

CÁLCULO DE PERDAS DE PROTENSÃO EM PISTA DE PRÉ-FABRICADOS

Douglas Jackson Pereira¹

¹ IDD - engdjp@gmail.com

Resumo

Com o atual aumento na tecnologia e do controle tecnológico aplicado em elementos pré-fabricados de concreto, em virtude das exigências muitas vezes da arquitetura ou grandes vãos a serem vencidos, vem sendo utilizada em grande quantidade elementos protendidos, onde as perdas de protensão inerentes do processo são um ponto crítico no dimensionamento dos mesmos. O presente trabalho descreve, portanto, os procedimentos para os cálculos das perdas de protensão em pista de elementos pré-fabricados, juntamente com recomendações e critérios adotados para cálculo das mesmas, sendo adotados conforme necessidades do problema, criando um roteiro lógico para esse procedimento. Para isso, mostra-se sucintamente a teoria aplicada para o desenvolvimento dos cálculos, conforme revisão bibliográfica exposta. Com isso, cria-se um roteiro para resolver um exemplo numérico, o qual parte de uma seção pré-estabelecida, sem qualquer pré-dimensionamento ou lógica para escolha da mesma, sendo o resultado apenas um final pertinente ao processo. Finalmente, são fornecidas as conclusões e comentários para melhorias.

Palavras-chave: Pré-fabricados. Protensão. Perdas de Protensão. Roteirização.

Abstract

The development of the concrete's technology and control applied to precast elements, due to architectural requirements such as long spans, has been used in a large range of pre-stressed elements in which the prestress losses is a critical factor in its design. The present paper describes the procedures to the prestress loss calculations in production lines, with recommendations and the criteria adopted during the calculation, chosen accordingly to supply the demands of the problem, creating a logic step-by-step procedure.

Initially, the theory applied to the calculation procedure is presented in a nutshell, accordingly to the exposed literature review. Backed by it, it's created a script to solve a numerical example, starting from a predefined section, without any pre-dimensioning or any logical reason behind its choice, being the calculation result just a convenient end to the process. Finally, the conclusion and comments to further improvement are presented.

Key-words: Precast Concrete, Prestress, Prestress losses, Design procedure

Introdução

As estruturas pré-fabricadas de concreto estão cada vez mais complexas, as empresas vêm buscando cada vez mais soluções em estruturas pré-fabricadas, devido ao ganho no processo de estruturação da obra, uma maior flexibilidade na geometria das peças, ganho de tempo na fabricação e montagem da estrutura em si, comparando com o processo feito in loco, como a diminuição de trabalhadores e limpeza no canteiro de obra.

Com a variedade da geometria das peças, muitas vezes as mesmas necessitam de um dimensionamento especial, resultando em uma solução com a execução de protensão. Para tal tecnologia, a empresa necessita de ferramentas especiais, tais como, uma pista de protensão

com cabeceiras de ancoragem, macaco de tensionamento do aço, aços especiais de alta resistência, entre outros fatores.

Em estruturas pré-fabricadas, pode ter dois tipos de protensão, aderente e não aderente sendo a última não muito utilizada em elementos pré-fabricados. A protensão aderente pode ser dividida em dois tipos, com aderência inicial ou com aderência posterior. No presente trabalho vamos levar em consideração somente a protensão com aderência inicial, que é executada em pista de protensão.

No processo de dimensionamento da estrutura pré-fabricada protendida devemos considerar as perdas de tensionamento dos cabos (perdas de protensão), que podem ser classificadas como perdas imediatas, que ocorrem logo após o tensionamento dos cabos, e perdas diferidas ao longo do tempo, que ocorrem com o passar do tempo, e carregamentos solicitantes na estrutura.

Esse processo de cálculo de perdas de protensão é um item presente na norma regulamentadora de projeto em estruturas de concreto, a NBR 6118/2014, porém, ela é um pouco complexa de se entender.

Levando em consideração essa complexidade do cálculo de perdas de protensão em elementos pré-fabricados de concreto, o presente trabalho visa esclarecer alguns fatores, e criar uma memória de cálculo (roteiro), para determinação dessas perdas, facilitando o seu entendimento.

História da protensão

Segundo Pereira et al. (2005) o desenvolvimento do concreto armado e protendido iniciou-se a partir da criação do cimento Portland, em 1824, na Inglaterra. A partir daí, franceses e alemães também começaram a fabricar cimento e a desenvolver sua tecnologia.

A primeira proposição de estruturas pré-tensionadas em concreto foi anunciada em 1886, por P. H. Jackson, de São Francisco (EUA). (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

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. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

Em 1924, o francês Eugene Freyssinet já havia empregado a protensão para diminuir o alongamento de tirantes em galpões com grandes vãos. Em 1928, Freyssinet apresentou o primeiro trabalho coeso sobre concreto protendido, reconhecendo a importância da protensão em armaduras 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 nas armaduras. Foi um dos estudiosos de maior destaque no desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido. Criou e patenteou métodos construtivos, equipamentos, aços especiais, concretos especiais, dentre outras coisas, contribuindo de forma muito expressiva para o desenvolvimento desta tecnologia. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

Ainda segundo, Veríssimo e César Junior (1998), no final do século 19, seguiram-se várias patentes de métodos de estruturas protendidas e ensaios, mas todas sem sucesso. A protensão se perdia devido à retração e fluência do concreto, assuntos desconhecidos ainda naquela época. No começo do século 20, Mörsch desenvolveu a teoria iniciada por Koenen, testando suas proposições através de inúmeros ensaios. Os conceitos propostos por Mörsch foram estudados, ao longo dos anos e em quase todo o planeta, os fundamentos da teoria do concreto armado, e seus elementos essenciais ainda são válidos.

Atualmente a utilização de estruturas em concreto protendido tem larga aceitação no mundo todo, e vem se popularizando a cada dia mais, principalmente em edificações de uma maneira geral. (PEREIRA et al., 2005).

No Brasil o concreto protendido começou a ser utilizado em 1949, com a construção da Ponte do Galeão (liga a Ilha do Governador à Ilha do Fundão) que, na época, foi a mais extensa ponte em concreto protendido no mundo, com 380m de comprimento, e é constituída de vigas de seção I, pré-moldadas com o sistema de pós-tração.

Tipos de protensão

Atualmente existem dois tipos de protensão, protensão aderente e protensão não aderente, sendo que, a protensão aderente é dividida em outros dois tipos, com aderência inicial e com aderência posterior.

Protensão com aderência inicial

Carvalho (2012), define a protensão com aderência inicial (também chamado de pré-tração) sendo o fenômeno da aderência entre a armadura e o concreto, onde a mesma é iniciada quando do lançamento do concreto.

Já Hanai (2005), diz que a peça é concretada envolvendo uma armadura previamente tracionada e ancorada em dispositivos externos, com a liberação total ou parcial da possibilidade de deformação da armadura de protensão. A força de protensão é transmitida diretamente entre a aderência (contato) entre a cordoalha e o concreto.

Protensão com aderência posterior

A protensão com aderência posterior, consiste na utilização de cabos em bainhas metálicas que podem ser lisas ou onduladas, nas quais se faz a injeção de calda de cimento a fim de permitir a aderência necessária ao sistema. (CASTRO, 2011).

Protensão com aderência posterior (também chamado de pós-tração) sendo o fenômeno da aderência entre a armadura ativa e o concreto, onde a mesma é iniciada posteriormente a execução da protensão quando o concreto já está endurecido. (CARVALHO, 2011).

Protensão sem aderência

Segundo Castro (2011), a protensão não aderente utiliza-se de cabos ou cordoalhas engraxadas e cobertos por bainhas plásticas geralmente de polietileno ou polipropileno de alta aderência que proporcionam proteção contra corrosão da armadura.

Carvalho (2012) diz que protensão sem aderência (também chamado de pós-tração) é quando a armadura só estará solidária ao concreto junto às armaduras.

Conceituação de estruturas pré-tracionadas

A protensão com aderência inicial é muito empregada em pistas de fabricação de elementos pré-fabricados, onde nas mesmas a ancoragem externa da armadura pré-tracionada é feita em blocos metálicos, locados nas cabeceiras das pistas de protensão (HANAI, 2005).

Ainda segundo Hanai (2005), em uma pista de protensão, a cabeceira de ancoragem das cordoalhas, são chamadas de ativa e passiva, onde a ativa é a qual é feito a puxada dos cabos, e a passiva é feita somente a ancoragem dos mesmos.

Utilizam-se cabos ou cordoalhas de aço especial, tensionados ao ar livre com o auxílio de equipamentos mecânicos (macacos hidráulicos), que se apoiam em blocos na cabeceira da pista, chamados de blocos de ancoragem. As peças então são concretadas e, após o endurecimento do concreto e suficiente ganho de resistência, os cabos ou cordoalhas são

cortados, ficando diretamente em contato com o concreto, aderidos apenas pelo atrito. (VERÍSSIMO; CÉSAR JUNIOR, 1998).

Segundo Couto Filho e Della Bella (2005), este tipo de protensão apresenta algumas diferenças com relação aos elementos protendidos pós-tracionados, principalmente com relação à avaliação da força de protensão inicial e o dimensionamento no Estado Limite Último das solicitações normais.

Vantagens

Apontamentos de Veríssimo e César Junior (1998) nos mostram que na utilização da protensão em pré-moldados, associada com suas tecnologias, tais como concretos de alta resistência, controle de produção, entre outras, traz uma série de benefícios dentre os quais pode-se citar:

- A força de protensão permite que, no caso de peças fletidas, toda a sua seção trabalhe sob compressão, de forma que o aproveitamento da capacidade da resistência da seção é muito maior do que nas peças de concreto armado convencional. Esse fato associado a alta resistência do concreto, que permite assim produzir peças mais esbeltas, conseqüentemente mais leves, o que possibilita também grandes comprimentos para vencer grandes vãos;
- O concreto com fck alto atinge resistência inicial suficiente para suportar as forças de protensão logo nas primeiras idades, com pouco tempo de cura, acelerando o processo de produção na fábrica;
- Concretos com elevada resistência (fck alto), sofrem menos retração, menos deformações, e como consequência apresentam menos fissuração que os concretos convencionais;
- A força de protensão mantém as eventuais fissuras do concreto fechadas, garantindo uma melhor proteção das armaduras contra a sua oxidação, isso no caso de uma solicitação atípica, maior que a prevista no projeto, se por ventura, cessada a carga as fissuras formadas se fecham sob a ação da força de protensão.

Desvantagens

Estudos realizados por Castro (2012), mostraram que as principais desvantagens do concreto protendido são:

- Falta de mão de obra especializada.
- Dependendo do tipo da estrutura pode ser inviável tecnicamente ou financeiramente.
- Falta de profissionais da área de projetos e cálculo estrutural devido possivelmente a falta de uma maior divulgação deste procedimento. (CASTRO, 2012).

Outros estudos desenvolvidos por Ruy Serafim de Teixeira Guerra (2013), apontam as principais desvantagens como:

- Requer aço de alta resistência, que é de 2,5 a 3,5 vezes mais oneroso do que o aço utilizado em concreto armado.
- Equipamento para a execução dos serviços relativamente caro, e o seu tensionamento é complicado, pois se faz necessária e dispositivos de ancoragem, que são geralmente cobertos por direitos de patente.
- A construção requer uma supervisão criteriosa em todas as fases da construção, tanto antes, quanto durante e após a concretagem.

Perdas de força de protensão

Segundo a ABNT NBR (6118/2014), todo projeto de estruturas protendidas deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante essa transferência (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

Estudiosos como, França, Ishitani e Graziano (2004), nos dizem que a força real de protensão é variável ao longo do cabo e menor do que a aplicada pelo aparelho de protensão. Esta redução de força é chamada de perda de protensão. Ela se dá por diversos fatores. Comumente divide-se as perdas em dois grupos, sendo eles:

1º: Perdas imediatas: que ocorrem durante o tensionamento e ancoragem dos cabos

2º: Perdas progressivas: que ocorrem ao longo do tempo na peça.

No caso comum de concreto protendido com aderência posterior, constituem perdas imediatas, aquelas provenientes de:

Atrito entre o cabo e a bainha;

Acomodação do cabo nas ancoragens;

Encurtamento do concreto durante a operação de protensão.

Relaxação inicial da armadura de protensão.

As perdas progressivas são provocadas pela:

Retração e fluência do concreto

Relaxação da final da armadura de protensão.

Segundo a ABNT NBR (6118/2014), os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas, podendo ser utilizados os processos indicados nos itens 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5. da supracitada norma. Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estágio I.

Perdas imediatas da força de protensão

Petrucelli (2009), no diz que as primeiras perdas são devidas principalmente à forma como se procede a protensão e às propriedades elásticas do aço e do concreto. As principais perdas iniciais são: perdas por deformação da ancoragem, perdas por deformação imediata do concreto e perdas por relaxação da armadura durante o endurecimento do concreto.

Já Carvalho (2012), fala que ao se efetuar a protensão da armadura não se consegue um esforço constante ao longo da mesma. Vários fatores, entre os quais as técnicas de protensão, influem no esforço efetivo de protensão em cada peça. De uma maneira geral serão discutidos os casos com pós tração (protensão após a concretagem) particularizando-se depois para o caso de pré-tração.

Perdas por atrito

Segundo a ABNT NBR (6118/2014), deve ser considerado o atrito nos pontos de desvio da armadura poligonal, cuja sua avaliação deve ser feita experimentalmente, em função do tipo de aparelho de desvio empregado.

Estudos realizados por Carvalho (2012), nos mostram que em um cabo disposto em curva, e executando o tensionamento do mesmo, ele tem a tendência de se alinhar com direção radial, provocando um atrito entre cabo/bainha. Os esforços radiais podem ser decompostos em ações paralelas ao eixo horizontal e vertical, supondo distribuição no trecho uniforme, pode-se afirmar que as componentes no sentido horizontal se anulam e no vertical se somam.

A perda por atrito em um cabo reto levaria a concluir que a mesma seria zero, quando na prática verifica-se que mesmo para os cabos projetados em linha reta há uma perda. Isto se deve, normalmente a maneira de se executar a colocação da armadura. (CARVALHO, 2012).

Perdas por escorregamentos dos fios nas ancoragens e acomodação da ancoragem

Segundo a ABNT NBR (6118/2014), o escorregamento dos fios na ancoragem, cuja determinação deve ser experimental, ou devem ser adotados os valores indicados pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem.

Comumente, a ancoragem dos cabos é feita por encunhamento individual das cordoalhas. Este encunhamento é acompanhado de um recuo do cabo (δ), de alguns milímetros ocasionando uma redução na força de protensão, num trecho de comprimento x junto a cabeceira de ancoragem, e mobilizando forças de atrito em sentido contrário àquelas da operação de protensão, (FRANÇA; ISHITANI; GRAZIANO, 2004).

Essa perda devido ao escorregamento, ocorre apenas na ancoragem ativa, pois na ancoragem passiva a acomodação/escorregamento vai sendo anulada na operação de estiramento, pois conforme o estiramento do cabo, a cunha vai fixando na cabeceira de ancoragem.

O valor da perda de protensão por escorregamento/acomodação dos cabos, está relativamente ligado ao comprimento da pista de protensão/cabo, pois quanto maior a pista/cabo maior a perda. (BASTOS, 2014).

Relaxação inicial

Segundo a ABNT NBR (6118/2014), a relaxação inicial da armadura se dá em função do tempo decorrido entre o alongamento da armadura e a liberação do aparelho de tração.

Estudos de Bastos (2014), nos mostram que a relaxação inicial da armadura, é a perda de tensão com o tempo em um aço estirado, sob comprimento e temperatura constantes. Para tensões aplicadas até $0,5f_{ptk}$, a perda por relaxação é desprezível, mas aumenta consideravelmente com o aumento das tensões e da temperatura. A relaxação ocorre a partir do instante que o aço é tensionado.

Retração do concreto

Segundo a ABNT NBR (6118/2014), a retração inicial do concreto, considerado o tempo decorrido entre a concretagem do elemento estrutural e a liberação do aparelho de tração.

Para Bastos (2014), a retração inicial do concreto acarreta em uma perda de tensão na armadura. Em um ambiente de fábrica (ambiente úmido), com cura iniciada logo após o adensamento (uma cura tratada), pode-se praticamente desprezar o efeito da retração inicial do concreto, mesmo porque o intervalo de tempo entre a concretagem e a transferência da protensão é pequeno.

Carvalho (2012), diz que quando os cabos de protensão estão concentrados próximos um ao outro e têm trajetórias parecidas pode-se trabalhar com um cabo resultante que estaria situado no centro de forças dos demais cabos e teria como força a soma das forças dos demais cabos. Este procedimento facilita os cálculos principalmente aqueles relativos a pré-dimensionamento.

Perdas progressivas ou diferidas

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas, podendo ser utilizados processos simplificados para cálculo das mesmas, constantes nos itens 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5 da NBR 6118/14. Nesses processos de cálculo admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no Estádio I, (BASTOS, 2014).

Fluência e retração do concreto

Segundo estudos de França, Ishitani e Graziano (2004), mostraram que se pode admitir que o efeito do tempo em uma peça de concreto protendido, transcorra em condições que se aproximam da fluência pura no concreto e da relaxação pura na armadura de protensão.

Petrucci (2009) nos diz que fenômenos reológicos ocorridos no 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 da sua ancoragem, à estrutura de concreto ou através da aderência a mesma. Assim, se a estrutura de concreto se deforma com o passar do tempo, parte do alongamento da armadura se perderá, ou seja, haverá uma queda da força 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 de a tensão da mesma diminuir com o tempo, causando a perda por relaxação do aço.

De fato, no concreto, as solicitações de características permanentes, são devidas às cargas permanentes (constantes) e à protensão que relativamente tem pouca variação e as tensões normais correspondentes no concreto acabam acarretando em deformações adicionais semelhantes a fluência pura no concreto.

Fluência do concreto

Estudos de Bastos (2014), mostram que a deformação lenta no concreto ao nível da armadura de protensão, depende da tensão no concreto naquele nível. Semelhantemente à perda por retração do concreto. Onde não for necessária grande precisão, o coeficiente de fluência (t_f / t_o), entre o tempo inicial (t_o) e o tempo final (t_f), pode ser determinado na Tabela 8.1 da NBR 6118/14. Quando for necessária maior precisão para obtenção de valores, deve-se recorrer ao cálculo conforme descrito no Anexo A da NBR 6118/14.

Segundo Petrucci (2009), a fluência pura é aquela devida a uma ação introduzida no tempo inicial e mantida constante com o passar do tempo, porém a protensão devida à própria perda por fluência e à retração varia e diminui ao longo do tempo.

Retração do concreto

Segundo Bastos (2014), a retração no concreto é afetada por muitos fatores, tais como: traço, tipo de agregados, tipo de cimento, tempo de cura, tempo de aplicação da protensão após a cura, dimensões e forma da peça, condições do ambiente, etc. Aproximadamente 80 % da retração ocorre no primeiro ano de vida do concreto.

Petrucci (2009), conceitua a retração como a variação volumétrica que o concreto sofre depois de endurecido. Na verdade, a retração começa a ocorrer logo após o lançamento do concreto, porém para determinar a perda que causa só interessa a parte do fenômeno que ocorre depois da atuação da protensão. Pode-se dizer que a retração é devida principalmente à saída da água que não reage com o cimento (água em excesso).

Relaxação do aço

A relaxação da armadura de protensão, é a perda de protensão quando os fios ou cordoalhas estão sujeitos essencialmente a uma deformação constante, causado por uma força externa. Por simplificação, pode-se considerar o efeito da relaxação da armadura de protensão semelhante à fluência do concreto, lembrando somente que a fluência do concreto, caracteriza-se pelo aumento das deformações do mesmo, ao passo que a relaxação do aço é uma diminuição da tensão ao longo do tempo, (FRANÇA; ISHITANI; GRAZIANO, 2004).

Petrucelli (2009), destaca ainda que a perda por relaxação depende fundamentalmente da tensão em que está atuando na armadura, 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.

Dados para desenvolvimento do roteiro de calculo

Para desenvolvimento do roteiro foi criado uma viga fictícia com propriedades mostradas na tabela a seguir, sendo que não foi feito qualquer pré-dimensionamento ou escolhido algum critério para adoção dos valores, sendo assim o resultado irrisório.

Tabela 1 – Dados do problema

Dados	Medida	Unidade
Comprimento (L) da viga	10,0	m
Base (bw)	20,0	cm
Altura (h)	60,0	cm
Fck	30,0	MPa
Fcj	21,0	MPa
Tipo de cimento	CPV-ARI	-
Abatimento Slump	12,0	cm
Temperatura	20	°C
Umidade	70	%
Cordoalha CP190-RB	3	Und
Área de protensão	2,958	cm ²
Excentricidade de protensão	5,985	cm
Comprimento da pista de protensão	25,0	m

Fonte: Próprio autor

Os carregamentos solicitados na viga são os seguintes:

Tabela 2 – Carregamentos

Ação	Carregamento	Momento fletor
Peso próprio da viga (g1)	4,5 kN/m	37,5 kN.n

Peso próprio laje (g2)	15,0 kN/m	187,5 kN.m
Capa (g3)	6,25 kN/m	78,125 kN.m
carga acidental (q1)	17,5 kN/m	218,75 kN.m

Fonte: Próprio autor

Perdas imediatas

Perdas por deformação das ancoragens

Ao fixar o macaco para transmissão da força de protensão para a peça de concreto, há um escorregamento do mesmo dentro da cunha de ancoragem, provocando uma redução do estiramento inicial aplicado no cabo.

A acomodação depende do tipo do dispositivo de ancoragem nas extremidades da cabeceira da pista de protensão.

Atualmente para cordoalhas o valor do escorregamento na acomodação das cunhas é:

$$- \omega = 6mm$$

Sendo assim, o cálculo da porcentagem das perdas por essa acomodação está completamente relacionado com o tamanho da pista de protensão, e sendo expressa pela seguinte formula:

$$- \varepsilon = \frac{\omega \times 100}{L_{pista}}$$

$$- \varepsilon = \frac{0,6 \times 100}{2500}$$

$$- \varepsilon = 0,024 \%$$

Considerando o modulo de elasticidade (Ep) das cordoalhas CP 190 RB:

$$- E_p = 200.000 \text{ MPa}$$

Assim, de acordo com a lei de Hooke, temos por final uma perda de:

$$- \Delta\sigma = E_p \times \varepsilon$$

$$- \Delta\sigma = 200.000 \times 0,024 (\div 1000)$$

$$- \Delta\sigma = 4,8 \text{ kN/cm}^2$$

Perdas por relaxação inicial da armadura

A armadura de protensão é estirada e mantida com comprimento constante, logo a mesma sofre um alívio de tensão. Este fenômeno é chamado de relaxação do aço.

Para calcularmos essa tensão inicial (σ_P) feita no cabo, para estruturas pré-fabricadas temos o seguinte critério:

$$- \sigma P = \begin{cases} 0,77 \times f_{ptk} \\ 0,85 \times f_{pyk} \end{cases}, \text{ onde:}$$

$$- f_{ptk} = 1900 \text{ Mpa}$$

$$- f_{pyk} = 1710 \text{ Mpa}$$

$$- \sigma P = \begin{cases} 0,77 \times 1900 = 1.463,0 \text{ Mpa} \\ 0,85 \times 1710 = 1.453,5 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Logo adota-se $\sigma P = 1453,5 \text{ Mpa}$ ou $145,35 \text{ kN/cm}^2$

Para sabermos a tensão efetivamente dada no cabo após a aplicação da força de protensão, temos que descontar a perda pela acomodação do dispositivo de ancoragem, tendo uma nova tensão inicial (σPi):

$$- \sigma Pi = \sigma P - \Delta \sigma$$

$$- \sigma Pi = 145,35 - 4,8$$

$$- \sigma Pi = 140,55 \text{ kn/cm}^2$$

Para o cálculo da relaxação do aço de protensão, temos que utilizar a tensão inicial já descontando a perda pela acomodação da ancoragem, correlacionada com a tensão última do aço de protensão (Aço CP190-RB = 1900 Mpa ou 130 kN/cm²), assim temos:

$$- R = \frac{\sigma Pi}{190}$$

$$- R = \frac{140,55}{190}$$

$$- R = 0,7397$$

Agora temos que utilizar esse resultado na tabela 8.4, da NBR 6118/2014, para acharmos o coeficiente de relaxação do aço de protensão após 1000 horas a temperatura ambiente média de 20°C ($\Psi_{(1000)}$). Conforme figura a seguir:

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde:
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

Figura 1 - Valores de $\Psi_{(1000)}$, em porcentagem (NBR 6118/2014)

O valor de $\Psi_{(1000)}$, então é obtido através da interpolação dos valores, resultando assim em um valor para cordoalhas de relaxação baixa de 2,897%.

$$- \Psi_{(1000)} = 2,897\%$$

Em sequência é calculado o coeficiente de relaxação do aço de protensão após 1 hora a temperatura ambiente média de 20°C ($\Psi_{(1,0)}$), para conseguirmos calcular a relaxação inicial do aço de protensão. Conforme formula a seguir:

$$- \Psi_{(1,0)} = \Psi_{1000} \cdot \left(\frac{t-t_0}{41,67} \right)^{0,15}, \text{ onde:}$$

- t = Idade do concreto considerando o final do ato da protensão

- t_0 = Idade do concreto considerando o início do ato da protensão

$$- \Psi_{(1,0)} = 2,897 \cdot \left(\frac{1-0}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$- \Psi_{(1,0)} = 1,6557$$

Em seguida conseguimos calcular a perda da força de protensão devido a relaxação inicial da armadura pela seguinte equação:

$$- \Delta\sigma_{,pr} = \left(\frac{\Psi_{(1,0)}}{L_{pista}} \right) \times \sigma P_i$$

$$- \Delta\sigma_{,pr} = \left(\frac{1,6557}{2500} \right) \times 1405,5$$

$$- \Delta\sigma_{,pr} = 9,308 \text{ kn/cm}^2$$

Perdas por deformação imediata do concreto

Neste caso também é descontado o valor das perdas anteriores. Sendo assim tendo uma nova tensão inicial:

$$- \sigma P_i = \sigma P - (\Delta\sigma + \Delta\sigma_{,pr})$$

$$- \sigma P_i = 145,35 - (4,8 + 9,308)$$

$$- \sigma P_i = 131,242 \text{ kn/cm}^2$$

Para cálculo da perda por deformação imediata do concreto temos:

$$- \alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}}, \text{ onde:}$$

- α_p É a relação entre os módulos de elasticidade do aço de protensão e o concreto

$$- E_{ci} = 5600 \sqrt{F_{cj}}$$

$$- E_{ci} = 5600 \sqrt{21}$$

$$- E_{ci} = 25.662,42 \text{ Mpa}$$

$$- \alpha_p = \frac{200.000}{25.662,42}$$

$$\alpha_p = 7,7935$$

Logo conseguimos calcular a força normal de protensão (N_p):

- $N_p = (A_p \cdot \sigma_{Pi})$
- $N_p = (2,958 \cdot 131,242)$
- $N_p = 388,21 \text{ kN}$

Então em sequência calculamos o momento de excentricidade da força de protensão (M_p):

- $M_p = (A_p \cdot \sigma_{Pi} \cdot E_p)$
- $M_p = (2,958 \cdot 131,242 \cdot 0,20)$
- $M_p = 77,64 \text{ kN}$

Posteriormente então, calcula-se a tensão inicial no concreto, devido ao peso próprio da viga, na fibra inferior ($\sigma_{c,p0+g,inf}$):

- $\sigma_{c,p0+g,inf} = \left(\frac{N_p}{A_c}\right) + \left(\frac{(M_p - Mg)}{I}\right) \cdot E_p$
- $\sigma_{c,p0+g,inf} = \left(\frac{388,21}{0,12}\right) + \left(\frac{(77,64 - 37,5)}{0,0036}\right) \cdot 0,20$
- $\sigma_{c,p0+g,inf} = 5462,778 \text{ kn/m}^2$

A partir disso, conseguimos calcular a perda de protensão devido ao encurtamento ou deformação inicial do concreto ($\Delta\sigma_{cg,inf}$):

$$\Delta\sigma_{cg,inf} = \left(\frac{\sigma_{c,p0+g,inf}}{10.000}\right) \cdot \alpha_p$$

$$\Delta\sigma_{cg,inf} = \left(\frac{5462,778}{10.000}\right) \cdot 7,7935$$

$$\Delta\sigma_{cg,inf} = 4,257 \text{ kn/cm}^2$$

Chegando por fim o cálculo da tensão final considerando as perdas da primeira fase, obtendo-se as perdas imediatas de protensão:

$$\sigma_{p,inf,1dia} = \sigma_p - \Delta\sigma_{cg,inf} - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma$$

$$\sigma_{p,inf,1dia} = 145,35 - 4,257 - 9,308 - 4,8$$

$$\sigma_{p,inf,1dia} = 126,9845 \text{ kn/cm}^2$$

- Isso representa uma perda de 14,467%

Perdas diferidas ao longo do tempo

Perda por fluência do concreto

Tabela 3 – Coeficiente de fluência do concreto

Ação	Idade (t_0) do concreto	Coeficiente $\Psi_{(t_\infty, t_0)}$
Protensão	1	4,942
Peso próprio da viga	1	4,942

Peso próprio da laje	20	3,016
Execução da capa	30	2,728
Execução do revestimento	45	2,444
Atuação da carga acidental	60	2,243
Perda de protensão	60	2,243

Fonte: Próprio autor

Todos os coeficientes de fluência ($\varphi_{(t_{\infty}, t_0)}$) foram calculados através das formulas abaixo, sendo demonstrado somente o cálculo detalhado do coeficiente de fluência, apenas do ato de protensão, seguindo o mesmo critério para todos os outros.

$$- \varphi_{(t_{\infty}, t_0)} = \varphi_a + \varphi_{f_{\infty}} \cdot [\beta_{f(t_{\infty})} - \beta_{f(t_0)}] + \varphi_{d_{\infty}} \cdot \beta_d$$

Idade fictícia do concreto ($t_{0, fic}$), é a idade em dias, quando o endurecimento do mesmo é feito em temperatura constante de 20°C.

$$- t_{0, fic} = \alpha \cdot \frac{t_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef, i}, \text{ onde:}$$

α é o coeficiente dependendo da velocidade do endurecimento do cimento, de acordo com a tabela A.2, da NBR 6118/2014, conforme figura a seguir:

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
Endurecimento Lento (CP-III e CP-IV, todas as classes de resistência)	1	1
Endurecimento Normal (CP-I e CP-II, todas as classes de resistência)	2	
Endurecimento Rápido (CP-V-ARI)	3	

Figura 2 - Valores de fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento (NBR 6118/2014)

t_i é a temperatura média diária do ambiente, expressa em °C

$\Delta t_{ef, i}$ é o período em dias, durante qual a temperatura média ambiente, t_i , pode ser admitida constante

$$- t_{0, fic} = 3 \cdot \frac{20+10}{30} \cdot 1 = 3 \text{ dias}$$

$$- t_{\infty, fic} = 3 \cdot \frac{20+10}{30} \cdot 10000 = 30000 \text{ dias}$$

O coeficiente φ_a é em função da resistência do concreto no t_{∞} e do tempo t_0 . Quando a verificação se faz na data t_0 dias tem-se:

$$- \beta_1 = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$$

com:

$s = 0,38$ para concreto com cimento CP III e IV;

$s = 0,25$ para concreto com cimento CP I e II;

$s = 0,20$ para concreto com cimento CP V ARI.

t = idade fictícia do concreto, em dias.

$$- \beta_1 = e^{0,20 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{1}}\right)} = 0,4239$$

Se considerar o valor de t_{∞} , o valor t_{∞} tenderá a zero e, portanto, a expressão anterior fica:

$$\beta_1 = e^{s \cdot (1 - \sqrt{0})}$$

$\beta_1 = e^s$, que resulta em:

$\beta_1 = 1,4623$ para concreto com cimento CP III e IV;

$\beta_1 = 1,2840$ para concreto com cimento CP I e II;

$\beta_1 = 1,2214$ para concreto com cimento CP V ARI.

Com isso:

$$- \varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{f_{c(t_0)}}{f_{c(t_{\infty})}}\right), \text{ logo:}$$

$$- \varphi_a = 0,8 \cdot \left(1 - \frac{0,4239}{1,2214}\right) = 0,522$$

O valor do coeficiente final de deformação lenta irreversível para concreto de classe C20 a C45 é dado, pela seguinte expressão:

$$- \varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}, \text{ onde:}$$

φ_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U (%), constante na tabela A.1, da NBR 6118/2014, conforme figura a seguir:

Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ¹⁾³⁾			Retração $10^4 \epsilon_{1s}$ ²⁾³⁾			γ ⁴⁾
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	- 1,0	- 1,3	- 1,6	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	- 2,5	- 3,2	- 4,0	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	- 4,0	- 5,2	- 6,5	1,0

¹⁾ $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
²⁾ $10^4 \epsilon_{1s} = -6,16 - (U/484) + (U^2/1590)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
³⁾ Os valores de φ_{1c} e ϵ_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e para abatimentos entre 10 cm e 15 cm são 25% maiores.
⁴⁾ $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90\%$.

NOTAS
1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.
2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

Figura 3 - Valores numéricos para determinação da fluência e da retração (NBR 6118/2014)

$$\varphi_{1c} = 2,5$$

Obs: Conforme nota b, da tabela, para abatimentos entre 10 – 15, deve-se acrescentar um valor de 25%. Portanto:

$$- \varphi_{1c} = 3,125$$

φ_{2c} é o coeficiente dependente da espessura fictícia h_{fic} da peça

$$- \varphi_{2c} = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}}, \text{ onde } h_{fic} \text{ é:}$$

$$- h_{fic} = y \cdot \frac{2 \cdot A_c}{U_{ar}}, \text{ onde:}$$

U_{ar} é o perímetro da peça da seção transversal em contato com o ar

$$- U_{ar} = (2 \cdot h) + bw$$

$$- U_{ar} = (2 \cdot 0,6) + 0,2$$

$$- U_{ar} = 1,4m$$

Y é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente

$$- y = 1 + e^{(-7,8+(0,1 \cdot U))}$$

$$- y = 1 + e^{(-7,8+(0,1 \cdot 70))}$$

$$- y = 1,449$$

$$- h_{fic} = 1,449 \cdot \frac{2 \cdot 0,12}{1,4} = 0,2484m$$

$$- \varphi_{2c} = \frac{42+24,84}{20+24,84} = 1,4906$$

$$- \varphi_{f\infty} = 3,125 \cdot 1,4906 = 4,658$$

Em sequência temos o valor de $\varphi_{d\infty}$, que é o valor final de deformação lenta do concreto, que segundo a NBR 6118/2014, o valor do mesmo é 0,4.

Em sequência temos como calcular o valor de $\beta_{d(t)}$, que é o coeficiente relativo a deformação lenta reversível do concreto em função do tempo:

$$- \beta_{d(t)} = \left(\frac{(t_{\infty} - t_0 + 20)}{(t_{\infty} - t_0 + 70)} \right)$$

$$- \beta_{d(t)} = \left(\frac{(30000 - 3 + 20)}{(30000 - 3 + 70)} \right)$$

$$- \beta_{d(t)} = 0,998$$

Dando continuidade ao roteiro, calculamos agora o $\beta_f(t)$, que é o coeficiente relativo a deformação lenta irreversível do concreto em função do tempo:

$$- \beta_f(t) = \left(\frac{t^2 + At + C}{t^2 + Ct + D} \right), \text{ onde:}$$

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113$$

$$A = 238,11$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} - 23$$

$$B = 603,29$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183$$

$$C = 451,49$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31916h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931$$

$$D = 8857,06$$

$$- \beta_f(t,0) = \left(\frac{3^2 + 238,11 \cdot 3 + 451,49}{3^2 + 451,49 \cdot 3 + 8857,06} \right)$$

$$- \beta_f(t,0) = 0,130$$

$$- \beta_f(t,\infty) = \left(\frac{30000^2 + 238,11 \cdot 30000 + 451,49}{30000^2 + 451,49 \cdot 30000 + 8857,06} \right)$$

$$- \beta_f(t,\infty) = 0,993$$

Por fim, podemos calcular, o coeficiente de fluência do concreto:

$$- \varphi_{(t\infty,t_0)} = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_f(t\infty) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d$$

$$- \varphi_{(t\infty,t_0)} = 0,522 + 4,658 \cdot [0,993 - 0,130] + 0,4 \cdot 0,998$$

$$- \varphi_{(t\infty,t_0)} = 4,94$$

Calculado o coeficiente de fluência do concreto, podemos então calcular as perdas da força de protensão devido a esse fenômeno:

$$- N_p = (A_p \cdot \sigma_{p,inf,1dia})$$

$$- N_p = 2,958 \cdot 126,98$$

$$- N_p = 375,61 \text{ kN}$$

$$- M_p = (\sigma_{p,inf,1dia} \cdot A_p \cdot E_p)$$

$$- M_p = (126,98 \cdot 2,958 \cdot 0,20)$$

$$- M_p = 75,12 \text{ kN.m}$$

$$- A = \left(\frac{N_p}{A_c} + \left(\left(\frac{M_p - M_{g1}}{I} \right) \cdot E_p \right) \right) \cdot \varphi_{(t_{\infty}, t_0)}$$

$$- A = \left(\frac{375,61}{0,12} + \left(\left(\frac{75,12 - 37,5}{0,0036} \right) \cdot 0,20 \right) \right) \cdot 4,94$$

$$- A = 25787,21 \text{ kn/m}^2$$

$$- B = \frac{(M_{g2} \cdot \varphi_{(t_{\infty}, t_0)}) + (M_{g3} \cdot \varphi_{(t_{\infty}, t_0)}) \cdot E_p}{I}$$

$$- B = \frac{((187,5 \cdot 3,016) + (78,125 \cdot 2,728)) \cdot 0,20}{0,0036}$$

$$- B = 43243,92 \text{ kn/m}^2$$

$$- D = \left(\frac{Y_{cg} \cdot \frac{y_{cg, cord}}{100} \cdot q}{I} \right) \cdot \varphi_{(t_{\infty}, t_0)} \cdot \omega_1$$

$$- D = \left(\frac{(0,30 - \frac{5,835}{100}) \cdot 218,75}{0,0036} \right) \cdot 2,243 \cdot 0,4$$

$$- D = 13174,120 \text{ kn/m}^2$$

$$- \Delta \sigma_{p,c,inf} = \frac{(A - B - D) \alpha_p}{10000}$$

$$- \Delta \sigma_{p,c,inf} = \frac{(25787,21 - 43243,92 - 13174,12) \cdot 7,7935}{10000} =$$

$$- \Delta \sigma_{p,c,inf} = -23,87 \text{ kn/cm}^2$$

Perdas por deformação do concreto $\epsilon_{(1000,1)}$

Tabela 4 – Retração do concreto

Ação	Idade (t_0) do concreto	Coefficiente $\epsilon_{(1000,1)}$
Protensão	1	-0,000661
Peso próprio da viga	1	-0,000661
Peso próprio da laje	20	-0,000575
Execução da capa	30	-0,000548
Execução do revestimento	45	-0,000518
Atuação da carga accidental	60	-0,000492
Perda de protensão	60	-0,000492

Fonte: Próprio autor

A retração do concreto ($\varepsilon_{(1000,1)}$) foi calculada através das formulas a baixo, sendo demonstrado somente o cálculo detalhado da retração do concreto, apenas do ato de protensão, seguindo o mesmo critério para todos os outros.

$$- \varepsilon_{(1000,1)} = \varepsilon_{C_{inf}} \cdot (\beta_{s,\infty} - \beta_{s,0}), \text{ onde:}$$

$$- \varepsilon_{C_{inf}} = \varepsilon_{1s_{abatimento}} \cdot \varepsilon_{2s}$$

- $10^4 \varepsilon_{1s_{abatimento}}$ = Tabela A.1, do anexo a da NBR 6118/2014, conforme figura mostrada anteriormente.

$$\varepsilon_{1s_{abatimento}} = -6,2 \cdot 10^{-4}$$

Obs: Conforme nota b, da tabela, para abatimentos entre 10 – 15, deve-se acrescentar um valor de 25%. Portanto:

$$\varepsilon_{1s_{abatimento}} = -7,75 \cdot 10^{-4}$$

$$- \varepsilon_{2s} = \frac{33+2h_{fic}}{20,8+3h_{fic}}$$

$$- \varepsilon_{2s} = \frac{33+(2 \cdot 24,84)}{20,8+(3 \cdot 24,84)} = 0,867$$

$$- \varepsilon_{C_{inf}} = 7,75 \cdot 10^{-4} \cdot 0,867 = -6,719 \cdot 10^{-4}$$

Então calcula-se o coeficiente relativo à retração no instante t ou t_0 , ($\beta_{s,(t)}$)

$$- \beta_{s,(t)} = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \cdot \left(\frac{t}{100}\right) + E} \text{ onde:}$$

$$A = 40$$

$$B = 116h_{fic}^3 - 282h_{fic}^2 + 220h_{fic} - 4,8$$

$$B = 34,23$$

$$C = 2,5h_{fic}^3 - 8,8h_{fic} + 40,7$$

$$C = 38,55$$

$$D = -75h_{fic}^3 + 585h_{fic}^2 + 496h_{fic} - 6,8$$

$$D = 151,35$$

$$E = -169h_{fic}^4 + 88h_{fic}^3 + 584h_{fic}^2 - 39h_{fic} + 0,8$$

$$E = 27,85$$

$$- \beta_{s,\infty} = \frac{\left(\frac{10000}{100}\right)^3 + 40 \cdot \left(\frac{10000}{100}\right)^2 + 34,23 \cdot \left(\frac{10000}{100}\right)}{\left(\frac{10000}{100}\right)^3 + 38,55 \cdot \left(\frac{10000}{100}\right)^2 + 151,35 \cdot \left(\frac{10000}{100}\right) + 27,85} = 1,0020$$

$$- \beta_{s,0} = \frac{\left(\frac{1}{100}\right)^3 + 40 \cdot \left(\frac{1}{100}\right)^2 + 34,23 \cdot \left(\frac{1}{100}\right)}{\left(\frac{1}{100}\right)^3 + 38,55 \cdot \left(\frac{1}{100}\right)^2 + 151,35 \cdot \left(\frac{1}{100}\right) + 27,85} = 0,0118$$

$$- \varepsilon_{(1000,1)} = \varepsilon_{C_{inf}} \cdot (\beta_{s,\infty} - \beta_{s,0})$$

$$- \varepsilon_{(1000,1)} = -6,719 \cdot 10^{-4} \cdot (1,0020 - 0,0118)$$

$$- \varepsilon_{(1000,1)} = -6,6534 \cdot 10^{-4}$$

Calculado a retração do concreto, podemos então calcular as perdas da força de protensão devido a esse fenômeno:

$$- \Delta \sigma_{p,s} = 2 \cdot 10^4 \cdot \varepsilon_{(1000,1)}$$

$$- \Delta \sigma_{p,s} = 2 \cdot 10^4 \cdot -6,6534 \cdot 10^{-4} = -13,31 \text{ kn/cm}^2$$

Perdas por relaxação das armaduras

Para o cálculo da relaxação do aço de protensão, temos que utilizar a tensão inicial já descontando a perda pela acomodação da ancoragem, correlacionada com a tensão última do aço de protensão (Aço CP190-RB = 1900 Mpa ou 130 kn/cm²), assim temos:

$$- R_{inf} = \frac{\sigma_{p,inf,1dia}}{190}$$

$$- R_{inf} = \frac{126,98}{190}$$

$$- R_{inf} = 0,668$$

Agora temos que utilizar esse resultado na tabela 8.4, da NBR 6118/2014, para acharmos o coeficiente de relaxação do aço de protensão após 1000 horas a temperatura ambiente média de 20°C ($\Psi_{(1000)}$). Conforme figura mostrada anteriormente

Logo para 0,668 temos o valor para cordoalhas de relaxação baixa de 2,44%

$$- \Psi_{1000} = 2,44$$

$$- \Psi_{(\infty,1),inf} = 2,5 \cdot \Psi_{1000}$$

$$- \Psi_{(\infty,1),inf} = 2,5 \cdot 2,44$$

$$- \Psi_{(\infty,1),inf} = 5,29$$

$\times_{(\infty,1)inf}$ é o coeficiente de fluência do aço:

$$- \times_{(\infty,1)inf} = -\ln 1 - \left(\frac{\Psi_{(\infty,1),inf}}{100} \right)$$

$$- \times_{(\infty,1)inf} = -\ln 1 - \left(\frac{5,29}{100} \right)$$

$$- \times_{(\infty,1)inf} = 0,054$$

Em seguida conseguimos calcular a perda da força de protensão devido a relaxação ao longo do tempo da armadura pela seguinte equação:

$$- \Delta \sigma_{p,r,inf} = \sigma_{p,inf,1dia} \cdot \times_{(\infty,1)inf}$$

$$- \Delta \sigma_{p,r,inf} = 126,98 \cdot 0,054$$

$$- \Delta \sigma_{p,r,inf} = 6,86 \text{ kn/cm}^2$$

Simultaneidade das perdas

A simultaneidade da retração e da fluência faz com que a descrição de cada ação de forma isolada seja complicada. Este fato, em conjunto com a multiplicidade e variedade de fatores que influenciam a retração, faz com que seja comum adotar métodos aproximados simplificados.

$\times_{p,inf}$ é o coeficiente de fluência do aço

$$- \times_{p,inf} = 1 + \times_{(\infty,1)inf}$$

$$- \times_{p,inf} = 1 + 0,054 = 1,054$$

$$- \times_c = 1 + (0,5 \cdot \varphi_{(t_{\infty}, t_0)})$$

$$- \times_c = 1 + (0,5 \cdot 4,94) = 3,47$$

$$- \eta_{inf} = 1 + \left(E p^2 \cdot \left(\frac{A_c}{I} \right) \right)$$

$$- \eta_{inf} = 1 + \left(0,20^2 \cdot \left(\frac{0,12}{0,0036} \right) \right)$$

$$- \eta_{inf} = 2,3333$$

ρ_p é a taxa geométrica de armadura ativa, igual a:

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

$$- \rho_p = \frac{2,958}{1200}$$

$$- \rho_p = 0,002465$$

Enfim tem-se a tensão resultante da simultaneidade das perdas finais conforme a equação a baixo:

$$- \Delta \sigma_{p(\infty,1),inf} = \frac{(\Delta \sigma_{p,s} - \Delta \sigma_{p,c,inf} - \Delta \sigma_{p,r,inf})}{\times_{p,inf} + (\times_c \cdot \alpha_p \cdot \eta_{inf} \cdot \rho_p)}$$

$$- \Delta \sigma_{p(\infty,1),inf} = \frac{(-13,31 - (-23,87) - (6,86))}{1,054 + (3,47 \cdot 7,79 \cdot 2,33 \cdot 0,0025)}$$

$$- \Delta \sigma_{p(\infty,1),inf} = 36,35 \text{ kn/cm}^2$$

Com o valor da tensão final, pode-se calcular agora as perdas finais de protensão, conforme mostrado a seguir:

$$\Delta \sigma_{p(\infty,1),inf} = \sigma_{p,inf,1dia} - \Delta \sigma_{p(\infty,1),inf}$$

$$\Delta \sigma_{p(\infty,1),inf} = 126,98 - 36,35$$

$$\Delta \sigma_{p(\infty,1),inf} = 90,63 \text{ kn/cm}^2$$

Mostrando uma perda total de 37,64% em relação a tensão inicial σ_p .

Tabela 5 – Resumo das perdas de protensão

Perdas iniciais	
Deformação das ancoragens	4,8 kN/cm ²
Relaxação inicial das armaduras	9,308 kN/cm ²
Deformação imediata do concreto	4,257 kN/cm ²
Perdas diferidas ao longo do tempo	
Fluência do concreto	23,87

	kN/cm ²
Deformação final do concreto	13,31 kN/cm ²
Relaxação final da armadura	6,86 kN/cm ²
Simultaneidade das perdas	
Perdas diferidas ao longo do tempo	36,35 kN/cm ²
Total de Perdas de protensão	90,63 kN/cm²

Fonte: Próprio autor

Conclusão

Devido ao recorrente crescimento das obras em pré-fabricados, e novas imposições de arquitetura e vãos, verificou-se a necessidade de as empresas investirem em novas soluções estruturais. Uma destas soluções é a protensão de elementos tais como vigas em pistas de protensão com variados tamanhos.

A protensão subintendesse que a longo prazo será um procedimento de cálculo muito mais usado no Brasil, já que hoje o método não é largamente utilizado, devido a seu alto custo inicial de instalação e mão de obra qualificada. Devido ao processo de aplicação de tensões prévias em vigas, pode-se reduzir os custos e dimensões de peças se forem comparadas a de uma viga com armadura convencional com as mesmas cargas e mesmos vãos.

A principal consideração no presente trabalho, foi que as perdas de protensão, é um fator muito importante no dimensionamento da estrutura, pois ela avalia quanto realmente da força inicial aplicada na peça protendida, está efetivamente sendo transitada a mesma. O cálculo manual das perdas de protensão em pista de elementos em concreto pré-fabricado é bastante trabalhoso, sendo necessário o despendimento de grande tempo.

Outra observação importante feita nesta pesquisa, é que existem poucas bibliografias existentes quando o assunto é perdas de protensão, o que torna o processo mais complicado ainda, pois muitos autores têm métodos quase que próprios para cálculo das mesmas. A nossa norma reverenciadora de projetos de estruturas de concreto a NBR 6118/2014, no seu item 9.6.3.3 nos traz métodos de cálculo dessas perdas, porem a norma não é muito clara sobre alguns critérios adotados, deixando assim dúvidas relativas ao processo de cálculo das mesmas.

Notou-se que a perda de maior valor foi a devido a fluência do concreto, que tem correlação eminente com o tipo de cimento utilizado. As perdas por deformação das ancoragens estão diretamente ligadas ao comprimento da pista de protensão e aos dispositivos de cravação das ancoragens (macacos) e cunhas. Assim conclui-se que devemos avaliar com maior preciosismos a escolha do tipo de cimento utilizado em elementos protendidos.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 256 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. 3 ed. Rio de Janeiro, 2017. 94 p.

BASTOS, Paulo Sergio dos Santos. **CONCRETO PROTENDIDO: NOTAS DE AULA**. Bauru: Unesp, 2014. 91 p.

CARVALHO, Roberto Chust. **ESTRUTURAS EM CONCRETO PROTENDIDO: CÁLCULO E DATALHAMENTO**. São Paulo: Pini, 2012. 431 p.

CASTRO, Sérgio Vannucci de. **“Concreto Protendido - Vantagens e desvantagens dos diferentes processos de protensão do concreto nas estruturas”**. 2012. 46 f. Monografia (Especialização) - Curso de Especialização em Construção Civil, Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012. Cap. 2. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUOS-9AEKDH/monografia_pdf.pdf?sequence=1>. Acesso em: 2 nov. 2017.

COUTO FILHO, João do; DELLA BELLA, João Carlos. Aspectos Característicos do Dimensionamento de Vigas Pré fabricadas, submetidas à Pré-tração. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO- PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. **Aspectos Característicos do Dimensionamento de Vigas Pré fabricadas, submetidas à Pré-tração**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005. p. 1 - 1. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/lenpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/133.pdf>. Acesso em: 05 jan. 2018.

FRANÇA, Ricardo Leopoldo e Silva; ISHITANI, Hideki; GRAZIANO, Francisco. **Concreto Protendido: Conceitos Fundamentais**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2004. 119 p.

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do concreto protendido**: E-book de apoio para o curso de engenharia civil. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2005. 116 p. 116 f.

MORE: Mecanismo online para referências, versão 2.0. Florianópolis: UFSC Rexlab, 2013. Disponível em: <<http://www.more.ufsc.br/>> . Acesso em: 01/02/2018.

PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO. São Paulo: Rudloff Industrial Ltda, v. 2, 1998. Manfred Theodor Schmid. (Segundo Perdas da Força de Protensão (1998) ou (PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO, 1998)

PEREIRA, Jorge Luiz Silka et al. **CONCRETO PROTENDIDO E LAJES PROTENDIDAS COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS: NOÇÕES GERAIS SOLUÇÃO ESTRUTURAL E CORRETA EXECUÇÃO**. **Comunidade da Construção**, São Paulo, p.3-3, mar. 2005. Mensal.

PETRUCELLI, Natalia Savietto. **CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETO E FABRICAÇÃO DE LAJES ALVEOLARES PROTENDIDAS**. 2009. 126 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Construção Civil, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009. Cap. 3.

RUY SERAFIM DE TEIXEIRA GUERRA (Brasil). Clube do Concreto. **Concreto protendido as vantagens e desvantagens**. 2013. Disponível em: <<http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/08/concreto-protendido-as-vantagens-e.html>>. Acesso em: 05 nov. 2017.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JUNIOR, Kléos M Lenz. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. 4. ed. Viçosa: Ufv, 1998. 3 v.