

## Roteiro de Cálculo para Painéis Pré-fabricados Protendidos

KAPUSCINSKI , João Victor<sup>1</sup>

FRARE,Andrezza<sup>2</sup>

**RESUMO:** O sistema construtivo de pré-fabricados tem uma boa utilização, quando falamos de uma obra mais limpa, rápida e com peças de qualidade superior, isso pelo fato de existir um controle de qualidade muito grande, assim é utilizado ensaios laboratoriais, com uma junção de agregados, aditivos, entre outros. Pensando nisso, foi acompanhado o método de execução de painéis pré-fabricados protendidos, o qual precisa passar por algumas etapas construtivas, que foram detalhadas no trabalho, deste modo, sabendo como era o método construtivo, foi determinado um dimensionamento, sendo apresentado os materiais utilizados, tal como, o seu cálculo específico. Assim podemos detalhar as peças no projeto, os seus momentos e podendo ser executado a partir desse trabalho, os painéis pré-fabricados protendidos.

**Palavras-Chave:** Protensão; Painéis; Concreto protendido;

**ABSTRACT:** The prefabricated laboratory system has a good interpretation, when used in a cleaner work, with superior quality parts, due to the fact that there is a great quality control, as it is used in tests, with a great importance of aggregates, additives, among others. With that in mind, the method of execution of the prefabricated prestressed panels was followed, which needs to go through some constructive steps, which were foreseen in the work, and thus presented, knowing how the construction method was determined, it was a dimensioning, being the materials used, such as your specific. In this way, we can detail the parts, their moments and thus the prefabricated protected panels can be executed from these works.

**KEYWORDS:** pretension; panels; prestressed concrete

### 1 INTRODUÇÃO

O conjunto construtivo de pré-fabricados, vem tendo uma enorme alavancagem com o decorrer do tempo, com tudo, ainda sendo visto como “segundo plano” em diversas áreas. Segundo El Debs(2000, Página 14) A construção civil tem sido considerada uma indústria atrasada quando comparada a outros ramos industriais, isso ocorre, por conta de baixa produtividade, desperdício imenso de materiais, morosidade e muito baixo controle de qualidade. As metodologias construtivas de pré-fabricados, proporcionam uma melhoria no controle de qualidade, também sendo um dos métodos que menos causa desperdício na obra e em outro ponto de vista, os custos que trazem são menores.

Um ponto importante sobre tudo isso é o que procuramos, que na maioria das vezes é um produto de qualidade e que seja de baixo custo, tendo uma mão de obra

<sup>1</sup> Graduando(a) de Engenharia Civil no Centro Universitário Campo Real.  
eng-joakapuscinski@camporeal.edu.br

<sup>2</sup> Mestra em Engenharia Civil - Materiais e Estruturas - UTFPR - Pato Branco. Professor no Centro Universitário

rápida e eficaz. Com isso, podemos utilizar a substituição de alvenaria estrutural, alvenaria de cerâmica, dentre outros, pela utilização de painéis de concreto protendido. É um sistema utilizado geralmente em obras de pré-fabricados, onde os painéis saem prontos para utilização, de tais vãos específicos da obra. Podendo ter mais rapidez na produção, na execução e na parte do acabamento. Ainda para El Debs(2000, página 14), as características do CPM (concreto pré-moldado) criam alguns benefícios de extrema importância para a construção, como por exemplo: redução de tempo de construção, controle melhor dos componentes de CPM e fazendo reduzir o desperdício de materiais na obra.

O sistema de protensão nada mais é do que aumentar a resistência do concreto, constituindo a ideia de esticar cabos ao seu limite elástico, utilizando um macaco hidráulico, tendo uma tração, podendo aguentar diversos limites entre ela e também podendo suportar vãos imensos. A protensão pode ser feita entre dois tipos, pré-tracionadas ou pós-tracionadas. As peças são fabricadas em formas específicas, podendo utilizar os dois meios citados. Segundo Leonhardt(1983, página 10), que através da protensão, os esforços de tração tendem a anular as tensões de compressão antes de mesmo de existir as tensões de tração no concreto.

Os painéis são as paredes da obra em pré-fabricados, tendo em vista que para ter uma parede em alvenaria estrutural precisamos passar por diversas etapas, para que chegue na parte desejável. Pensando nisso, podemos dizer que pulamos muitas etapas quando comparada à alvenaria estrutural.

O intuito desta pesquisa é chegar a um roteiro cálculo específico para o dimensionamento do painel, que comporte os cabos de aço para um determinado vão.

## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **2.1 CONCRETO PRÉ-MOLDADO**

Como comenta El Debs(2000, Página 14) O emprego dessas técnicas recebe a denominação de concreto pré-moldado (CPM), e as estruturas formadas pelos elementos pré-moldados são chamadas de estruturas de concreto pré-moldado. Desse modo, partes da construção seriam feitas em melhores condições que as do local e depois montadas, como parte de processo construtivo.

Pensando de maneira geral o CPM pode trazer benefícios muito importantes, perante ao método convencional, tais como: diminuição do tempo de construção,

melhor controle dos componentes pré-moldados e redução de desperdícios de materiais na obra El Debs(2000, página 14).

Perante a norma NBR 9062(2001, página 9) da ABNT, é possível observar uma diferença entre peças pré-fabricadas e elementos pré-moldados. Isso é baseado no controle de qualidade e execução do elemento e seu local de produção.

Segundo a NBR 9062(2001, página 12), o elemento pré-fabricado é aquele que é “executado industrialmente, em instalações permanentes de empresa destinadas a este fim, que se enquadra e atendem, aos requisitos mínimos”, os quais são citados na mesma na norma, que se refere a uma mão de obra especializada e um processo de cura de concreto com a temperatura controlada. Ao contrário do elemento de pré-moldado que é aquele que “moldado previamente fora do local de utilização definitiva na estrutura”, qual possui um controle de qualidade menos rigoroso conforme comentado sobre o pré-fabricado.

## 2.2 CONCRETO PROTENDIDO

Segundo Veríssimo(1998, página 6) “A palavra protensão ou pré-tensão expressa a ideia da instalação de um estado prévio de tensões em alguma coisa. Na engenharia a protensão é aplicada a peças estruturais e materiais de construção”. A protensão nada mais é do que, esticar a peça ao seu limite de tensão, causando, uma força interna entre o cabo de aço e o concreto, fazendo com que tenha uma resistência de 2 a 4 vezes maior com que o concreto armado, segundo Veríssimo(1998, página 6) “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”.

Existem algumas vantagens das peças com concreto protendido, quando comparado ao concreto armado, permitindo que as peças fiquem mais esbeltas, contendo um controle a mais sobre a deformação elástica e limitá-la a valores menores que seriam obtidos por peças convencionais, aumentando as condições de durabilidade, pois consegue anular ou quase anular totalmente, as tensões de tração, as quais causam fissuras, permite também que a peça recomponha após a atuação de uma sobrecarga eventual não prevista, ela possui uma resistência maior a fadiga, pois tendo a variação do aço, proveniente de cargas móveis é muito pequena quando comparada com o valor da sua resistência característica, Veríssimo(1998, página 21).

### 2.2.1 Tipos de Protensão

Para Leonhardt(1983, página 10), possuem três tipos de protensão, em bancada ou protensão com aderência inicial, que se obtêm tensionando-se a armadura de protensão antes do endurecimento. Os fios ou cabos de protensão são tensionados entre blocos de ancoragem fixos assim concretados, deste obtendo-se uma aderência imediata entre armadura de protensão e o concreto. Após a secagem do concreto, é feita a separação entre os blocos de ancoragem e os fios, fazendo com que a força de protensão seja transferida ao concreto por aderência ou por dispositivos de ancoragem.

### 2.2.2 Meios de protensão

Segundo Leonhardt(1983, página 10) o cabo de aço que se refere ao interior da peça de protensão, é chamado de aço de protensão junto com a sua armadura de ancoragem, isso elevado para diferenciar qual o cabo para ser protendido. Isso com o tempo o nome não teve ênfase, e desta forma alguns engenheiros começaram a chamar de “armadura frouxa”, do qual teve um resultado em obra, chamada de “aço frouxo”.

### 2.2.3 Perdas de protensão

Segundo Veríssimo(1998, página 10), a protensão introduz uma força na peça denominada como  $P_0$  que está ligado com o alongamento que ocorre na armadura ativa. O tensionamento com o macaco hidráulico, a soltura dos cabos e a transferência da força de protensão, entre demais fatores, começam a causar efeitos que visam diminuir a força da protensão. Chamadas de perdas de protensão.

Veríssimo(1998) acrescenta que, durante o cálculo da peça a ser protendida, pode considerar as perdas de protensão. Com esse conhecimento sobre perdas de protensão, é possível determinar uma sobretensão que deve ser aplica a peça real, tal que, quando acabe as perdas, a peça tenha a sua força de cálculo igualada, sendo assim, suficiente para anular, em parte ou no todo, os esforços de tração provocados pelas cargas de utilização.

Segundo a norma NBR 6118(2014, página 17), “o projeto deve prever as perdas da força em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas

antes das transferências da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas)”.  
A norma NBR 6118(2014, página 49) ainda menciona alguns tipos de perdas, tais como, perdas iniciais e perdas imediatas da força da protensão.

Segundo a NBR 6118(2014, página 50) é feito cálculo específico para o encurtamento imediato do concreto, atrito em armaduras e bainhas, ao deslizamento da armadura junto a ancoragem e a acomodação dos dispositivos de ancoragem, os valores vêm descritos pelos fabricantes.

Caso do encurtamento imediato do concreto, a protensão sucessiva de cada um dos  $n$  cabos provoca uma deformação imediata do concreto e, conseqüentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos. A perda média de protensão, por cabo, pode ser calculada pela equação 1:

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

Nos elementos estruturais com pós-tração, a perda por atrito pode ser determinada pela equação 2:

$$\Delta P(x) = P_i \left[ 1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)} \right] \quad (eq. 2)$$

Onde, a norma NBR 6118(2014, página 50) define que:

- $P_i$  é o valor da força de tensão  $x$  é a abscissa do ponto onde se calcula  $\Delta P$ , medida a partir da ancoragem, em metros;
- $\Sigma \alpha$  é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa  $x$ , em radianos;
- $\mu$  é o coeficiente de atrito aparente entre cabo e bainha.

$k$  é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais pode ser adotado o valor  $0,01\mu$  (1/m). A NBR 6118(2014) afirma que, as perdas por deslizamento da armadura na ancoragem e acomodação da ancoragem, são determinadas experimentalmente

ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

#### 1. Perdas progressivas:

- Os valores parciais e totais das perdas de ancoragem, decorrente da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas. Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estágio I.

O processo simplificado para o caso de fases únicas de operações das perdas progressivas, tende a atender algumas condições, como corresponde a norma NBR 6118(2014). Assim afirma que:

- A concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- Os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante).

Nesse caso, podemos admitir que no tempo  $t$  as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, com tensões no concreto  $\sigma_c$ ,  $p_0g$  positiva para compressão e as tensões no aço  $\sigma_p$  positivas para tração, sejam dadas pela equação 3 e 4:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p\sigma_{c,p0g}\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c\alpha_p\eta\rho_p}$$

$$\Delta\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p}\chi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{E_p}\chi_p$$

$$\Delta\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_c - p_0g}{E_{c28}}\varphi(t, t_0) + \chi_c\frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_{c28}} + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (eq. 3)$$

$$\chi(t,t_0) = -\ln [1 - \psi(t, t_0)]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \varphi(t, t_0)$$

$$\chi_s = 1 + \chi(t, t_0)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c}$$

$$\rho_p = A_p/A_c$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} \quad (\text{eq. 4})$$

Onde, a norma NBR 6118(2014, página 52) define que:

- $\sigma_{c,p0g}$  é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela permanente mobilizada no instante  $t$ , sendo positiva se de compressão;
- $\phi(t,t_0)$  é o coeficiente de fluência do concreto no instante  $t$  para protensão e carga permanente, aplicadas no instante  $t_0$ ;
- $\Delta\sigma_{p0}$  é a tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante  $t_0$ , positiva se de tração;  $\chi(t,t_0)$  é o coeficiente de fluência do aço;
- $\epsilon_{cs}(t,t_0)$  é a retração no instante  $t$ , descontada a retração ocorrida até o instante  $t_0$ , conforme 8.2.11;
- $\psi(t,t_0)$  é o coeficiente de relaxação do aço no instante  $t$  para protensão e carga permanente mobilizada no instante  $t_0$ ;
- $\Delta\sigma_c(t,t_0)$  é a variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre  $t_0$  e  $t$ ;
- $\Delta\sigma_p(t,t_0)$  é a variação da tensão no aço de protensão entre  $t_0$  e  $t$ ;  $p_p$  é a taxa geométrica da armadura de protensão;  $e_p$  é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;
- $A_p$  é a área da seção transversal do cabo resultante;
- $A_c$  é a área da seção transversal do concreto;
- $I_c$  é o momento central de inércia na seção do concreto.

### 2.3 PAINÉIS PROTENDIDOS

Segundo Carvalho(2012, página 10), “o uso de painéis que são projetados

para resistir apenas ao seu peso, além de ações horizontais, ou também para resistir a coberturas e lajes.”

Para Acker(2002, página 12), os sistemas para fachadas, pode ser constituído por painéis de fechamento maciços ou sanduíches, os quais podem possuir ou não função estrutural, são comumente utilizados externamente ou internamente. Continua Acker(2002, página 12), “os sistemas de fechamento pré-fabricados oferecem vantagens de rapidez na construção, de acabamento liso, de isolamento acústico e de resistência a fogo. Acker(2002, página 13) acrescenta que, “para edifícios industriais e armazéns, é utilizado painéis nervurados protendidos, isso por relação da sobrecarga e de seus grandes vãos, eles são caracterizados pela sua leveza e por vencer vãos imensos (Figura 3).”

Conforme a norma ABNT NBR:16475(2017, página 13), o projeto para estruturas de painéis de paredes de concreto pré-moldado deve seguir alguns pontos: 1. sistema estrutural de acordo à função pretendida para a edificação; 2. análise da estabilidade estrutural global, considerando a rigidez das ligações dos painéis de parede pré-moldados estruturais; 3. combinações de ações compatíveis e representativas;

4. estudo de todos os elementos estruturais atribuídos;

5. identificação de materiais seguindo os dimensionamentos realizados; 6. as normas conforme a ABNT NBR 9062 relativos a projetos em situação de incêndio;

7. Os requisitos da ABNT NBR 15575, aplicado na qual se considera o desenvolvimento do edifício concluído.

Conforme a ABNT NBR:16475(2017, página 14), em relação ao projeto dos painéis, "deve respeitar as disposições construtivas, como espaçamento das barras, dobramento, emenda e demais especificações, conforme ABNT NBR 6118." Acrescenta ainda, que o detalhamento das armaduras deve ser conforme aos requisitos de proteção das armaduras, quanto à corrosão, e os cobrimentos mínimos das armaduras dos painéis de parede estruturais pré-moldados.

Os painéis de parede pré-moldados podem ser projetados utilizando-se de reforço estrutural proveniente de armaduras e fibras. Deste modo pode ser utilizado como armadura de concreto armado ou protendido: telas soldadas, vergalhões, treliças, cordoalhas, fios de protensão e conectores metálicos, de acordo com a ABNT NBR:16475(2017). Em relação às barras, fios e as cordoalhas de aço, que vai ser utilizado nos elementos de concreto protendido, devem obedecer, as normas



ABNT NBR:7482(2020) e ABNT NBR:7483(2008).

De acordo com a ABNT NBR:7482(2020), os fios se classificam em dois tipos de categorias para diâmetro nominal, isso com a resistência à tração adequada, as quais podem ser observadas na tabela 1 e 2 da norma. Isso leva em conta a relação entre os relaxamentos dos cabos, podemos considerar os dois tipos como, relaxação normal (RN) e relaxação baixa (RB).

A ABNT NBR:7483(2008), nos mostra uma classificação das cordoalhas sendo elas como, cordoalhas de três fios e cordoalhas de sete fios, além disso, a são classificada também conforme a resistência de cada cordoalhas, categorizadas como CP-190 e CP-210. Os números que foram atribuídos, 190 e 210, representam o limite da resistência à tração na unidade de quilograma de força por milímetro quadrado. Para essa norma, consideramos  $1 \text{ kgf/mm}^2 = 9,81 \text{ MPa}$ .

## 2.4 PROCESSO DE FABRICAÇÃO DOS PAINÉIS PRÉ-FABRICADO PROTENDIDOS

Os painéis são executados em pistas de protensão apropriadas para tal tipo, em diversos casos é utilizado apenas os cabos de aço para a sua armadura. Os painéis saem prontos de dentro da pista de protensão, isso ocorre por conta do concreto ser auto adensável, fazendo com que a peça fique com acabamento e esteja pronta para utilização após sua cura.

Segundo Veríssimo(1998), isso é o processo de uma pista protendida, “nas pistas de protensão, a armadura ativa é posicionada, ancorada em blocos nas cabeceiras e tracionadas. Em seguida, a armadura passiva é colocada, o concreto é lançado e adensado”. Seguindo essa ideia, podemos descrever oito etapas que temos no processo dos painéis, os quais alguns processos foram fotografados, sendo:

- Preparo das pistas, limpeza com palha de aço e aplicação de desmoldante;
- Medição de tamanhos de peças (conforme solicitação de projeto);
- Posicionamento de armaduras;
- Lançamento do concreto;
- Cura do concreto;
- Soltura dos cabos;
- Içamento e estocagem;
- Acabamentos (se necessário).

### **3 METODOLOGIA**

#### **3.1 CÁLCULOS E VERIFICAÇÕES DE PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS PROTENDIDOS**

As estruturas de concreto protendido, podem atender inúmeras soluções para um projeto. O controle de fissuras através da adição de esforços de compressão aumenta em diversas soluções possíveis no concreto protendido, contendo armadura passiva ou não.

Grande parte da utilização de painéis de fechamento é por meio da protensão, mas existe o método armado, o qual dispensa as cordoalhas de aço para protensão e se desenvolve a partir de armaduras. A projeção desses painéis pré-fabricados protendidos é executada a partir de normas internacionais e nacionais e guias para de boas práticas que garantem a qualidade no produto final.

Posteriormente do dimensionamento das peças, é compreensível que se avalie algumas circunstâncias críticas, que acontecem perante a função de carga aplicada e do vão. Sendo elas: resistência à força cortante, resistência à flexão, limites de deformação e transporte. Observa-se que, quanto menor o tamanho do painel, a resistência torna-se mais crítica. Quando o vão aumenta, o painel tende a romper por flexão e para vãos maiores é a deformação excessiva e também o transporte.

### **4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

#### **4.1 PROTENSÃO DOS PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS PROTENDIDO**

Os painéis pré-fabricados protendidos, são especificados como uma pré-tração, pois se trata de os cabos serem tracionados antes do lançamento do concreto auto adensável, e também a protensão se dá com a aderência do concreto e da mesma, após a sua cura total.

A questão da intensidade de protensão, é preciso manter a durabilidade das peças evitando a corrosão da armadura e assim, deve-se fazer a verificação nos limites de serviço referente à fissuração. Os cuidados para peças protendidas devem ser dobradas ao comparada com a armada, no caso da armadura ativa, o risco de protensão é maior que as armaduras passivas devido a intensidade de tensão

atuante na primeira.

A norma define os tipos de protensão os quais são: protensão completa, protensão limitada e protensão parcial. Para que possamos definir qual tipo de protensão utilizar em devidas peças, é preciso saber o qual o tipo da construção a ser feita ou da agressividade do meio ambiente. De uma maneira geral, para elementos com aderência posterior utiliza-se protensão parcial em ambientes com fraca e moderada agressividade, e para ambientes com agressividade forte e muito forte recomenda-se a protensão limitada e a completa. Para elementos com aderência inicial, utiliza-se protensão parcial em ambientes com fraca agressividade, protensão limitada para agressividade moderada e para ambientes com agressividade forte e muito forte recomenda-se a protensão completa.

Após ser verificados todos esses tipos de agressividade e também verificações em relação a armadura de protensão, partimos para a verificação dos estados de serviço ligados a fissuração, com isso, é preciso que o concreto esteja com uma resistência mínima à compressão e os cobrimentos devem ser atendido, conforme já citado pela NBR 6118(2014).

#### 4.2 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Quando calculamos peças de concreto protendido ou até mesmo concreto armado, é preciso definir a segurança no estado limite último e deste modo verificando a mesma, também é preciso verificar a estrutura em seu funcionamento, no caso, a peça em serviço ou uso.

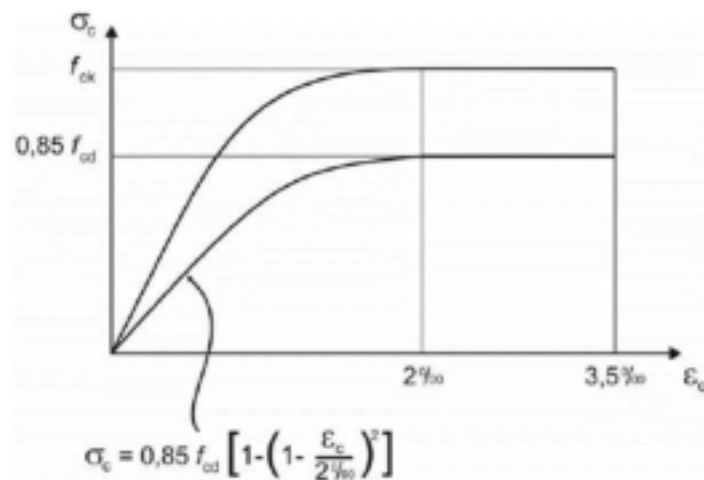
Em questão do concreto armado, de uma maneira geral, é dimensionado a armadura de flexão no estado último de esgotamento da capacidade de resistência devido às solicitações normais e verificar as demais condições. Já no concreto protendido, além de ter essa hipótese, podemos fazer o inverso, dimensionando a armadura para condições de serviço (estado limite de fissura) e podendo verificar a sua ruptura.

Quando se trata de dimensionamento no estado limite último de colapso em concreto protendido tem pouca diferença em relação ao efetuado em peças armadas. As hipóteses que uma seção transversal deve obedecer tanto em concreto armado como concreto protendido, estão descritas na NBR 6118(2014, página 111), no item 17.2.2, resumidamente são:

1. As seções transversais permanecem planas após o início da deformação e até o

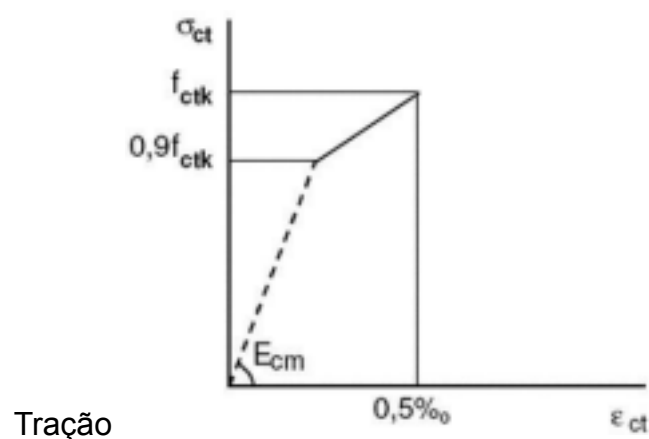
- estado limite último (hipótese de Bernoulli);
2. Solidariedade dos materiais: admite-se a solidariedade perfeita entre o concreto e a armadura; dessa forma a deformação específica de uma barra da armadura, em tração ou compressão, é igual à deformação específica do concreto adjacente.
  3. As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem ser desprezadas.
  4. Admite-se que a distribuição de tensões no concreto comprimido seja feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo (Figura 9, 10 e 11) e as expressões:

Figura 9 — Diagrama Tensão-Deformação do concreto



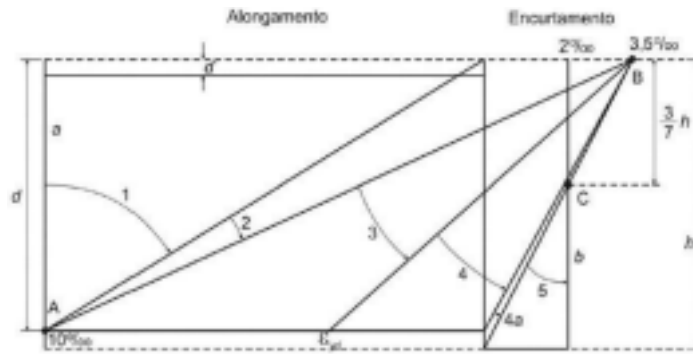
Fonte: NBR 6118:2014.

Figura 10 — Diagrama Tensão-Deformação Bilinear na



Fonte: NBR 6118:2014.

Figura 11 — Domínios de uma Deformação no estado limite último em uma seção transversal



Fonte: NBR 6118:2014.

1. A tensão na armadura pode ser dada, simplificadamente (sem considerar descompressão), através da expressão:

$$e_t = e_s + e_p \text{ (eq. 5)}$$

Onde:

$e_t$  – deformação total da armadura

$e_p$  – deformação de pré-alongamento (protensão da armadura propriamente dita)

( $e_c$ ) – deformação específica da armadura decorrente da deformação da seção (deformação que deve estar contemplada pelos domínios dados no item anterior).

Com valor total da deformação total  $e_t$  pode-se obter (item e) a tensão do aço  $s_{pd}$  para calcular a armadura.

#### 4.3 FLEXÃO EM PAINÉIS PRÉ-MOLDADO PROTENDIDO

A flexão existe tanto nas peças fabricadas na fábrica, como também nas peças moldadas in loco. O que pode diferir é que as peças produzidas em fábricas, tem a qualidade superior que as in loco, por ter um controle de qualidade especializado, com laboratórios equipados e funcionários treinados responsável por todo o processo e controle.

As diferenças são bem poucas, quando comparado aos dois tipos de concreto, cabe analisar os parâmetros que tornam o pré-fabricado distinto dos outros, tanto com relação aos materiais utilizados quanto à sua geometria.

Assim, para poder pré-dimensionar ou até mesmo calcular a armadura longitudinal de flexão, podem ser utilizadas tanto as condições de verificação de estado limite de fissuração como a condição de estado limite último. Mas em todos

os casos, temos que ter conhecimento nas perdas de protensão, que se dá no processo, sendo elas as perdas iniciais, a qual ocorre imediatamente, e as perdas ao longo do tempo, que ocorrem até o tempo infinito.

É de extrema importância considerar a distância de transferência de protensão na peça, pois o esforço de protensão é crescente a partir dos apoios e tem seu valor máximo a uma distância conhecida como “distância de regularização da protensão”, e nesse ponto pode-se considerar que há grande perturbação de tensões. Por ocorrer próximo aos apoios, a parcela do peso próprio que contribui para minimizar as tensões de tração é muito baixa, por isso deve ser levada em conta nos cálculos, já que pode se tornar a condição determinante levando à necessidade de acrescentar cordoalhas na face superior dos elementos.

#### 4.4 CISALHAMENTO EM PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS PROTENDIDOS

O processo de fabricação mecanizada de painéis protendidos não permite a introdução de armaduras de cisalhamento (estribos), fazendo com que a armadura de protensão seja a responsável para combater essas tensões. Com isso, gera uma grande importância no intertravamento dos agregados, que garantem eficiência na compactação e alta resistência final do concreto e na espessura dos painéis.

Um pouco diferente da flexão a capacidade resistente ao cisalhamento é determinada sempre pelo estado limite último, não havendo condições de limitação no serviço. A ruptura se dá de forma repentina com fissuração se estendendo pela alma, sendo esta devida a um carregamento que a seção não consegue resistir.

Teoricamente a capacidade de resistência ao cisalhamento nas peças protendidas é calculada considerando-se duas condições: 1- seção não fissurada e 2- seção fissurada por flexão. Porém, este último conduz a um menor valor e, assim, a NBR 6118(2014) considera apenas esta situação. Também vale destacar que a verificação de cisalhamento é feita apenas no estado limite último.

Também existe o caso de o esforço cortante atuante ser maior que o esforço máximo calculado, desse modo a NBR 6118(2014) permite o preenchimento dos alvéolos para aumentar a área de seção de concreto da laje na região em que o cortante atuante é maior que o máximo. O ganho de resistência ao cisalhamento ao preencher os alvéolos é proporcional à área do concreto, desconsiderando a possibilidade de escorregamento da armadura.

#### 4.5 PERDAS DE PROTENSÃO

Como já comentado anteriormente no item 4.4, o dimensionamento de peças protendido é realizado através do estado limite de ruptura à flexão e as verificações são feitas para atender as condições de fissuras (durabilidade) e a deformação excessiva. A verificação pode ser feita, com um conhecimento sobre os esforços de protensão nos cabos de aço, o esforço não permanece constante ao longo do mesmo. Existem muitos fatores que influenciam para que haja essa variação de tensão, dentre eles a própria técnica de protensão.

Cabe ao projetista determinar qual será o seu valor a qualquer seção, combinação de carregamentos ou época na vida da estrutura, tanto as condições de utilização com as de estado limite último estejam verificadas, pois, vai existir uma diminuição do esforço de protensão ao longo do cabo.

Essa chamada de diminuição de esforço de protensão é decorrente das perdas de protensão, sendo elas chamadas de perdas iniciais e perdas diferidas ou ao longo do tempo. As primeiras são devidas principalmente à forma como se procede a protensão e às propriedades elásticas do aço e do concreto. Já as perdas diferidas ou ao longo do tempo se devem às propriedades viscoelásticas tanto do concreto como do aço.

Para os painéis pré-moldados protendidos, são consideradas perdas iniciais: perdas por deformação da ancoragem, perdas por deformação imediata e perdas por relaxação da armadura durante a cura do concreto. As perdas diferidas ou perdas ao longo do tempo, podemos caracterizar algumas como: perda por retração do concreto, perdas por efeito de fluência do concreto e perda por relaxação da armadura de protensão.

Conforme é feito a utilização da protensão, a tensão ao longo de um cabo vai se alterando, em geral, podendo diminuir-se por conta das perdas imediatas, os fenômenos reológicos relacionados ao concreto e ao aço também já começam a atuar, ou seja, as características mecânicas e elásticas desses materiais variam ao longo do tempo quando solicitados, seja por esforço ou por deformação.

Tais fenômenos reológicos são a retração e fluência do concreto e a relaxação da armadura. A armadura de protensão adquire a maior parte de seu esforço a partir de seu alongamento, que é mantido através de sua ancoragem à estrutura de concreto ou através da aderência à mesma. Dessa maneira, se a estrutura de concreto se deforma (se encurta) ao longo do tempo, parte do alongamento da

armadura desaparecerá, ou seja, haverá uma perda de protensão da armadura. Essas perdas se dão, portanto, devido à retração e à fluência do concreto. Já quando a armadura é alongada e mantida dessa forma, há uma tendência da tensão do aço diminuir com o tempo, causando a perda por relaxação do aço.

A retração não depende de alguma ação, pois o fenômeno pode ocorrer até quando o concreto esteja em estado nulo de tensões devido a ações externas, com tudo a armadura da peça de concreto protendido ou armado não deixa a retração livre da peça, embora muitas vezes esse efeito é desprezado. Então, quando se considera a retração ocorrendo sem que haja impedimento às deformações provocadas, diz-se tratar de retração livre e são esses valores que, em geral, as experiências apresentam chamando-se a atenção que, na prática, é praticamente impossível isto ocorrer.

Deste modo como a retração livre, a fluência pura é aquela devida a uma ação introduzida no tempo  $t_0$  e mantida constante ao longo do tempo, porém, como se trata da protensão, a própria perda por fluência e à retração diminui ao longo do tempo. Com isso a fluência na prática não é pura, embora os valores desta podem ser considerados a favor da segurança, pois são maiores que a relativa à fluência não pura. Um detalhe importante, que as ações que provocam a fluência têm caráter permanente, sendo assim, as ações acidentais têm curta duração e não provocam a deformação ao longo do tempo, porém, para edificações residenciais e comerciais, pode-se considerar a combinação quase permanente da NB1 como causadora da fluência e, portanto, consideram-se os efeitos de protensão, peso próprio, sobrecarga permanente e 20% da carga acidental.

É preciso também destacar a perda por relaxação, que depende de como a armadura está tensionada, mas também como no caso da fluência decresce devido às outras perdas e inclusive à própria, havendo uma perda menor que a devida à relaxação pura.

#### 4.6 DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS EM PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS PROTENDIDOS

Desse jeito como todo elemento, tanto em concreto protendido como em concreto armado é possível observar deformações nas peças, trata-se de valores em que sejam respeitados os limites estabelecidos para a utilização normal da estrutura.

Um problema de deformação que temos nos painéis pré-moldados



protendidos, é a contra flecha, a qual causa uma dificuldade na hora de montagem. Não tendo controle dessa situação de deformação, a peça apresenta uma curvatura exagerada, fazendo com que as peças não se encaixem, e assim ficando maior do que o projetado, tendo que fazer recortes e acabamentos, para que fique na medida adequada.

Os deslocamentos excessivos e a tendência à vibração podem ser indesejáveis por motivos descritos na NBR 6118(2014), que aqui se seguem resumidamente:

- aceitabilidade sensorial: limita-se a deformação para que não ocorram vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;

- efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

- efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elemento que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão ligados a ela;

- efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.

#### 4.7 ROTEIRO PARA DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL DOS PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS PROTENDIDOS

O roteiro para cálculo das armaduras longitudinais dos painéis está no anexo A.

### 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As peças de concreto pré-fabricados protendido, são consideradas as peças com uma qualidade superior, quando comparada com outros tipos, isso pelo fato de estar falando sobre uma indústria, que segue padrões de qualidade, como exemplo, ensaios laboratoriais, utilização de agregados, aditivos, entre outros. Os painéis pré-fabricados protendidos, entram nessas peças, mas claro, para a obtenção de uma qualidade exemplar, devemos nos atentar no início, onde começamos a

dimensionar, para que possamos executar com rapidez, qualidade e eficaz. Com tudo, o trabalho de dimensionamento não é tão simples, para chegar nesse resultado é preciso um projeto de fácil leitura, entendimento rápido e simples, porém bem detalhado, para se atentar a cada detalhe que possa comprometer a sua peça, tanto na parte industrial como na parte de montagem.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 16475/2017. **Painéis de Parede de Concreto Pré-Moldado - Requisitos e Procedimentos** Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118/2014. **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 9062/2001. **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 1. ed. São Carlos: EESC – USP, 2000

FUSCO, P. B. **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto. Vol.5 – Concreto Protendido**. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1983.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza. **Concreto Protendido**. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 1998.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza. **Perdas de protensão**. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 1998.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido**. Pini, São Paulo

ACKER, A. V. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. Tradução: Marcelo Ferreira, ABCIC, 2002. 2012.

## ANEXO A

### 4.7 ROTEIRO PARA DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL DOS PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS PROTENDIDOS

O roteiro apresentado a seguir, consta uma metodologia para ser seguida, contendo a determinação da armadura longitudinal de um painel pré-fabricado protendido, que pode ser colocado como:

- 1) A obtenção de todos os dados iniciais, dentre elas características do elemento (tipo de concreto, aço, seção transversal, etc), os carregamentos a serem considerados, as características geométricas da seção e as condições ambientais. As dimensões da seção transversal devem ser obtidas a partir do manual do fabricante do equipamento utilizado para a produção dos painéis;

- 1.1) Determinação dos carregamentos:

Os carregamentos são considerados linearmente, ou seja, o painel pode ser considerado como uma viga de  $b_w=125\text{cm}$ ,  $150\text{cm}$  e  $100\text{cm}$ ;

Para a determinação de carregamento, é apenas considerado o peso próprio da peça.

Onde:

Peso próprio –  $g_1 = A \cdot \gamma_{\text{concreto}}$

- 1.2) Determinação dos esforços máximos:

Como o painel é considerado simplesmente apoiado, os momentos fletores e força cortante são calculados com as expressões abaixo:

· Momento fletor:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (\text{eq. 6})$$

· Força cortante:

$$V = \frac{p \cdot l}{2} \quad (\text{eq. 7})$$

Onde:

M – momento fletor;

V – força cortante;

p – carregamento linearmente distribuído;

l – vão do painel.

- 2) Determinação da armadura de protensão  $A_p$  no estado limite último no tempo “infinito”. Aqui ainda se trata de um pré-dimensionamento, por isso devem ser consideradas decorridas todas as perdas, adotando-se um valor para tal. A seguir as equações para a determinação da quantidade de armadura a utilizar:

$$\beta_c = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (eq. 8)$$

Onde:

$M_d$  – Momento solicitante de cálculo máximo;

$b_w$  – Largura da seção;

$d$  – Altura útil;

$f_{cd}$  – resistência de cálculo do concreto;

$$A_p = \frac{Md}{\beta_z \cdot d \cdot \sigma_{pd}} \quad (eq. 9)$$

Onde:

$A_p$  – área total de cabos;

$M_d$  – momento solicitante máximo;

$\beta_z$  – coeficiente obtido pela tabela de M. A. Marino (2006), dada também no anexo II;

$d$  – altura útil;

$\sigma_{pd}$  – tensão na armadura de protensão no tempo infinito devido o pré-alongamento e deformação da seção para que obtido o equilíbrio na flexão.

- 3) Verificação do estado limite de serviço no tempo “zero”, sendo que o único carregamento atuante é o peso próprio. É necessário calcular a distância em que ocorre a transferência de protensão e em seguida são feitas as verificações. A força de protensão é dada através do valor de  $A_p$  obtido no item 2. Consideram-se os limites de compressão excessiva (na data da

liberação de protensão) e descompressão. Caso as duas condições estejam atendidas (a de tração e a de compressão), ir para o item 5. A seguir as equações utilizadas nas verificações de tensões:

3.1) Distância de regularização das tensões e comprimento de transferência da protensão:

$$l_{bpd} = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot l_{bpt})^2} \geq l_{bpt} \quad (eq. 10)$$

Onde:

$l_{bpd}$  – distância de regularização das tensões;

$l_{bpt}$  – comprimento de transferência da protensão, calculada pela equação 6;

$$l_{bpt} = \frac{70 \cdot 0,5 \cdot \phi \cdot \sigma_{pi}}{36 \cdot f_{bpd}} \quad (eq. 11)$$

Onde:

$\sigma_{pi}$  – tensão do aço no instante considerado;

$\phi$  – diâmetro do aço;

$f_{bpd}$  – resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem da armadura de protensão (pré-tração), obtido no item 9.3.2.2 da NBR 6118:2003.

OBS.: se a liberação da protensão é considerado como não gradual, o resultado da equação deve ser considerado 25% maior

3.2) Verificação no tempo zero:

$$\sigma = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \cdot e}{W} \mp \frac{M_g}{W} \quad (eq. 12)$$

Onde:

$\sigma$  – Tensões normais no concreto junto à borda inferior ou superior;

$N_p$  – Esforço normal de protensão na data da liberação da protensão;

$e$  – Excentricidade do cabo na seção simples;

$A$  – Área da seção transversal inicial do concreto;

$W$  – Módulo de resistência da seção inicial em relação ao bordo inferior ou superior dependendo da fibra a ser considerada;

$M_g$  – Momento fletor devido à ação de peso próprio da seção do painel.

OBS.: Os valores das tensões nas fibras inferiores e superiores são limitados, conforme item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2003 por:

$0 \leq \sigma \leq 0,7f_{ck}$  - para combinação quase permanente;

$-1,2f_{ct} \leq \sigma \leq 0,7f_{ck}$  → para a combinação frequente;

4) Ocorrendo tração nas fibras superiores, acrescentam-se cordoalhas nas mesmas. Não sendo possível eliminar a tração e a compressão excessiva, verificar outro elemento de maior altura;

5) Determinação das perdas de protensão considerando as imediatas e diferidas. No caso das diferidas, consideram-se as etapas construtivas para a determinação de coeficientes adequados. Em geral, estipulam-se pelo menos quatro etapas em que atuam os carregamentos nas seções simples e compostas. A seguir as equações para determinação das perdas de protensão.

5.1) Perdas Inicial por ancoragem da armadura:

$$\Delta\sigma_{anc} = E_p \cdot \varepsilon_l \quad (eq. 13)$$

Onde:

$\varepsilon = \frac{\Delta l}{L}$  – Deformação decorrente do aço conforme a pista de protensão e sistema de ancoragem;

$\Delta_l$  – Acomodação ou recuo característico da ancoragem (valor que pode ser medido nas fábricas);

L – Comprimento da pista de protensão;

$E_p$  – Módulo de elasticidade do aço.

5.2) Perda por relaxação da armadura:

$$\sigma_r = \sigma_{pi} \cdot \Psi_{(t,t_0)} \quad (eq. 14)$$

Onde:

$\Psi_{(t,t_0)} = \Psi_{1000} \cdot \left( \frac{t-t_0}{41,67} \right)^{0,15}$  – Coeficiente adimensional, sendo tem dias;

$\psi_{1000}$  – Coeficiente obtido pela tabela 8.3 da NBR 6118:2003, fazendo-se a relação entre a tensão no instante  $t_0$  e a tensão última de protensão no aço;

$\sigma_{pi}$  – Tensão do aço no instante considerado.

5.3) Perda Imediata do concreto:

$$\Delta\sigma_{pd} = \sigma_{cgcabo} \cdot \alpha \quad (eq. 15)$$

Onde:

$$\sigma_{cgcabo} = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I} \quad \text{– Coeficiente adimensional;}$$

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c} \quad \text{– Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;}$$

M – Soma dos momentos fletores na seção devido às ações atuantes;

$N_p$  – esforço normal de protensão na data da liberação da protensão;

e – Excentricidade do cabo na seção;

A – Área da seção transversal inicial do concreto;

I – Momento de inércia da seção.

5.4) Perda diferida por fluência do concreto:

$$\sigma_{p,c} = \Delta\sigma_{cgcabo,c} \cdot \alpha \quad (eq. 16)$$

Onde:

$$\sigma_{cgcabo,c} = \left( \frac{N_p}{A} + \frac{M_p \cdot e}{I} \right) \cdot \phi(t, t_0) - \frac{M \cdot e}{I} \cdot \phi(t, t_0) \quad \text{– Tensão no centro de gravidade dos cabos;}$$

$\phi(t, t_0)$  – coeficiente de fluência dado pelo período do carregamento considerado, calculado em A.2.2.3 – Anexo A da NBR 6118:2003. No caso da expressão anterior os valores dos momentos permanentes devem ser multiplicados pelo coeficiente de fluência correspondente que depende da data em que a ação atua;

$M_p$  – Momento devido à força de protensão na seção;

M – Soma dos momentos fletores na seção devida às ações atuantes;

e – Excentricidade do cabo na seção;

5.5) Perda diferida por retração do concreto

$$\Delta\sigma_{cg,s} = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \cdot E_p \quad (eq. 17)$$

Onde:

$\varepsilon_{csQ}(t, t_0)$  – coeficiente de retração obtido em A.2.3 – Anexo A da NBR 6118:2003;

$\beta_s(t)$  e  $\beta_s(t_0)$  – coeficiente obtidos através da figura A.3, item A.2.3.2 – Anexo A da NBR 6118:2003.

5.6) Equação para a determinação das perdas de protensão considerando-as como perdas progressivas:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p} \quad (eq. 18)$$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p$  – Parcela relativa à retração do concreto, calculada pela equação 15;

$\alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0)$  – Parcela referente à fluência do concreto, obtida pela equação 14;

$\sigma_{p0}$  – Tensão inicial, considerando-se que já ocorreram as perdas iniciais;

$\chi(t, t_0) = -\ln \ln [1 - \Psi(t, t_0)]$  – Com  $\Psi(t, t_0)$  calculado no item 5.2;

$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$ ;

$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$  – neste caso usa-se o valor inicial de  $\varphi(t, t_0)$ ;

$\eta = 1 + e_s^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}$ ;

$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$ ;

$e_p$  – Excentricidade do cabo na seção;

$A_c$  – Área de seção transversal de concreto;

$I_c$  – Inércia da seção de concreto;

$A_p$  – Área total de cabos de protensão.

$A$  – Área da seção transversal inicial do concreto;

$I$  – Momento de inércia da seção.



- 6) Dimensionamento do valor de  $A_p$  como no item 2, com o valor final das perdas já calculado;
- 7) Verificação em vazio como no item 3, com as perdas já calculadas;
- 8) Verificação do estado limite de serviço para a fissuração no tempo “infinito”, considerando-se as combinações frequente e quase permanente (usar coeficientes  $\psi_1$  e  $\psi_2$  da NBR 6118:2003) para as cargas acidentais. A força de protensão é dada através do valor de  $A_p$  obtido no item 6. Os limites de tensão são dados pela NBR 6118:2003 dependendo da condição de agressividade ambiental. Se as tensões não forem atendidas é possível aumentar a quantidade de cabos ou aumentar a altura da peça;

É necessário verificar se as tensões nas fibras inferiores e superiores atendem os critérios da norma.

#### 8.1) Tensões nas fibras:

$$\sigma = \frac{N_p}{A} \pm \frac{N_p \cdot e}{W} \mp \sum \frac{M_i}{W_i} \quad (\text{eq. 19})$$

Onde:

$\sigma$  – Tensões normais no concreto junto à borda inferior ou superior;

$N_p$  – esforço normal de protensão na data da liberação da protensão;

$e$  – Excentricidade do cabo na seção;

$A$  – Área da seção transversal inicial do concreto;

$W_i$  – Módulo de resistência da seção em relação ao bordo inferior que deve ser considerado para a etapa  $i$ ;

$M_i$  – Momento fletor devido à ação de peso próprio da seção do painel.

#### 8.2) Verificação das tensões

Os valores das tensões nas fibras inferiores e superiores são limitados, conforme item 17.2.4.3.2 da NBR 6118:2003 por:

$0 \leq \sigma \leq 0,7f_{ck}$  – para combinação quase permanente;

$-1,2f_{ct} \leq \sigma \leq 0,7f_{ck}$  – para a combinação frequente;

- 9) Verificação das deformações, determinando os valores das flechas para cada carregamento. No caso de protensão limitada, compara-se o momento total com o momento de fissuração e em seguida determina-se o coeficiente de fluência que atua desde a data final até a idade considerada da introdução do carregamento, sendo, portanto, variável para cada um deles. Comparar com os valores limites descritos na norma. A seguir as verificações de deformações excessivas:

$$a_p = \frac{M_p \cdot l^2}{8.E.I} \quad (eq. 20)$$

$$a_v = \frac{5.v.l^4}{384.E.I} \quad (eq. 21)$$

Onde:

$a_p$  – flecha devido ao efeito da protensão;

$M_p$  – Momento fletor devido à força de protensão;

$a_v$  – flecha devido à intensidade considerada;

$v$  – intensidade considerada;

$l$  – vão do elemento considerado;

$E$  – módulo de elasticidade do concreto;

$I$  – momento de inércia da seção de concreto correspondente a etapa considerada;

(OBS.: a flecha deve ser calculada multiplicando-se cada uma delas pelo coeficiente de fluência respectivo para cada etapa estipulada)

- 10) Verificação do cisalhamento das situações com seção simples. A seguir as equações utilizadas para a determinação do cisalhamento em painéis sem armadura para força cortante:

$$V_{Rd} = \left[ \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_t) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (eq. 22)$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25.f_{cd}$  – resistência de projeto ao cisalhamento;

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$  – Resistência à tração obtido no item 8.2.5 da

NBR6118:2003;

$\rho_t = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$  – Coeficiente adimensional;

$A_{s1}$  – área da seção transversal de concreto do elemento;

$b_w$  – largura da seção;

$d$  – Altura útil;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$  – Tensão na seção de concreto;

$N_{sd}$  – força de protensão total na seção;

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, que batalharam por mim durante a minha faculdade.

Agradeço a minha família e meus amigos pelo apoio dado durante esses anos.

Agradeço a minha namorada Maisa, que me ajudou muito durante a faculdade.

Agradeço ao meu filho, João Miguel, que veio ao mundo neste ano e que me faz sorrir, agradecer e nunca desistir.

Agradeço a empresa Saviski Pré-Fabricados, pelo que fizeram por mim até hoje.

Agradeço aos meus colegas de trabalho Jorge Junior, Lucas Raí e Eder Oliveira, pelos ensinamentos e pelo companheirismo.

Agradeço também aos meus patrões Raphael, Marcelo e Gabriel que me mostraram o caminho da engenharia.

Agradeço à minha orientadora Andreza, que fez um excelente trabalho e me auxiliou muito.