



2

Materiais e sistemas para protensão **DEFINIÇÕES**

2.1 Definições (conforme a Norma NBR6118:2003 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento).

2.1.1. Elementos de concreto protendido.

“Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no ELU”.

A resistência usual do concreto (f_{ck}) varia de 25 MPa a 50 MPa.

Normalmente, as forças de protensão são obtidas utilizando-se armaduras de alta resistência chamadas armaduras de protensão ou armaduras ativas. A resistência usual de ruptura (f_{ptk}) varia de 1450 MPa a 1900 MPa.

2.1.2. Armadura de protensão.

Aquela constituída por barras, por fios isolados, ou por cordoalhas destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré alongamento inicial. (O elemento unitário da armadura ativa considerada no projeto pode ser denominado cabo, qualquer que seja seu tipo (fio, barra, cordoalha ou feixe).

A fig. 14 ilustra os diferentes tipos de aço para protensão.

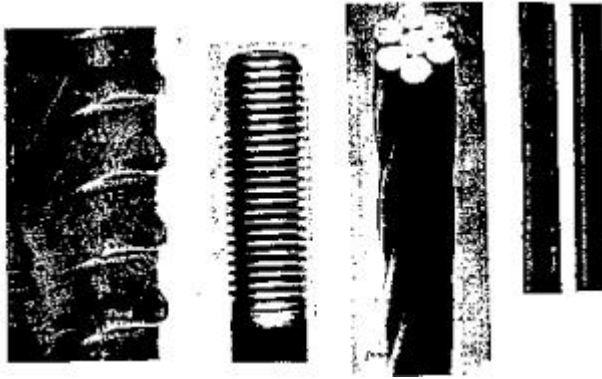


Figura 14 – Tipos de Fios, Barras e Cabos para Protensão

As barras de aço para protensão são, geralmente, apresentadas em forma de barras rosqueadas com nervuras laminadas a quente. Uma bitola típica é a barra DYWIDAG ϕ 32. Os fios de aço para concreto protendido são padronizados pela NBR-7482. As cordoalhas são constituídas de 2, 3 ou 7 fios de aço de protensão e são padronizadas pela NBR-7483.

As armaduras de protensão são submetidas a tensões elevadas de tração em geral acima de 50% da sua resistência de ruptura (f_{ptk}). Nessas condições, costumam apresentar uma perda de tensão ($\Delta\sigma_{pr}$) sob deformação constante, denominada **relaxação** do aço. Deste ponto de vista os aços de protensão são classificados em aços de relaxação normal (RN) quando $\Delta\sigma_{pr}$ pode atingir cerca de 12% da tensão inicial (σ_{pi}) e aços de relaxação baixa (RB) onde:

$$\Delta\sigma_{pr} \leq 3,5\% \sigma_{pi}$$

Os aços de protensão são designados conforme ilustram os exemplos seguintes:

CP	170	RB	L
<i>Concreto Protendido</i>	f_{ptk} Resistência característica de ruptura em kN/cm^2	<i>RB Relaxação Baixa</i> <i>RN Relaxação Normal</i>	<i>L – Fio liso</i> <i>E – Fio entalhe</i>

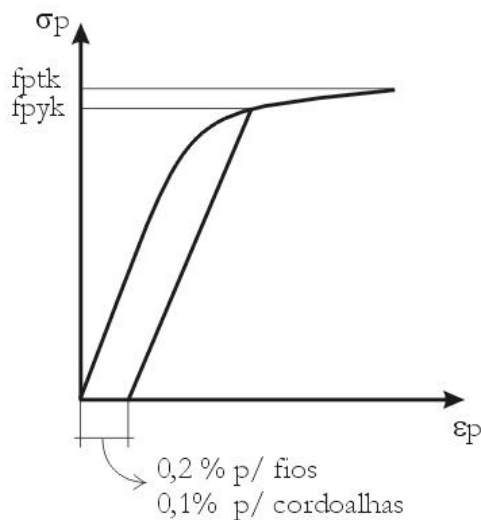


Figura 15 – Diagrama Tensão-Deformação de Aços para Protensão

Conforme a NBR-7482 têm-se os fios padronizados listados a seguir onde f_{pyk} é o valor característico da resistência convencional de escoamento, considerada equivalente à tensão que conduz a 0,2% de deformação permanente, e o módulo de elasticidade é admitido como sendo de $E_p = 210$ GPa.

Tabela 1. Características físicas e mecânicas de fios produzidos pela Belgo Mineira.

FIOS	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	ÁREA APROX. (mm ²)	ÁREA MÍNIMA (mm ²)	MASSA APROX. (kg/km)	TENSÃO MÍNIMA DE RUPTURA		TENSÃO MÍNIMA A 1% DE ALONGAMENTO		ALONG. APÓS RUPTURA (%)
					(MPa)	(kgf/mm ²)	(MPa)	(kgf/mm ²)	
CP 145RBL	9,0	63,6	62,9	500	1.450	145	1.310	131	6,0
CP 150RBL	8,0	50,3	49,6	394	1.500	150	1.350	135	6,0
CP 170RBE	7,0	38,5	37,9	302	1.700	170	1.530	153	5,0
CP 170RBL	7,0	38,5	37,9	302	1.700	170	1.530	153	5,0
CP 170RNE	7,0	38,5	37,9	302	1.700	170	1.450	145	5,0
CP 175RBE	4,0	12,6	12,3	99	1.750	175	1.580	158	5,0
CP 175RBE	5,0	19,6	19,2	154	1.750	175	1.580	158	5,0
CP 175RBE	6,0	28,3	27,8	222	1.750	175	1.580	158	5,0
CP 175RBL	5,0	19,6	19,2	154	1.750	175	1.580	158	5,0
CP 175RBL	6,0	28,3	27,8	222	1.750	175	1.580	158	5,0
CP 175RNE	4,0	12,6	12,3	99	1.750	175	1.490	149	5,0
CP 175RNE	5,0	19,6	19,2	154	1.750	175	1.490	149	5,0
CP 175RNE	6,0	28,3	27,8	222	1.750	175	1.490	149	5,0

Dependendo do fabricante outras bitolas de fios são encontradas, tais como:

Fios de aço de relaxação normal ($f_{pyk} = 0,85 f_{ptk}$)

CP 150 RN - ϕ 5; 6; 7; 8 (mm)

CP 160 RN - ϕ 4; 5; 6; 7

CP 170 RN - ϕ 4

Fios de aço de relaxação baixa ($f_{pyk} = 0,9 f_{ptk}$):

CP 150 RB - ϕ 5; 6; 7; 8 (mm)

CP 160 RB - ϕ 5; 6; 7

As cordoalhas são padronizadas pela NBR-7483. O módulo de deformação $E_p = 195.000$ MPa. A resistência característica de escoamento é considerada equivalente à tensão correspondente à deformação de 0,1 %.

Tabela 2 Características físicas e mecânicas das cordoalhas produzidas pela Belgo Mineira.

CORDOALHAS	DIÂM	ÁREA	ÁREA	MASSA	CARGA		CARGA MÍNIMA A		ALONG
	NOM.	APROX	MÍNIMA	APROX	MÍNIMA DE	RUPTURA	1% DE	ALONGAMENTO	APÓS
	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kg/km)	(kN)	(kgf)	(kN)	(kgf)	(%)
CORD CP 190 RB 3x3,0	6,5	21,8	21,5	171	40,8	4.080	36,7	3.670	3,5
CORD CP 190 RB 3x3,5	7,6	30,3	30,0	238	57,0	5.700	51,3	5.130	3,5
CORD CP 190 RB 3x4,0	8,8	39,6	39,4	312	74,8	7.480	67,3	6.730	3,5
CORD CP 190 RB 3x4,5	9,6	46,5	46,2	366	87,7	8.770	78,9	7.890	3,5
CORD CP 190 RB 3x5,0	11,1	66,5	65,7	520	124,8	12.480	112,3	11.230	3,5
CORD CP 190 RB 7	6,4*	26,5	26,2	210	49,7	4.970	44,7	4.470	3,5
CORD CP 190 RB 7	7,9*	39,6	39,3	313	74,6	7.460	67,1	6.710	3,5
CORD CP 190 RB 7	9,5	55,5	54,8	441	104,3	10.430	93,9	9.390	3,5
CORD CP 190 RB 7	11,0	75,5	74,2	590	140,6	14.060	126,5	12.650	3,5
CORD CP 190 RB 7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	18.730	168,6	16.860	3,5
CORD CP 190 RB 7	15,2	143,5	140,0	1.126	265,8	26.580	239,2	23.920	3,5

Dependendo do fabricante outras bitolas de cordoalhas são encontradas, tais como:

Cordoalhas de 2 e 3 fios ($f_{pyk} = 0,85 f_{ptk}$):

CP 180 RN - $2 \times \phi$ (2,0 ; 2,5 ; 3,0 ; 3,5)

CP 180 RN - $3 \times \phi$ (2,0 ; 2,5 ; 3,0 ; 3,5)

Cordoalhas de 7 fios de relaxação normal ($f_{pyk} = 0,85 f_{ptk}$):

CP 175 RN - ϕ 6,4 ; 7,9 ; 9,5 ; 11,0 ; 12,7 ; 15,2

CP 190 RN - ϕ 9,5 ; 11,0 ; 12,7 ; 15,2

Cordoalhas de 7 fios de relaxação baixa ($f_{pyk} = 0,9 f_{ptk}$):

CP 175 RB - ϕ 6,4 ; 7,9 ; 9,5 ; 11,0 ; 12,7 ; 15,2

CP 190 RB - ϕ 9,5 ; 11,0 ; 12,7 ; 15,2

Normalmente, os cabos de protensão são constituídos por um feixe de fios ou cordoalhas. Assim, por exemplo, pode-se ter cabos de:

2 cordoalhas de 12,7 mm ; 3 cordoalhas de 12,7 mm;

12 cordoalhas de 12,7 mm; 12 cordoalhas de 15,2 mm, etc.

2.1.3. Armadura passiva.

“Qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, isto é, que não seja previamente alongada”.

Normalmente são constituídas por armaduras usuais de concreto armado padronizadas pela NBR-7480 (Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado). Usualmente, a armadura passiva é constituída de estribos (cisalhamento), armaduras construtivas, armaduras de pele, armaduras de controle de aberturas de fissuras e,

eventualmente, armaduras para garantir a resistência última à flexão, complementando a parcela principal correspondente à armadura de protensão.

2.1.4. Concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial).

Aquele em que o pré-alongamento da armadura (ativa 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.

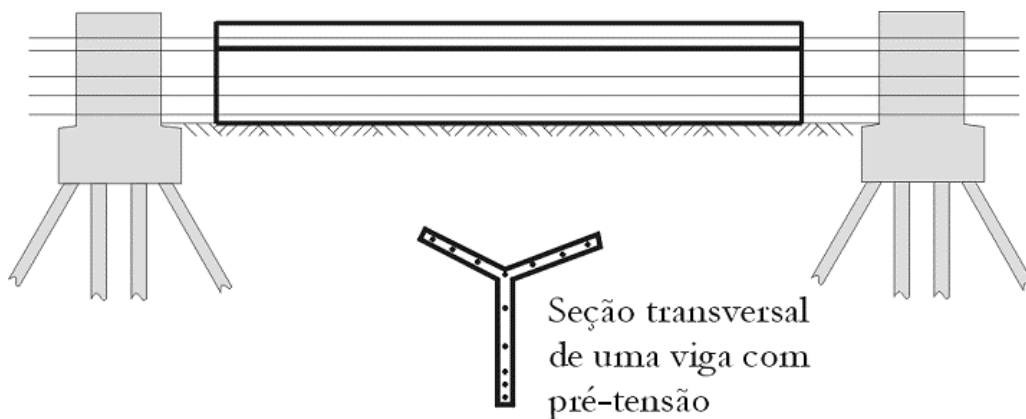


Figura 16 - Pista de protensão.

2.1.5. Concreto com armadura ativa pós-tracionada (protensão com aderência posterior).

Aquele em que o pré-alongamento da armadura (ativa 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, através da injeção das bainhas.

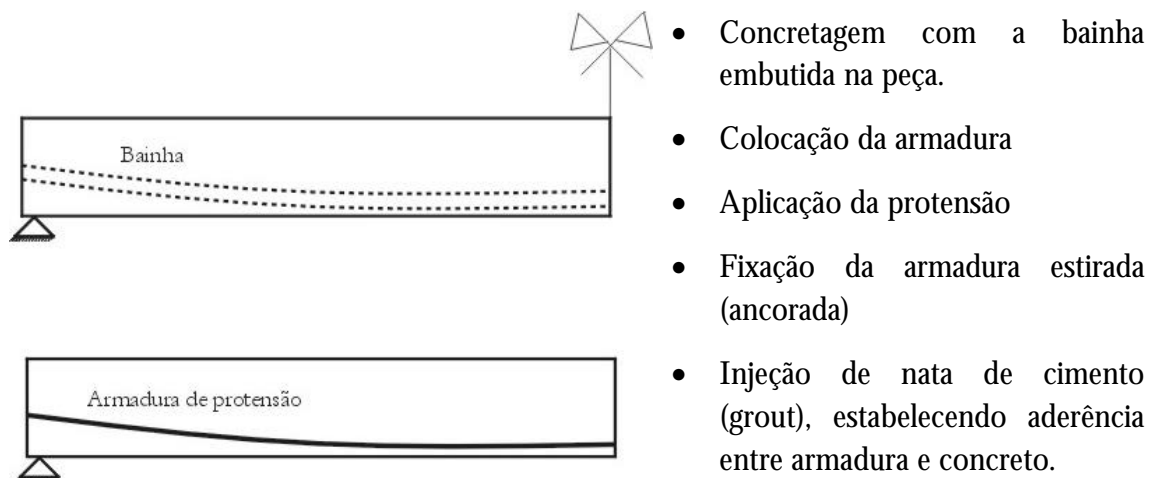


Figura 17 - Viga com protensão a posteriori.

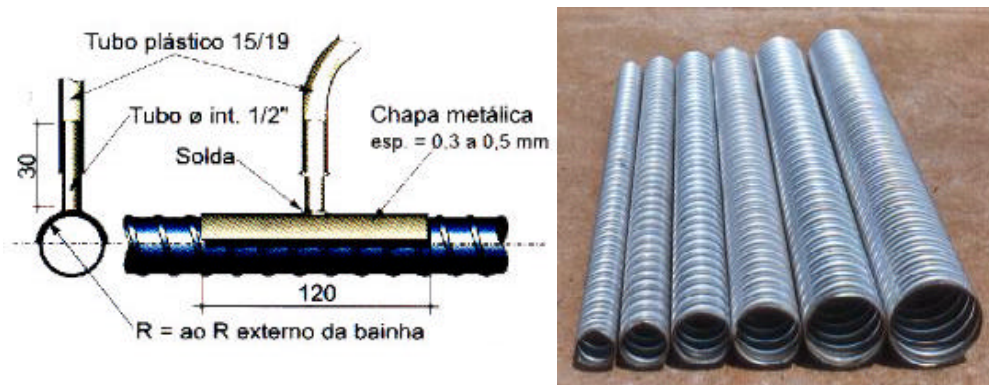


Figura 18 - Bainhas para protensão

2.1.6. Concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência)

Aquele obtido como em (e), mas em que, após o estiramento da armadura ativa, não é criada aderência com o concreto, ficando a mesma ligada ao concreto apenas em pontos localizados. Concreto protendido sem aderência (armadura de protensão pós-tracionada)

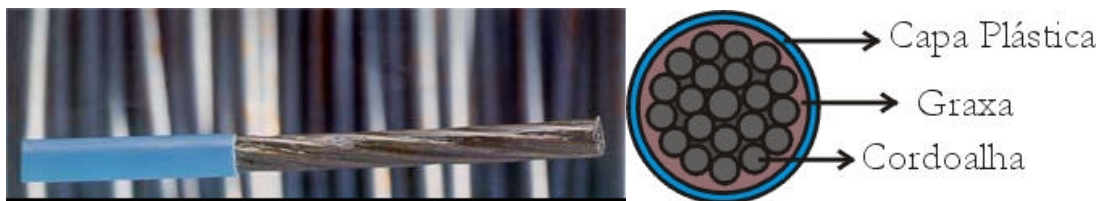


Figura 19 - Cordoalha não aderente.

2.2. Níveis de protensão

“Os níveis de protensão estão relacionados com os níveis de intensidade da força de protensão, que por sua vez é função da proporção de armadura ativa utilizada em relação à passiva”.

Deste modo, usualmente pode-se ter três níveis de protensão:

- Nível 1 – Protensão Completa
- Nível 2 – Protensão Limitada
- Nível 3 – Protensão Parcial

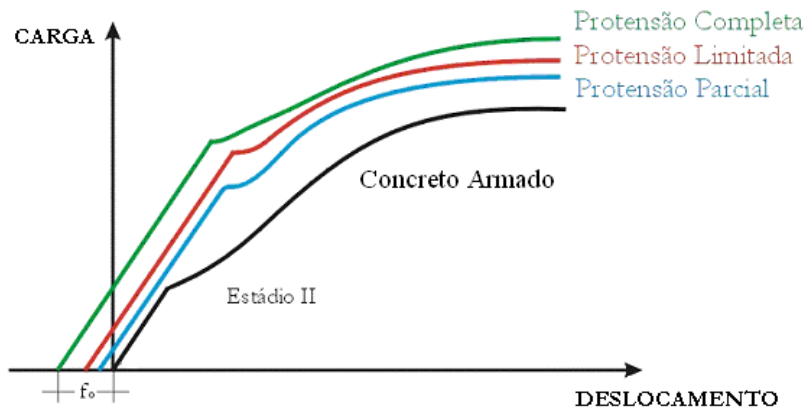


Figura 20 – Diagrama Carga-Deformação dos diferentes níveis de protensão

A escolha adequada do nível de protensão em uma estrutura irá depender de critérios pré-estabelecidos, onde se levará em conta a agressividade do meio ambiente e/ou limites para a sua utilização, quando posta em serviço.

2.2.1. Estados Limites de Serviço (ou de utilização):

“Estados limites de serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos usuários, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados”.

A garantia do atendimento destes Estados Limites de Serviço (ELS) se faz com a garantia, conforme a situação de não se exceder os Estados Limites Descritos a seguir:

2.2.1.1. Estado limite de descompressão (ELS-D):

Estado no qual toda seção transversal está comprimida, e em apenas um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, calculada no estágio I, não havendo tração no restante da seção (exceto junto à região de ancoragem no protendido com aderência inicial onde se permite esforços de tração resistidos apenas por armadura passiva, respeitadas as exigências referentes à fissuração para peças de concreto armado).

2.2.1.2. Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado limite que é atingido quando a máxima tensão de tração na seção, calculada no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais) é igual a resistência à tração do concreto na flexão. A resistência à tração na flexão é dado por $f_{ct,fl} = 1,2 f_{ctk,inf}$ para peças de seção T e, igual a $f_{ct,fl} = 1,5 f_{ctk,inf}$ para peças de seção retangular, sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0,21(f_{ck})^{2/3}$$

2.2.1.3. Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W):

Estado em que as fissuras apresentam-se com aberturas iguais aos máximos especificados na tabela 4. A verificação da segurança aos estados limites de abertura de fissuras deve ser feita calculando-se as tensões nas barras da armadura de tração no estágio II (concreto fissurado à tração e comportamento elástico linear dos materiais).

Isto será feito para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva e de protensão (excluindo-se os cabos protendidos que estejam dentro da bainha ou cordoalha engraxada, os quais não são levados em conta no cálculo da fissuração). Esta postura é tomada devido ao controle da fissuração ser propiciado pela aderência da armadura passiva e da ativa (pré-tração) com o concreto que a envolve. Nos outros casos a influência da protensão no controle de fissuração é desprezível, do ponto de vista da aderência.

Será considerada uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7 \phi_i$ do contorno do elemento da armadura, conforme indicado na fig. 21:

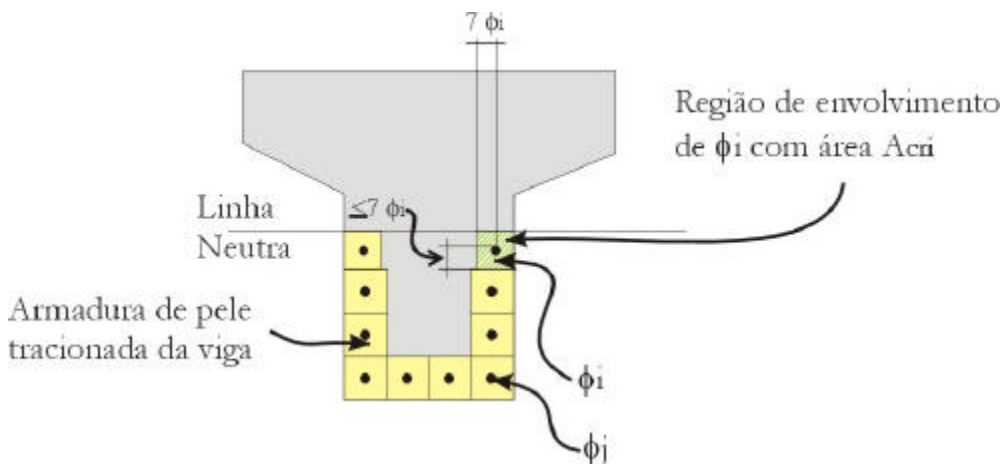


Figura 21 – Área A_{cr} do concreto de envolvimento

A grandeza da abertura de fissuras - w_k - determinada para cada parte da região de envolvimento, é dada pela menor dentre aquelas obtidas pelas duas expressões que seguem:

$$w_k = \frac{1}{10} \frac{f_i}{(2h_1 - 0,75)} \frac{s_{s_i}}{E_S} \frac{3s_{s_i}}{f_{ct}}$$

$$w_k = \frac{1}{10} \frac{f_i}{(2h_1 - 0,75)} \frac{s_{s_i}}{E_S} \left(\frac{4}{r_{ri}} + 45 \right)$$

Sendo σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_r definidos para cada área de envolvimento em exame:

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ

f_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada

r_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação a área da região de envolvimento (A_{cri})

σ_s é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II. Nas peças com protensão, σ_s é o acréscimo de tensão, no centro de gravidade da armadura, entre o Estado Limite de Descompressão e o carregamento considerado. Deve ser calculada no Estádio II, considerando toda armadura ativa, inclusive aquela dentro de bainhas.

O cálculo no Estádio II (que admite comportamento linear dos materiais e despreza a resistência à tração do concreto) pode ser feito considerando a relação $\alpha_e = 15$.

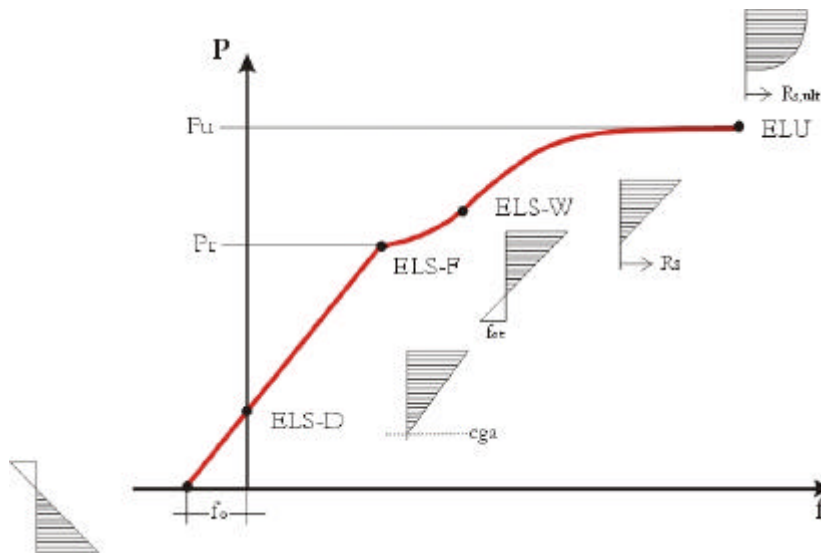


Figura 22 – Diagrama Carga-Deformação e os Estados Limites

2.2.2. Combinações de carregamento

Na determinação das solicitações referentes a estes estados limites devem ser empregadas as combinações de ações estabelecidas em Normas. A NB1-2003 considera as seguintes combinações nas verificações de segurança dos estados limites de utilização:

2.2.2.1. Combinação rara (CR):

$$F_d = F_{gk} + F_{pk} + F_{(cc+cs+te)k} + F_{qk} + \psi_1 \sum_{i>1} F_{qik}$$

2.2.2.2. Combinação freqüente (CF):

$$F_d = F_{gk} + F_{pk} + F_{(cc+cs+te)k} + \psi_1 F_{qk} + \psi_2 \sum_{i>1} F_{qik}$$

2.2.2.3. Combinação quase permanente (CQP):

$$F_d = F_{gk} + F_{pk} + F_{(cc+cs+te)k} + \psi_2 \sum_{i>1} F_{qik}$$

2.2.2.4. Situação de protensão.

$$F_d = F_{gk} + F_{pk}$$

As ações parciais são as seguintes:

F_{gk} → peso próprio e demais ações permanentes, excetuando-se a força de protensão e as coações;

F_{pk} → protensão (incluindo os “hiperestáticos de protensão”);

$F_{(cc+cs+te)}$ → retração, fluência e temperatura;

F_{qik} → ação variável escolhida como básica;

F_{qik} → demais ações variáveis ($i > 1$) concomitantes com F_{q1k} .

Os valores de ψ_1 e ψ_2 dependem do tipo de uso, e são dados por:

Tabela 3 – Fatores de Redução ψ_1 e ψ_2

Ações	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios		
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,6	0,4
Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,7	0,6
Cargas acidentais de Pontes	0,5	0,3

Observação: os valores de ψ_1 e ψ_2 são os recomendados pela última redação da nova NB1-2003 (NBR6118:2003 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento)

Nas verificações, a NB1-2003 estabelece graduação de níveis de protensão mínimos para que se observem valores característicos (w_k) das aberturas de fissuras. Estes valores são definidos em função das condições do meio ambiente e da sensibilidade das armaduras à corrosão (tabela 4). Assim, por exemplo, para meio ambiente pouco agressivo com protensão parcial nível 1, o valor característico da abertura da fissura é de 0,2 mm e deve ser verificado pela combinação de ações do tipo freqüente.

Tabela 4. Classes de agressividade ambiental e exigências relativas a fissuração excessiva e a proteção da armadura ativa

Tipos de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental	Exigências relativas ao E. L. de fissuração excessiva	Combinação de ações a considerar
Concreto simples (sem protensão e sem armadura)	I a IV	Não há	-
Concreto armado (sem protensão)	I	ELS-W $\omega_k \leq 0,4\text{mm}$	Frequente
	II a IV	ELS-W $\omega_k \leq 0,3\text{mm}$	Frequente
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração I	ELS-W $\omega_k \leq 0,2\text{mm}$	Frequente
	Pós-Tração I e II		
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração II	ELS-F	Frequente
	Pós-Tração III e IV	ELS-D	Quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração III e IV	ELS-F	Rara
		ELS-D.	Frequente

NOTA - ELS-W – Estado Limite de Serviço - Abertura de fissuras; ELS-F – Estado Limite de Serviço – Formação de fissuras; ELS-D – Estado Limite de Serviço – Descompressão

2.3. Escolha do tipo de protensão

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 adotar-se a seguinte classificação do nível de agressividade do meio ambiente:

- Não agressivo, como no interior dos edifícios em que uma alta umidade relativa pode ocorrer durante poucos dias por ano, e em estruturas devidamente protegidas;
- Pouco agressivo, como no interior de 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;
- Muito agressivos como nos casos de contato com gases ou líquidos agressivos ou com 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 indicadas a seguir:

2.3.1. Protensão completa Ambientes muito agressivos

Existe protensão completa quando se verificam as duas condições seguintes:

- Para as combinações freqüentes de ações (CF), previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão (ELD);
- Para as combinações raras de ações (CR), quando previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELF).

2.3.2. Protensão limitada Ambientes medianamente agressivos

Existe protensão limitada quando se verificam as duas condições seguintes:

- Para as combinações quase permanentes de ações (CQP), previstas no projeto, é respeitado o estado limite de descompressão (ELD);
- Para as combinações freqüentes de ações (CF), previstas no projeto, é respeitado o estado limite de formação de fissuras (ELF).

2.3.2. Protensão parcial Ambientes pouco agressivos

Existe protensão parcial quando se verifica a condição seguinte:

- Para as combinações freqüentes de ações (CF), previstas no projeto, é respeitado o estado limite de aberturas de fissuras (ELW), com $w_k = 0,2$ mm.

Observação importante:

Nas pontes ferroviárias e vigas de pontes rolantes só é admitida protensão com aderência.