresponde a uma coluna de água de 5000 m de altura. A magnitude das forças e pressões envolvidas no processo é considerável. É necessário, portanto, que o engenheiro de concreto protendido conheça o funcionamento dos macacos hidráulicos.

Os macacos hidráulicos utilizados nas operações de protensão são constituídos de um cilindro (FIGURA 3.5a) e de um pistão de seção cheia ou em coroa circular (FIGURA 3.5b). O espaço existente entre o cilindro e o pistão é fechado através de uma borracha especial com boas propriedades de vedação. Essa borracha apresenta um lábio que é comprimido mecanicamente contra a parede do cilindro fechando-o hermeticamente (FIGURA 3.5c).

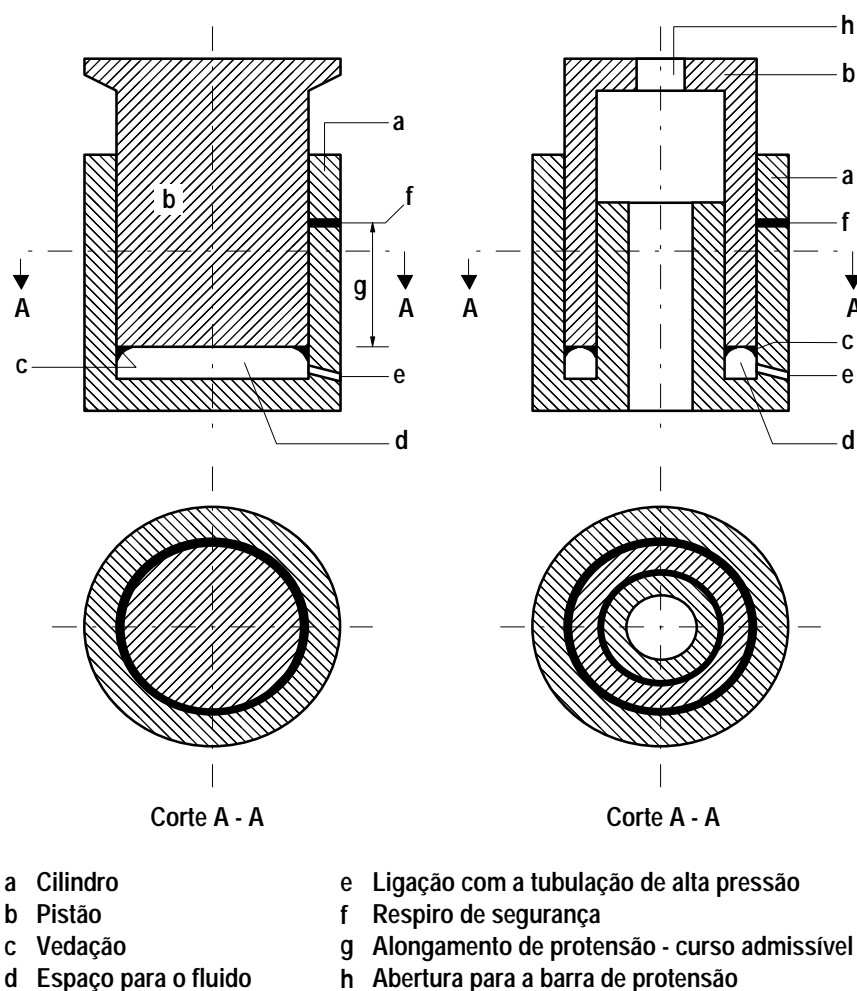


FIGURA 3.5 - Corte esquemático de um macaco hidráulico simples, com pistão maciço e em coroa de círculo (Leonhardt, 1979).

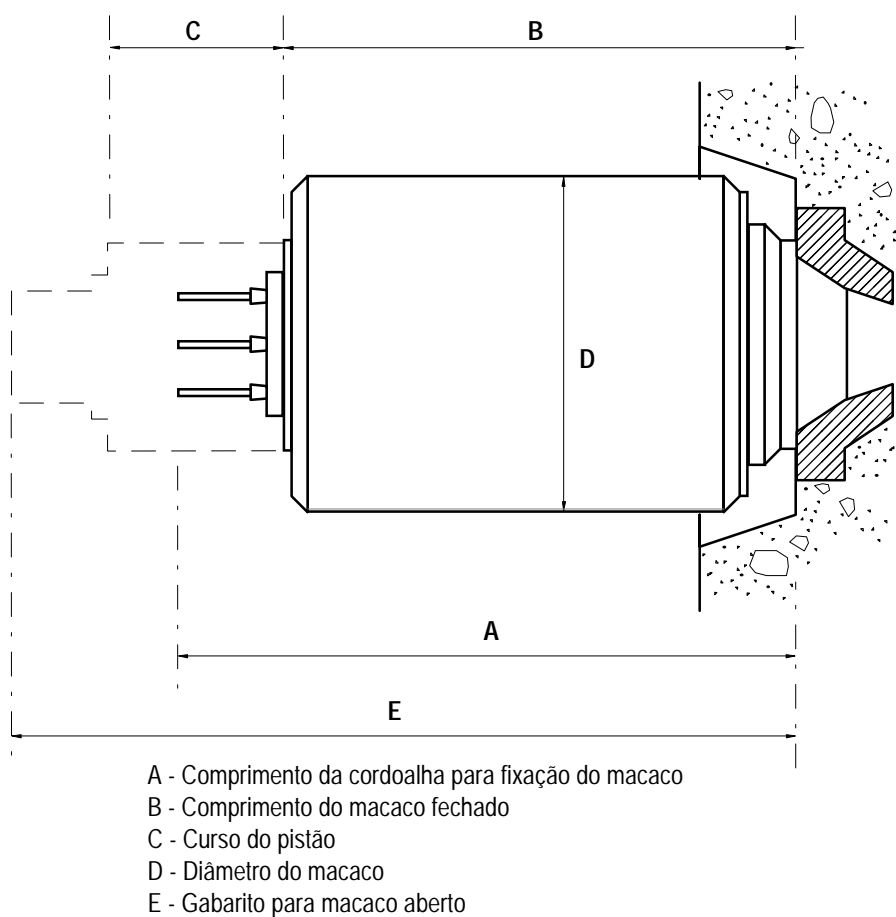


FIGURA 3.6 - Macaco de protensão (Sistema Rudloff-VSL).

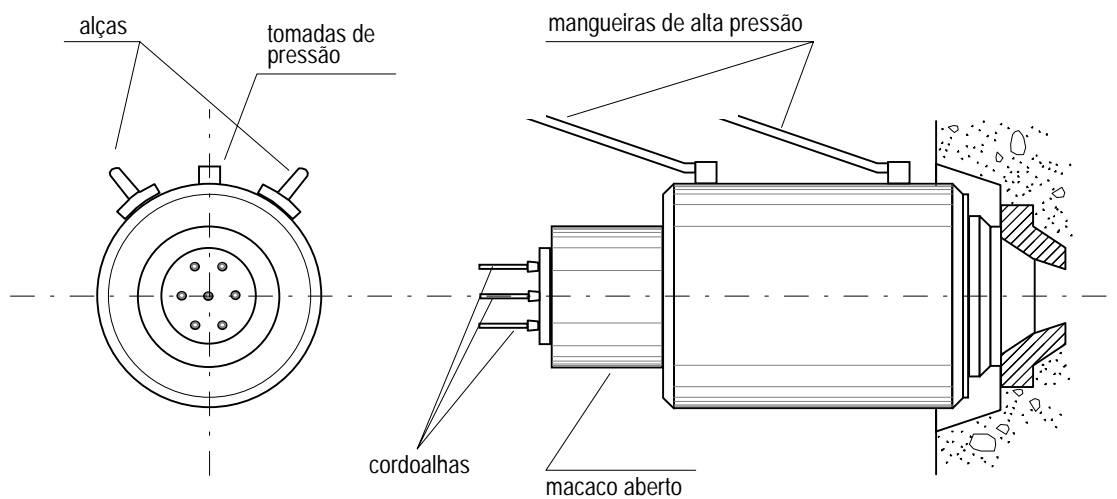


FIGURA 3.7 - Vistas frontal e lateral de um macaco para o sistema Rudloff-VSL.

No momento da aplicação da força de protensão, com os cabos presos ao macaco, uma bomba de alta pressão injeta uma emulsão (óleo diluído) pressurizada no corpo do cilindro. A pressão causa um deslocamento relativo entre o pistão e o cilindro produzindo o alongamento de protensão nos cabos ligados ao macaco. Para que o pistão não se desloque indefinidamente até escapar do cilindro, existe uma válvula de segurança (ver letra f na FIGURA 3.5) na extremidade do curso admissível do pistão.

A ligação entre a bomba e o macaco geralmente é feita com mangueiras flexíveis de alta pressão (FIGURA 3.7). No caso de macacos grandes pode ser necessário utilizar tubulações de alta pressão constituídas por tubos sem costura de aço ou de cobre com juntas e válvulas de alta pressão.

Vazamentos nas tubulações de alta pressão podem causar ferimentos graves. Deve-se verificar com frequência o estado das mangueiras e as linhas fixas devem ser cobertas. Todo equipamento de alta pressão deve ser mantido extremamente limpo e em boas condições para funcionar com segurança.

A força de protensão aplicada pelo macaco é determinada a partir da pressão hidráulica lida num manômetro. Ao mesmo tempo o alongamento obtido no cabo pode ser lido em uma escala milimétrica fixada ao macaco.

Em alguns sistemas, os macacos são dotados de dispositivos especiais que permitem a aplicação da força de protensão e logo em seguida a cravação das cunhas de ancoragem (FIGURA 3.8).

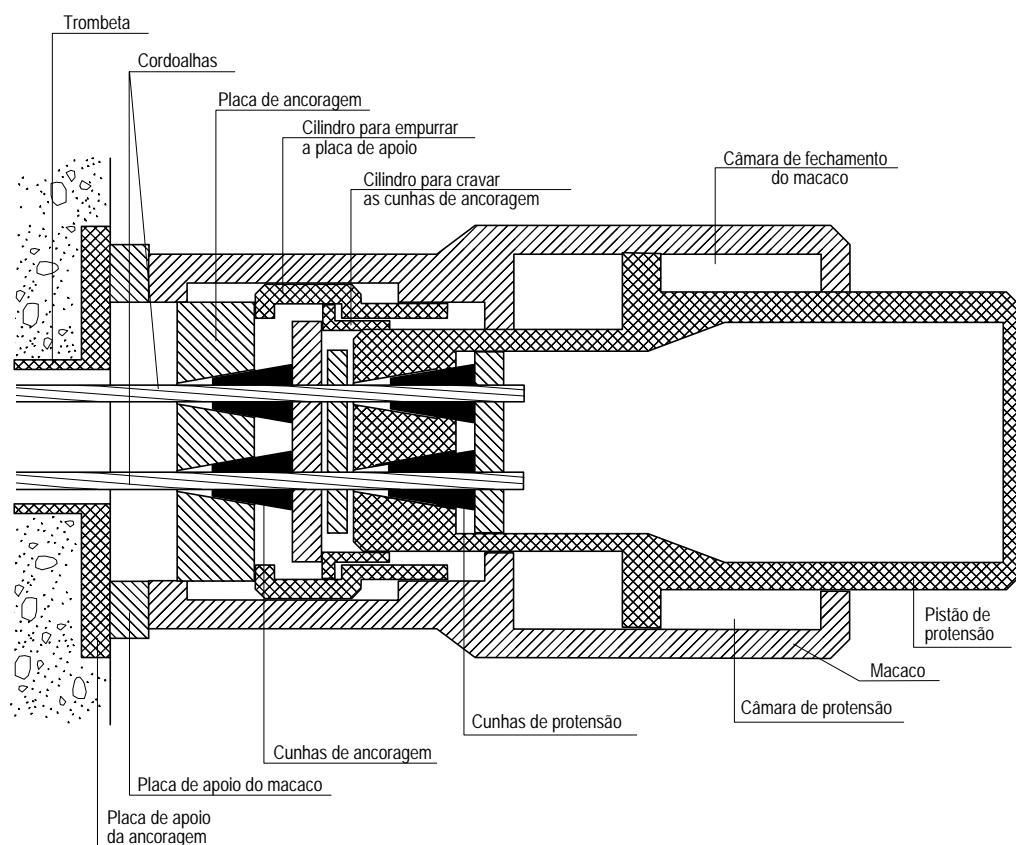


FIGURA 3.8 - Esquema de um macaco de protensão do tipo Stronghold, com cilindro especial para cravar as cunhas de ancoragem (Pfeil, 1983a).

A correta utilização dos equipamentos bem como uma manutenção muito cuidadosa são fundamentais para garantir a segurança durante as operações de protensão. Dependendo da carga atuante, o rompimento de uma cordoalha pode resultar na ejeção de parte da cordoalha e, ou, de peças de ancoragem a velocidades compatíveis com a de um projétil. Uma pessoa ou um objeto eventualmente posicionados na trajetória do corpo ejetado podem sofrer danos sérios e até mesmo fatais.

3.4.3 Ancoragens

O termo ancoragem é aplicado aos dispositivos e, ou, artifícios utilizados para fixar os cabos de protensão tensionados, de forma a manter a carga aplicada pelo macaco hidráulico, impedindo que o cabo volte ao estado original, isto é, frouxo, sem tensão.

As ancoragens podem ser agrupadas conforme as seguintes categorias:

- ancoragem por aderência
- ancoragem por meio de cunhas
- ancoragem por meio de rosca e porca
- ancoragem por meio de cabeçotes apoiados em calços de aço ou em argamassa injetada.

3.4.3.1 Ancoragens por aderência

A ancoragem por aderência é empregada em geral na protensão com aderência inicial. Nesse caso, a força de protensão a ancorar é cerca de 3 a 4 vezes maior que na ancoragem de barras nervuradas de concreto armado de mesma seção transversal. Para forças dessa magnitude, a ancoragem por aderência só é efetiva se se desenvolver uma aderência mecânica, através de nervuras na armadura ou de um perfilado adequado que produza um endenteamento entre a armadura de protensão e o concreto. No caso de cordoalhas de 7 fios, o deslizamento é impedido pelo denominado efeito de saca-rolha (Leonhardt, 1979).

Os inventores do processo de protensão com aderência inicial (Wettstein e Hoyer) utilizaram inicialmente fios extremamente finos de apenas 1 a 2 mm de diâmetro obtendo um sucesso limitado. A experiência, porém, foi útil permitindo a Hoyer observar o efeito da ancoragem. A extremidade do fio, sem tensão, se deforma transversalmente e ao aumentar de diâmetro se encunha no concreto (efeito Hoyer)(FIGURA 3.9).

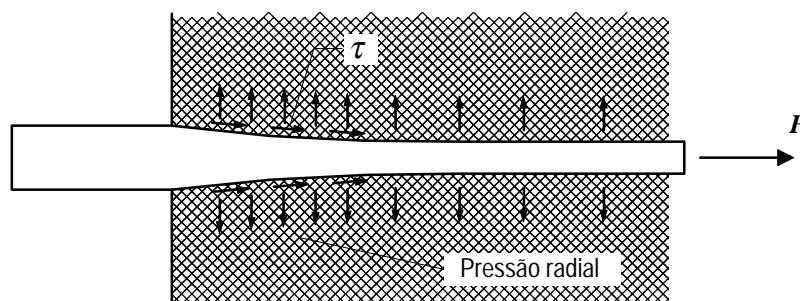


FIGURA 3.9 - O efeito Hoyer na extremidade de um fio ancorado por aderência.

Para melhorar a aderência de fios lisos pode-se, por exemplo, banhá-los em ácido para tornar áspera sua superfície. Não obstante, uma boa ancoragem por aderência só é conseguida através de uma ancoragem mecânica.

Na pós-tensão, a tensão na armadura ativa produzida pela protensão deve ser absorvida dentro do trecho de extremidade do fio. Para tanto, o fio e suas nervuras se apoiam no concreto. A força de protensão é transferida para o concreto originando tensões de tração, em todas as direções radiais em torno da armadura de protensão. A ancoragem só se mantém se o concreto não se fendilhar devido a essas forças de tração transversais (também denominadas forças de fendilhamento). No caso de forças relativamente elevadas e localizadas é necessário adotar uma armadura transversal para absorver esses esforços, de preferência na forma de espiral, cintando a região de ancoragem.

3.4.3.2 Ancoragens por meio de cunhas

Nas ancoragens por meio de cunhas os cabos de protensão são ancorados através de duas peças especiais, um cone macho e um cone fêmea. Os sistemas existentes podem ser classificados em duas categorias:

ancoragem com cunhas deslizantes - neste caso, a armadura de protensão ao ser tensionada se movimenta entre as cunhas, que ainda estão soltas, as quais são levemente introduzidas, à mão ou com martelo, antes da liberação dos cabos, para permitir o surgimento de uma compressão transversal. Os cabos, quando liberados, tendem a recuar puxando as cunhas para dentro do cone fêmea, por meio das forças de atrito decorrentes da compressão transversal no apoio da cunha. O deslizamento que ocorre, denominado encunhamento, depende da inclinação das faces da cunha e da profundidade das ranhuras. As cunhas geralmente possuem dentes ou ranhuras cuja função é *morder* o cabo de protensão impedindo que ele escorregue. O deslocamento do cabo ocorrido no encunhamento implica numa diminuição da força de protensão. Tendo em vista a perda de protensão, no caso de cabos curtos, com alongamentos correspondentemente curtos, o encunhamento é um fator importante e deve ser levado em consideração.

ancoragem com cunhas cravadas - neste sistema (FIGURA 3.10), o macaco protende os fios (1) até atingir o esforço desejado P . Em seguida, um dispositivo aciona com um esforço F uma cunha (2) contra uma peça fixa (3). Quando o macaco libera os fios, estes tendem a voltar ao comprimento inicial, sendo impedidos pela cunha (2). O esforço P é então absorvido pelo conjunto de peças (2,3) que constitui a *ancoragem definitiva*. Apesar de cravada pelo macaco, a cunha, ao receber a força P , penetra um pouco mais no cone fêmea da peça fixa, ocasionando uma perda no alongamento dos fios de aço e, conseqüentemente, da força de protensão. Essa perda é uma característica comum a todos os sistemas de ancoragem com cunhas e se denomina *perda por encunhamento*.

Existem dois tipos de cunhas, basicamente. Num deles, os fios ou cordoalhas passam entre o cone macho e o cone fêmea (FIGURA 3.11). No outro, o cone macho é dividido em partes iguais, possuindo um furo longitudinal por dentro do qual passa o fio ou cordoalha, funcionando de forma análoga ao *mandril* que prende uma broca de furadeira (FIGURA 3.12).

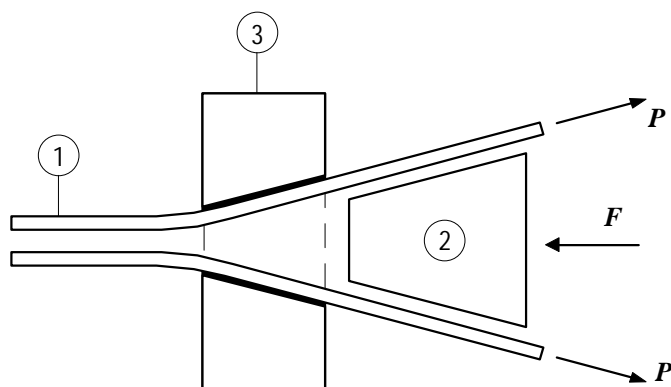


FIGURA 3.10 - Princípio de ancoragem por meio de cunha: 1 - fios de aço; 2 - cunha de ancoragem (cone macho); 3 - apoio da cunha (cone fêmea). P = força de protensão dos fios de aço do cabo; F = força aplicada sobre a cunha para ancorar o cabo (Pfeil, 1983a).

No Brasil, três indústrias fabricam cunhas de ancoragem: Freyssinet, Losinger (VSL) e Rudloff.

O sistema Freyssinet engloba vários tipos de ancoragem desenvolvidos pela empresa francesa STUP (Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte). A FIGURA 3.11 apresenta apenas um deles.

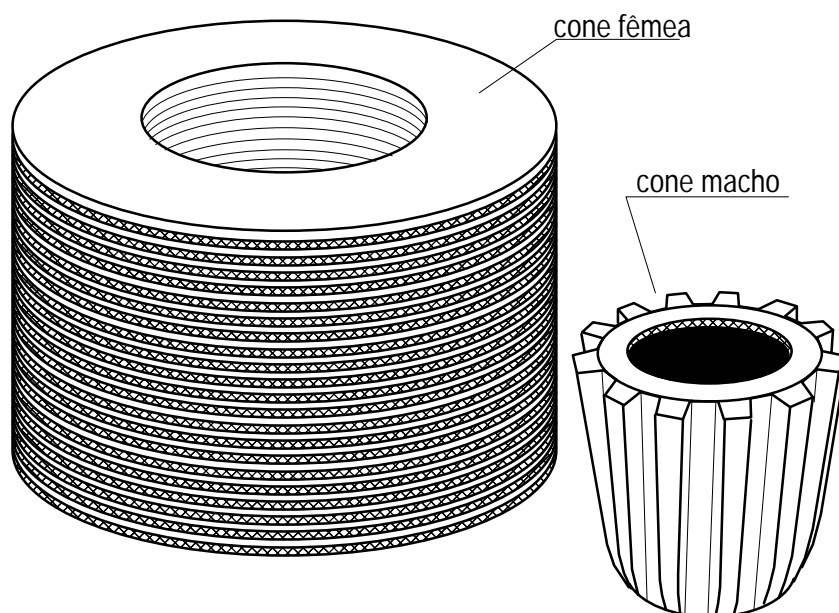


FIGURA 3.11 - Ancoragem com cunha central (Sistema Freyssinet).

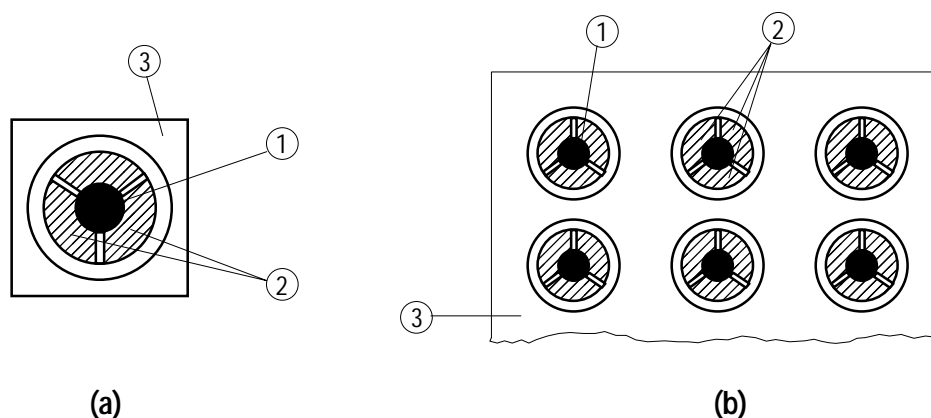


FIGURA 3.12 - Sistemas de ancoragem com cunhas periféricas: *a, b*) sistemas CCL, Losinger, BBRV, Stronghold, STUP, etc. 1 - fios de aço; 2 - cunhas de ancoragem; 3 - peça de apoio.

3.4.3.3 Ancoragens por meio de rosca e porca

Este sistema pode ser utilizado com fios ou cordoalhas ou barras maciças de aço de protensão. Em geral, nos sistemas que empregam barras maciças para a protensão é utilizada ancoragem com rosca e porca. Os sistemas mais conhecidos comercialmente são:

Macalloy	Inglaterra
Dickerhoff Widmann (Dywidag)	Alemanha

As barras Dywidag são laminadas com rosca, de modo que a porca pode pegar a barra em qualquer ponto intermediário.

Quando se deseja utilizar ancoragem com rosca e porca e os cabos de protensão são constituídos de fios ou cordoalhas, faz-se preliminarmente uma ligação dos fios com um parafuso ou outra peça com rosca (FIGURA 3.13).

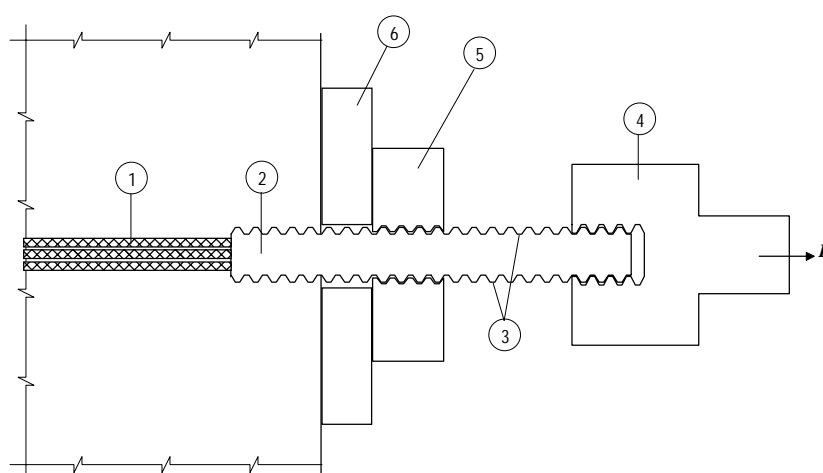


FIGURA 3.13 - Ancoragem por meio de rosca e porca: 1 - fios de aço; 2 - peça metálica ligada aos fios; 3 - rosca; 4 - cabeçote; 5 - porca; 6 - peça de apoio; P = força de protensão.

O sistema de ancoragem com rosca e porca funciona da seguinte maneira: o macaco de protensão, ligado ao parafuso (2)(ou barra rosqueada) através de uma peça especial (4), estica o cabo. Atingidos o alongamento e o esforço previstos no projeto, aperta-se a porca (5) na placa de apoio (6).

3.4.3.4 Ancoragens mortas ou passivas

Existem situações na prática em que pode ser conveniente, técnica ou economicamente, protender o cabo apenas em uma extremidade, colocando-se, na outra extremidade, uma *ancoragem morta*, também denominada *ancoragem passiva* (FIGURA 14).



FIGURA 3.14 - Ancoragem ativa e ancoragem morta.

As ancoragens mortas podem ser executadas das seguintes maneiras:

- por atrito e aderência das extremidades dos fios, em contato direto com o concreto;
- por meio de laços ou alças, colocadas no interior do concreto (FIGURA 3.15);
- por ancoragens normais com as cunhas pré-cravadas;
- por dispositivos mecânicos especiais.

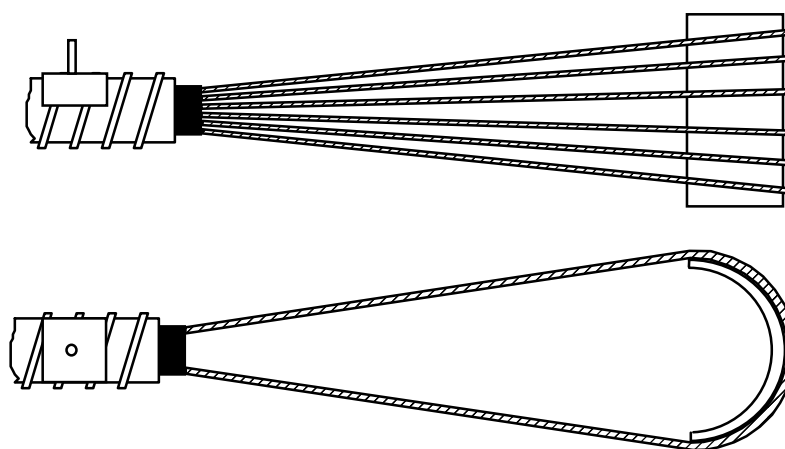


FIGURA 3.15 - Ancoragem morta com extremidades das cordoalhas em forma de laço.

3.5 ESCOLHA DO SISTEMA DE PROTENSÃO

3.5.1 Escolha do tipo da protensão

De acordo com a NRB 7197 no item 4.2.1, a escolha do tipo de protensão deve ser feita em função do tipo de construção e da agressividade do meio ambiente. Na falta de conhecimento mais preciso das condições reais de cada caso, pode-se adotar a seguinte classificação do nível de agressividade do meio ambiente:

- a) não agressivo, como no interior dos edifícios em que uma alta umidade relativa somente pode ocorrer durante poucos dias por ano, e em estruturas devidamente protegidas;
- b) pouco agressivo, como no interior dos edifícios em que uma alta umidade relativa pode ocorrer durante longos períodos, e nos casos de contato da face do concreto próxima à armadura protendida com líquidos, exposição prolongada a intempéries ou a alto teor de umidade;
- c) muito agressivo, como nos casos de contato com gases ou líquidos agressivos ou com o solo e em ambiente marinho.

Na ausência de exigências mais rigorosas feitas por normas peculiares à construção considerada, a escolha do tipo de protensão deve obedecer às exigências mínimas do QUADRO 3.1 (NRB 7197 - item 4.2.2).

QUADRO 3.1 - Escolha do tipo de protensão

Nível de agressividade do ambiente	Exigências mínimas quanto ao tipo de protensão
muito agressivo	protensão completa
pouco agressivo	protensão limitada
não-agressivo	protensão parcial

Nos trechos junto às extremidades das peças com aderência inicial (armadura pré-traçionada), a existência de tração em parte da seção transversal não caracteriza o tipo de protensão; os esforços de tração podem ser resistidos apenas por armadura passiva, respeitadas as exigências referentes à fissuração, expressas pela NBR 6118 para as peças de concreto armado (NBR 7197 - item 4.2.3).

3.5.2 Escolha do processo de protensão

O fator preponderante na escolha do processo de protensão a ser adotado para uma obra em concreto protendido é o custo. Fatores como a localização da obra e a distância da empresa que faz a protensão, entre outros, implicam em exigências de transporte e montagem que influenciam no custo. Por exemplo, de acordo com um levantamento de custos de maio de 1992, no caso de construções em que uma peça se repete mais que 150 vezes, é economicamente interessante construir uma pista de protensão e pré-moldar as peças utilizando protensão com aderência inicial. O custo das bainhas e peças de ancoragem dispensadas com esta solução equivale ao custo da pista de protensão. Existem, no entanto, detalhes técnicos que restringem a escolha do sistema de protensão, tais como:

- a) para cabos curtos, com comprimento de até 10 m, os processos que adotam ancoragem em cunha são menos adequados porque apresentam uma perda de protensão relativamente grande, devido à acomodação da ancoragem. Nesses casos os processos com ancoragens rosqueadas funcionam melhor, pois a força de protensão e o alongamento respectivo podem ser ajustados com segurança;
 - b) para cabos muito longos que apresentem curvaturas os processos que utilizam fios ou cordoalhas lisas são mais adequados. No caso de utilização de armaduras nervuradas a perda de protensão devido ao atrito pode ser bastante prejudicial;
 - c) em cabos de grande comprimento, quando as perdas de protensão por atrito e a soma dos ângulos de mudança de direção são grandes, deve-se escolher processos que permitam um sobretensionamento e afrouxamento repetidos, o que é difícil de se obter no caso de ancoragens diretas por meio de cunhas;
 - d) para cabos que devem ser instalados na vertical ou com uma declividade muito íngreme, é preferível adotar barras de protensão de diâmetro grande ao invés de feixes ou cordoalhas, porque as barras grossas se mantêm em pé sem necessidade de sustentação ou enrijecedores;
 - e) no caso de protensão de lajes, a escolha da bitola do cabo de protensão, dimensionado de acordo com a força de protensão admissível, deve ser feita de tal modo que a distância entre cabos não seja muito grande. O diâmetro da bainha depende também do tamanho do cabo, e não deve ser maior que $1/4$ da espessura da laje ou da alma da viga. Quando os cabos se cruzarem, como ocorre nas lajes cogumelo, a soma das alturas de ambos os cabos não deverá ultrapassar $1/4 h$;
 - f) deve-se evitar cabos únicos em vigas para que o eventual colapso desse cabo isolado não conduza à ruptura imediata da viga. Adotam-se cabos isolados em vigas somente quando há armadura passiva suficiente para evitar uma ruptura da peça. Em geral, são utilizados de 2 a 3 cabos por viga, para que ocorra uma melhor distribuição da força de protensão que se introduz na extremidade da viga.
-

CRITÉRIOS DE PROJETO

4.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA - AÇÕES

Para a verificação da segurança em peças de concreto protendido, assim como em qualquer tipo de estrutura, deve-se observar os critérios prescritos pela NBR 8681 - Ações e Segurança nas estruturas.

A NBR 8681 apresenta as seguintes definições a serem consideradas em projetos estruturais:

4.1.1 Estados limites de uma estrutura

Para que uma estrutura apresente desempenho adequado às finalidades da construção é necessário que não sejam atingidos os chamados estados limites. Isso equivale a dizer que as respostas da estrutura (esforços solicitantes, tensões, deslocamentos, acelerações, etc.), em qualquer um de seus pontos, não podem ultrapassar determinados valores limites inerentes aos materiais e à forma da estrutura, aos materiais a ela ligados e à sua finalidade. Como todas as grandezas envolvidas (ações, efeito das ações, resistências, etc.) são probabilísticas, a garantia de não ocorrência de um estado limite só poderá ser feita, também, probabilisticamente.

Os procedimentos para dimensionamento e verificação de elementos estruturais protendidos da NBR 7197 estão baseados no **método dos estados limites**. Este método considera que uma estrutura atende aos objetivos para os quais foi fabricada quando, para todas as combinações apropriadas de ações, nenhum estado limite aplicável é excedido. No dimensionamento de uma estrutura e de seus componentes, devem ser verificados os *estados limites últimos* e os *estados limites de utilização*.

4.1.1.1 Estados limites de utilização

Estados que pela sua simples 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.

Os estados limites de utilização estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de serviço. Normalmente quando um estado limite de utilização é excedido, fica comprometida a funcionalidade da construção. A verificação dos estados limites de utilização é efetuada considerando-se a atuação de cargas de serviço (cargas nominais sem majoração) na estrutura.

Os estados limites de utilização usualmente considerados no período de vida da estrutura caracterizam-se por:

- a) danos ligeiros ou localizados;
- b) deformações excessivas, que afetem o uso normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibrações de amplitude excessiva;
- d) fadiga.

As deformações elásticas excessivas incluem flechas de vigas (as quais podem ocasionar rachaduras nos materiais de acabamento e aspectos estéticos desagradáveis), deslocamento lateral de vigas de rolamento (que podem causar o descarrilamento de pontes rolantes), etc.

As vibrações a serem evitadas podem ocorrer em pisos, devido ao caminhar das pessoas, ou nas estruturas, devido a equipamentos rotativos, a pontes rolantes e ao vento.

A fadiga, apesar de envolver a segurança da estrutura, é classificada como um estado limite de utilização porque considera as cargas nominais (de serviço) que atuam na estrutura e porque pode ser evitada por meio de inspeções periódicas. Ainda com relação ao estado limite de fadiga, poucas barras ou ligações em edifícios não-industriais necessitam desta verificação. Já em edifícios industriais, as estruturas suportes de pontes rolantes (vigas de rolamento) e de máquinas freqüentemente estão sujeitas a condições de fadiga, necessitando de verificação.

Os estados limites de utilização decorrem de ações cujas combinações podem ter três classes em função da permanência na estrutura:

- **Combinações quase-permanentes de ações** - combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura.
- **Combinações frequentes de ações** - combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura.
- **Combinações raras de ações** - combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

4.1.1.2 Estados limites últimos

Estados que pela sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Os estados limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura submetida às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a sua vida útil. Quando um estado limite último é ultrapassado, ocorre a ruína da estrutura.

A verificação de um estado limite último é considerada satisfatória quando a resistência de cálculo R_d de cada componente da estrutura for igual ou superior à sollicitação de cálculo S_d , causada pela combinação mais desfavorável de ações.

$$R_d \geq S_d \quad (4-1)$$

A resistência de cálculo, calculada para cada estado limite último aplicável, é igual ao produto do coeficiente de resistência ϕ pela resistência nominal R_n .

$$R_d = \phi R_n \quad (4-2)$$

O coeficiente de resistência ϕ é um coeficiente de segurança ($\phi < 1,0$), que considera a possibilidade da resistência do componente estrutural analisado ser inferior à resistência nominal adotada na verificação. A resistência nominal R_n é a resistência característica do componente estrutural analisado, para a qual existe uma probabilidade mínima de ocorrência de valores inferiores, levando em consideração os diversos fatores que influem na resistência.

A sollicitação de cálculo S_d é o esforço atuante devido à combinação de ações considerada.

Usualmente, devem ser considerados no projeto os estados limites últimos caracterizados por:

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

4.1.2 Ações

Ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas.

As ações adotadas no projeto de estruturas de concreto protendido podem ser determinadas a partir de normas apropriadas, como por exemplo:

- NBR 6120 - "*Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*"
- NBR 6123 - "*Forças Devidas ao Vento em Edificações*"
- NBR 8681 - "*Ações e Segurança nas Estruturas*"
- NBR 8800 (Anexo B) - "*Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*"

4.1.3 Classificação das ações

Para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas são classificadas segundo sua variabilidade no tempo, em três categorias:

- a) ações permanentes;
- b) ações variáveis;
- c) ações excepcionais.

4.1.3.1 Ações permanentes (G)

Ações permanentes são as que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção.

ações permanentes diretas:

- o peso próprio da estrutura e o peso de todos os elementos componentes da construção, tais como pisos, paredes definitivas, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc.;
- empuxos não removíveis (terra, água, etc.).

ações permanentes indiretas:

- protensão;
- recalques de apoio;
- retração dos materiais.

4.1.3.2 Ações Variáveis (Q)

Ações variáveis são ações cujos valores apresentam variação significativa em torno de sua média, durante a vida da construção. São consideradas ações variáveis as sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, tais como:

- pesos de pessoas, objetos e materiais estocados;
- cargas de equipamentos;
- cargas de pontes rolantes;
- peso de divisórias removíveis;
- sobrecarga na cobertura, etc.

São também consideradas ações variáveis:

- empuxos de terra;
- recalques de fundações;
- cargas acidentais;
- forças de frenação;
- forças de impacto;
- forças centrífugas;
- efeito do vento;
- variações de temperatura;
- atrito de aparelhos de apoio;
- pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

4.1.3.3 Ações Excepcionais (E)

Ações que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. Consideram-se como ações excepcionais as ações decorrentes de causas tais como:

- explosões;
- choques de veículos;
- incêndios;
- enchentes e abalos sísmicos excepcionais.

4.1.4 Combinações de ações

De acordo com a NBR 8681 (Ações e Segurança nas Estruturas), deve-se determinar as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura, em função de sua probabilidade de ocorrência e dos estados limites admitidos.

4.1.4.1 Combinações para verificação dos estados limites últimos

4.1.4.1.1 Combinações normais e combinações aplicáveis a etapas construtivas

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} G_i + \gamma_{q1} Q_1 + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{oj} Q_j \quad (4-3)$$

onde G_i representa o valor característico das ações permanentes, Q_1 o valor característico da ação variável considerada como ação principal, para a combinação em questão, e $\psi_{oj} Q_j$ o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis. Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações: numa delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis para a segurança.

4.1.4.1.2 Combinações excepcionais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} G_i + E + \sum_{j=1}^n \gamma_{qj} \psi_{oj} Q_j \quad (4-4)$$

onde E é o valor da ação transitória excepcional e os demais termos:

- Q_1 = ação variável predominante para o efeito analisado;
- Q_i = demais ações variáveis;
- γ_g = coeficiente de ponderação das ações permanentes;
- γ_q = coeficiente de ponderação das ações variáveis;
- ψ = fatores de combinação.

QUADRO 4.1 - Coeficientes de ponderação para combinações de ações (NBR 8681)

COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO						
Combinações	Ações permanentes		Ações Variáveis			
	Grande Variabilidade	Pequena Variabilidade	Recalques Diferenciais	Variação de Temperatura	Ações Decorrentes do uso	Demais Ações Variáveis
	γ_g	γ_g	γ_q	γ_q	γ_q	γ_q
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2 (1,0)	1,2	1,5	1,4
Durante a Construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2 (1,0)	1,0	1,3	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,1	1,0

- (1) Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não entram nas combinações.
- (2) São consideradas cargas permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de elementos metálicos e pré-fabricados, com controle rigoroso de peso. Excluem-se os revestimentos feitos in loco destes elementos.
- (3) A variação de temperatura citada não inclui a gerada por equipamentos (esta deve ser considerada como ação decorrente do uso da edificação).
- (4) Ações decorrentes do uso da edificação incluem: sobrecargas em pisos e em coberturas, cargas de pontes rolantes, cargas de outros equipamentos, etc.

Os coeficientes γ_g e γ_q são coeficientes de segurança (normalmente maiores que 1,0) que levam em consideração a possibilidade das ações serem maiores que os valores adotados no cálculo. O fator de combinação ψ ($< 1,0$) considera a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de todas as ações variáveis máximas. Nos quadros 4.1 e 4.2 estão indicados os valores que devem ser adotados para os coeficientes de ponderação γ e para os fatores de combinação ψ_0 para as combinações últimas, ψ_1 para as combinações de grande frequência e ψ_2 para as combinações quase-permanentes.

QUADRO 4.2 - Fatores de combinação

Ações em geral	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<ul style="list-style-type: none"> • Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local 	0,6	0,5	0,3
<ul style="list-style-type: none"> • Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral 	0,4	0,2	0
<ul style="list-style-type: none"> • Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (exemplo: edifícios de habitação) 	0,6	0,2	0
Cargas acidentais nos edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<ul style="list-style-type: none"> • Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas 	0,4	0,3	0,2
<ul style="list-style-type: none"> • Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas 	0,7	0,6	0,4
<ul style="list-style-type: none"> • Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens 	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<ul style="list-style-type: none"> • Pontes de pedestres 	0,4	0,3	0,2 (A)
<ul style="list-style-type: none"> • Pontes rodoviárias 	0,6	0,4	0,2 (A)
<ul style="list-style-type: none"> • Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas) 	0,8	0,6	0,4 (A)

(A) Admite-se $\psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.

4.1.4.2 Exemplos de combinações de ações para os estados limites últimos

A seguir serão analisados exemplos de aplicação dos coeficientes de ponderação e dos fatores de combinação em três componentes estruturais:

1) Componente estrutural - treliça de cobertura (tesoura)

- Cargas - G_1 = peso da tesoura, tirantes e terças
 G_2 = peso das telhas
 Q = sobrecarga na cobertura
 W = carga de vento (sucção)
- Consideração - $G_1 > 0,75 G \rightarrow$ carga permanente de pequena variabilidade ($G = G_1 + G_2$)
- Combinações normais de cargas:
 $1,3 G + 1,4 Q$ (carga para baixo)
 $1,0 G + 1,4 W$ (carga para cima)

2) Componente estrutural - coluna de um edifício industrial

- Cargas - G = peso da estrutura, dos pisos, da cobertura e dos tapamentos laterais (carga de grande variabilidade)
 Q_1 = cargas de ponte rolante
 Q_2 = sobrecarga nos pisos
 Q_3 = sobrecarga na cobertura
 W = carga de vento
- Combinações normais de cargas:
 $1,4 G + 1,5 Q_1 + 1,5 \times 0,7 (Q_2 + Q_3) + 1,4 (0,4 W)$
 $1,4 G + 1,4 W + 1,5 \times 0,7 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 $0,9 G + 1,4 W$

3) Componente estrutural - coluna de um edifício garagem

- Cargas - G = peso da estrutura, dos pisos e dos fechamentos (carga de grande variabilidade)
 Q = sobrecarga nos pisos
 W = carga de vento
 E = impacto de veículo contra a coluna
- Combinações normais de cargas:
 $1,4 G + 1,5 Q + 1,4 (0,6 W)$
 $1,4 G + 1,4 W + 1,5 (0,8 Q)$
 $0,9 G + 1,4 W$
- Combinações excepcionais de cargas:
 $1,2 G + E + 1,1 \times 0,8 Q + 1,0 \times 0,6 W$
 $0,9 G + E + 1,0 (0,6 W)$

4.1.4.3 Combinações para verificação dos estados limites de utilização

Nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações, de acordo com o indicado a seguir.

4.1.4.3.1 Combinações quase-permanentes de utilização

Nas combinações quase-permanentes de utilização, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 Q_j$.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m G_i + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} Q_j \quad (4-5)$$

4.1.4.3.2 Combinações frequentes de utilização

Nas combinações frequentes de utilização, a ação variável principal Q_1 é tomada com seu valor frequente $\psi_1 Q_1$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 Q_j$.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m G_i + \psi_1 Q_1 + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_j \quad (4-6)$$

4.1.4.3.3 Combinações raras de utilização

Nas combinações raras de utilização, a ação variável principal Q_1 é tomada com seu valor característico Q_1 e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 Q_j$.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m G_i + Q_1 + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} Q_j \quad (4-7)$$

4.1.4.4 Exemplos de combinações de ações para os estados limites de utilização

1) Componente estrutural - viga calha protendida

- Cargas - G_1 = peso próprio
 G_2 = peso de telhas
 Q_1 = sobrecarga acidental no telhado
 W = carga de vento
- Combinações quase-permanentes de ações:
 $\psi_2 = 0,2$ para Q_1 e $\psi_2 = 0,0$ para W
daí $G_1 + G_2 + 0,2 Q_1 + 0,0 W$
- Combinações frequentes de ações:
 $\psi_1 = 0,3$ para Q_1 e $\psi_1 = 0,2$ para W
daí $G_1 + G_2 + 0,3 Q_1 + 0,2 W$
- Combinações raras de ações:
 $\psi_1 = 0,3$ para Q_1 e $\psi_1 = 0,2$ para W
daí $G_1 + G_2 + Q_1 + 0,2 W$
 $G_1 + G_2 + W + 0,3 Q_1$

2) Componente estrutural - viga de rolamento protendida

- Cargas - G_I = peso próprio
 Q_1 = carga da ponte rolante
 P = protensão

admitindo-se protensão limitada, tem-se:

- a) combinações quase-permanentes \Rightarrow estado limite de descompressão
- b) combinações frequentes \Rightarrow estado limite de formação de fissuras

- Combinações quase-permanentes de ações:

peso próprio + protensão (*a carga da ponte não é quase-permanente*)

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m G_i + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} Q_j$$

estado limite de descompressão: $\sigma_{ctM} = 0$ (*tensão de tração no concreto*)

$$\sigma_G + \sigma_{P\infty} \leq 0$$

- Combinações frequentes de ações:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m G_i + \psi_1 Q_1 + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_j$$

- de acordo com o anexo da NBR 7197, no estado limite de formação de fissuras:

$$f_{ctM} = 1,2 f_{ctk} \text{ para seção T ou duplo T}$$

$$\psi_1 = 0,6 \text{ para carga móvel}$$

- para análise elástica linear pode-se aplicar os coeficientes de ponderação diretamente sobre as tensões (*solicitações*):

$$\sigma_G + \sigma_{P\infty} + 0,6 \sigma_Q \leq 1,2 f_{ctk}$$

$$\text{onde } f_{ctk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \text{ MPa} \quad (f_{ck} > 18 \text{ MPa})$$

- a partir da tensão $\sigma_{P\infty}$ determina-se a força de protensão necessária P_∞ .

4.2 ESTADOS LIMITES, COMENTÁRIOS

O dimensionamento da força de protensão é, usualmente, feito para os estados limites de utilização, em geral relacionados com a possibilidade de fissuração. Em alguns casos, porém, outros fatores podem impor a necessidade de determinados níveis de protensão, como por exemplo uma contraflecha permanente numa cobertura constituída de vigas protendidas. Após o dimensionamento da força de protensão nos estados limites de utilização, é necessário verificar os estados limites últimos. O procedimento é inverso àquele normalmente empregado no concreto armado, em que se faz o dimensionamento no estado limite último e posteriormente se verificam os estados limites de utilização.

4.3 TRAÇADO DOS CABOS

4.3.1 Generalidades

O traçado dos cabos é de fundamental importância para a configuração final de esforços numa peça de concreto protendido. Uma vez que o objetivo primário da protensão é atuar em sentido oposto aos esforços produzidos pelo carregamento externo, o traçado dos cabos deve ser projetado em função das cargas atuantes na peça e posteriormente ajustado, de forma a satisfazer aos requisitos construtivos peculiares de cada situação de projeto.

4.3.2 Fundamento físico do traçado dos cabos

Considere-se, por exemplo, uma viga biapoiada submetida a um carregamento uniformemente distribuído, como a mostrada na FIGURA 4.1.

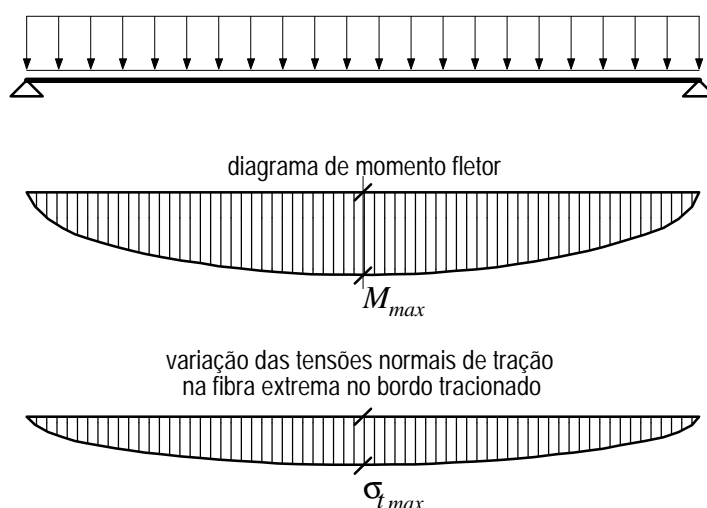


FIGURA 4.1 - Variação das tensões numa viga biapoiada sujeita a carregamento distribuído.

A introdução de um cabo retilíneo na posição correspondente ao eixo baricêntrico da viga caracteriza a protensão centrada, produzindo tensões uniformes de compressão ao longo de toda a viga. Da sobreposição dos efeitos do carregamento externo e da protensão resulta a distribuição de tensões mostrada na FIGURA 4.2. Na região dos apoios o momento fletor é praticamente nulo e conseqüentemente não produz tensões na seção, nem de tração nem de compressão. A protensão centrada produz tensões normais de compressão nessa região (FIGURA 4.2a) e o concreto fica, então, sujeito a tensões normais e de cisalhamento combinadas. Por outro lado, no centro do vão as tensões de compressão no bordo comprimido da viga, produzidas respectivamente pelo carregamento e pela protensão, se somam aumentando a sollicitação do concreto nessa região (FIGURA 4.2b). É possível melhorar a configuração de esforços na viga alterando o traçado do cabo de protensão.

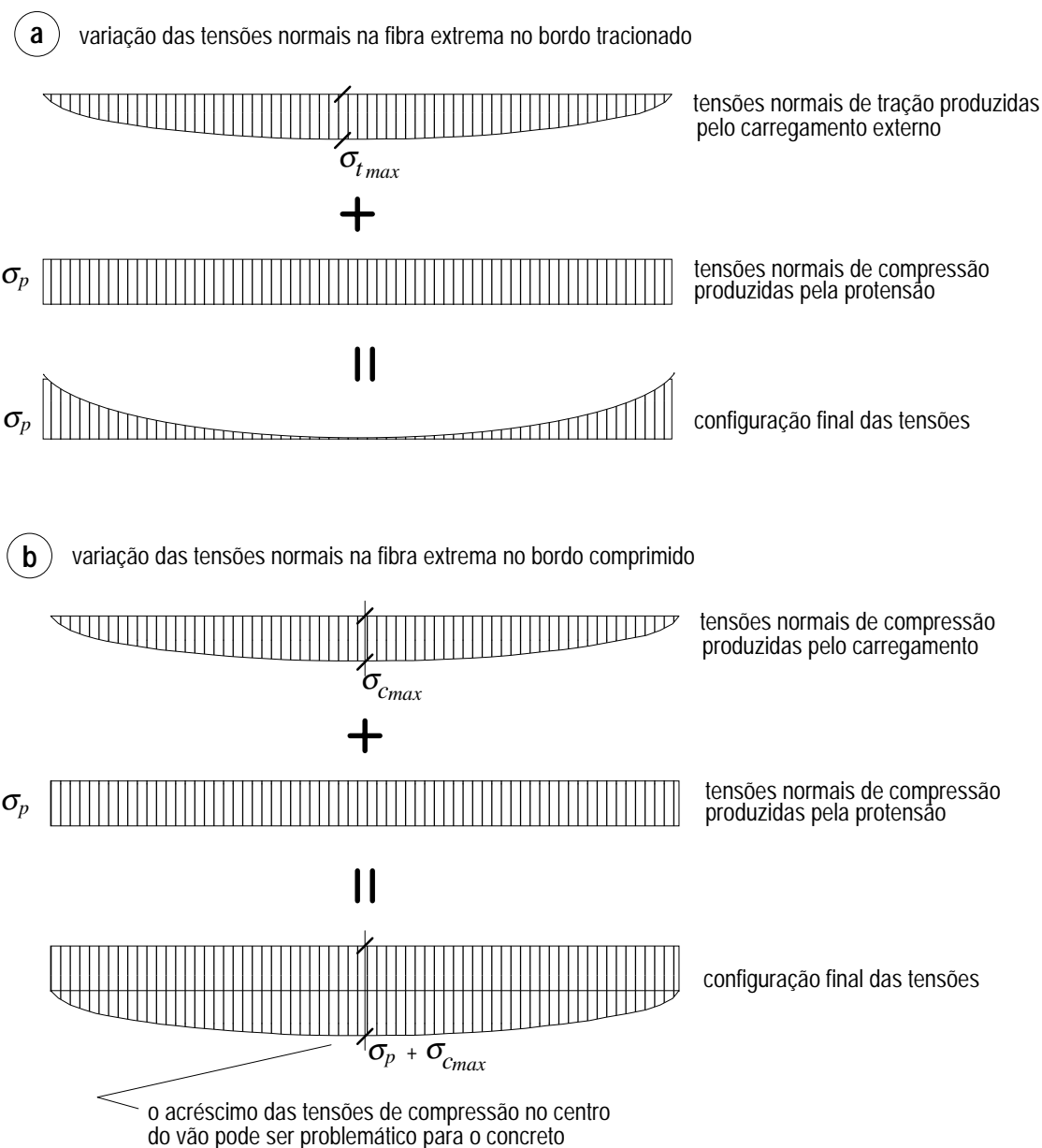


FIGURA 4.2 - Efeito da protensão centrada numa viga biapoiada sujeita a carregamento distribuído.

Ainda considerando um cabo de protensão retilíneo, pode-se perceber que, deslocando a linha de atuação da força de protensão para longe do eixo baricêntrico da viga, a distribuição de tensões numa seção genérica deixa de ser uniforme (FIGURA 4.3). À medida que a linha de atuação da força de protensão se afasta do eixo baricêntrico e se aproxima do perímetro do núcleo central de inércia da seção, as tensões de compressão decorrentes da protensão aumentam num bordo da viga e diminuem no outro (FIGURA 4.3b). Se a força de protensão for aplicada fora do perímetro do núcleo central de inércia, as tensões sofrem uma mudança de sinal ao longo da seção, surgindo tensões de tração no bordo mais distante da linha de atuação da força de protensão (FIGURA 4.3d).

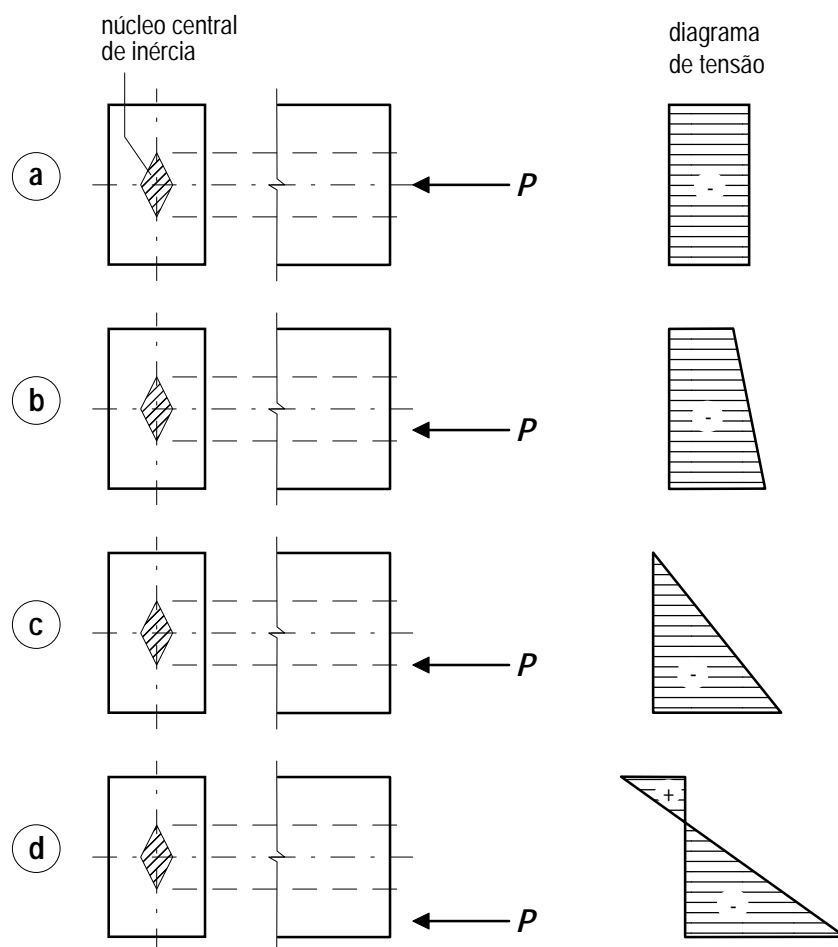


FIGURA 4.3 - Distribuição de tensões na seção em função do ponto de aplicação da força de protensão. a) P aplicada no baricentro da seção; b) P aplicada fora do baricentro e dentro do perímetro do núcleo central de inércia; c) P aplicada no perímetro do núcleo central de inércia; d) P aplicada fora do núcleo central de inércia.

De um modo geral, o ideal é que os esforços de protensão variem proporcionalmente aos esforços externos. Isso pode ser conseguido se o traçado dos cabos acompanhar o diagrama de momentos fletores produzidos pelo carregamento externo (FIGURA 4.4). Com essa configuração, a protensão atua na posição ótima contra a fissuração do concreto.

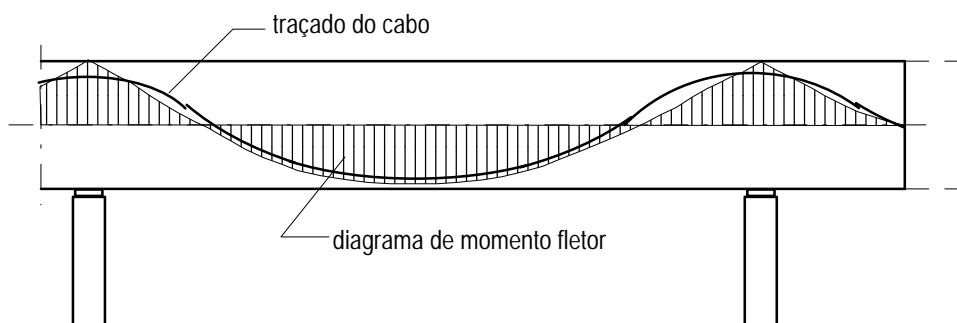


FIGURA 4.4 - Perfil dos cabos em vigas hiperestáticas.

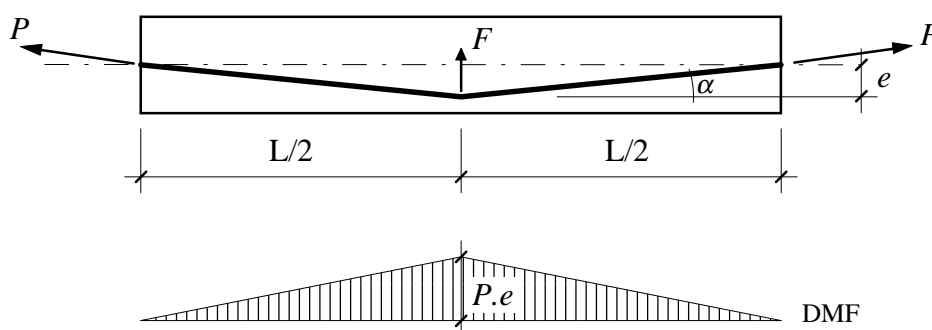
Durante a definição do traçado dos cabos, o projetista deve sempre tentar trabalhar com as menores curvaturas possíveis, bem como com o menor número de curvas possível, com o objetivo de minimizar as perdas por atrito, que estão diretamente relacionadas a esses dois fatores.

Num dado ponto da viga, o momento produzido pela força de protensão P é

$$M_p = P \times e$$

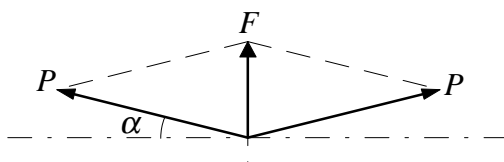
onde e é a excentricidade da força de protensão no ponto considerado.

Demonstração:

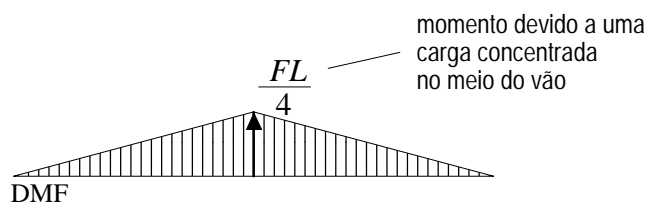


$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{e}{L/2} = \frac{2e}{L} = \alpha$$

para ângulos muito pequenos, pode-se confundir o ângulo com o seno e com a tangente



$$F = 2 P \operatorname{sen} \alpha = 2 P \alpha$$



$$M = F \frac{L}{4} = 2 P \alpha \frac{L}{4} = P.e \quad \therefore \quad M = P \times e$$

4.3.3 Influência de aspectos construtivos no traçado dos cabos

Além do efeito do carregamento, outros fatores influenciam no projeto do traçado dos cabos, relacionados à geometria da peça, a peculiaridades dos processos construtivos e ao comportamento da estrutura.

Em peças protendidas com armaduras pré-tracionadas, o traçado dos cabos em geral é muito simples, em decorrência do próprio processo construtivo. Para essa situação, usualmente o traçado das armaduras pré-tracionadas é retilíneo ou poligonal (FIGURA 4.5).

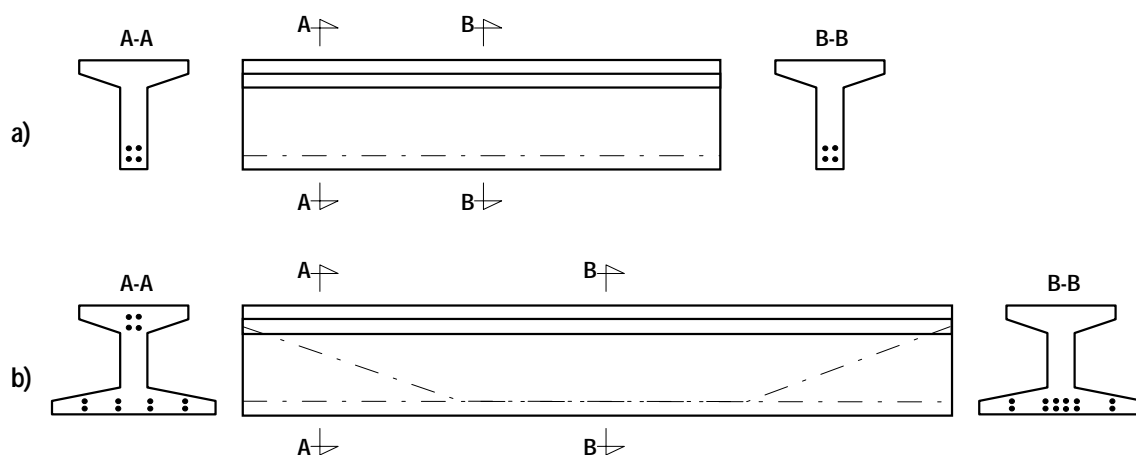


FIGURA 4.5 - Exemplos de distribuição de armadura pré-tracionada em vigas: a) viga de pequeno porte com cabos retilíneos; b) viga de grande porte, tendo parte da armadura com traçado poligonal.

No caso de peças protendidas com cabos pós-tracionados, colocados dentro de bainhas flexíveis, o traçado dos cabos é definido propondo-se uma associação de trechos parabólicos e retilíneos (FIGURA 4.6 e 4.7). Em vigas protendidas de grande porte, muitas vezes é necessário utilizar vários cabos para conseguir a protensão necessária e, frequentemente, a área da face extrema da viga não proporciona o espaço necessário para a colocação das peças de ancoragem para todos os cabos. Quando essa situação ocorre, o traçado dos cabos é projetado de tal forma que alguns deles são ancorados na face extrema da viga e os outros são ancorados no bordo superior, no bordo inferior e nas laterais da peça (FIGURA 4.6 e 4.7).

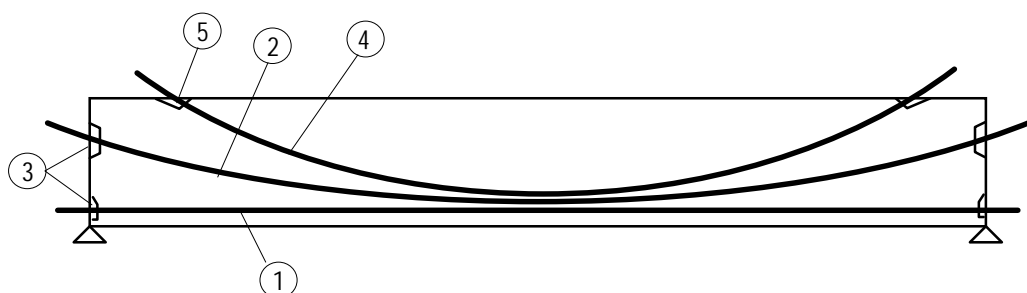


FIGURA 4.6 - Tipos de cabos de protensão utilizados em vigas simplesmente apoiadas: 1) cabo retilíneo ancorado nas faces extremas da viga; 2) cabo curvo, ou parte retilíneo e parte curvilíneo, ancorado nas faces extremas da viga; 3) nicho de ancoragem ativa, na face extrema da viga; 4) cabo curvo, ou parte retilíneo e parte curvilíneo, ancorado na face superior da viga; 5) nicho de ancoragem ativa, na face superior da viga (Pfeil, 1984).

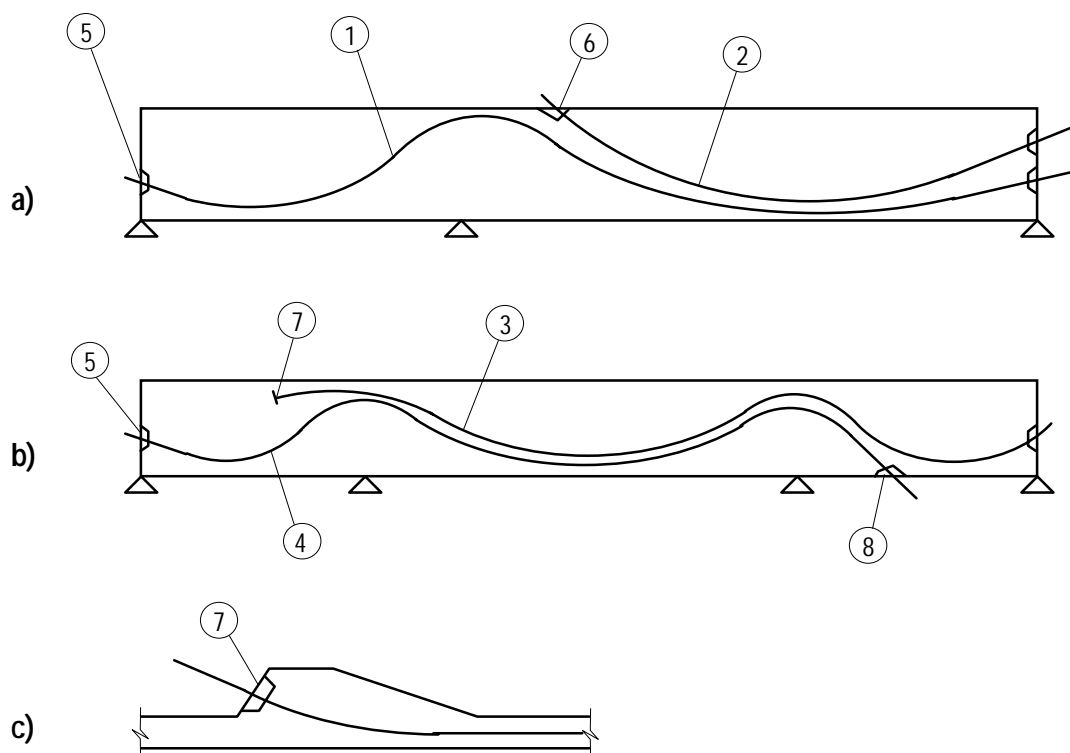


FIGURA 4.7 - Tipos de cabos de protensão utilizados em vigas contínuas: a) Viga contínua de dois tramos. b) Viga contínua de três tramos. c) Detalhe da saída lateral de cabos tipo 3. 1) cabo curvilíneo ancorado nas faces extremas da viga; 2) cabo curvilíneo ancorado na face superior e na face extrema da viga; 3) cabo curvilíneo, com uma extremidade ancorada em seção intermediária; 4) cabo curvilíneo, com uma extremidade ancorada na face inferior (pormenor de maiores dificuldades construtivas); 5) nicho de ancoragem ativa, na face extrema da viga; 6) nicho de ancoragem ativa, na face superior da viga; 7) nicho de ancoragem ativa com saída lateral; 8) nicho de ancoragem ativa, na face inferior da viga. Os eixos dos cabos são geralmente projetados como associações de *parábolas* e *trechos retilíneos* (Pfeil, 1984).

Um outro exemplo interessante que enfatiza a influência no traçado dos cabos de outros fatores além do carregamento são as vigas-caixão, frequentemente usadas em pontes de grande vão. Nessas vigas a variação diária de temperatura é pequena devido à massa da estrutura e das condições ambientais dentro do caixão. Contudo, as partes em balanço estão expostas ao ar livre em ambas as faces. Suas dimensões são, na maioria dos casos, mantidas com o valor mínimo de modo a reduzir o peso próprio da estrutura. Essas partes em balanço são submetidas a deformações impostas durante o dia e durante a noite. Ocorre uma contínua variação de forças na viga-caixão entre a nervura e os balanços devido a:

- elevação de temperatura, causando aumento de tensões de compressão e algum efeito de fluência nas mesas, aliviando a nervura;
- abaixamento de temperatura, causando efeito oposto mas induzindo também tensões de tração nos balanços, originando fissuras (FIGURA 4.8).

Para evitar o surgimento de grandes fissuras na direção transversal, principalmente nas regiões dos apoios, quando as vigas forem hiperestáticas, são colocados alguns cabos de

protensão com traçado curvilíneo contidos no plano da mesa da viga (FIGURA 4.9). Assim os balanços são protendidos longitudinalmente e seu comportamento no que diz respeito à fissuração é melhorado.

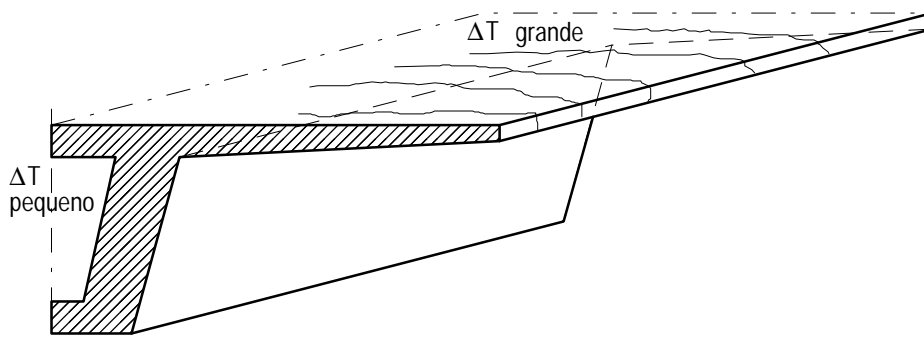


FIGURA 4.8 - Viga-caixão com mesas. Variação de temperatura produz fissuras transversais (Bruggeling, 1991).

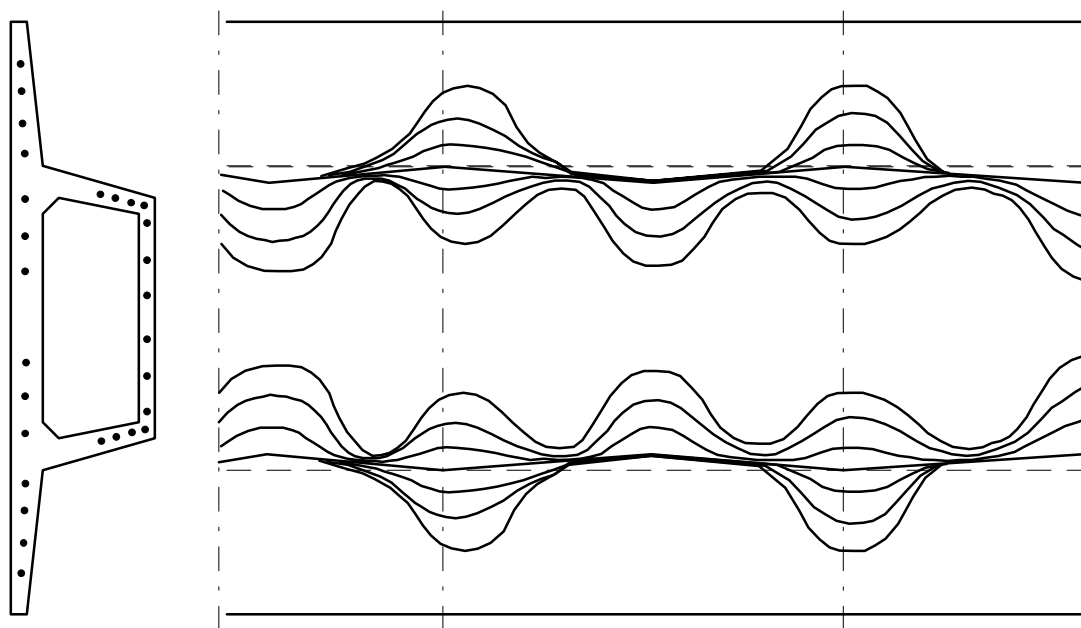


FIGURA 4.9 - Planta dos cabos numa viga-caixão (as larguras estão exageradas!) (Bruggeling, 1991).

4.3.4 Recomendações de norma para a disposição dos cabos de protensão (NBR 7197 item 10.2)

4.3.4.1 Traçado dos cabos

O traçado dos cabos de protensão pode ser retilíneo, curvilíneo, poligonal ou misto.

4.3.4.2 Curvaturas dos cabos

Devem ser respeitados os raios mínimos de curvatura em função do diâmetro dos cabos ou do diâmetro externo da bainha.

4.3.4.3 Fixação e posicionamento dos cabos

Como a posição do cabo em elevação na seção transversal da peça tem uma influência considerável sobre os momentos de protensão, sua posição nominal, definida no projeto, deverá ser mantida por dispositivos apropriados, convenientemente posicionados, com tolerâncias muito pequenas. Os desvios não deverão ultrapassar $h/100 \leq 20$ mm.

4.3.4.4 Extremidades retas

Os cabos de protensão devem ter segmentos retos de, no mínimo, 20 cm em suas extremidades.

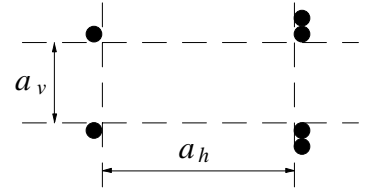
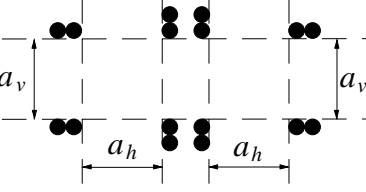
4.3.4.5 Emendas de cabos

São permitidas emendas de cabos, desde que realizadas por rosca e luva.

4.3.4.6 Espaçamentos mínimos

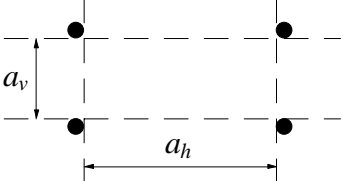
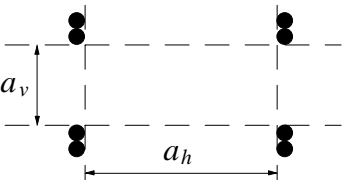
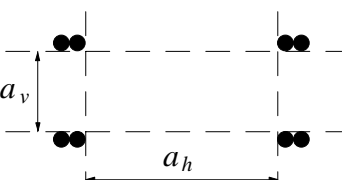
Os elementos da armadura de protensão devem estar suficientemente afastados, de modo a ficarem perfeitamente envolvidos pelo concreto (ver QUADROS 4.3 e 4.4).

QUADRO 4.3 Espaçamentos mínimos - sistema de pós-tração

disposição das bainhas	espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 1,2 \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$

ϕ_{ext} = diâmetro externo da bainha

QUADRO 4.4 Espaçamentos mínimos - sistema de pré-tração

disposição das bainhas	espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi$ $\geq d_g + 0,5 \text{ cm}$ $\geq 2 \text{ cm}$	$\geq \phi$ $\geq d_g$ $\geq 1 \text{ cm}$
	$\geq 1,5 \phi$ $\geq d_g + 0,5 \text{ cm}$ $\geq 2,5 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi$ $\geq d_g + 0,5 \text{ cm}$ $\geq 1 \text{ cm}$
	$\geq 2 \phi$ $\geq d_g + 0,5 \text{ cm}$ $\geq 3 \text{ cm}$	$\geq 2 \phi$ $\geq d_g + 0,5 \text{ cm}$ $\geq 3 \text{ cm}$

ϕ = diâmetro do fio ou cordoalha

d_g = diâmetro máximo do agregado

4.3.4.7 Espaçamentos máximos

Nas lajes, o espaçamento dos elementos da armadura de protensão não deve superar o dobro da distância das ancoragens até a seção em que deverão estar regularizadas as tensões de protensão.

4.3.4.8 Feixes de cabos na pós-tração

Nos trechos retos permitem-se grupos de dois, três e quatro cabos, dispostos em par, triângulo ou quadrado. Nos trechos curvos, são permitidos apenas os pares cujas curvaturas estejam em planos paralelos.

4.4 GRAU DE PROTENSÃO

Para o caso de peças fletidas, define-se grau de protensão como sendo a relação entre o momento fletor de descompressão e o momento característico máximo.

$$K_p = \frac{M_o}{M_{(g+\psi q)max}} \quad (4-8)$$

onde ψ_q corresponde à parcela da carga acidental que ocorre com frequência.

O momento de descompressão é aquele para o qual se atinge o estado limite de descompressão, ou seja, para o qual as tensões de tração na seção, oriundas do carregamento, são anuladas.

No caso de protensão completa tem-se grau de protensão pelo menos igual a 1. Portanto, essa relação entre momentos fletores representa o aparecimento de tensões de tração ou de formação de fissuras numa peça.

Segundo Leonhardt é errôneo pensar que uma protensão completa conduz a um melhor comportamento estrutural do que uma protensão parcial ou limitada. Por exemplo, no caso de peças com preponderância de cargas variáveis (relação q/g elevada), a protensão completa pode levar a situações críticas de estado em vazio. Ou seja, quando atuarem apenas protensão e peso próprio, as solicitações podem atingir valores demasiadamente elevados. Podem surgir fissuras na região tracionada pelos esforços de protensão, associadas a deslocamentos negativos ou até mesmo reduzindo a altura útil da seção. As flechas negativas podem se acentuar ainda mais com a retração e a fluência do concreto, prejudicando a utilização da obra.

A protensão total pode induzir ao uso de armadura passiva em pequenas quantidades. Se surgirem esforços de tração e fissuras provocadas por diferenças de temperatura ou recalques de apoio, a armadura passiva pode se mostrar inadequada para controlar a fissuração. Segundo H. Bachmann, citado por Leonhardt, existem razões econômicas que justificam a utilização de um grau de protensão menor que 1. Diversos resultados obtidos demonstram que existe uma composição ótima de armadura ativa e passiva que redundam em menores custos; isso é obtido com graus de protensão da ordem de 0,5 a 0,6 (FIGURA 4.10).

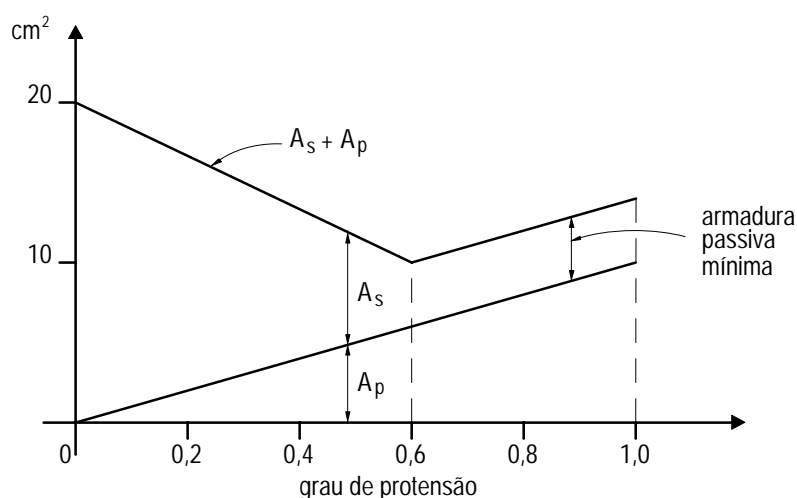


FIGURA 4.10 - Consumo de aço em função do grau de protensão (Leonhardt, 1979).

A NBR 7197 ainda estabelece uma vinculação entre o grau de protensão a ser adotado e a agressividade do meio, contudo, atualmente vários pesquisadores concordam que não há uma relação direta entre abertura de fissuras e corrosão. Durante muito tempo, a especificação de protensão completa foi uma forma de se procurar garantir a adequada proteção da armadura. Pesquisas indicam, no entanto, que fissuras de abertura igual a 0,3 mm e até mesmo 0,4 mm não têm influência sobre a corrosão, desde que o concreto seja suficientemente denso e que o cobrimento da armadura seja de espessura adequada.

Segundo Leonhardt, os conhecimentos obtidos nos últimos 20 anos, através de ensaios e estudos de danos ocorridos em estruturas de concreto protendido, indicam claramente que, para as 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 naqueles casos em que as fissuras (do tipo fissuras de separação) devem ser impedidas de qualquer modo, como por exemplo, em barras tracionadas, em paredes de reservatórios, etc.

4.5 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO

4.5.1 Estimativa do valor da força de protensão.

O valor da força de protensão é estimado em função dos seguintes parâmetros:

- ações sobre a estrutura;
- características dos materiais: resistência, módulo de deformação, etc.;
- dados geométricos da seção transversal pré-estabelecida para a peça;
- dados obtidos da experiência ou de pré-dimensionamento;
- esforços devidos às cargas permanentes e variáveis;
- grau de protensão estabelecido, em geral determinado pelas condições de utilização. A NBR 7197 estabelece estados limites para as combinações de ações conforme o tipo de protensão recomendado; a partir desse requisito, pode-se estimar o valor da força de protensão necessária, após todas as perdas imediatas e progressivas, na seção mais solicitada pelo carregamento.
- estimativas das perdas de tensão na armadura de protensão, decorrentes do atrito, da retração e da fluência do concreto, e da relaxação do aço de protensão.

4.5.2 Determinação dos valores da força de protensão.

A partir da força de protensão estimada, calcula-se a seção transversal de armadura ativa necessária, levando-se em conta os estados limites para cada situação. Os valores da força de protensão, bem como as respectivas notações definidos na NBR 7197 são:

P_i força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração. Esta força corresponde à força aplicada pelos macacos hidráulicos antes de ser realizada a ancoragem dos cabos.

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 $x = 0$.

$P_o(x)$ 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 $t=0$). Na pré-tração, é a força P_a menos as perdas decorrentes da deformação imediata do concreto. No caso de pós-tração é obtida a partir da força P_i , deduzindo-se as perdas por atrito nos cabos, acomodação da ancoragem, deformação imediata do concreto devido ao estiramento dos cabos restantes, retração inicial do concreto, fluência inicial do concreto e relaxação inicial da armadura.

$P_t(x)$ força de protensão no tempo t na seção de abscissa x .

$$P_t(x) = P_o(x) - \Delta P_t(x) \quad (4-9)$$

Esta força é obtida a partir da força P_o , deduzindo-se as perdas progressivas de protensão provocadas pela retração e fluência posteriores do concreto e pela relaxação posterior da armadura.

4.5.3 Valores limites da força na armadura de protensão.

(NBR 7197 item 8.2)

a) valores limites por ocasião do estiramento da armadura.

a.1) na pré-tração:

$$\sigma_{Pi} \leq \begin{cases} 0,81 f_{ptk} \\ 0,95 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{para aços RN}$$

$$\sigma_{Pi} \leq \begin{cases} 0,81 f_{ptk} \\ 0,90 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{para aços RB}$$

a.2) na pós-tração:

$$\sigma_{Pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,90 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{para aços RN}$$

$$\sigma_{Pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,86 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{para aços RB}$$

b) Valores limites ao término das operações de protensão:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{Po}(x) \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,90 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{para aços RN} \\ \sigma_{Po}(x) \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,86 f_{pyk} \end{cases} \quad \text{para aços RB} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{válidos para} \\ \text{pré-tração e} \\ \text{pós-tração} \end{array}$$

4.5.4 Valor de cálculo da força de protensão.

Conforme a NBR 7197 item 8.4, os valores de cálculo da força de protensão no tempo t são dados por:

$$P_{dt}(x) = \gamma_p P_t(x) \quad (4-10)$$

(A norma estabelece o valor de γ_p no cap. 9 para cada caso particular - verificar).

Bibliografia

1. **ABNT** (1978) Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Projeto e Execução de Obras em Concreto Armado", *NBR 6118/78*, Rio de Janeiro.
2. **ABNT** (1989) Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Projeto de Estruturas de Concreto Protendido", *NBR 7197/89*, Rio de Janeiro.
3. **ABNT** (1985) Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado", *NBR 9062/85*, Rio de Janeiro.
4. **ABNT** (1990) Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Fios de aço para Concreto Protendido", *NBR 7482/90*, Rio de Janeiro.
5. **ABNT** (1990) Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Cordoalha de Aço para Concreto Protendido", *NBR 7483/90*, Rio de Janeiro.
6. **ABNT** (1984) Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Ações e Segurança nas Estruturas", *NBR 8681/84*, Rio de Janeiro.
7. **Bruggeling**, A. S. G. (1991); "Encarte Técnico IBRACON/PINI - CONCRETO", da revista CONSTRUÇÃO, nos. 2223 a 2271. de set/1990 a ago/1991.
8. **C.E.B.** (1990); Código Modelo do CEB/FIP
9. **Duarte**, Evandro Porto (1992); Notas de aula, Belo Horizonte.
10. **Giongo**, José Samuel (1994); "Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios", EESC/USP, São Carlos.
11. **Hanai**, João Bento de (1988); "Fundamentos do Concreto Protendido", Notas de aula, EESC-USP, São Carlos.
12. **Leonhardt**, Fritz (1979); "Construções de Concreto", Editora Interciência, Vol. 5, Rio de Janeiro.
13. **Machado**, Carlos Freire (1992); Notas de aula, Belo Horizonte.
14. **Mason**, Jayme (1976); "Concreto Armado e Protendido: Princípios e Aplicações", Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, Rio de Janeiro.
15. **Pfeil**, Walter (1984); "Concreto Protendido Vol. 1 - Introdução", LTC Editora, Rio de Janeiro.
16. **Pfeil**, Walter (1983a); "Concreto Protendido Vol. 2 - Processos Construtivos/Perdas de Protensão", 2a. ed., Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, Rio de Janeiro.
17. **Pfeil**, Walter (1983b); "Concreto Protendido Vol. 3 - Dimensionamento à Flexão", Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, Rio de Janeiro.
18. **Rüsch**, Hubert (1980); "Concreto Armado e Protendido: Propriedades dos Materiais e dimensionamento", Editora Campus, Rio de Janeiro.
19. **Süssekind**, José Carlos (1985); "Curso de Concreto", Vol. 01, 4a. edição. Editora Globo, Rio de Janeiro.
20. **Vasconcelos**, A. C. (1985); "O Concreto no Brasil: recordes, realizações, história", edição patrocinada por Camargo Corrêa S.A., São Paulo.