

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

BÁRBARA WEIDIG GALLO

**Análise numérica em Elementos Finitos para
laje de concreto protendido utilizando modelos
constitutivos não lineares**

2015

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Análise numérica em Elementos Finitos para laje de concreto protendido
utilizando modelos constitutivos não lineares**

Bárbara Weidig Gallo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Alberto Cimini Jr.
Co-orientador: Prof. Dr. Sebastião S. Real Pereira

Comissão avaliadora:

Prof. Dr. Carlos Alberto Cimini Junior
EE-UFGM - (Orientador)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
EE-UFGM - (Co-Orientador)

Prof. Dr. João Mário Andrade Pinto

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto

Belo Horizonte, 17 de Agosto de 2015

AGRADECIMENTOS

Mais um sonho se realiza, dentre os muitos dos quais haverei de realizar. Primeiramente agradeço a Deus e meus anjinhos protetores por esta vitória.

Dedico esta conquista à minha mãe, por sempre estar presente ao meu lado, me dando muito amor e carinho. Ao meu pai por ter me dado todo o suporte e incentivo para eu chegar até aqui. À minha avó por sempre me motivar e vibrar com cada realização. Ao meu irmão por sempre me descontrair e me animar. Ao Beto, meu noivo, por ser meu companheiro de todas as horas, sempre me apoiando com muito carinho, me ajudando e me deixando mais tranquila nos momentos difíceis. Ao Clube Atlético Mineiro por ser minha maior paixão.

Aos orientadores e professores Carlos Alberto Cimini Jr. e Sebastião Salvador Real Pereira, precursores deste trabalho, pelas valiosas lições de competência e por terem acreditado em mim durante todo o tempo. Ao Prof. João Mário Andrade Pinto, por sempre incentivar meus estudos.

Aos grandes amigos Euler Dias e Sabrina Villela, que estiveram comigo nesta caminhada. E ao Henrique Gazzinelli, pela disposição em me ajudar.

À ArcelorMittal, de forma especial aos Engenheiros Daniel Lopes, Eugênio Cauduro, Joaquim Caracas e Sérgio Carvalho, pela oportunidade singular de realizar este trabalho.

À UFMG, em especial ao departamento de Engenharia de Estruturas, seu corpo docente, direção e administração pelo ambiente amigável e ensino excepcional.

Ao CNPQ, pelo apoio financeiro.

Obrigada. Todos vocês contribuíram muito para que eu chegasse até aqui.

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”

(Arthur Schopenhauer)

RESUMO

O estudo foi motivado pela necessidade de exploração e aprofundamento de pesquisas relacionadas à análise não linear de concreto protendido, não só pela escassez de trabalhos sobre o tema, mas também pela importância do papel que esse material desempenha na engenharia de estruturas atualmente. Foi realizada uma análise numérica para uma laje alveolar pré-moldada de concreto protendido utilizando modelos constitutivos não lineares para o aço e para o concreto, levando-se em consideração os efeitos da fluência e retração do concreto, bem como da relaxação do aço. Além disso, foram verificadas as diferenças nas deformações obtidas em ensaios experimentais e no modelo computacional desenvolvido na plataforma comercial SAP 2000[®]. De forma a tornar possível a comparação, todos os dados medidos no ensaio experimental foram inseridos no modelo, permitindo a análise não linear de laje alveolar de concreto protendido no programa computacional. Os resultados são expostos e discutidos, por meio de tabelas e gráficos comparativos, nos quais é possível observar as diferenças encontradas entre o teste experimental e o modelo. Elevadas discrepâncias foram verificadas no início e no final da simulação, provavelmente devido à dificuldade de medição do ensaio, e devido à presença de fissuras e danos na estrutura no final. Por outro lado, a simulação do modelo capturou de forma aproximada a tendência de aumento do deslocamento ao longo do tempo verificada no comportamento experimental da laje dentro do período da idade de 36 até ao início da idade de 58 dias. Propõe-se que novos estudos sejam realizados no sentido de ampliar as condições de comparação em análises não lineares de concreto protendido.

Palavras-chave: concreto protendido, protensão, análise não linear, modelo, elementos finitos.

ABSTRACT

This study was motivated by the need for exploration and further development on research related to nonlinear analysis of prestressed concrete, not only by the lack of studies on the subject, but also by the importance that this material plays in structural engineering nowadays. A numerical analysis was performed with alveolar slab of prestressed concrete using nonlinear constitutive models for steel and concrete, taking into account the effects of creep and shrinkage of the concrete and the relaxation of the steel. In addition, differences were verified in the strains obtained from experimental tests and computational model developed in the commercial platform SAP 2000[®]. In order to make the comparison possible, all the data measured in the experimental assay were entered into the model, allowing the nonlinear analysis of prestressed cellular concrete slab in the computer program. The results are shown and discussed, through tables and comparative graphs in which it is possible to see the differences between the experimental test and the model. High discrepancies were verified at the beginning and the end of the simulation, probably due to the difficulty of measuring the displacements and due to the presence of cracks and damage in the end structure. On the other hand, the simulation model captured the trend of increase in displacement over time observed in the experimental slab behavior within the period of age of 36 to onset age of 58 days. It is proposed that further studies be undertaken to expand the comparison conditions in nonlinear analysis of prestressed concrete.

Keywords: *prestressed concrete, prestressing, non linear analysis, model, finite element*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Eugene Freyssinet (http://efreyssinet-association.com , 2015).....	7
Figura 2: Ponte em Lucancy (http://efreyssinet-association.com , 2015)	8
Figura 3: Ponte Lucancy Finalizada(http://efreyssinet-association.com , 2015).....	8
Figura 4: Ponte do Galeão (http://www.fotolog.com/ilhaantiga/ , 2015).....	9
Figura 5: Diagrama de estrutura protendida (ArcelorMittal com modificações da autora, 2014)	11
Figura 6: Viga comum de concreto armado (Vasconcelos, 2007)	12
Figura 7: Viga bi-apoiada e momento fletor (Autora, 2014).....	13
Figura 8: Desenho da estrutura (Moura, 2010).....	14
Figura 9: Viga bi apoiada com armadura passiva (Autora, 2015).....	15
Figura 10: Viga bi apoiada com armadura ativa (Autora, 2015).....	15
Figura 11: Viga bi apoiada com armadura ativa e carregamentos (Autora, 2015).....	16
Figura 12: Cabo Centrado (Moura, 2010)	16
Figura 13: Cabo com excentricidade (Moura, 2010).....	17
Figura 14: Cabo com excentricidade variável (Moura, 2010).....	17
Figura 15: Fios trefilados de aço (Belgo Bekaert Arames)	19
Figura 16: Cordoalhas (Belgo Bekaert Arames, 2014)	20
Figura 17: Cordoalha (Belgo Bekaert Arames, 2014).....	20
Figura 18: Peça de ancoragem (Cauduro, 2001)	21
Figura 19: Relação entre os tipos de Protensão (Autora, 2014)	22
Figura 20: Macaco hidráulico para protensão (Pfeil, 1984)	23
Figura 21: Cordoalhas engraxadas com bainhas de polietileno (Belgo Bekaert Arames)	24
Figura 22: Bainhas Metálicas (Migliore, 2008).....	25
Figura 23: Pista de protensão (Migliore, 2008).....	26
Figura 24: Diagrama força de protensão x tempo para peça protendida pós-tracionada (Bastos, 2014).....	27
Figura 25: Deformações no concreto (Bortone, 2014).....	30
Figura 26: Seções e elementos dos painéis alveolares (Araújo, 2007).....	31
Figura 27: Pista de protensão da Precon (Autora, 2014).....	32
Figura 28: Produção da laje alveolar (Autora, 2014)	33
Figura 29: Laje alveolar com capa de concreto (Araújo, 2007)	34

Figura 30: Geometria da laje (Pereira, 2001)	43
Figura 31: Desenho representativo do ensaio (Pereira, 2001).....	45
Figura 32: Elemento Shell (Silva, 2006)	47
Figura 33: Modelo no programa computacional (Autora, 2015).....	48
Figura 34: Definição do material (Autora, 2015)	49
Figura 35: Descrição do tendão (Autora, 2015)	51
Figura 36: Cargas do tendão (Autora, 2015)	52
Figura 37: Modelo computacional de método de elementos finitos (Autora, 2015).....	53
Figura 38: Diagrama de Dispersão: Idade e Carga X Deslocamento da Simulação (Autora, 2015).....	55
Figura 39: Deslocamento x Idade e Carga em plano bidimensional (Autora, 2015)	58
Figura 40: Deslocamento x Idade e Carga em plano tridimensional (Autora, 2015).....	58
Figura 41: Deslocamento x Idade (Autora, 2015)	59
Figura 42: Idade x Deslocamento - Período de interesse (Autora, 2015).....	60
Figura 43: Idade x Momento x Deslocamento - Período de interesse (Autora, 2015).....	61
Figura 44: Variável de Erro (Autora, 2015)	65
Figura 45: Diagrama de Dispersão entre os deslocamentos do teste e da simulação (Autora, 2015).....	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Especificações dos Fios para protensão (ArcelorMittal, 2014).....	19
Tabela 2: Parâmetros de entrada dos modelos de fluência e retração (Kataoka, 2010)	35
Tabela 3: Classe de agressividade ambiental (NBR 6118, 2014).....	37
Tabela 4: Exigências das classes de agressividade ambiental (NBR 6118, 2014).....	37
Tabela 5: Dados do ensaio experimental (Pereira, 2001).....	45
Tabela 6: Descrição do <i>Load Pattern</i>	52
Tabela 7: Resultados da simulação (Autora, 2015).....	54
Tabela 8: Resultados do teste e da simulação (Autora, 2015).....	56
Tabela 9: Resultados do teste e da simulação – Período de interesse (Autora, 2015).....	60
Tabela 10: Análise Estatística – Período de interesse (Autora, 2015).....	64

LISTA DE SÍMBOLOS

MAIÚSCULO

E	Módulo de elasticidade
E_a	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
M	Momento fletor;
P	Força aplicada diretamente na estrutura
W_s	Módulos de resistência à flexão superior
W_i	Módulos de resistência à flexão inferior
Y_s	Distâncias das fibras extremas ao eixo superior
Y_i	Distâncias das fibras extremas ao eixo inferior

MINÚSCULO

f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f'_c	Resistência do concreto não confinado

LETRAS GREGAS

σ_s	Tensões nas fibras extremas superiores
σ_i	Tensões nas fibras extremas inferiores
ν	Coefficiente de Poisson
ν_a	Coefficiente de Poisson do aço
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
μ	Média
σ	Desvio padrão
ρ	Correlação

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Técnico
EF	Elementos Finitos
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
CV	Coefficiente de Variação

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	ORGANIZAÇÃO	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO	5
2.2	NOÇÕES E CONCEITOS BÁSICOS.....	10
2.2.1	Conceito De Protensão	10
2.2.2	Armadura De Protensão	18
2.2.3	Armadura Passiva.....	21
2.2.4	Alongamento	21
2.2.5	Ancoragem	21
2.2.6	Contra-Flecha	22
2.2.7	Tipos De Protensão	22
2.2.8	Forças de Protensão.....	26
2.2.9	Concreto	28
2.2.10	Concreto Protendido x Concreto Armado.....	30
2.2.11	Laje Alveolar.....	31
2.3	NORMAS	34
2.3.1	NBR 6118 (2014).....	36
2.3.2	Eurocode 2.....	39
2.3.3	ACI 209R	41
3	METODOLOGIA.....	42
3.1	RESULTADOS DO ENSAIO EXPERIMENTAL	42
3.2	SIMULAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS.....	46
3.3	MODELO	48
4	RESULTADOS E ANÁLISES	54
4.1	RESULTADOS E ANÁLISES.....	54
4.2	ANÁLISE ESTATÍSTICA	63
5	CONCLUSÃO.....	67
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	68
6	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	69
7	ANEXO	73

1

INTRODUÇÃO

Este capítulo contém a apresentação deste trabalho, a motivação para o seu desenvolvimento, os objetivos e a forma como está organizado.

1.1 MOTIVAÇÃO

A principal motivação para fazer este estudo consiste na necessidade de exploração e aprofundamento das pesquisas relacionadas à análise não linear de concreto protendido, não só pela escassez de trabalhos sobre o tema, mas também pela importância do papel que esse material desempenha na engenharia de estruturas atualmente.

A utilização de concreto protendido, em detrimento do concreto armado, em determinadas estruturas apresenta diversas vantagens, uma vez que aquele material permite:

- Projetar elementos estruturais com seções mais reduzidas, diminuindo assim o peso próprio da estrutura;
- Vencer maiores vãos e, dessa maneira, conseguir mais espaços livres na obra;
- Atingir menores deformações da estrutura ao longo do tempo;
- Obter fissuras menores ou eliminá-las, levando a uma maior durabilidade da estrutura;
- Facilitar a criação e viabilização de projetos esteticamente agradáveis e de maior valor arquitetônico.

Convém ressaltar, ainda, que, em determinados casos, estruturas de concreto armado tem aplicação limitada quando comparada com estruturas de concreto protendido, devido aos seguintes fatores:

- Fissuração excessiva quando utilizadas armaduras de elevada resistência;
- Limitação da resistência ao cisalhamento, o que impede o uso de peças com pequena largura para reduzir o peso próprio estrutural em obras de grandes vãos.

Sendo assim o principal motivo para utilizar o concreto protendido é criar um processo que permita usar aço e concreto de alta resistência de maneira mais vantajosa, evitando os inconvenientes anteriormente citados.

Além disso, observou-se a necessidade de verificação da correlação entre os resultados de simulações e de ensaios experimentais, que vêm sendo gradativamente substituídos por modelos computacionais. A tendência observada no mercado é a utilização cada vez mais intensa de *softwares* para a construção de modelos computacionais e realização de simulações. Nesse sentido, outra motivação para o trabalho foi a importância de se testar o nível de compatibilidade e precisão dos *softwares* em comparação com os ensaios experimentais no caso de um modelo constitutivo não linear para o aço e para o concreto.

1.2 OBJETIVOS

Como objetivo geral, este trabalho almeja efetuar uma análise numérica para uma laje de concreto protendido utilizando modelos constitutivos não lineares para o aço e para o concreto. Essa análise considerou uma laje alveolar pré-moldada de concreto protendido e incluiu os efeitos da fluência e retração do concreto, bem como da relaxação do aço. A plataforma computacional de elementos finitos selecionada para o estudo foi o programa SAP2000[®], ferramenta de software amplamente utilizada e bem estabelecida, o que torna a pesquisa confiável o suficiente para realizar a análise proposta.

Objetiva-se, ainda, verificar as diferenças nas deformações obtidas nos ensaios experimentais realizados por Pereira (2001) e no modelo computacional desenvolvido na plataforma comercial SAP 2000[®].

1.3 ORGANIZAÇÃO

Este trabalho está organizado em 6 capítulos.

No capítulo 2, tem-se uma revisão bibliográfica e a apresentação de alguns conceitos básicos envolvidos na engenharia, a qual oferece o suporte necessário para as formulações propostas nesta dissertação.

No capítulo 3, apresenta-se a metodologia do trabalho. No início desse capítulo são apresentados os resultados obtidos no ensaio experimental. Em seguida, é tratado sobre a simulação em elementos finitos, justificando a utilização do *software* selecionado como plataforma para o desenvolvimento do modelo simulado. No final desse capítulo o modelo é apresentado em detalhe.

No capítulo 4 são mostrados os resultados do modelo, bem como a análise desses por meio de gráficos e tabelas comparativos e estatísticas descritivas.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões e sugestões de trabalhos futuros.

E, no capítulo 6, são citadas as referências bibliográficas deste trabalho.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

São apresentados o histórico do concreto protendido, os conceitos básicos da engenharia, os tipos de protensão, os resultados do ensaio experimental e a descrição das normas.

2.1 HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO

As técnicas de pré-esforço para vigas de aço foram desenvolvidas há muitos anos atrás, tanto para a construção de novas estruturas, quanto para a reabilitação de estruturas existentes (Belletti e Gasperi, 2010).

A técnica de protensão remonta desde o ano de 2100 a.C. no Egito. Nessa época, os egípcios faziam uso do processo das deformações térmicas para introduzir um estado prévio de tensão às peças, além de realizar o encurtamento de lâminas de ferro pré-aquecidas para a confecção de embarcações (Gomes, 2009).

Conforme observado no trabalho de Veríssimo e César (1998), o desenvolvimento do concreto armado e protendido deu-se a partir da criação do cimento Portland, na Inglaterra, em 1824. Em meados do século XIX, já se conhecia mundialmente a possibilidade de reforçar elementos de concreto através de armaduras de aço. Porém, não se conhecia claramente a função estrutural da armadura de aço no concreto. Os estudos eram realizados, principalmente, na Alemanha, França e Estados Unidos.

Em 1867, o francês Monier começou a fabricar tubos, lajes, vasos e pontes utilizando concreto com armadura de aço, ressaltando que nessa época as construções de concreto armado eram desenvolvidas em bases empíricas (Veríssimo e César, 1998).

Conforme Gomes (2009), em 1877, o norte americano Hyatt executou diversos ensaios com concreto e constatou a aderência entre concreto e aço. Dessa maneira, passou-se a colocar armadura na região tracionada da peça de concreto.

De acordo com Veríssimo e César (1998), em 1886, o engenheiro norte americano P. Jackson foi a primeira pessoa que aplicou o conceito de protensão à peça de concreto, ao pré-tracionar a armadura. Ele obteve um conjunto de estado prévio de tensão, ao criar um sistema de passar as hastes ferro através dos blocos e apertá-los com porcas, que foi patenteado.

No final do século XIX foram realizadas diversas tentativas de criar métodos de protensão, mas nenhuma obteve êxito, já que eram desconhecidos os efeitos de retração e fluência do concreto, que causavam perda de protensão.

Ainda de acordo com Veríssimo e César (1998), no início do século XX, Koenen e Mörsch perceberam que a retração e fluência do concreto eram responsáveis pela perda de protensão em diversos casos ensaiados. Eles desenvolveram algumas teorias do concreto armado.

Mas foi somente em 1928, que o francês Eugene Freyssinet (Figura 1) apresentou o primeiro trabalho consistente sobre o concreto protendido, ao introduzir aço de alta resistência para execução de protensões e, por isso, ele é considerado “o pai” (o criador) do concreto protendido. Os aços utilizados pelo francês tinham a forma de arames trefilados, que é empregado na protensão até hoje. Além disso, Freyssinet pesquisou as perdas de protensão produzidas pela retração e deformação lenta do concreto, concluindo que, para obter efeito duradouro da protensão, é preciso utilizar elevadas tensões no aço (Gomes, 2009) (Veríssimo e César, 1998).



Figura 1: Eugene Freyssinet (<http://efreyssinet-association.com>, 2015)

A partir daí, o desenvolvimento desse material acelerou-se. De acordo com Belletti e Gasperi (2010), a utilização de estruturas protendidas vinha crescendo ao longo anos em todo o mundo, especialmente no EUA, Rússia e Alemanha, o que demonstra que a protensão pode representar tanto uma função estrutural importante, quanto uma vantagem econômica ao ser comparada com estruturas não protendidas (tradicionais).

A primeira obra do mundo (Figura 2) oficialmente realizada em concreto protendido foi projetada por Freyssinet em 1941, na França. Conhecida como a ponte sobre o rio Marne em Lucancy, foi finalizada em 1945 (Figura 3) (Gomes, 2009).

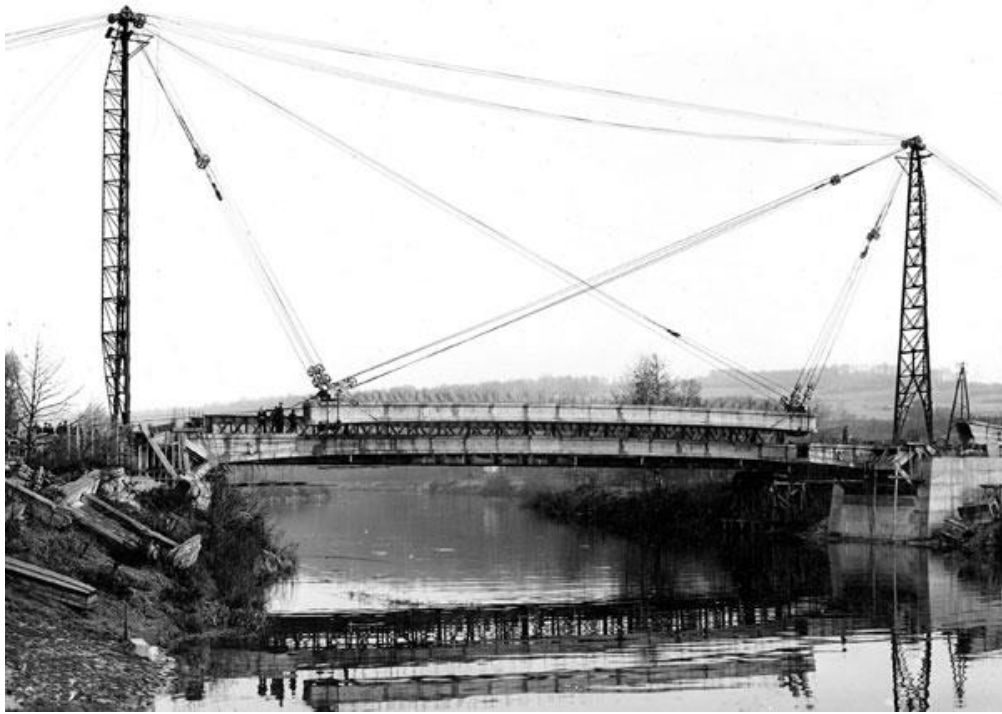


Figura 2: Ponte em Lucancy (<http://efreyssinet-association.com>, 2015)



Figura 3: Ponte Lucancy Finalizada(<http://efreyssinet-association.com>, 2015)

No Brasil, a primeira obra em concreto protendido foi a Ponte do Galeão (Figura 4), que foi executada em 1948, no Rio de Janeiro, ligando a Ilha do Governador à Ilha do Fundão. A ponte, com 380 metros de comprimento, na época, era considerada a mais extensa do mundo. Todos os materiais e equipamentos para a protensão do concreto foram importados da França (Gomes, 2009) (Veríssimo e César, 1998).



Figura 4: Ponte do Galeão (<http://www.fotolog.com/ilhaantiga/>, 2015)

Em 1952 a Companhia Siderúrgica Belgo Mineira, iniciou a fabricação de aço de protensão. (Bastos, 2014).

2.2 NOÇÕES E CONCEITOS BÁSICOS

2.2.1 Conceito De Protensão

Segundo Pfeil (1984): “Protensão é o 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”.

A norma NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto (2014) define os elementos de concreto protendido como: “Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU)”.

Segundo Rocha (1972), o principal objetivo do concreto protendido é criar um processo que permite utilizar aços de alta resistência à tração, obtendo assim, estruturas mais leves e esbeltas com o uso de concreto de resistência elevada à compressão.

O concreto é um material que apresenta elevada resistência à compressão. Sua resistência à tração é baixa e, geralmente, para efeitos de cálculos, desprezível. A resistência à tração do concreto é da ordem de 10% da resistência à compressão. Por exemplo, se tivermos um concreto C30, isso significa que o concreto tem uma resistência característica à compressão de 30 MPa, enquanto a resistência à tração é de apenas 3 MPa.

Já o aço é um material dúctil que apresenta elevada resistência tanto à tração quanto à compressão. A simbologia CA significa Concreto Armado. O valor que vem em seguida é o valor do limite de escoamento do aço. Por Exemplo, CA 50 significa que esse aço tem limite de escoamento de 500 MPa, ou seja, tem uma resistência característica à compressão e à tração de 500 MPa. Já a simbologia CP significa Concreto Protendido. O valor em seguida é a tensão mínima de ruptura. Por exemplo, CP 175, significa aço para concreto protendido com tensão mínima de ruptura de 1750 MPa.

Uma viga simplesmente apoiada de concreto armado geralmente trabalha fissurada. À medida que a estrutura recebe cargas, as fibras inferiores sofrem tensões acentuadas de tração. Em um dado momento, os esforços solicitantes provocam tensões no concreto maiores do que sua resistência à tração, iniciando-se o processo de fissuração e aumentando significativamente as tensões no aço tracionado.

A protensão permite aplicar na estrutura cargas opostas ao carregamento externo, equilibrando-as, o que reduz as tensões de tração do concreto, podendo eliminá-las em serviço. Além disso, evita fissuras e economiza material. A Figura 5 apresenta um diagrama de tensões para seção protendida, no qual se pode observar redução total da tensão máxima de tração. O sinal positivo representa tração e o negativo compressão.

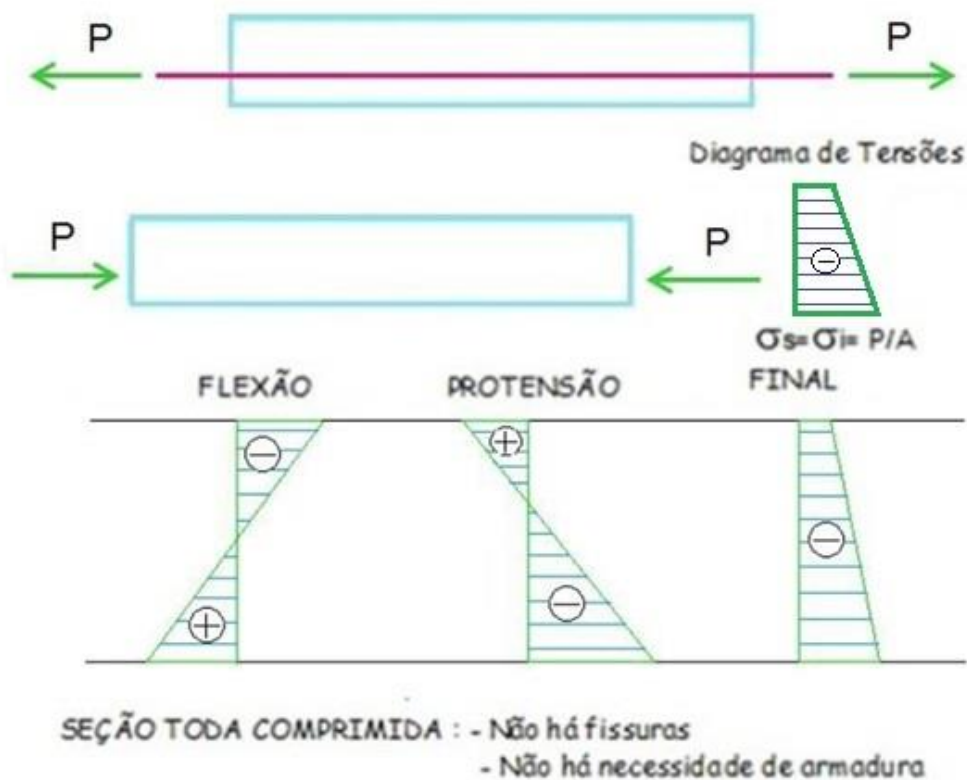


Figura 5: Diagrama de estrutura protendida (ArcelorMittal com modificações da autora, 2014)

Segundo Nie, Tao e Li (2011), grandes vãos e cargas elevadas resultam em fissuras e diminuição da rigidez do concreto. Uma boa solução para esse problema é utilizar a protensão do concreto que, além de ser uma técnica efetiva e econômica, satisfaz o estado limite de utilização e o estado limite último. A protensão pode ampliar o alcance elástico da estrutura, aumentando assim a capacidade de carga, diminuindo a deformação, controlando a abertura das fissuras, melhorando a fadiga e o comportamento da fratura.

“O concreto protendido é o concreto armado ao qual se acrescenta mais um carregamento através de cabos de protensão. São peças de concreto, tais como vigas e lajes, nas quais tensões internas são induzidas por meio de aço de protensão” (Vasconcelos, 2007).

“Uma viga comum de concreto armado suporta uma carga através de tensões de compressão desenvolvidas na sua parte superior e não resiste às tensões de tração na parte inferior; assim, ela fissa. Barras de aço de reforço são colocadas na zona inferior para resistir à tração e controlar a fissuração” (Vasconcelos, 2007).

Em uma viga de concreto armado, o trecho tracionado está fissurado, como mostrado na Figura 6 e a parte superior da viga está comprimida.

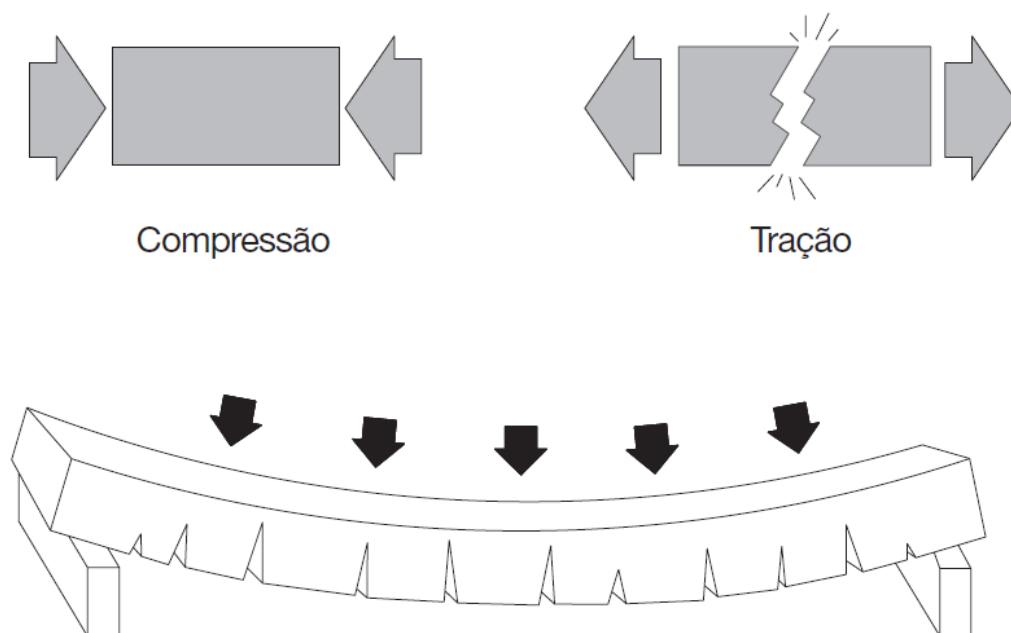


Figura 6: Viga comum de concreto armado (Vasconcelos, 2007)

A Figura 7 é uma viga bi-apoiada, submetida a uma carga igualmente distribuída, com o diagrama do momento fletor.

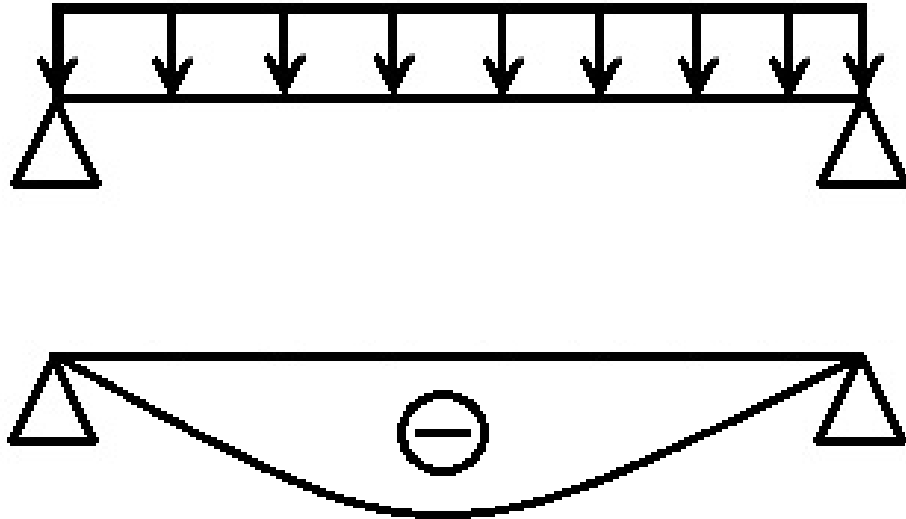


Figura 7: Viga bi-apoiada e momento fletor (Autora, 2014)

Uma peça fletida faz com que suas seções sofram internamente tensões normais de tração e compressão, que são calculadas pelas fórmulas simples de Resistência dos Materiais.

$$\sigma_s = - \frac{M}{W_s} \quad \sigma_i = + \frac{M}{W_i} \quad (1)$$

Onde:

σ_s e σ_i são as tensões nas fibras extremas;

M é o momento fletor;

W_s e W_i são os módulos de resistência à flexão, superior e inferior. Sendo:

$$W_s = \frac{I_0}{Y_s} \quad W_i = \frac{I_0}{Y_i} \quad (2)$$

Conforme a Figura 8 I_0 é o momento da inércia em torno do eixo principal X_0 ; Y_s e Y_i são às distâncias das fibras extremas a esse eixo.

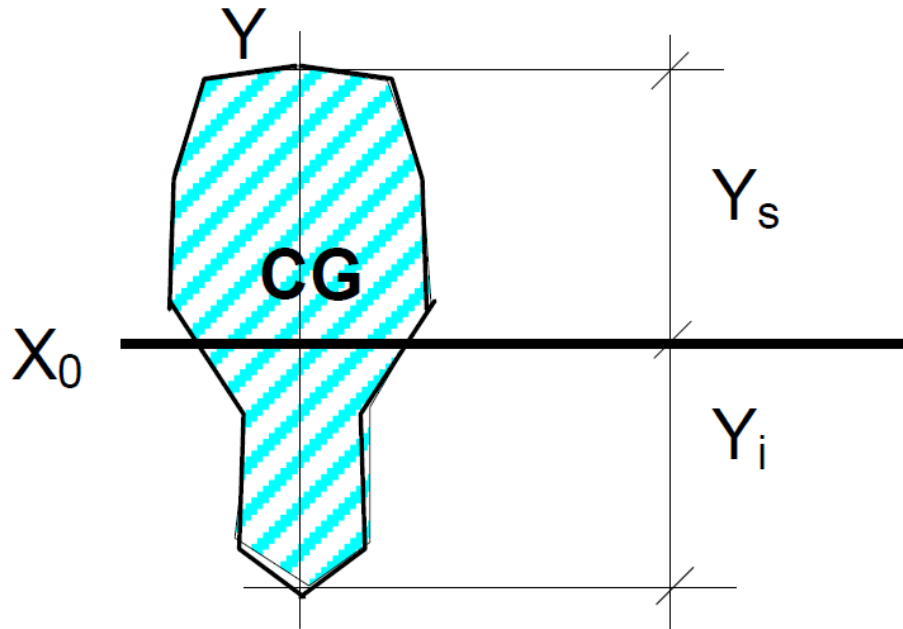


Figura 8: Desenho da estrutura (Moura, 2010)

A Figura 9 apresenta uma viga bi apoiada sujeita a esforços de flexão. A armadura passiva de aço é colocada na parte inferior da viga para combater os esforços de tração e reduzir as fissuras. Nessas condições, essa viga suporta a carga $Q1$, mesmo apresentando algumas fissuras e deformações (flecha).

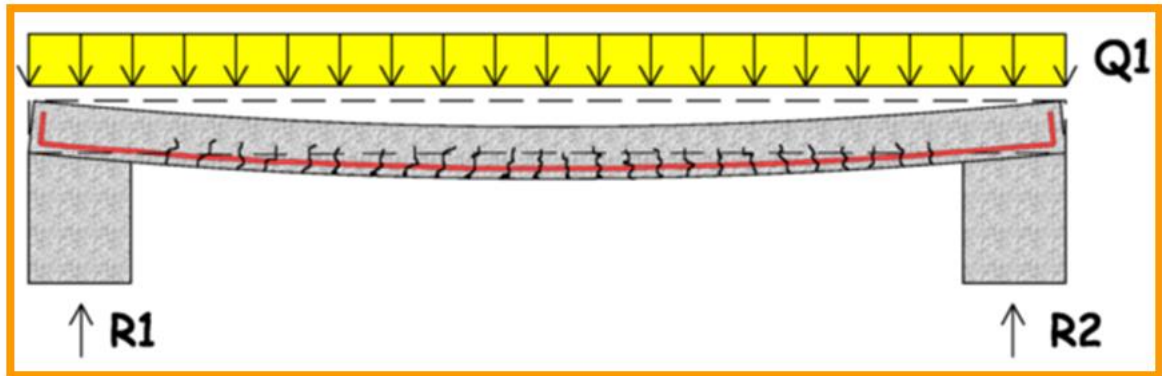


Figura 9: Viga bi apoiada com armadura passiva (Autora, 2015)

Já a Figura 10 apresenta a mesma viga e os mesmos esforços que a Figura 9, entretanto a armadura na parte inferior da viga é ativa. Assim, a estrutura foi dimensionada com cordoalha ao invés de barras de aço. A armadura ativa comprime a seção transversal de concreto e combate dos esforços de tração na parte inferior. A força de protensão pode ser de tal magnitude a ponto de gerar contra flecha (flecha negativa) na estrutura.

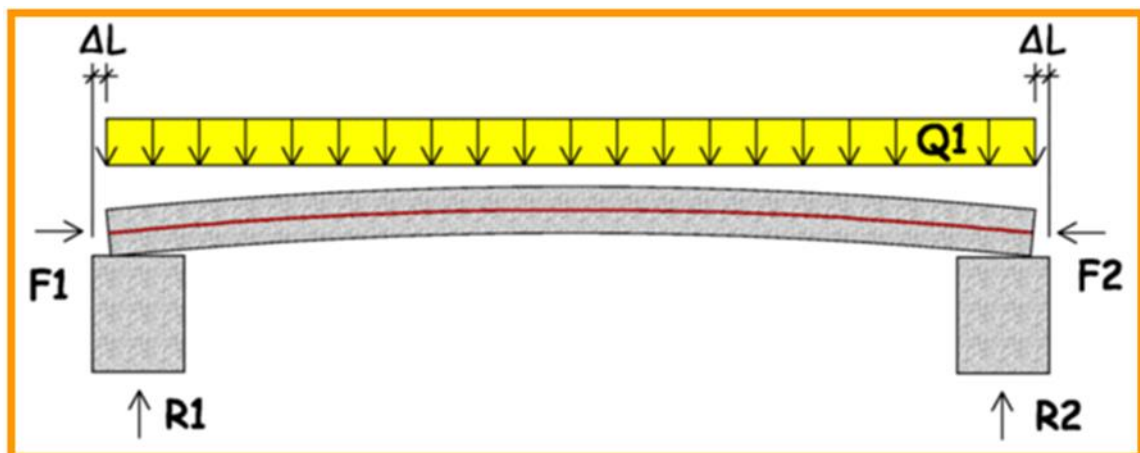


Figura 10: Viga bi apoiada com armadura ativa (Autora, 2015)

Dessa forma, constata-se que a presença da armadura ativa, em detrimento da armadura passiva, faz com que a mesma viga possa sustentar carregamentos maiores (Figura 11) ou possuir vãos maiores.

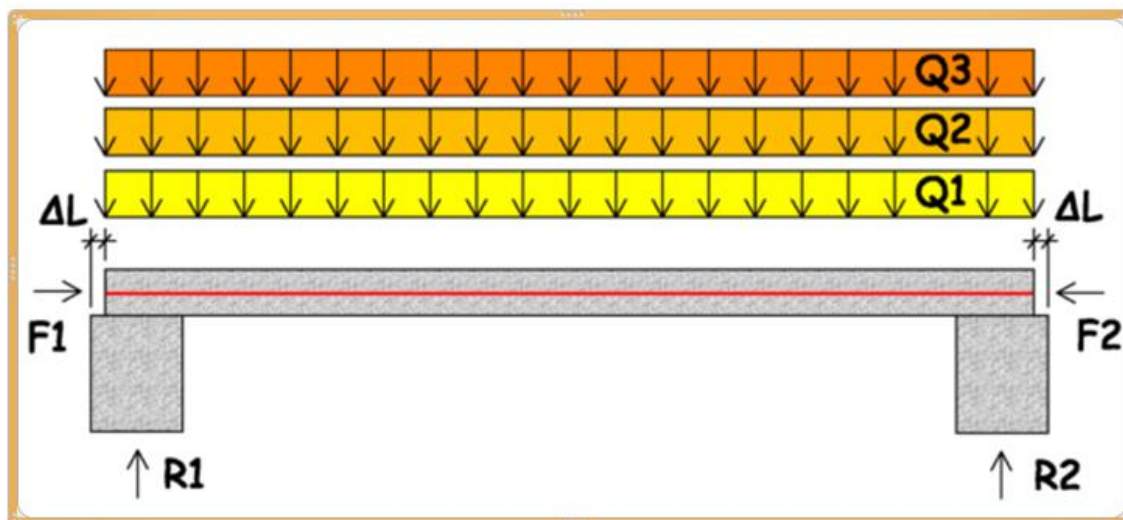


Figura 11: Viga bi apoiada com armadura ativa e carregamentos (Autora, 2015)

A fim de se descobrir a melhor posição do cabo a ser protendido, foram analisadas três hipóteses, descritas a seguir.

1. Cabo reto centrado (Figura 12);

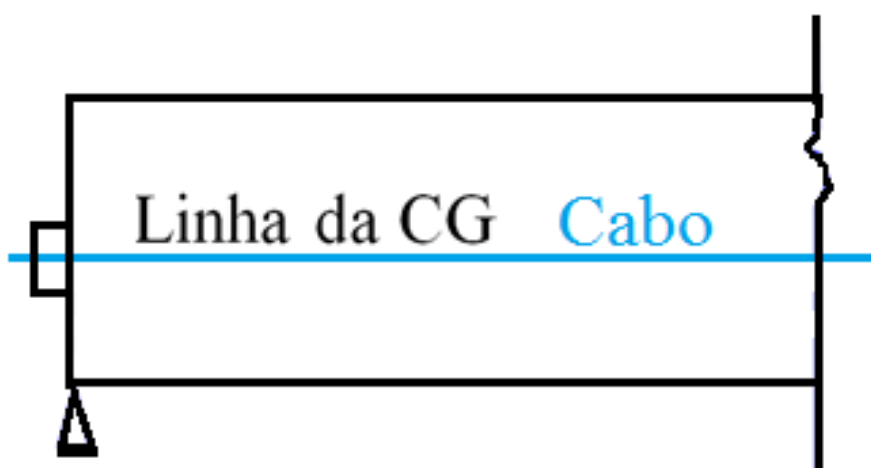


Figura 12: Cabo Centrado (Moura, 2010)

2. Cabo reto com excentricidade (Figura 13);

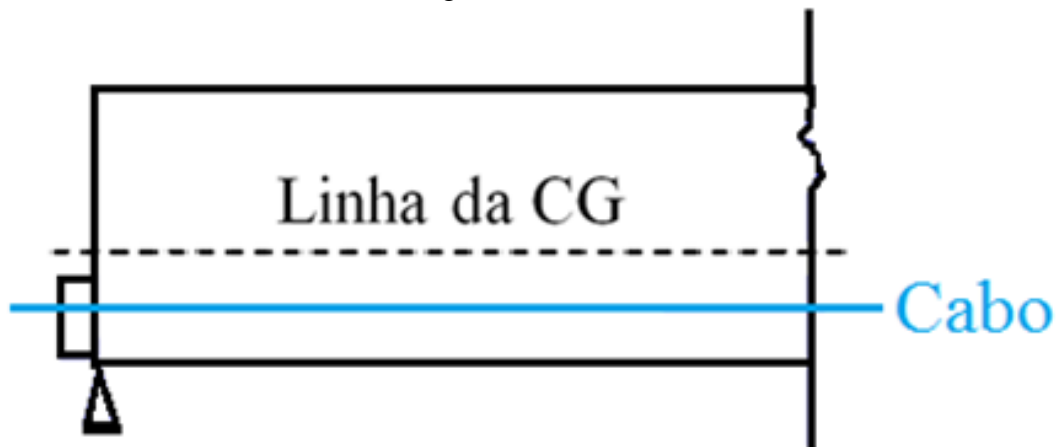


Figura 13: Cabo com excentricidade (Moura, 2010)

3. Cabo com excentricidade variável, ou seja, em formato de parábola (Figura 14).

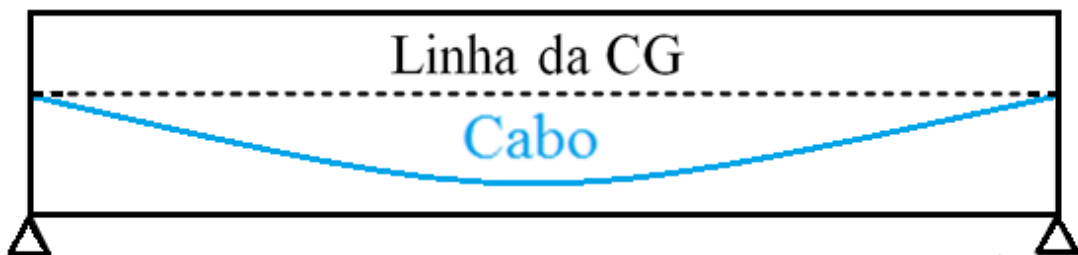


Figura 14: Cabo com excentricidade variável (Moura, 2010)

Diversas análises e cálculos já foram realizados e apresentados pela literatura, afim de se comparar as três hipóteses e selecionar a melhor posição dos cabos de protensão. Esses estudos concluíram que, ao se comparar as hipóteses 1 (Figura 12) e 2 (Figura 13), verifica-se que, no segundo caso, a introdução da excentricidade reduz bastante a protensão necessária, além de propiciar um diagrama final de tensões mais favorável, ou seja, a hipótese 2 (Figura 13) é melhor que a 1 (Figura 12).

Porém, o aparecimento de tensões de tração na região dos apoios não é interessante para o que se espera do concreto protendido. Dessa maneira, foram comparadas as hipóteses 2 (Figura 13) e 3 (Figura 14). Vale ressaltar que as tensões na seção do meio do vão são as mesmas nos dois casos. Todavia, nas seções entre o meio do vão e o apoio, as tensões normais obtidas com o cabo curvo são mais favoráveis do que as obtidas com o cabo reto, uma vez que as tensões provocadas pelas solicitações externas são maiores no meio do vão.

Sendo assim, conclui-se que, para vigas simplesmente apoiadas com carga uniforme, há vantagem em adotar um cabo curvo com excentricidade crescente, do apoio para o meio do vão, afim de se obter maior uniformidade nos diagramas de tensões normais. Além disso, a inclinação do cabo ajuda a viga a absorver os esforços cortantes.

2.2.2 Armadura De Protensão

A armadura de protensão é constituída por:

- Fios trefilados de carbono;
- Cordoalhas;

e podem ser diferenciados pela modalidade de tratamento térmico (Gomes, 2009):

- Relaxação Normal (RN) – resulta em material também conhecido como aço aliviado. Após o processo de trefilação o aço sofre um tratamento térmico, com o objetivo de aliviar as tensões.
- Relaxação Baixa (RB) – resulta em material conhecido também como aço estabilizado, que recebe tratamento termomecânico para melhorar as características elásticas e reduzir a perda por relaxação.

Os fios de aço trefilados utilizados na protensão de concreto são fabricados conforme as normas ABNT NBR 7482 - Fios de aço para concreto protendido (2008), ASTM A 421 – *Standard Specification for Uncoated Stress – Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete* (2010) e BS 2691 *Steel Wire for Prestressed Concrete* (1969).

Os fios trefilados de aço carbono podem ser fornecidos com diâmetro variando de 4 a 9 mm em rolos (Figura 15) ou bobinas. O fio utilizado para o modelo está destacado em cor laranja na Tabela 1 - Especificações dos Fios para protensão (ArcelorMittal, 2014), (CP 175 RB L 5,0). Esses fios apresentam módulo de elasticidade médio de 210 GPa, com perdas máximas por relaxação, após 1.000 horas a 20°C para carga inicial correspondente a 80% da carga de ruptura, de:

- Relaxação normal (RN) = 8,5%;
- Relaxação baixa (RB) = 3,0%.



Figura 15: Fios trefilados de aço (Belgo Bekaert Arames)

Tabela 1 - Especificações dos Fios para protensão (ArcelorMittal, 2014)

Especificações dos Produtos – Fios para Protensão							
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/km)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Carga mínima de ruptura (kN)	Along. após ruptura (%)
CP 145 RB L	9,0	63,6	62,9	500	82,1	91,2	6,0
CP 150 RB L	8,0	50,3	49,6	395	67,0	74,5	6,0
CP 170 RB E	7,0	38,5	37,9	302	58,0	64,5	5,0
CP 170 RB L	7,0	38,5	37,9	302	58,0	64,5	5,0
CP 170 RN E	7,0	38,5	37,9	302	54,8	64,5	5,0
CP 175 RB E	4,0	12,6	12,3	99	19,3	21,4	5,0
CP 175 RB E	5,0	19,6	19,2	154	30,3	33,7	5,0
CP 175 RB E	6,0	28,3	27,8	222	43,8	48,7	5,0
CP 175 RB L	5,0	19,6	19,2	154	30,3	33,7	5,0
CP 175 RB L	6,0	28,3	27,8	222	43,8	48,7	5,0
CP 175 RN E	4,0	12,6	12,3	99	18,2	21,4	5,0
CP 175 RN E	5,0	19,6	19,2	154	28,6	33,7	5,0
CP 175 RN E	6,0	28,3	27,8	222	41,4	48,7	5,0

As cordoalhas são formadas de fios enrolados em forma de hélice (Figura 16) e podem possuir 3 ou 7 fios (Figura 17). Seu módulo de elasticidade é de $202 \text{ GPa} \pm 3\%$. A perda máxima de tensão por relaxação, após 1.000 horas a 20°C para carga inicial correspondente 80% da carga de ruptura, é de:

- Relaxação baixa (RB) = 3,5%.



Figura 16: Cordoalhas (Belgo Bekaert Arames, 2014)

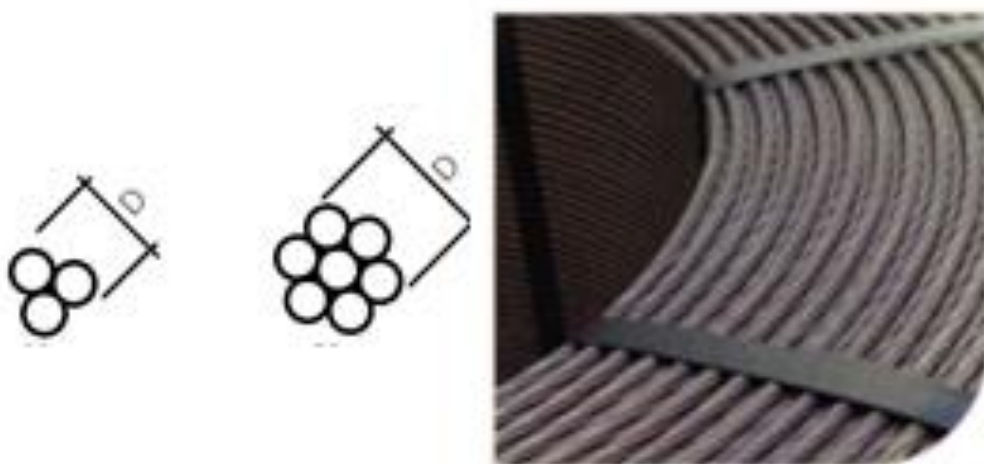


Figura 17: Cordoalha (Belgo Bekaert Arames, 2014)

2.2.3 Armadura Passiva

A armadura passiva é qualquer armadura não utilizada para produzir força de protensão.

2.2.4 Alongamento

Acréscimo de comprimento do aço de protensão (cordoalha) que ocorre sob aplicação da força de protensão.

2.2.5 Ancoragem

Conjunto de peças que servem para ancorar (fixar) o aço para protensão e transmitir permanentemente a força de protensão ao concreto (Figura 18). A ancoragem da extremidade ativa do cabo é utilizada para tensionar e fixar o aço para protensão (cordoalha).

Uma ancoragem intermediária é aquela localizada em qualquer ponto ao longo do comprimento do cabo, podendo ser usada para tensionar certo comprimento do cabo sem a necessidade de cortá-lo.

A ancoragem passiva é a da ponta final do cabo, normalmente colocada e fixada numa das extremidades do cabo antes desse chegar ao local da obra. Não é usada para aplicar a protensão ao cabo.



Figura 18: Peça de ancoragem (Cauduro, 2001)

2.2.6 Contra-Flecha

Deformação das peças estruturais para cima. Pode ser causada pela aplicação da força de protensão.

2.2.7 Tipos De Protensão

De acordo com Pfeil (1984) os tipos de protensão podem ser classificados como de pós-tração ou pré-tração (Figura 19).

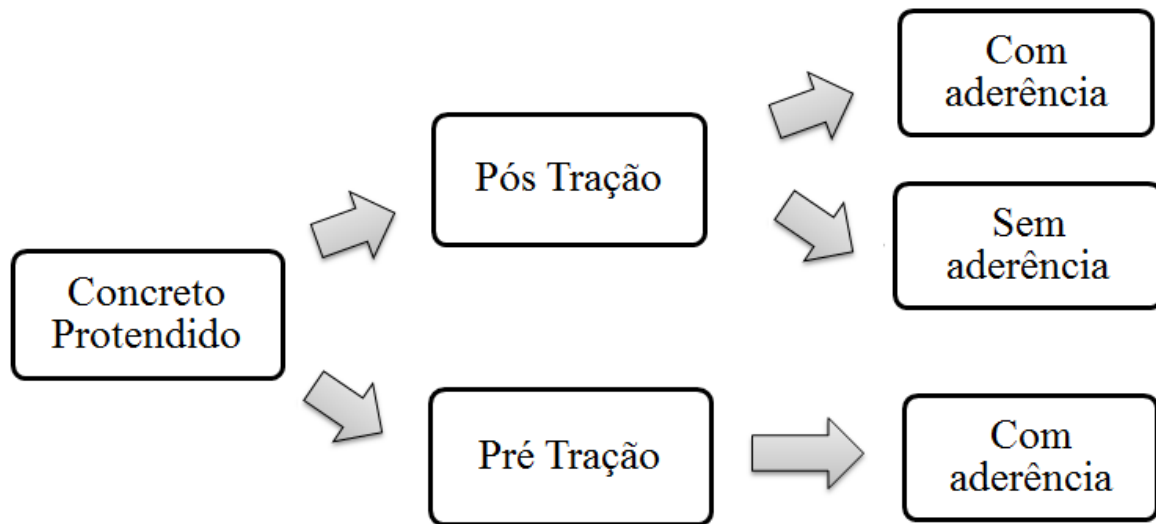


Figura 19: Relação entre os tipos de Protensão (Autora, 2014)

2.2.7.1 Pós-tração

No caso de pós-tração, a armadura somente é tracionada e ancorada após o concreto ter adquirido certa resistência. Após a concretagem, os cabos são esticados pelas extremidades por macaco hidráulico até atingirem o alongamento desejado. Posteriormente, os cabos são ancorados nas faces do concreto, aplicando dessa maneira esforços de compressão no concreto. Normalmente, a pós-tração é mais utilizada quando a protensão é realizada na obra, com auxílio de macacos hidráulicos (Figura 20) (Pfeil, 1984).



Figura 20: Macaco hidráulico para protensão (Pfeil, 1984)

Pós-tração não aderente ao concreto

Um tipo de cordoalha não aderente utilizado para protensão de lajes é a cordoalha engraxada plastificada. Estas cordoalhas são envolvidas por uma camada de graxa e posteriormente por uma camada de polietileno (Figura 21) o que não permite a aderência ao concreto e protege contra corrosão.

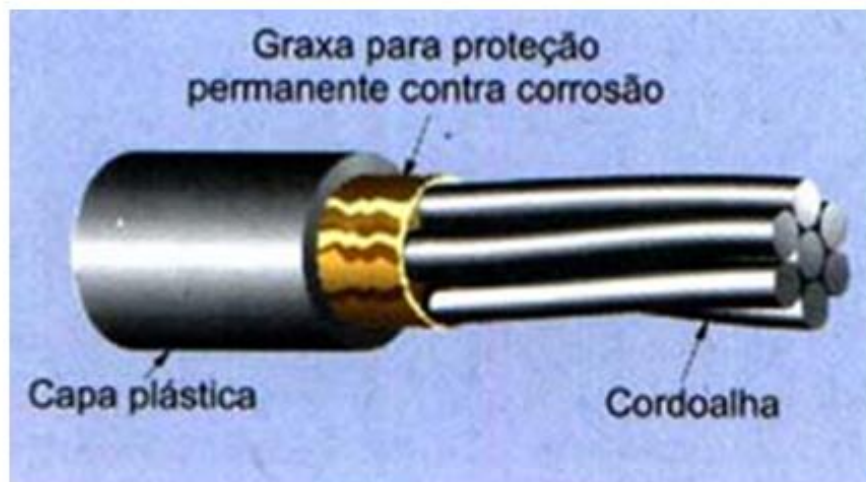


Figura 21: Cordoalhas engraxadas com bainhas de polietileno (Belgo Bekaert Arames)

Pós-tração aderente ao concreto

Na pós-tração, a protensão pode ser com aderência posterior, através de injeção de argamassa de cimento e areia dentro das bainhas (Figura 22) que abrigam as cordoalhas, o que garante a proteção contra corrosão.



Figura 22: Bainhas Metálicas (Migliore, 2008)

2.2.7.2 Pré-tração

No sistema de pré-tração, a armadura se encontra tracionada e ancorada em dispositivos externos à peça antes do lançamento do concreto. A força de protensão somente é transmitida à peça após o concreto adquirir determinada resistência. A ancoragem da força de protensão no concreto somente se dá pelas tensões de aderência. Geralmente a pré-tração é utilizada em fábricas, com concretagem realizadas em pistas de protensão (Figura 23) (Pfeil, 1984).



Figura 23: Pista de protensão (Migliore, 2008).

2.2.8 Forças de Protensão

Segundo Bastos (2014) a força (P_i) é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração. No caso de pré-tração, essa força é aplicada pelos macacos hidráulicos na pista de protensão, antes de ser realizada a ancoragem dos fios na cabeceira da pista, no bloco de ancoragem. Já no caso de pós-tração, é a força máxima aplicada pelos macacos hidráulicos antes da ancoragem com as cunhas.

A força (P_a) é a força na armadura de protensão no instante imediatamente anterior à sua liberação das ancoragens externas. Essa força de protensão é considerada apenas no caso da pré-tração (Bastos, 2014).

De acordo com Bastos (2014), os valores representativos da força de protensão servem de orientação na verificação de esforços solicitantes e nas fases de execução da protensão na obra ou na fábrica. A Figura 24 ilustra esses valores da força, em função do tempo, para os casos de peças protendidas pré-tracionadas.

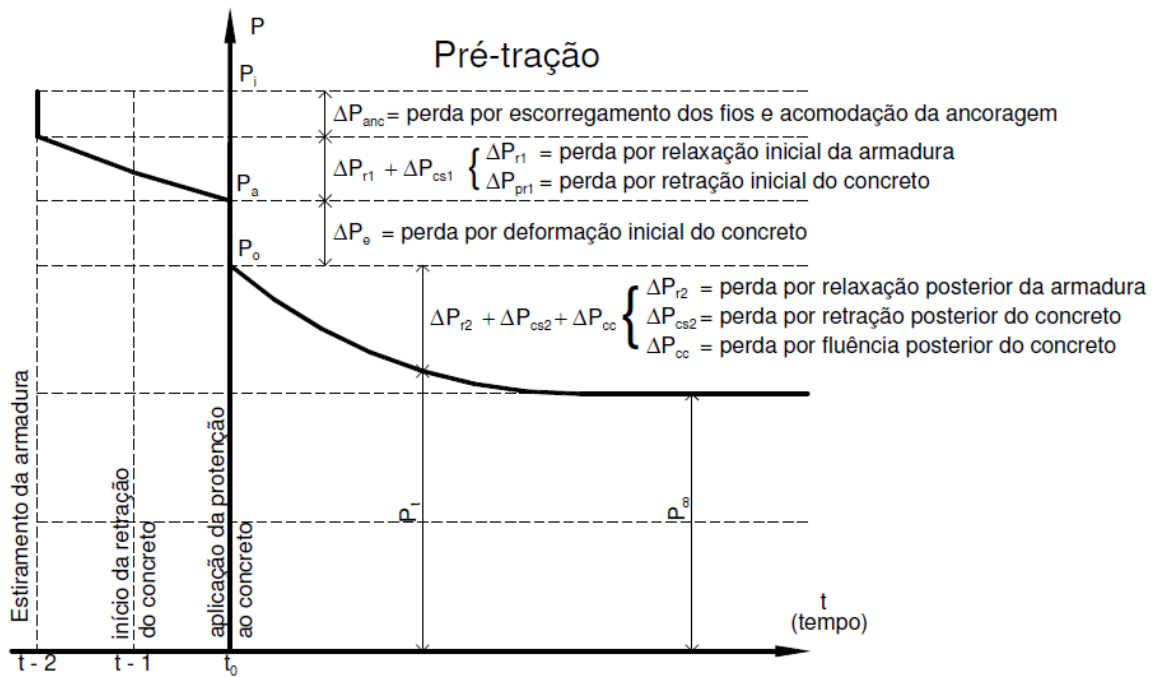


Figura 24: Diagrama força de protensão x tempo para peça protendida pós-tracionada (Bastos, 2014).

No sistema de pós-tração também existem diversos tipos de perdas, tais como: perda por escorregamento dos fios e acomodação da ancoragem, perda por relaxação da armadura, perda por fluência e retração do concreto e perda por deformação inicial do concreto.

De acordo com Pfeil (1984), as perdas de protensão diferidas, também chamadas de retardadas, são aquelas perdas que se processam ao longo de vários anos.

Segundo Carvalho (2012), as perdas diferidas são conhecidas através dos fenômenos reológicos do concreto endurecido e são classificadas como perda por retração do concreto, sendo essa a variação volumétrica do concreto após seu endurecimento, uma vez que a perda por retração é dividida praticamente a perda de água que não reage com o cimento, após a protensão da peça estrutural. Ainda de acordo com Carvalho (2012), as variáveis que contribuem para o processo são a temperatura, a umidade do ambiente, a espessura da peça e a quantidade de água.

Segundo Veríssimo e César (1998), a perda por efeito de fluência do concreto, também conhecida como deformação lenta, é o fenômeno em que sua ocorrência é diferida no tempo sob a atuação de cargas de longa duração que produzem deformações elásticas e plásticas progressivas das fibras nas regiões solicitadas.

De acordo com Carvalho (2012), os fenômenos de relaxação e fluência são considerados afins, afinal, as perdas devido a uma dessas variáveis possui influência direta na outra.

Ainda segundo Carvalho (2012), a perda de protensão diferida mais importante é aquela produzida pela relaxação do aço. Para minimizar os efeitos desse fenômeno, são fabricados aços de baixa relaxação (RB).

2.2.9 Concreto

O concreto é o material mais utilizado na construção civil, basicamente é composto pela mistura de cimento, água, pedra e areia, além de outros materiais eventuais (aditivos). O cimento, ao ser hidratado, forma uma pasta resistente e aderente aos fragmentos de agregados. A resistência e durabilidade do concreto dependem da proporção entre os materiais que o constituem.

O comportamento estrutural do concreto varia em função do tempo. A deformação no concreto pode ser por retração, por deformação elástica e por fluência.

A Figura 25 apresenta um gráfico de evolução das deformações de retração e fluência com o tempo, considerando a imposição de uma deformação elástica no instante t_0 .

2.2.9.1 Deformação por retração do concreto (ϵ_{cs})

Segundo Pfeil (1983), denomina-se retração, a redução de volume de concreto provocada pela perda de umidade.

De acordo com Bortone (2014), o encurtamento total devido à retração do concreto depende de diversos fatores, tais como as dimensões do elemento estrutural, a umidade e temperatura do ambiente e o fator água/cimento.

Ainda segundo Bortone (2014), o efeito da retração do concreto inicia-se a partir do momento que a água presente no concreto é consumida pelas reações químicas.

2.2.9.2 Deformação elástica do concreto ($\epsilon_{c,el}$)

Elasticidade é a propriedade mecânica que certos materiais têm de se deformarem quando submetidos à ações externas, e retornarem à sua forma original quando essas ações são removidas.

2.2.9.3 Deformação por fluência (ϵ_{cc})

A fluência é o aumento de deformação com o tempo sob ação de tensões permanentes. A fluência de peças de concreto, quando submetidas a cargas de longa duração, deve-se à migração das moléculas de água adsorvida existentes na pasta endurecida de cimento.

De acordo com Bortone (2014), o efeito da fluência depende de diversos fatores, sendo a idade do concreto na época do carregamento, a umidade do ambiente, a temperatura ambiente e as dimensões do elemento estrutural os fatores mais significativos.

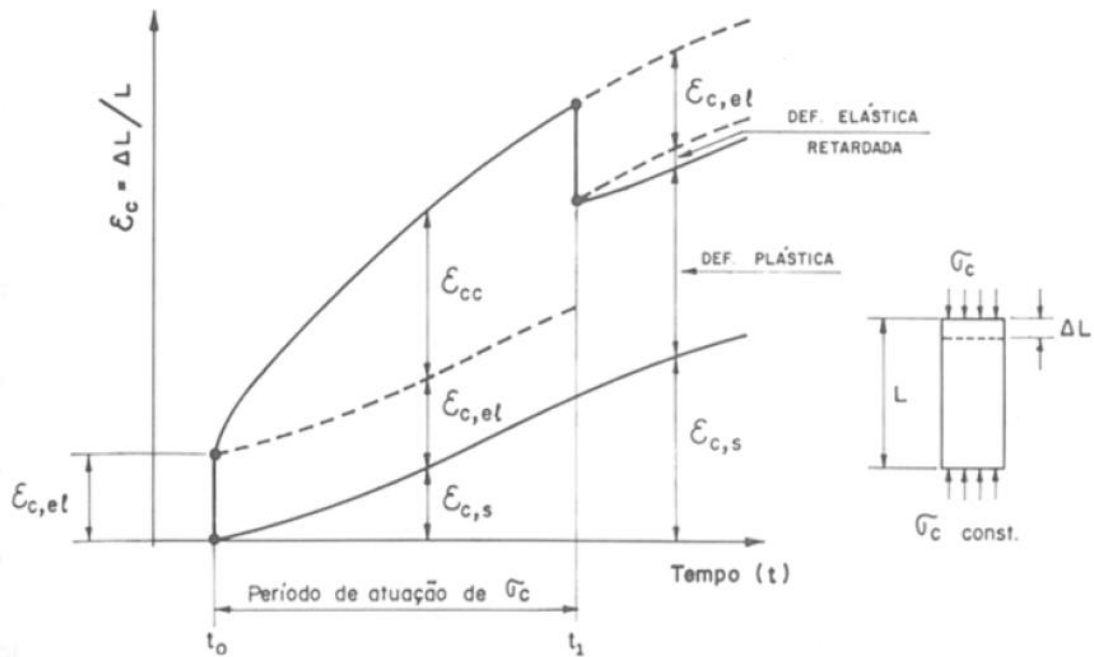


Figura 25: Deformações no concreto (Bortone, 2014).

2.2.10 Concreto Protendido x Concreto Armado

De acordo com Bastos (2014), o concreto protendido utiliza concreto e aço de alta resistência (sendo o aço de até 2100 MPa e o concreto de até 85 MPa). Já no concreto armado o uso de armaduras de elevada resistência é inviável, uma vez que existe uma limitação da aderência entre o aço e o concreto.

Para Leonhardt (1983), a grande vantagem do concreto protendido é a obtenção de vãos maiores, estruturas mais esbeltas e de menor peso próprio quando comparadas ao concreto armado, além de melhoria da capacidade de utilização e de elevada resistência à fadiga.

2.2.11 Laje Alveolar

A laje alveolar é um painel de concreto protendido. Tem seção transversal constante e é caracterizada por alvéolos longitudinais, que são os responsáveis pela redução do peso da estrutura e do consumo de material. A protensão também é longitudinal. Esses painéis protendidos utilizam concreto de elevada resistência característica à compressão (f_{ck}), igual ou superior a 40 MPa, e somente armaduras protendidas, compostas de fios ou cordoalhas (Araújo, 2007).

Os alvéolos longitudinais apresentam diferentes formas segundo cada fabricante. As seções transversais destas lajes podem apresentar alvéolos circulares, ovais, retangulares e mistos (Figura 26). Sua variação está relacionada a limitações construtivas (Araújo, 2007).

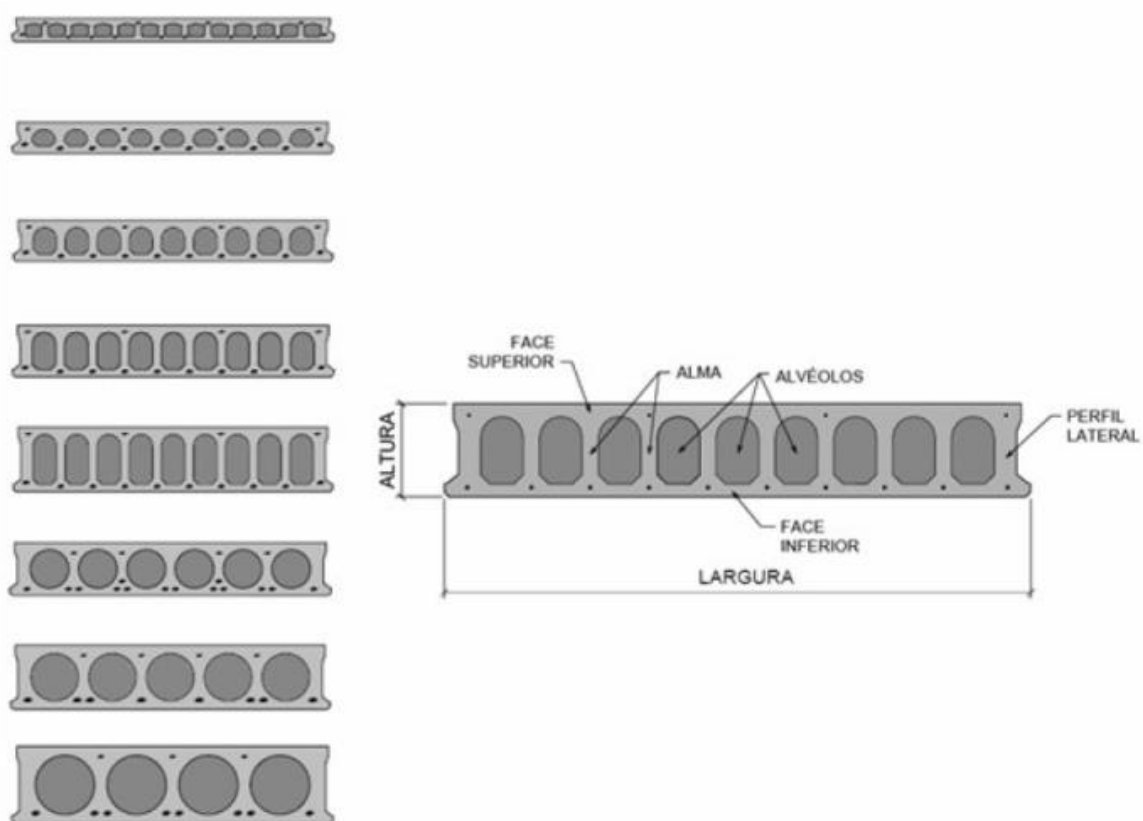


Figura 26: Seções e elementos dos painéis alveolares (Araújo, 2007)

De acordo com Migliore (2008), o principal motivo para utilizar lajes alveolares consiste na capacidade de essas lajes atingirem grandes vãos e facilidade de instalação, de adaptação de diferentes layouts e de otimização da estrutura.

O concreto utilizado é bastante compactado e bem seco, de maneira que não é necessária forma lateral na pista de protensão, conforme a Figura 27 e a Figura 28.



Figura 27: Pista de protensão da Precon (Autora, 2014)

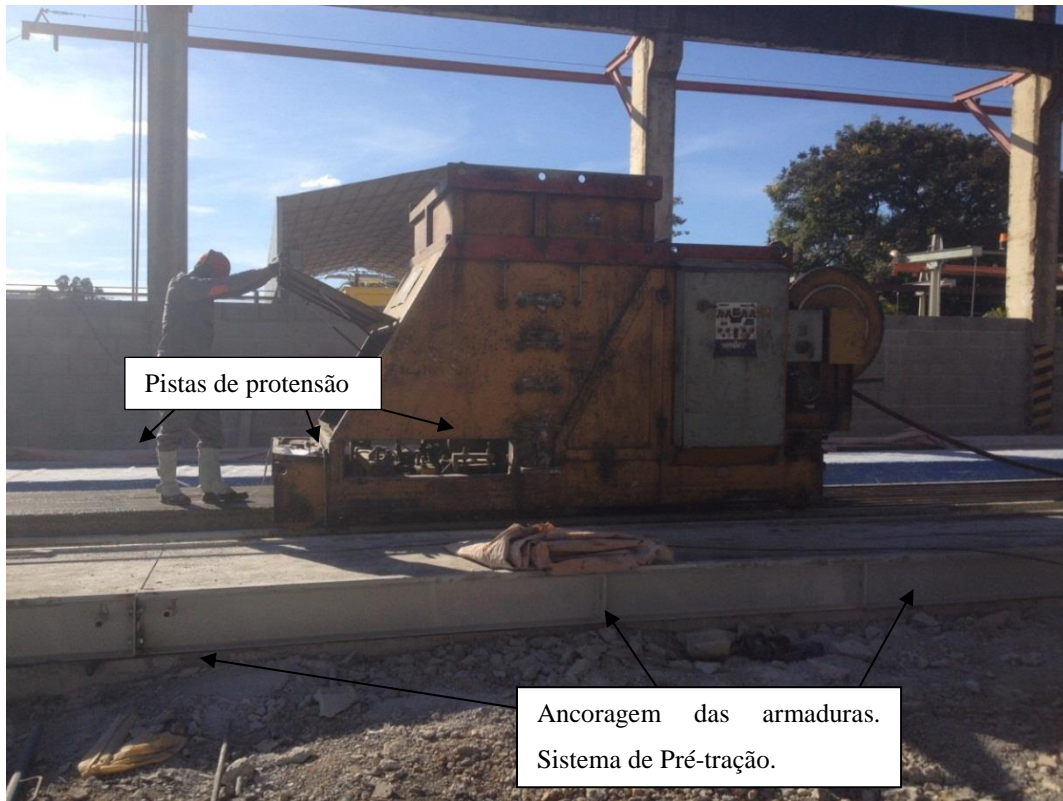


Figura 28: Produção da laje alveolar (Autora, 2014)

A transferência da força de protensão ocorre cerca de 18 horas após a concretagem.

As lajes alveolares geralmente recebem uma capa estrutural de concreto moldado na obra, com espessura mínima de 4 cm, que trabalha em conjunto com a laje, aumentando sua resistência à flexão e ao cisalhamento. A capa tem, também, como finalidade, nivelar a superfície formada por painéis justapostos (Migliore, 2008).

A Figura 29 apresenta a junta, a capa de concreto e a laje alveolar com seção circular e as armaduras protendidas.

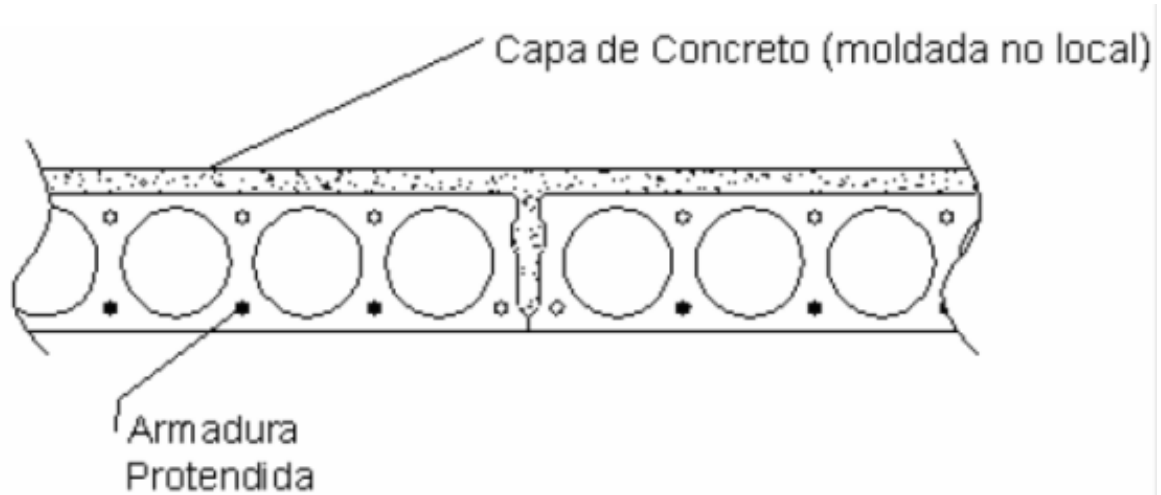


Figura 29: Laje alveolar com capa de concreto (Araújo, 2007)

2.3 NORMAS

Segundo Bazant e Baweja (2000), é muito difícil realizar uma previsão realística da fluência e retração do concreto, uma vez que os resultados da interação são de diversos mecanismos físicos, além de serem influenciados por muitos parâmetros.

De acordo com Kataoka (2010), desde 1982, diversos modelos foram propostos para previsão de fluência e retração. Esses modelos apresentam certa complexidade, uma vez que dependem de diversos dados de entrada. Quanto maior a quantidade de dados de entrada melhor a aproximação desses modelos com os resultados experimentais. Cada norma exige certos dados de entrada, conforme a Tabela 2.

As considerações a seguir, discutem sobre três normas importantes. A Norma Brasileira - NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto (2014), a Norma Europeia - Eurocode 2 – *Design of Concrete Structures Part - 1-1: General Rules and rules for buildings* (2004) e a Norma Americana - ACI 209.2R-08 *Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete* (2008).

Tabela 2: Parâmetros de entrada dos modelos de fluência e retração (Kataoka, 2010)

Parâmetros	NBR 6118		Eurocode 2		ACI 318	
	Fluência	Retração	Fluência	Retração	Fluência	Retração
Tipo de Cimento	x		x	x	x	
Umidade Relativa (%)	x	x	x	x	x	x
Idade carregamento/Fim cura (dias)	x	x	x	x	x	x
Método de cura					x	x
Volume/Superfície					x	x
Área/Perímetro	x	x	x	x		
Dimensões do CP (cm)	x	x	x	x	x	x
Secagem antes carregamento (dias)				x		
fctm0 (MPa)	x		x		x	
fck (MPa)				x		
fcm28 (MPa)	x		x		x	
Ecmt0 (MPa)	x		x		x	
Ecm28 (MPa)	x		x		x	
Resistência Agregado			x			
Quantidade total de agregado (kg/m ³)						
Consumo do cimento (kg/m ³)						x
Quantidade água (kg/m ³)						
Agregado miúdo (%)	x	x			x	x
Abatimento (mm)	x	x			x	x
Temperatura C			x	x		
Volume de ar (%)					x	x
Tipo de Agregado	x					

2.3.1 NBR 6118 (2014)

A norma NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto (2014) define os elementos de concreto protendido como: “Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU)”.

2.3.1.1 Resistência Característica dos materiais

A resistência dos materiais significa a capacidade do material resistir a uma força a ele aplicada. Segundo a Norma: “Os valores de resistência característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. (...) Para os efeitos dessa Norma, a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material”. (NBR 6118, 2014, página 63).

2.3.1.2 Classe de Agressividade Ambiental

Segundo a Norma: “A agressividade do ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”.

As estruturas de concreto protendido são classificadas de acordo com a norma brasileira quanto ao tipo de ambiente que são expostas, como pode ser observado na Tabela 3.

Tabela 3: Classe de agressividade ambiental (NBR 6118, 2014)

CAA	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deteriorização da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	
1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinha e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).			
2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.			
3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Para evitar a corrosão da armadura e da qualidade do concreto, a norma apresenta exigências das classes de agressividade ambiental (Tabela 4).

Tabela 4: Exigências das classes de agressividade ambiental (NBR 6118, 2014)

Concreto	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto ¹⁾ (ABNT NBR 8953)	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
Cobrimento nominal (mm)	30	35	45	55
1) O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT 12655.				

2.3.1.3 Anexo da NBR 6118

O Anexo A da NBR 6118:2014 apresenta o efeito do tempo no concreto estrutural. A reologia do concreto trata das variações das suas propriedades e deformações com o tempo. Segundo a NBR 6118:2014, “Quando não há impedimento à livre deformação do concreto, e a ele é aplicada, no tempo t_0 , uma tensão constante no intervalo $t-t_0$, sua deformação total (Equação 3), no tempo t , vale:”

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (3)$$

Onde:

$\varepsilon_c(t_0)$ é a deformação imediata;

$\varepsilon_{cc}(t)$ é a deformação por fluência;

$\varepsilon_{cs}(t)$ é a deformação por retração.

Sendo assim a deformação no concreto é a soma da deformação elástica imediata com a deformação por fluência mais a deformação por retração do concreto.

Segundo Pereira (1999), a fluência é o acréscimo em função do tempo das deformações devidas a tensões permanentes. De acordo com a NBR 6118:2014, a fluência pode ser caracterizada como lenta irreversível (ε_{ccf}), lenta reversível (ε_{ccd}) ou rápida irreversível (ε_{cca}), quando ocorre durante as primeiras 24 horas após à aplicação de carga. Dessa maneira a deformação por fluência (ε_{cc}) do concreto vale:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (4)$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (5)$$

Onde

φ_a é o coeficiente de fluência rápida

φ_f é o coeficiente de deformação lenta irreversível

φ_d é o coeficiente de deformação lenta reversível

De acordo com Pereira (1999), a retração do concreto é o encurtamento do mesmo, que não está sujeito à sollicitação durante o processo de endurecimento. A NBR 6118:2014 ainda acrescenta que o valor da retração depende de três fatores, sendo esses: umidade relativa do ambiente, consistência do concreto no lançamento e espessura fictícia da peça. A deformação total por retração (ε_{cs}) pode ser calculada (Equação 6) por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (6)$$

Sendo:

$\varepsilon_{cs\infty}$ o valor final de retração

β_s o coeficiente relativo à retração, no instante t e t_0 .

2.3.2 Eurocode 2

Segundo o *European Technical Standards* (2004) a fluência e a retração do concreto dependem da umidade do ambiente, da dimensão do elemento e da composição do concreto. Assim como a NBR 6118:2014, a fluência ainda leva em consideração a maturidade do concreto quando é aplicado pela primeira vez e depende da magnitude e duração da carga.

A deformação elástica do concreto depende fundamentalmente da sua composição (especialmente dos agregados). O módulo de elasticidade do concreto é controlado pelo módulo de elasticidade de seus componentes.

Segundo Kataoka (2010), o modelo de previsão de fluência do Eurocode 2 está restrito a tensões constantes de serviço, ou seja, vai até $0,45 f_{ck}(t_0)$, para o qual a fluência deve ser admitida linearmente dependente da tensão.

A Equação 7 apresenta a deformação do concreto por fluência $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ no tempo infinito

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \left(\frac{\sigma}{E_c} \right) \quad (7)$$

Onde:

$\varphi(\infty, t_0)$ é o coeficiente de fluência no tempo infinito;

σ é a tensão aplicada;

E_c é o módulo de elasticidade médio na idade considerada (kg).

O coeficiente de fluência entre o tempo t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias vale (Equação 8):

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (8)$$

Onde

φ_0 é o coeficiente de fluência fictício.

Segundo o Eurocode 2, a deformação total por retração (ε_{cs}) é composta por duas parcelas: a retração por secagem (ε_{cd}) e a retração autógena (ε_{ca}), dada pela Equação 9.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (9)$$

2.3.3 ACI 209R

Segundo o ACI 209R (2008), o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ para as condições padrões, cura úmida e idade de carregamento de 7 dias é definido pela Equação 10.

$$\varphi(t, t_0) = \frac{(t-t_0)^2}{10+(t-t_0)^{0,6}} \varphi(\infty, t_0) \quad (10)$$

Onde:

(t, t_0) é o período de tempo desde a aplicação de carga (dias);

$\varphi(\infty, t_0)$ é o coeficiente de fluência.

A deformação por retração após 7 dias de cura úmida é dada pela Equação 11.

$$\varepsilon_{cs} = \frac{t}{35+t} \varepsilon_{s\infty}(\infty, t_s) \quad (11)$$

Onde:

t é a idade do concreto após início da secagem (dias);

t_s idade do concreto no início da secagem (dias);

$\varepsilon_{s\infty}(\infty, t_s)$ deformação por retração última.

3

METODOLOGIA

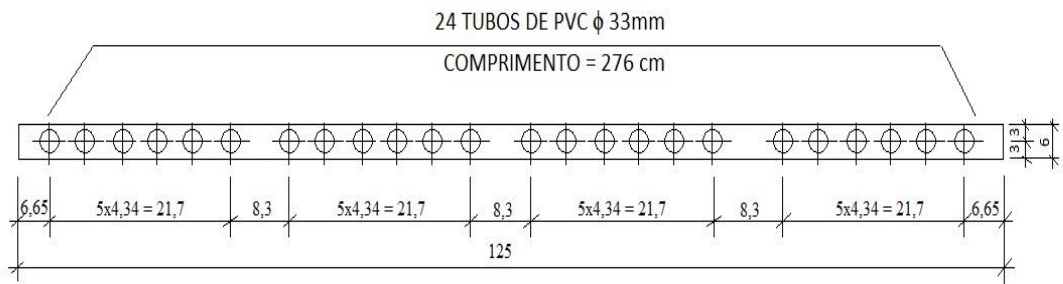
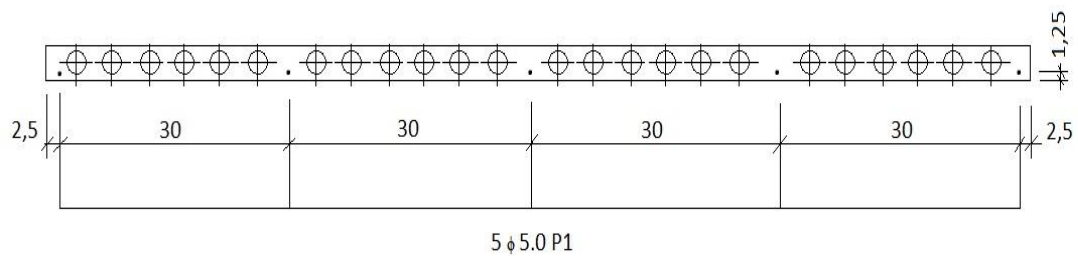
Os resultados do ensaio experimental são exibidos. A metodologia do trabalho, bem como o programa computacional utilizado como plataforma para o desenvolvimento do modelo numérico para análise não linear são apresentados.

3.1 RESULTADOS DO ENSAIO EXPERIMENTAL

Pereira (2001) conduziu seus experimentos entre os meses de outubro e novembro de 2001 na fábrica da Precon (Precon industrial S.A), em Pedro Leopoldo, MG, Brasil. A Precon é líder no mercado de pré-fabricados de concreto e foi fundada em 1963 pelo engenheiro Milton Vianna Dias.

O ensaio buscou captar os deslocamentos apresentados por uma laje alveolar submetida a esforços contínuos e crescentes ao longo do tempo. A medição dos deslocamentos durante o ensaio foi feita com relógio comparador com precisão de décimo de milímetro.

O ensaio iniciou-se com a idade de 28 dias e terminou com a idade de 58 dias. A laje têm dimensões de 125 x 276 x 6 cm e possui 24 alvéolos circulares com diâmetro de 33 mm. A armadura ativa foi composta por 5 fios trefilados de carbono CP 175 RB 5,0, localizados a 1,25 cm da base inferior (Figura 30).

Corte A - ACorte B - BP1 - SCP 175 RBE ϕ 5.0 - 276

(Peso total = 2.12 kg)

Figura 30: Geometria da laje (Pereira, 2001)

Destaca-se que o concreto das lajes alveolares não pôde ser moldado em corpos de prova. A resistência do concreto nos ensaios foi estimada por meio de esclerometria. O valor do módulo de elasticidade (E) foi obtido utilizando a equação da NBR 6118 que relaciona o E com o f_{ck} , o que pode resultar em valores razoavelmente diferente do real.

A força de protensão aplicada nos fios trefilados foi de 115,33 kN. A laje tem peso próprio de 11,05 kN, enquanto o capeamento tem peso próprio de 7,61 kN. O concreto utilizado na estrutura apresenta resistência à compressão de 30 MPa para a laje e de 180 MPa para o capeamento.

A laje foi levada à ruptura, considerando os estágios de construção, bem como os carregamentos ao longo do tempo. O deslocamento foi medida durante os estágios de construção e carregamento no meio do vão.

A Tabela 5 apresenta todos os dados e resultados obtidos no ensaio experimental enquanto a Figura 31 retrata o teste esquematizado completo. O projeto de Pereira (2001) se encontra no Anexo deste trabalho.

A primeira medição ocorreu no 28º dia após a concretagem. Nessa idade, a carga atuante era constituída apenas pelo peso próprio da laje, conforme indicado na Tabela 5.

Já na segunda etapa de medição, o capeamento foi adicionado, sendo assim a carga foi aumentada (peso próprio da laje mais peso próprio do capeamento) e novamente o deslocamento foi medida (Tabela 5, Figura 31).

No terceiro estágio, após uma semana de cura, foi colocada uma carga permanente adicional de 20,36 kN, enquanto isso era monitorada o deslocamento ao longo das três semanas seguintes (Tabela 5, Figura 31).

No último estágio de construção, a laje foi levada à ruptura. O ensaio finalizou com o acréscimo de cargas permanentes adicionais, aplicadas no meio do vão da laje por meio de sacos de areia. Estas cargas foram aplicadas por etapas, sendo as quatro primeiras com carga de 8,24 kN cada e as duas últimas com 7,85 kN cada. Novamente, durante todo esse processo, o deslocamento no meio do vão foi monitorado (Tabela 5, Figura 31).

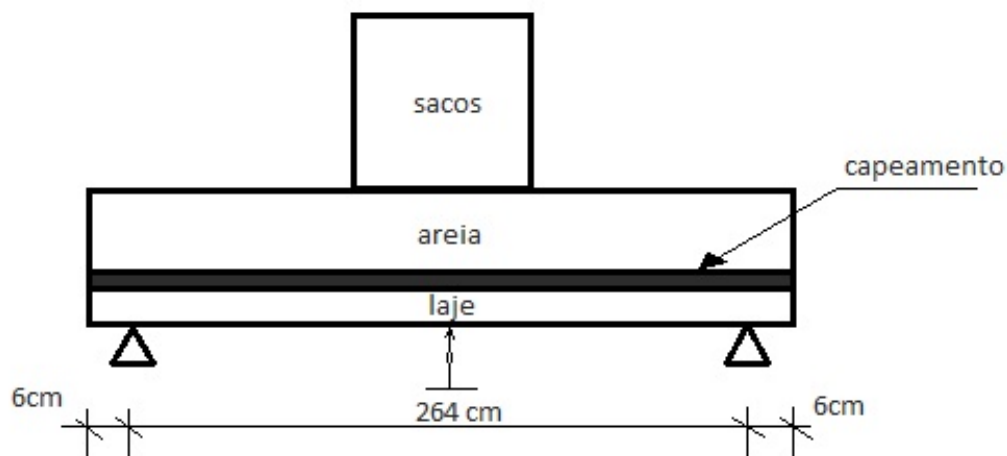


Figura 31: Desenho representativo do ensaio (Pereira, 2001)

Tabela 5: Dados do ensaio experimental (Pereira, 2001)

Data	Carga total aplicada	Carga acumulativa (kN)	Idade (dias)	M _{máx} (kN.m)	Deslocamento médio (mm)	Observação
29/set	Peso próprio da laje 11,05 kN	11,05	28	118,3		Antes do capeamento
29/set	Peso próprio do capeamento 7,61 kN	18,66	28	199,9		Depois do capeamento
06/out		18,66	36	199,9	0,5	Antes da carga de areia
06/out	Carga adicional 20,36 kN	39,02	36	417,7	1,25	Depois da carga de areia
09/out		39,02	39	417,7	1,39	
11/out		39,02	41	417,7	1,52	
13/out		39,02	43	417,7	2,38	
16/out		39,02	46	417,7	2,62	
18/out		39,02	48	417,7	2,62	
20/out		39,02	50	417,7	2,74	
28/out	Carga adicional 8,24 kN	47,26	58	572,8	2,87	
28/out	Carga adicional 8,24 kN	55,50	58,01	727,8	3,37	
28/out	Carga adicional 8,24 kN	63,73	58,02	882,9	12,37	
28/out	Carga adicional 8,24 kN	71,97	58,03	1037,9	25,5	
28/out	Carga adicional 7,85 kN	79,82	58,04	1185,6	43,5	
28/out	Carga adicional 7,85 kN	87,66	58,05	1333,2		Ruptura

3.2 SIMULAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS

Para o cumprimento dos objetivos deste trabalho, as seguintes etapas foram realizadas:

- Desenvolvimento de um modelo via Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o programa SAP 2000[®] para laje de concreto protendido;
- Validação do modelo numérico, através de resultados analíticos;
- Comparação dos resultados com o teste experimental realizado por Pereira (2001);

A plataforma computacional de elementos finitos selecionada para o estudo foi o programa SAP2000[®], ferramenta de software amplamente utilizada e bem estabelecida, o que torna a pesquisa confiável o suficiente para realizar a análise proposta.

O SAP2000[®] consiste em um programa comercial de análise estrutural, por meio de elementos finitos com interface gráfica 3D orientada a objetos, que possibilita a realização de etapas de construção e a análise não linear.

O modelo foi desenvolvido com a finalidade de selecionar o nível de discretização necessário para convergência bem com os tipos de elementos finitos mais adequados a serem utilizados.

A princípio, tentou-se desenvolver um modelo usando um elemento do tipo Sólido, que é muito utilizado para estruturas sólidas tridimensionais. Todos os passos descritos no item 3.3 foram realizados para esse elemento. A laje foi modelada, os dados foram inseridos no programa, porém, a simulação não obteve sucesso, uma vez que, para elemento sólido, a reologia do concreto e as perdas de protensão não são computadas pelo programa. Verificou-se que essa é uma limitação do *software*; os cálculos e considerações para esse tipo de elemento não são habilitados.

Sendo assim, a partir desse estudo, concluiu-se que o elemento do tipo *Shell* foi o mais adequado para realizar o ensaio computacional e comparar com os resultados experimentais.

Os elementos *Shell* são definidos por quatro nós, e esses são chamados de J1, J2, J3 e J4. A formulação é isoparamétrica. Sendo assim, cada elemento possui seu próprio sistema de coordenadas local, representado pelos eixos 1, 2 e 3. Sabe-se que os eixos 1 e 2 estão situados no plano do elemento e o eixo 3 é a normal a esse plano, conforme a Figura 32.

A soma do elemento de membrana e do elemento de placa fina (placa de Kirchhoff) possuem seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações.

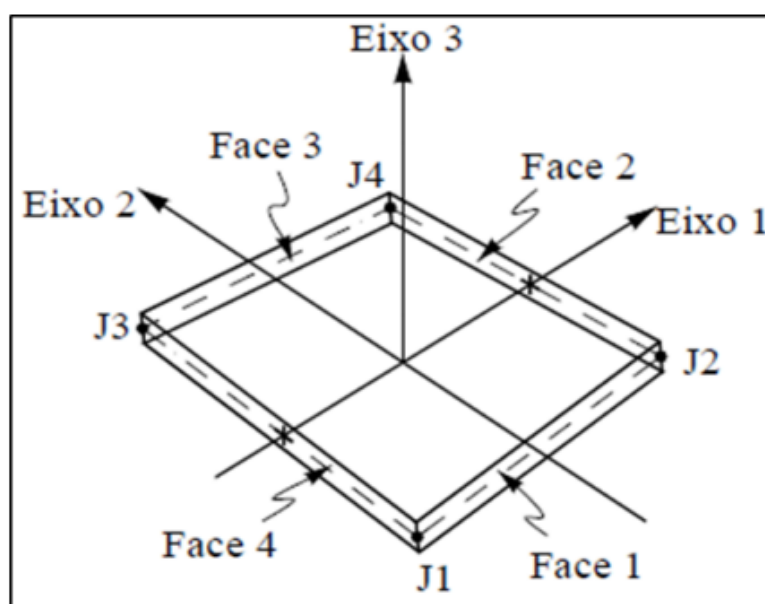


Figura 32: Elemento Shell (Silva, 2006)

Dessa maneira, a laje foi modelada utilizando o elemento *Shell* de quatro nós. Para facilitar a modelagem, as espessuras nas regiões das células não foram consideradas, e uma chapa de espessura constante e de rigidez à flexão equivalente foi modelada em seu lugar. O capeamento também foi modelado utilizando o elemento *Shell* de quatro nós como a segunda chapa, colocada sobre a laje no segundo estágio de carregamento.

Os fios de aço trefilados foram inseridos no programa como tendões. As cargas dos tendões, incluindo todas as perdas, foram especificadas e inseridas no programa.

Os tendões foram modelados como elementos que interagem com o resto da estrutura. Foi feita uma análise não linear simulando os estágios de construção e carregamentos, bem como os aspectos reológicos do comportamento do aço e concreto.

3.3 MODELO

Todos os dados e descrições da laje inseridos no modelo foram retirados de ensaios do estudo “Projeto Habitacional e ensaios para Precon Industrial”, realizado por Pereira (2001).

Primeiramente, foi construído o modelo do tipo *Shell*, conforme as dimensões da laje (125 x 276 x 6 cm), já descritas anteriormente. Em seguida, foram inseridos os 5 fios treilados de aço, localizados à 1,25 cm da base inferior e espaçados de 30 em 30 cm, conforme a Figura 33. E, por último, foi modelado o capeamento, colocado sob a laje com 3 cm de espessura.

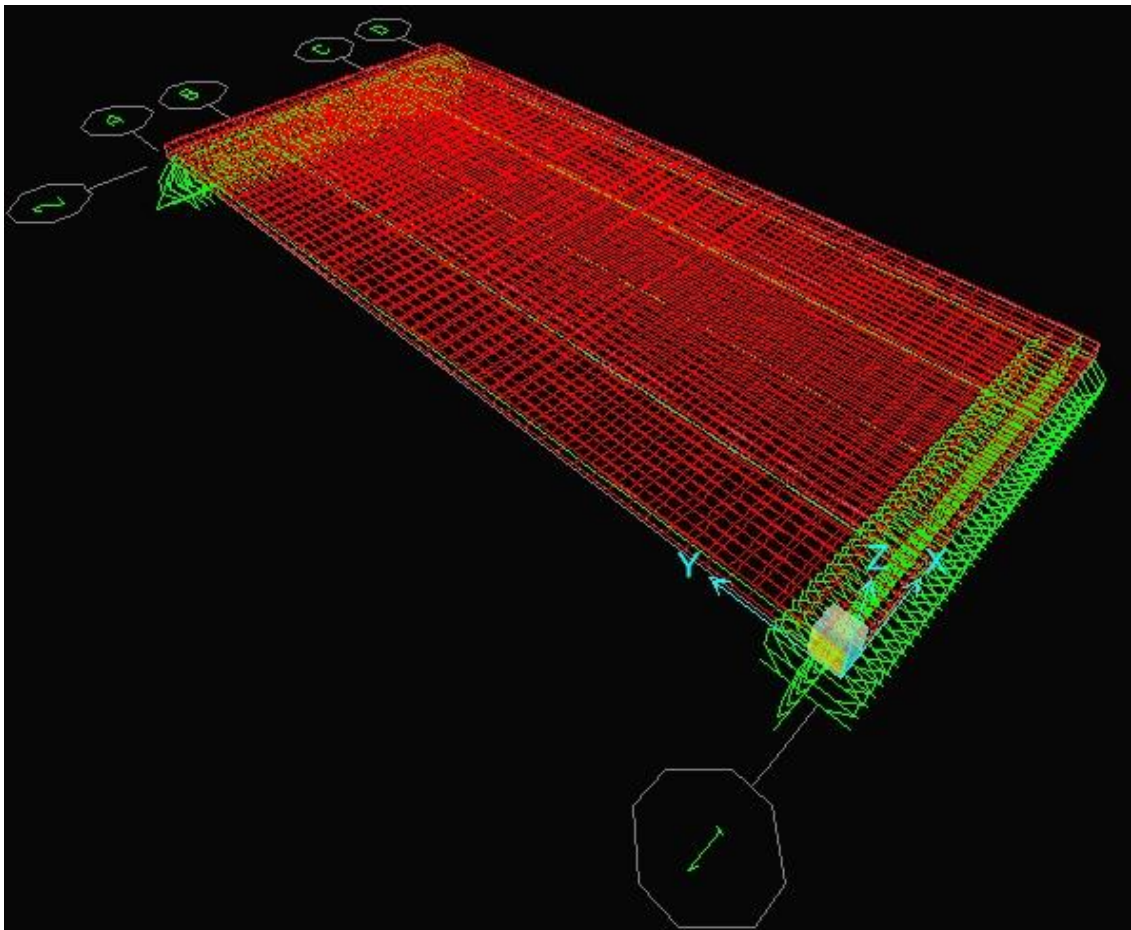


Figura 33: Modelo no programa computacional (Autora, 2015)

A partir da estrutura montada, foram inseridos no programa todos os dados de entrada de cada material. Conforme demonstrado pela Figura 34, foram criados 3 tipos de materiais: C30, C18 e CP 175.

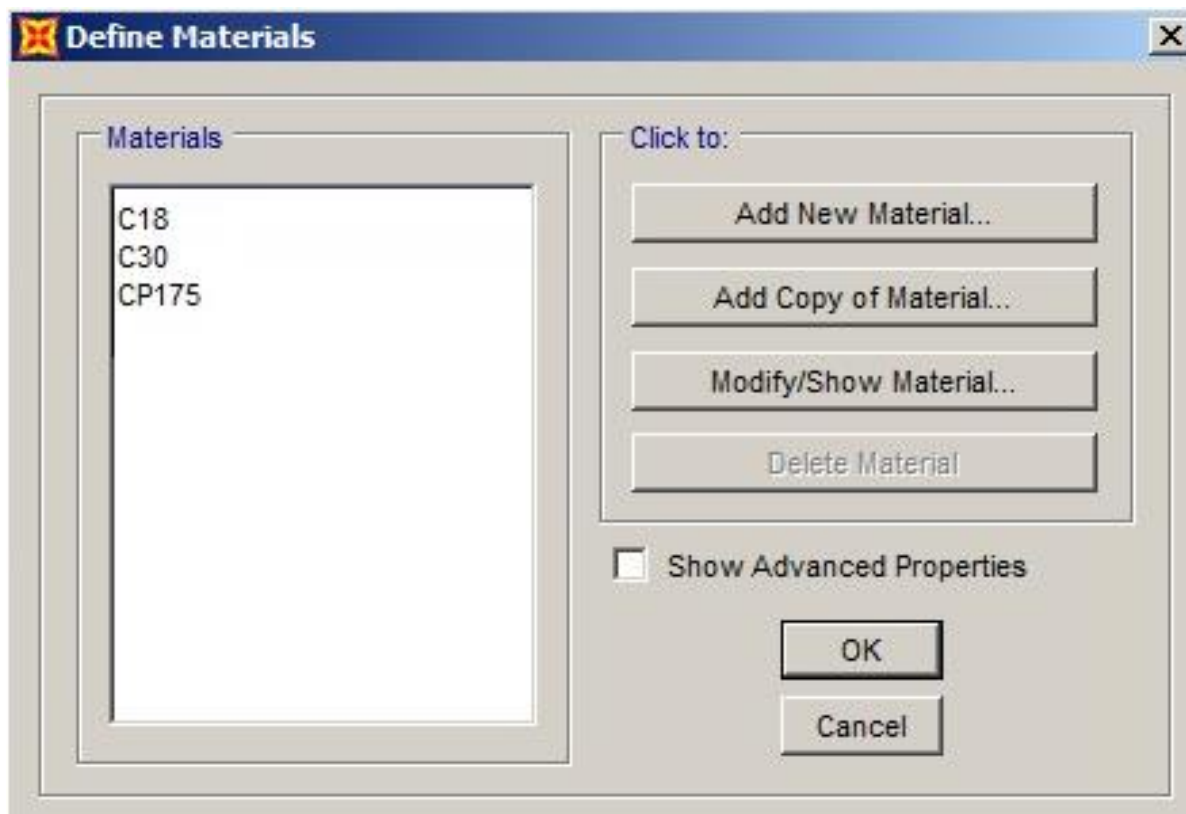


Figura 34: Definição do material (Autora, 2015)

O material C30 representou o concreto utilizado na laje. Esse material tem resistência à compressão de 3 kN/cm² (30 MPa), módulo de elasticidade igual a 2900 kN/cm² (29 GPa) e coeficiente de Poisson no valor de 0,20.

Por outro lado, o concreto utilizado no capeamento (C18), apresenta resistência à compressão de 1,8 kN/cm² (18 MPa), com módulo de elasticidade igual a 2000 kN/cm² (20 GPa) e coeficiente de Poisson no valor de 0,20. O módulo de elasticidade do concreto considerado na simulação foi de aproximadamente $E_c = 2900 \text{ kN/cm}^2$ (29 GPa).

Além disso, foi especificado o material CP175 para os fios trefilados de aço:

- O módulo de elasticidade do aço considerado foi de $19.994,798 \text{ kN/cm}^2$ e o coeficiente de Poisson foi de 0,3.
- Tensão mínima de escoamento igual a 150 kN/cm^2 ;
- Tensão mínima de ruptura igual a 175 kN/cm^2 (CP175);

Em seguida os fios de aço trefilados foram implantados no programa como tendões. A armadura da laje é composta por:

- 5 fios trefilados de aço, com diâmetro de 5 mm cada;
- Área da seção transversal igual a $0,1963 \text{ cm}^2$ (correspondente ao diâmetro de 5 mm);
- Comprimento no valor de 276 cm;
- Os fios estão localizados a 1,25 cm de altura da base inferior da laje.

Assim, foram inseridos 5 tendões no modelo de elementos finitos, conforme a Figura 35. Os tendões foram modelados como elemento para possibilitar a reação com o resto da estrutura. Além disso, foi especificado que o tipo de protensão utilizada no modelo foi de pré-tração.

Tendon Section Data

Tendon Section Name: TENDÃO1
 Section Notes: Modify/Show...

Tendon Modeling Options For Analysis Model

Model Tendon as Loads
 Model Tendon as Elements

Tendon Parameters

Prestress Type: Prestress
 Material Property: + CP175

Tendon Properties

Specify Tendon Diameter: 0,5
 Specify Tendon Area: 0,1963
 Torsional Constant: 6,136E-03
 Moment of Inertia: 3,068E-03
 Shear Area: 0,1767

Units: KN, cm, C
 Display:

OK Cancel

Figura 35: Descrição do tendão (Autora, 2015)

De acordo com Pereira (2001), para o sistema de pré-tração as perdas de tensão foram zero para retração do concreto. Considerou-se 2,0 kN/cm² (20MPa) no encurtamento elástico do concreto, 3,0 kN/cm² (30MPa) para a relaxação do aço e 0,0 kN/cm² para a fluência do concreto. Estas informações também foram inseridas no programa, na janela de definição dos tendões (Figura 36).

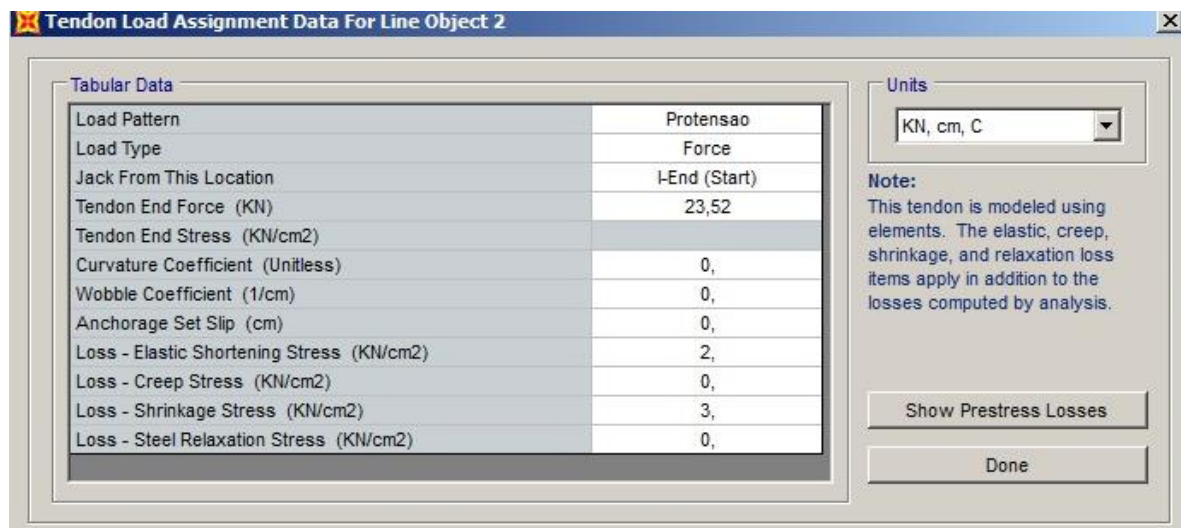


Figura 36: Cargas do tendão (Autora, 2015)

Em seguida, foi preenchido o *load pattern* (carga padrão) de acordo com a Tabela 6. O *load pattern* é a forma de distribuição de um conjunto específico de forças. Por exemplo, inseriu-se no *software*, uma carga de laje do tipo *dead load*, que irá agir como peso próprio.

Tabela 6: Descrição do *Load Pattern*

Descrição	Tipo de Carga
Peso próprio da laje	<i>Dead Load</i>
Protensão das armaduras	<i>Pre-Tension (Other)</i>
Peso próprio do capeamento	<i>Dead Load</i>
Camada de areia (carga adicional)	<i>Dead Load</i>
Cargas adicionais de areia de 8,24 kN	<i>Dead Load</i>
Cargas adicionais de areia de 7,85 kN	<i>Dead Load</i>

O programa sugere que o número de discretizações do modelo seja na ordem de 1/10 do valor do comprimento do vão e 1/2 na largura. Para a análise ficar mais precisa é recomendado o maior número de discretizações possível. Vale ressaltar que quanto maior esse valor mais tempo o programa gasta para processar a simulação. Destaca-se que o tamanho da discretização inserida nesse modelo foi bem elevado, tornando, assim, a análise mais precisa.

A Figura 37 ilustra o modelo computacional de elementos finitos construído. A laje é apresentada na cor azul (2019 nós, 2000 elementos), os fios trefilados de carbono estão representados pela cor branca (205 nós, 200 elementos), enquanto o capeamento é identificado pela cor verde (2019 nós, 2000 elementos).

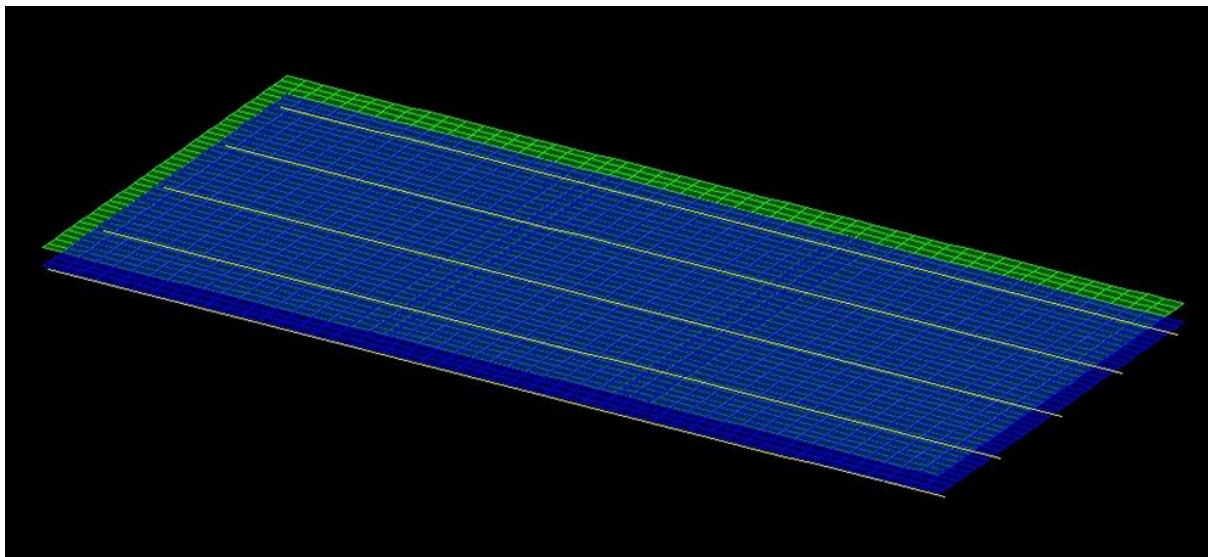


Figura 37: Modelo computacional de método de elementos finitos (Autora, 2015)

Em resumo, foi definido que o elemento do tipo *Shell* era o mais adequado para realizar o ensaio computacional. As dimensões da laje e do capeamento foram modeladas. Além disso, foram definidas as especificações de cada material e inseridos todos os dados no programa, bem como as informações dos fios de aço trefilados. O modelo implementado foi realizado de forma a possibilitar a simulação mais fidedigna possível do ensaio experimental.

Vale ressaltar que, no presente trabalho, como foi realizado um modelo numérico, a norma utilizada no *software*, não interfere no resultado, uma vez que o programa computacional não está dimensionando. O programa está apenas modelando a partir de dados de entrada. Sendo assim, os resultados das deformações obtidas são os mesmos tanto para a norma brasileira, como para as normas americana e europeia.

4

RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no modelo computacional, comparativamente aos observados no ensaio experimental, bem como as análises desses valores.

4.1 RESULTADOS E ANÁLISES

Inicialmente, com o objetivo de analisar a relação entre o comportamento do deslocamento encontrado na simulação e a variação da idade e da carga aplicada sobre a laje, foi feita uma regressão linear múltipla entre esses parâmetros. Assim, considerou-se o deslocamento da simulação como uma variável dependente que poderia ser explicada pela idade e carga, que seriam, portanto, as variáveis independentes.

Tabela 7: Resultados da simulação (Autora, 2015)

Idade (dias)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
		Simulação
28,00	11,05	-6,22
28,00	18,66	-5,64
36,00	18,66	-5,28
36,00	39,02	-0,33
39,00	39,02	1,17
41,00	39,02	1,40
43,00	39,02	1,57
46,00	39,02	1,76
48,00	39,02	1,87
50,00	39,02	1,95
58,00	47,26	5,13
58,01	55,50	6,91
58,02	63,73	8,60
58,03	71,97	10,23
58,04	79,82	11,88
58,05	87,66	12,15

O diagrama de dispersão de três dimensões apresentado a seguir demonstra graficamente os resultados encontrados. Observa-se uma relação direta entre as variáveis, com uma correlação (R múltiplo) de 0,996 e um R-Quadrado de 0,991. Assim, o comportamento do deslocamento encontrado na simulação é quase totalmente explicado pela variação da idade e da carga. O intercepto, o coeficiente angular da idade e o coeficiente angular da carga encontrados apresentaram significância estatística a um nível de confiança de 95%; os valores-P encontrados foram de 0,000. A regressão como um todo apresentou um F de significação de 0,000, reiterando o caráter significativo dos resultados encontrados, a um nível de confiança de 95%. Destaca-se que o plano inclinado mostrado no gráfico representa o plano de tendência linear.

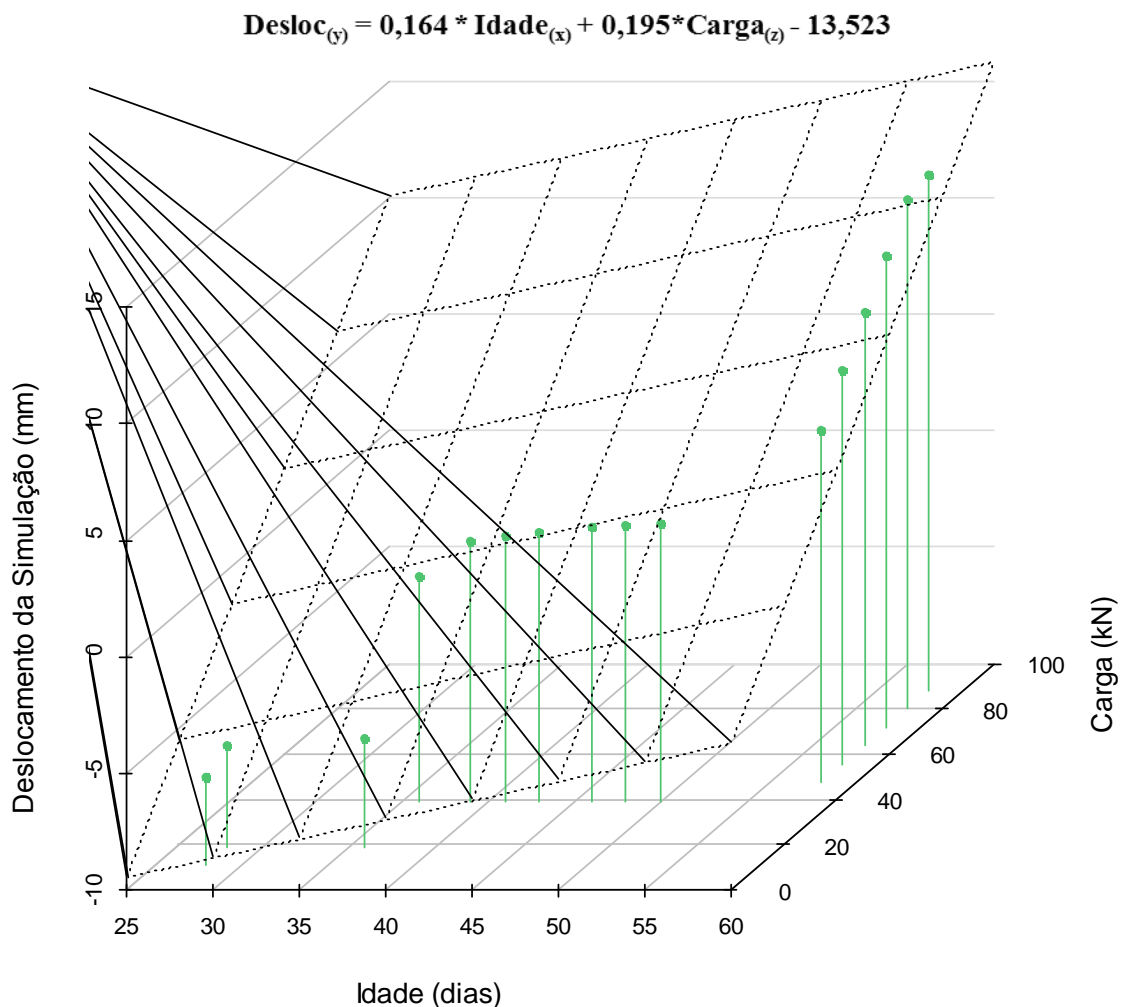


Figura 38: Diagrama de Dispersão: Idade e Carga X Deslocamento da Simulação (Autora, 2015)

Após ser realizada essa verificação, os resultados obtidos no modelo computacional (simulação) foram comparados com os obtidos no ensaio experimental (teste). A Tabela 8 apresenta o deslocamento, em milímetros, observado na laje alveolar simulada, em função da idade, em dias, do ensaio e da carga, em quilo newton e o momento máximo, em quilo newton por metro, aplicada na estrutura.

Tabela 8: Resultados do teste e da simulação (Autora, 2015)

Idade (dias)	Carga (kN)	M _{máx} (kN.m)	Deslocamento (mm)	
			Teste	Simulação
28,00	11,05	118,30		-6,22
28,00	18,66	199,90		-5,64
36,00	18,66	199,90	0,50	-5,28
36,00	39,02	417,70	1,25	-0,33
39,00	39,02	417,70	1,39	1,17
41,00	39,02	417,70	1,52	1,40
43,00	39,02	417,70	2,38	1,57
46,00	39,02	417,70	2,62	1,76
48,00	39,02	417,70	2,62	1,87
50,00	39,02	417,70	2,74	1,95
58,00	47,26	572,80	2,87	5,13
58,01	55,50	727,80	3,37	6,91
58,02	63,73	882,90	12,37	8,60
58,03	71,97	1037,90	25,50	10,23
58,04	79,82	1185,60	43,50	11,88
58,05	87,66	1333,20		12,15

Os valores negativos observados no início da simulação indicam que houve um deslocamento na estrutura para cima, ou seja, uma contra flecha. Enquanto os valores positivos sugerem um deslocamento para baixo, ou seja, uma flecha.

Destaca-se que a ausência de valores negativos no teste se deve a não medição da contra flecha no ensaio experimental, uma vez que essa foi iniciada apenas no 36º dia. Devido a essa deficiência do processo de medição realizado durante o ensaio experimental, não foi possível captar as primeiras medidas de deslocamento no teste. Ressalta-se, entretanto, que, assim como ficou evidenciado na simulação, era esperado um deslocamento negativo, uma vez que a protensão dos cabos pode resultar, inicialmente, em uma flecha negativa.

Além disso, o modelo implementado no SAP 2000® não simula a fissuração do concreto. Quando ela ocorre, há uma diminuição drástica da rigidez a flexão, com o consequente aumento das flechas. No ensaio experimental, a primeira fissura ocorreu no 58º dia, entre a inserção da carga de 55,50 kN e 63,73 kN. Como o modelo computacional não capta esse rompimento e os deslocamentos verificados no teste, a partir da data e cargas supracitadas, foram muito grandes, divergindo das previsões da simulação computacional. Esse comportamento é certamente devido aos mecanismos de falha não considerados na simulação, como as fissuras. Assim, após o aparecimento da primeira fissura, a comparação entre resultados teóricos e experimentais deixa de ter sentido.

Conclui-se que, por estas razões, a comparação entre os resultados do teste experimental e da simulação computacional de elementos finitos deve ser concentrada entre a idade de 36 dias até o início da idade de 58 dias. Essa análise é corroborada pelos gráficos expostos a seguir, nos quais os pontos indicam os dados do teste experimental, enquanto a linha contínua representa a simulação computacional.

A Figura 39 representa um gráfico em que foram plotadas todas as observações de deslocamento da simulação e do teste, para cada variação na idade e na carga, de forma a possibilitar a visualização do impacto que cada alteração provocou no deslocamento da estrutura. Ressalta-se que esse gráfico não apresenta escala temporal uniforme, dado que seu objetivo consiste na avaliação do deslocamento a cada variação conjunta de idade e carga. No 58º dia, observa-se que, ainda, que a idade tenha variado muito pouco, o deslocamento observado foi elevado, devido ao aumento da carga aplicada na estrutura. A Figura 40 apresenta as mesmas informações, porém, respeitando-se a escala por meio de uma visualização tridimensional.

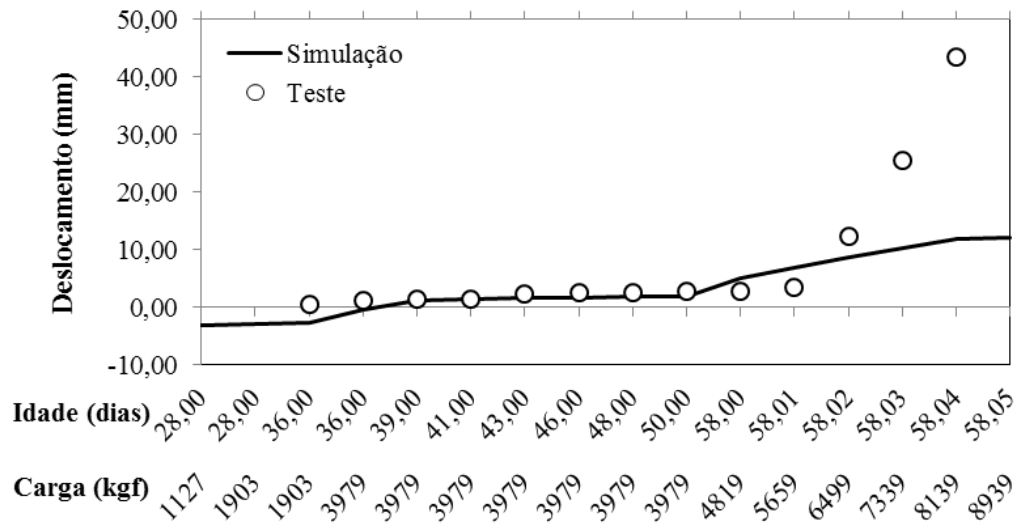


Figura 39: Deslocamento x Idade e Carga em plano bidimensional (Autora, 2015)

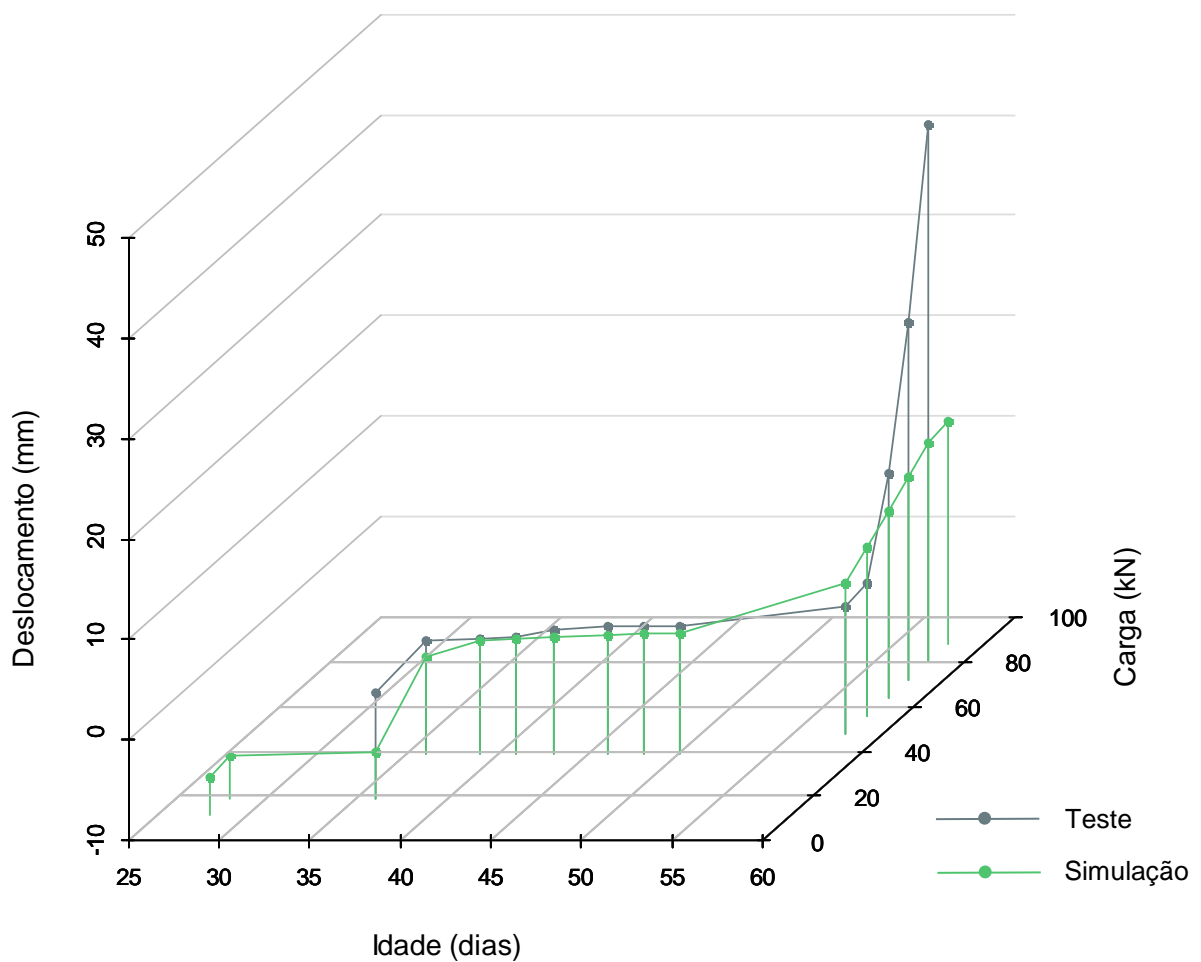


Figura 40: Deslocamento x Idade e Carga em plano tridimensional (Autora, 2015)

A Figura 41, por sua vez, apresenta um diagrama de deslocamento x idade, em que é possível observar o deslocamento em uma escala temporal uniforme. Verifica-se que houve certo alinhamento entre os resultados do teste e da simulação no período compreendido entre o 36º ao 58º dia. Ressalta-se, ainda, que, durante o 58º dia, os resultados apresentaram discrepâncias maiores, causadas pela ruptura da estrutura no ensaio experimental.

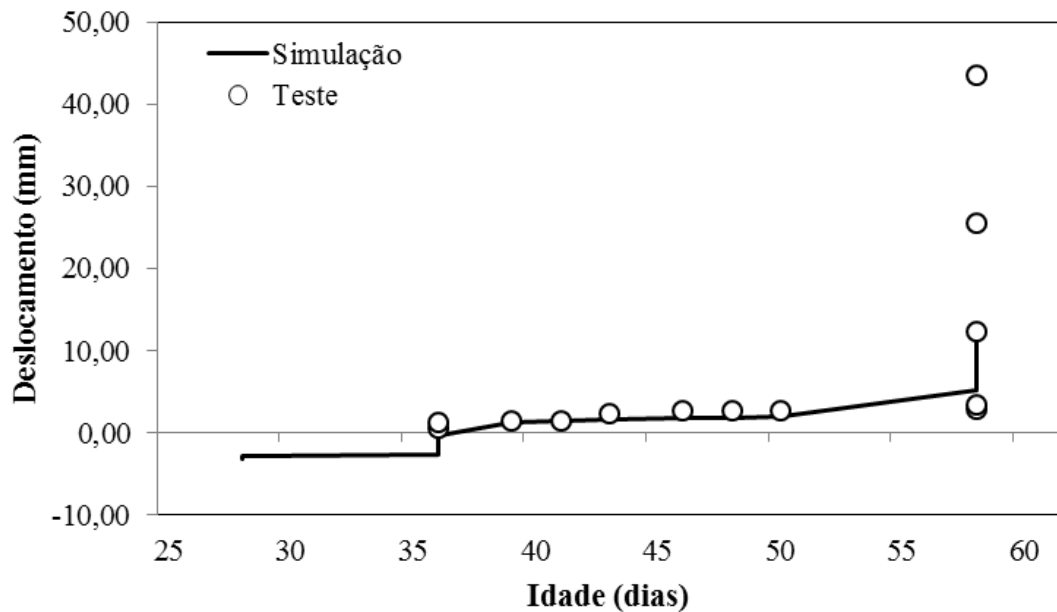


Figura 41: Deslocamento x Idade (Autora, 2015)

Devido aos problemas apontados anteriormente com os deslocamentos referentes às idades iniciais e finais do ensaio, será analisado de forma isolada o período compreendido entre o 36º dia ao início do 58º dia, intervalo que será considerado como o período de interesse.

A Tabela 9 apresenta os dados do período de interesse.

Tabela 9: Resultados do teste e da simulação – Período de interesse (Autora, 2015)

Idade (dias)	Carga (kN)	M _{máx} (kN.m)	Deslocamento (mm)	
			Teste	Simulação
36,00	39,02	417,70	1,25	-0,33
39,00	39,02	417,70	1,39	1,17
41,00	39,02	417,70	1,52	1,40
43,00	39,02	417,70	2,38	1,57
46,00	39,02	417,70	2,62	1,76
48,00	39,02	417,70	2,62	1,87
50,00	39,02	417,70	2,74	1,95
58,00	47,26	572,80	2,87	5,13
58,01	55,50	727,80	3,37	6,91

A Figura 42 apresenta os deslocamentos (mm) do teste e da simulação variando em função da idade (dias). Já a **Erro! Fonte de referência não encontrada.** demonstra os deslocamentos (mm) do teste e da simulação variando em função da idade (dias) e do momento (kN.m) por meio de uma visualização tridimensional.

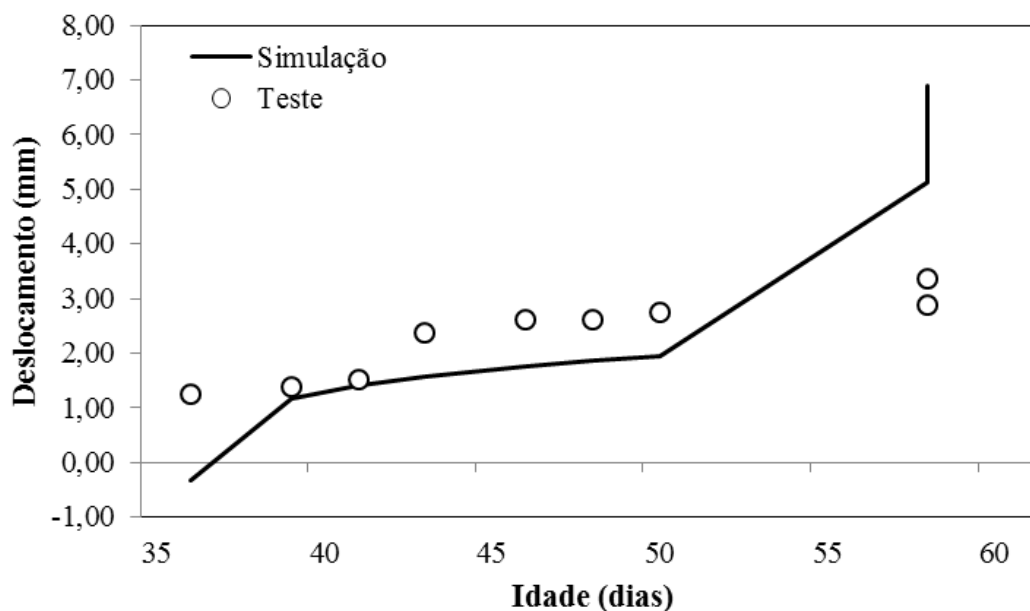


Figura 42: Idade x Deslocamento - Período de interesse (Autora, 2015)

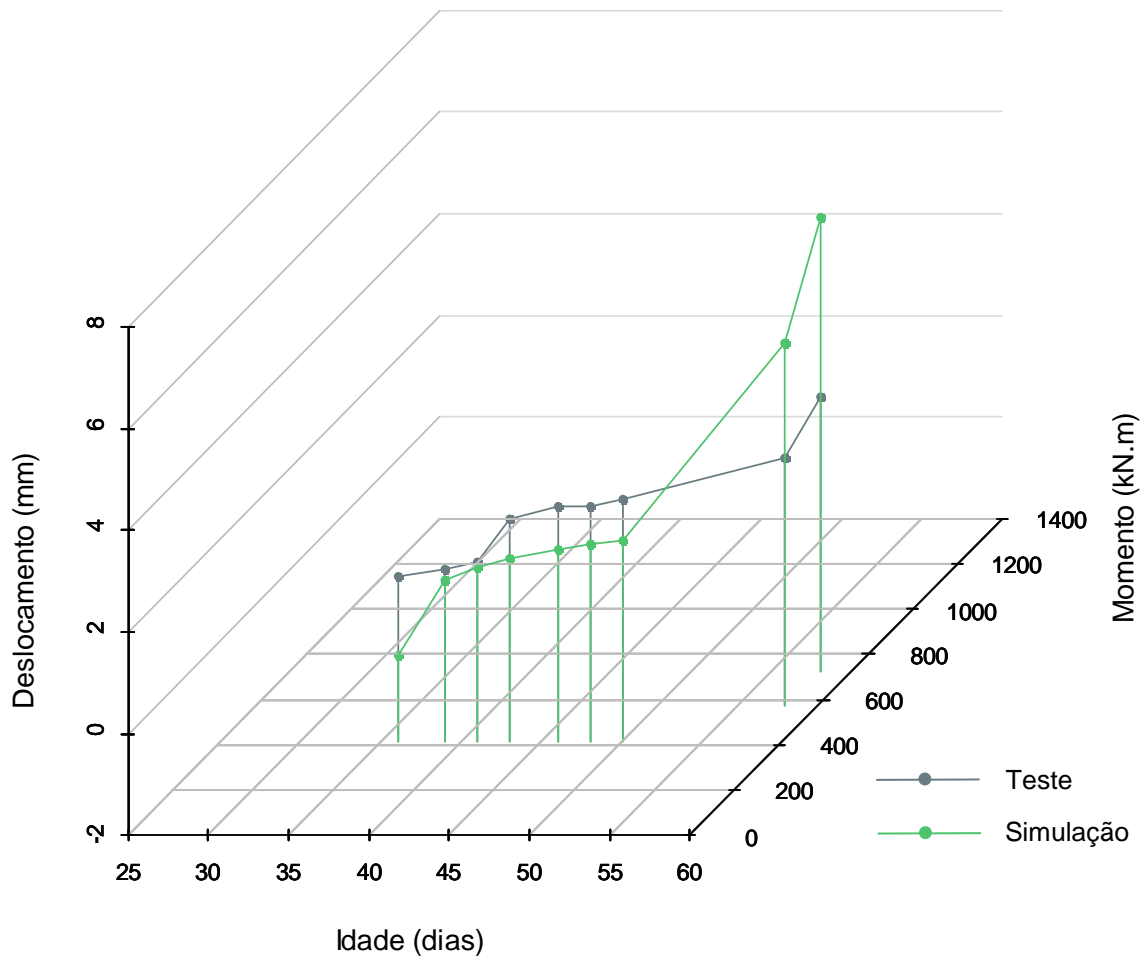


Figura 43: Idade x Momento x Deslocamento - Período de interesse (Autora, 2015)

Observa-se que, nesse intervalo, os valores da simulação ficaram relativamente próximos daqueles encontrados no teste experimental. As pequenas diferenças encontradas são justificadas, principalmente, pela imprecisão de alguns parâmetros inseridos na simulação, como explicado a seguir.

Segundo Bazant e Baweja (2000), é muito difícil realizar uma previsão realística da fluência e retração do concreto, uma vez que os resultados da interação envolvem diversos mecanismos físicos, além de serem influenciados por muitos parâmetros. A fluência e a retração do concreto, bem como a relaxação do aço, são propriedades amplamente estudadas e importantes avanços vêm sendo alcançados nos últimos anos. Porém, ainda é difícil estimar com precisão os valores destas propriedades. Os métodos para a previsão da retração e da fluência, em situação de serviço, envolvem um número relativamente grande de fatores significativos, o que dificulta seu cálculo exato. Fatores como a natureza não homogênea das

propriedades do concreto – causada pelas etapas da construção desse, pelo histórico do teor de água, temperatura e carregamento da estrutura e seus efeitos sobre a reação do material – são difíceis de quantificar com precisão absoluta, visto que as estruturas estão em serviço por muitos anos.

Portanto, apesar das medições dos deslocamentos terem sido feitas com rigor científico, não é possível definir com precisão os valores da fluência e retração do concreto e da relaxação do aço inseridos no programa, podendo esses ter sofrido variação, interferindo na precisão dos resultados simulados.

Quanto ao módulo de elasticidade deve-se considerar o fato de que o concreto utilizado para fabricação das lajes não pode ser moldado como o concreto convencional, devido ao baixíssimo teor de água, o que o torna um concreto extremamente seco. O módulo de elasticidade foi estimado por Pereira (2001) em função da resistência, utilizando a equação fornecida pela NBR 6118. Entretanto, mesmo aplicando a norma, é impossível obter o módulo de elasticidade do concreto real, fazendo com que os resultados obtidos possam ter sido comprometidos em algum nível, devido a possíveis variações nesse parâmetro.

Assim, levando-se isso em consideração, pode-se dizer que simulação pôde razoavelmente capturar a tendência de aumento do deslocamento em função do tempo no período de interesse, evidenciando a característica não linear do modelo.

4.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA

Com o objetivo de aprofundar a avaliação dos resultados encontrados, promoveu-se uma análise estatística comparativa entre os resultados previstos na simulação e medidos no ensaio. Foi calculada uma variável de Erro, que consiste na razão entre o deslocamento da simulação e do ensaio. Valores de Erro menores do que 1 indicam que os deslocamentos previstos na simulação são menores do que os observados no ensaio.

Como não existem observações suficientes para a realização de procedimentos estatísticos mais robustos, foram analisados indicadores de estatística descritiva, como a média (μ), o desvio padrão (σ) e o coeficiente de variação (CV) da variável de Erro, bem como a correlação (ρ) e a relação linear entre os deslocamentos da simulação e do teste experimental. Destaca-se que essas medidas são muito sensíveis a valores extremos (*outliers*); assim, quanto mais restrito for o período de interesse, menos essas estatísticas serão influenciadas por valores extremos.

A média consiste em um indicador de localização ou tendência central dos dados e pode ser interpretada como uma medida de conservadorismo do modelo computacional. Caso, na média, os valores de erro encontrados sejam maiores que 1, o modelo é conservador em relação ao ensaio; ou seja, aquele prevê deslocamentos mais elevados comparativamente a este.

Já o desvio padrão e o coeficiente de variação são indicadores de dispersão que medem a variabilidade dos valores analisados em relação a seu valor esperado. Assim, esses atributos podem ser interpretados como uma medida de precisão do modelo, quanto maior seu valor, maior a imprecisão dos resultados. Enquanto o desvio padrão caracteriza-se como um indicador de dispersão absoluta, que depende da unidade e grandeza da variável a que se refere, o coeficiente de variação consiste em uma medida de dispersão relativa, ou seja, independente da unidade e grandeza da variável.

Por fim, a correlação entre o deslocamento estimado na simulação e o medido no ensaio busca dimensionar a intensidade com que um acompanha tendencialmente a intensidade do outro, no mesmo sentido (correlação positiva) ou em sentido inverso (correlação negativa). Destaca-se que a correlação é a medida padronizada da covariância de duas variáveis, apresentando

valores entre -1 e 1. Quando a correlação observada é próxima a -1 e 1 significa que as variáveis são intensamente correlacionadas, de forma inversa e direta, respectivamente. Quando a correlação é próxima a 0, significa que as variáveis não são correlacionadas.

A Tabela 10 apresenta a Variável de Erro calculada, bem como as estatísticas descritivas que serão analisadas a seguir. A Figura 44 exhibe a variável de Erro e seu valor esperado graficamente.

Tabela 10: Análise Estatística – Período de interesse (Autora, 2015)

Idade (dias)	Carga (kN)	M _{máx} (kN.m)	Deslocamento (mm)		Erro (Simulação/Teste)
			Teste	Simulação	
36,00	39,02	417,70	1,25	-0,33	-0,26
39,00	39,02	417,70	1,39	1,17	0,84
41,00	39,02	417,70	1,52	1,40	0,92
43,00	39,02	417,70	2,38	1,57	0,66
46,00	39,02	417,70	2,62	1,76	0,67
48,00	39,02	417,70	2,62	1,87	0,71
50,00	39,02	417,70	2,74	1,95	0,71
58,00	47,26	572,80	2,87	5,13	1,79
58,01	55,50	727,80	3,37	6,91	2,05
Média					0,90
Desvio Padrão					0,68
Coefficiente de Variação					75,1%
Correlação					0,80

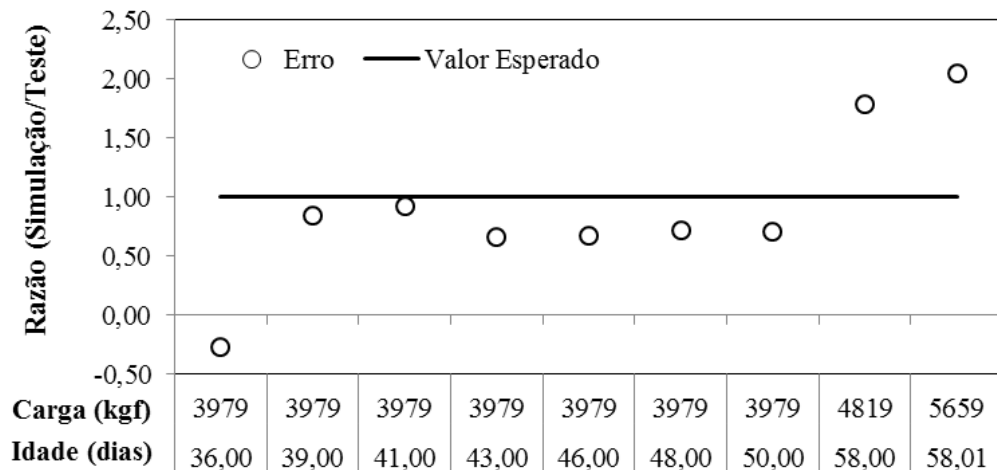


Figura 44: Variável de Erro (Autora, 2015)

A primeira vista, verifica-se que a média, por ser menor do que 1, indica que o modelo é mais rígido, não conservador, pois está estimando deslocamentos inferiores aos observados no ensaio experimental. Entretanto, observando-se os dados, averigua-se que nos momentos que antecederam a fissura (duas últimas observações) a simulação indicou deslocamentos maiores do que o teste. Isso pode ser interpretado como uma indicação de conservadorismo do modelo, uma vez que respondeu de forma prudente nos momentos críticos do experimento. Além disso, a média foi muito influenciada pelo valor extremo da primeira observação, quando a simulação indica uma contra flecha; caso essa observação seja desconsiderada, a média passa de 0,90 para 1,04, tornando-se maior do que 1.

O desvio padrão observado para o período de interesse foi de 0,68 e o coeficiente de variação foi de aproximadamente 75%, o que sugere imprecisão por parte do modelo, uma vez que a variabilidade em relação à média é alta. No entanto, como destacado anteriormente, essas medidas são muito influenciadas por valores extremos, como os valores observados nos dois momentos que precederam a ruptura e a observação inicial que indicou uma contra flecha. Restringir o período de interesse de forma a desconsiderar essas três observações e, assim, atenuar o efeito dos *outliers*, faz com que as medidas obtidas sejam muito mais aceitáveis do ponto de vista da precisão do modelo. Nesse caso, considerando-se esse período de interesse restrito, o desvio padrão encontrado foi de 0,10 e o coeficiente de variação foi de aproximadamente 14%, representando uma queda considerável desses parâmetros e sugerindo a existência de precisão no modelo.

A correlação observada entre os deslocamentos é alta, chegando a quase 0,80, o que evidencia a similitude das variações encontradas. Pode-se concluir, acerca do grau de relação entre as variáveis, que as alterações sofridas pelo deslocamento estimado na simulação são positivamente acompanhadas pelas alterações no deslocamento medido no teste experimental. Destaca-se, ainda, que, se considerado o período de interesse restrito às observações extremas, essa correlação chega a quase 0,95.

De forma complementar, com o objetivo de analisar a relação entre os deslocamentos encontrados no teste e na simulação, foi feita a regressão linear entre eles no período de interesse. Considerou-se o deslocamento do teste como uma variável dependente que poderia ser explicada pelo deslocamento da simulação, que seria, portanto, a variável independente.

O diagrama de dispersão a seguir demonstra graficamente os resultados encontrados. Observa-se uma relação direta entre os deslocamentos, com uma correlação (R múltiplo) de 0,80, como destacado anteriormente, e um R-Quadrado de 0,64. O intercepto e o coeficiente angular encontrados apresentaram significância estatística a um nível de confiança de 95%; os valores-P encontrados foram, respectivamente 0,000 e 0,010. A regressão como um todo apresentou um F de significação de 0,010, reiterando o caráter significativo dos resultados encontrados, a um nível de confiança de 95%.

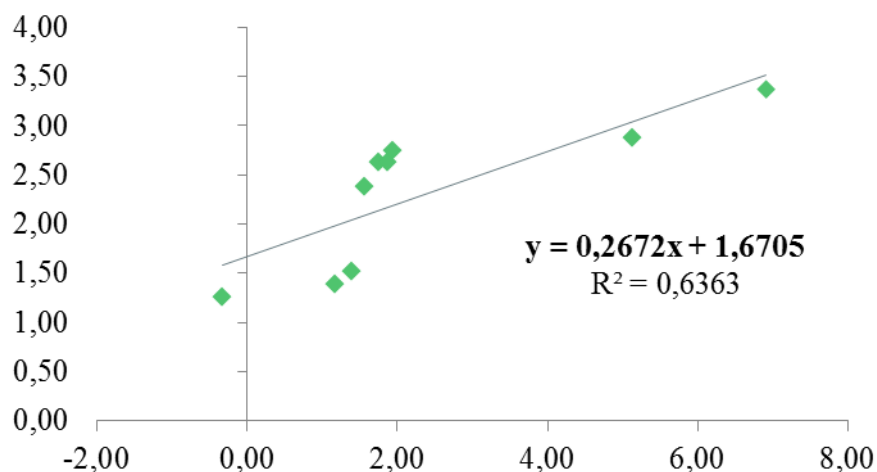


Figura 45: Diagrama de Dispersão entre os deslocamentos do teste e da simulação (Autora, 2015)

5

CONCLUSÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O concreto protendido tem obtido cada vez mais relevância na engenharia de estruturas, devido às suas vantagens em relação a outros materiais, como o concreto armado, por exemplo. As pesquisas relacionadas à protensão são muitas, mas observa-se uma carência de análises sob a perspectiva não linear, por meio da qual é possível averiguar de forma mais realista e precisa o comportamento do material.

Com a evolução da computação nas últimas décadas, a tendência observada no mercado de engenharia estrutural é a utilização cada vez mais intensa de softwares para a construção de modelos computacionais e realização de simulações. Ressalta-se, entretanto, que os ensaios experimentais continuam sendo essenciais para a análise e compreensão dos fenômenos envolvidos nas experiências e testes, uma vez que esses representam a principal forma de legitimar os resultados de um modelo computacional em condições físicas específicas. Além disso, é essencial estudar as tendências dos ensaios pra avaliar as variáveis independentes dos modelos computacionais, no sentido de incorporar e modificar as atuais variáveis físicas utilizadas, aprimorando, assim, o método de aprendizagem dos modelos computacionais. É crescente, portanto, a necessidade de se comparar os resultados desses modelos frente aos ensaios experimentais, de forma a avaliar as possíveis diferenças.

Nesse sentido, este estudo buscou contribuir para o campo de Engenharia por meio da simulação, utilizando elementos finitos, de um modelo na plataforma comercial SAP2000[®], que reflete o comportamento de uma laje alveolar de concreto. Testou-se o nível de compatibilidade e precisão do software em comparação com os ensaios experimentais, levando em conta a análise do comportamento não linear tanto para os fios de aço (relaxamento) quanto para o concreto (fluência e retração).

Os resultados aferidos por meio do modelo computacional foram comparados com os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

Elevadas discrepâncias foram verificadas no início e no final da simulação, provavelmente devido à falta de medição da contra flecha no início do ensaio, e devido à presença de fissuras e danos na estrutura ao final desse. Por outro lado, a simulação do modelo capturou de forma aproximada a tendência de aumento do deslocamento ao longo do tempo verificada no comportamento experimental da laje dentro do período da idade de 36 até ao início da idade de 58 dias (período de interesse).

As pequenas diferenças encontradas nesse período são justificadas, principalmente, pela dificuldade em se estimar com precisão alguns parâmetros inseridos na simulação, tais como a fluência e retração do concreto, a relaxação do aço e o módulo de elasticidade.

A análise estatística dos resultados indicou que o modelo foi: conservador, especialmente considerando-se os momentos que precederam a ruptura; e preciso, quando desconsideradas as observações extremas. Observou-se, também, uma correlação elevada entre os deslocamentos da simulação e do teste experimental, indicando que alterações sofridas por um são positivamente acompanhadas pelas alterações no outro, o que foi ratificado pela significância estatística dos parâmetros estimados na regressão linear.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O desenvolvimento deste trabalho demonstrou que ainda há questões a serem aprimoradas. Assim, sugere-se a realização de novos estudos, visando:

- A realização da simulação do modelo em outro programa computacional, a fim de aproximar mais do ensaio experimental;
- A realização de uma análise paramétrica do modelo, alterando os valores do módulo de elasticidade do concreto ou da força de protensão;
- A realização de mais ensaios experimentais, de forma a se obter uma amostra maior de resultados, possibilitando análises estatísticas mais robustas, o que permitiria a comparação mais precisa e confiável dos deslocamentos;
- Refinamento do modelo.

6

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118. *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118. *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - *Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*, ACI 209.2R-08, (2008).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318R-95, (1995).

ARAÚJO, C. A. Estudo de lajes alveolares pré-tracionadas com auxílio de programa computacional. Dissertação (Mestrado) - *Universidade Federal de Santa Catarina*, 2007.

ArcelorMittal. Disponível em:

< <http://brasil.arcelormittal.com/>>. Acesso em: Maio de 2014.

Association Eugène Freyssinet. Disponível em:

<<http://efreyssinet-association.com/oeuvre/eugene-freyssinet-en-quelques-ouvrages/>>.

Acesso em: Maio de 2015.

ASTM A 421 – Standard specification for Uncoated Stress – Relieved Steel Wire for Pressed Concrete, 2010.

BASTOS P. S. S. *Concreto Protendido – Notas de aula*. Universidade Estadual Paulista, Bauru, São Paulo, 2014. 98 páginas.

BAŽANT, Z. P.; BAWEJA, S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures. *AlManasseer, A., (Ed.)*. 2000.

BELLETTI, B.; GASPERI A. Behavior of Prestressed Steel Beams. *Journal of Structural Engineering*. Setembro, 2010.

Belgo Bekaert Arames. Disponível em:

< <http://www.belgobekaert.com.br/SitePages/Inicio.aspx> >. Acesso em: Maio de 2014.

BORTONI, T. *Avaliação das tensões no estado limite de serviço em seções de concreto protendido*. 230 páginas. Dissertação – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

CARVALHO, R.C. *Estruturas em Concreto Protendido – Pré-tração, Pós-tensão, Cálculo e Detalhamento*. 431 páginas. São Paulo, 2012.

CAUDURO, E. L. *Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas*. 111 páginas. Belo Horizonte, 1999.

CHEN, Z.; LIU, Z.; SUN, G. Thermal Behavior of Steel Cables in Prestressed Steel Structures. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Setembro, 2011.

EUROPEAN TECHNICAL STANDARDS. *Design of Concrete Structures Part - 1-1: General Rules and rules for buildings*, EUROCODE 2, (2004)

GOMES H. A. *Vigas protendidas - estudo da norma e modelagem com auxílio de programa de análise comercial*. 92 páginas. Monografia - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

KATAOKA, L.T. *Análise da deformabilidade por fluência e retração e sua utilização na monitoração de pilares de concreto*. 230 páginas. Tese – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

LEONHARDT, F. *Construções de concreto: Concreto Protendido*. 1ª Edição. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1983. 316 páginas.

MACHADO, A. P. *Concreto Protendido: Notas de aula*. 98 páginas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

MARKOVIC, A.; KRAUBERGER, N.; SAJE, M.; PLANINC, I.; BRATINA, S. Non-linear analysis of pre-tensioned concrete planar beams. *Engineering Structures* 46, 2013

MIGLIORE, M. *Dimensionamento e utilização de laje alveolar protendida*. 115 páginas. Monografia – Centro Universitário da Fundação Educacional de Barretos, Barretos, 2008.

MOURA, J. R. B. *Estruturas de concreto protendido*. Fortaleza: Universidade de Fortaleza, 2010.

NIE, J.; TAO, M.; LI, S. Analytical and Numerical Modeling of Prestressed Continuous Steel-Concrete Composite Beams. *Journal of structural engineering Asce*, 2011.

OZCATALBAS, Y.; OZER, A. Investigation of fabrication and mechanical properties of internal prestressed steel I beam. *Turkish Patent Institute*, 2006.

Ponte do Galeão – Construção – 1948. Disponível em:

< <http://www.fotolog.com/ilhaantiga/193000000000028993/>>. Acesso em: Abril de 2015.

PEREIRA, S. S. R. *Projeto Habitacional e ensaios para Precon Industrial S.A.* Pedro Leopoldo, Minas Gerais, 2001.

PEREIRA, S. S. R. *SAPBS Um Sistema para Análise Estrutural Em Serviço de Pontes Protendidas Em Balanços Sucessivos*. Tese de Doutorado. 185 páginas. *Universidade Federal do Rio de Janeiro*, 1999.

PFEIL, W. *Concreto Protendido Vol.1 – Introdução*. LTC Editora, Rio de Janeiro, 1984.

ROCHA, A. M. *Novo curso prático de concreto armado*. Vol. 5. Rio de Janeiro, 1972.

SAVIO, D. *Modelagem computacional de estruturas de aço com ligações semi-rígidas*. Dissertação (Mestrado) - *Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro*, 2004.

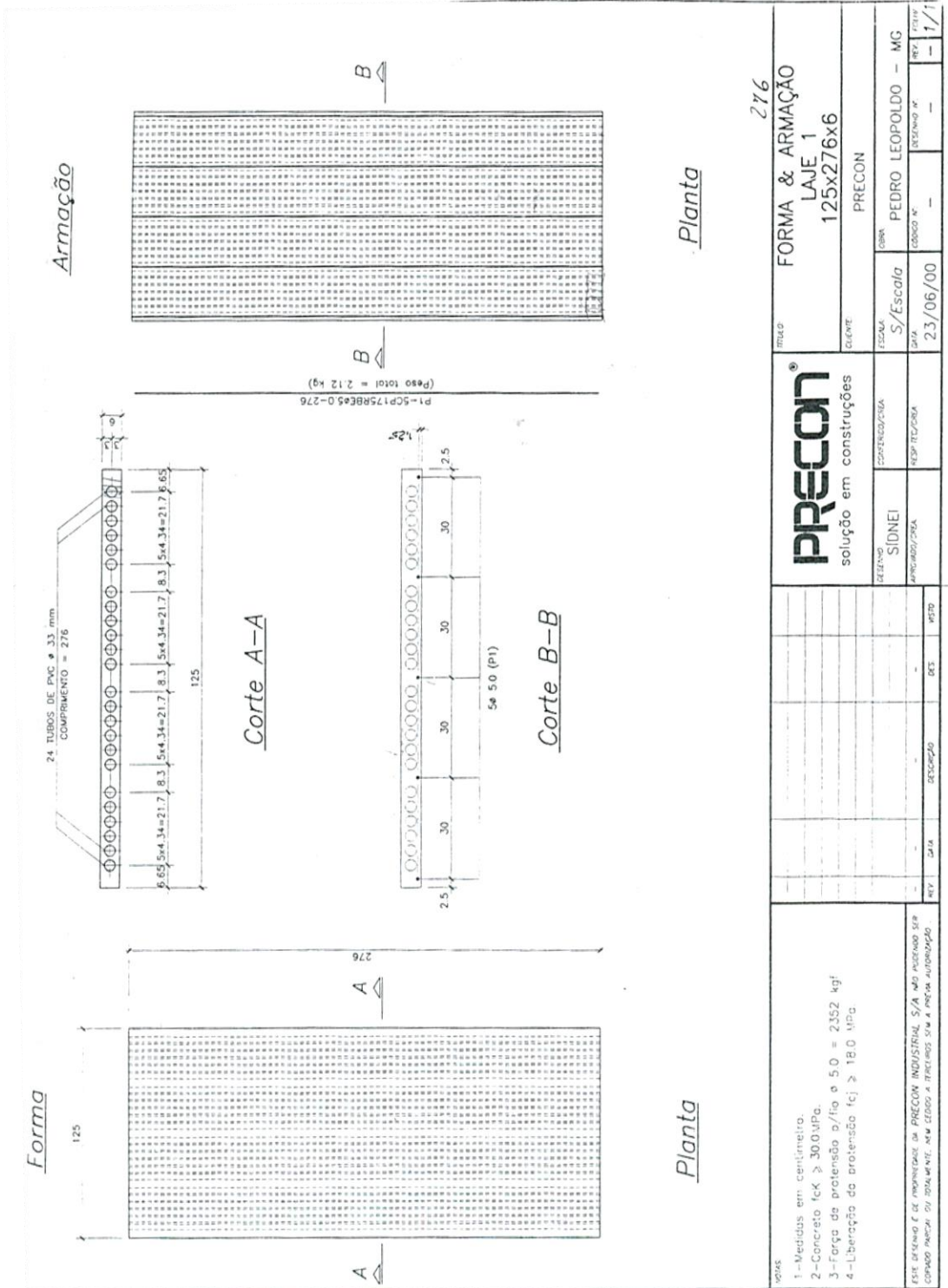
SILVA, F. J. B. Análise comparativa pelo método dos elementos finitos de modelos tridimensionais de um edifício alto em concreto armado com sistema estrutural tubular aporticado e núcleo central. 2006. 273 f. Dissertação (Mestrado) - *Universidade Federal de Minas Gerais*. Belo Horizonte, 2006.

SCHMID, M. Perdas da Força de Protensão. Publicação Técnica, 1998.

VASCONCELOS, A. C. *Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas*. 109 páginas. Fortaleza, 2007.

VERÍSSIMO, S.; CÉSAR, L. *Concreto protendido Fundamentos Básicos*. 4ª Edição. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998. 78 páginas.

ANEXO



REV	DATA	DESCRIÇÃO	DES	MTD
-	-	-	-	-
DEFINIDO	SIDNEI	COORDENADOR/CHA	REP PROJ-CHA	REP PROJ-CHA
<p>PRECON® solução em construções</p>				
<p>FORMA 276</p>				
<p>LAJE 1</p>				
<p>125x276x6</p>				
<p>PRECON</p>				
<p>FORMA & ARMAÇÃO</p>				
<p>276</p>				
<p>23/06/00</p>				
<p>PEDRO LEOPOLDO - MG</p>				
<p>S/Escola</p>				
<p>PREZ</p>				
<p>1/1</p>				

NOTAS

- 1- Medidas em centímetro.
- 2- Concreto $f_{ck} \geq 30,0 \text{ MPa}$.
- 3- Força de protensão $\sigma / f_{tp} \phi 5,0 = 2352 \text{ kgf}$
- 4- Liberação da protensão $f_{cl} \geq 18,0 \text{ MPa}$.

ESTE DESENHO É DE PROPRIEDADE DA PRECON INDUSTRIAL S/A NÃO PODENDO SER COPIADO PARCIAL OU TOTALMENTE, SEM ESCRITOS E FISCADOS DA PRETA AUTORIZAÇÃO

laje executada com concreto $f_{ck} = 30$ Mpa, com capeamento de 3,0 cm de espessura, $f_{ck} = 18$ Mpa.

Peso próprio (laje + capeamento) = $(108,9 + 75,0) \cdot (1,25 \cdot 2,76 \cdot 3) = 1903$ kgf

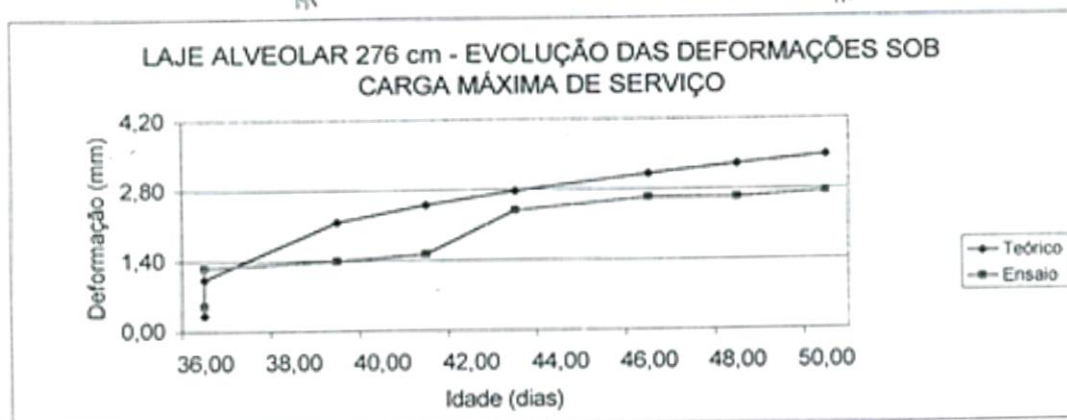
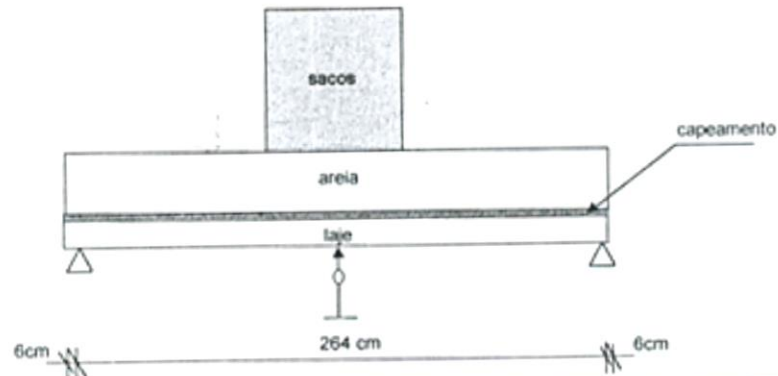
Armadura da tela de capeamento : tela soldada Q159 (4,5 mm c/10)

A carga devido a camada de areia é de 200 kgf/m², uniformemente distribuída nas lajes, correspondente à carga do revestimento (50 kgf/m²) e carga acidental (150 kgf/m²), ou seja, carga máxima em serviço.

Carga total de areia estimada, aplicada nas três lajes = $0,185m \times 1084$ kgf/m³ $\times (1,25 \times 2,76 \times 3) = 2076$ kgf

As cargas adicionais foram aplicadas na região central da laje, numa largura de 85 cm, com a utilização de sacos. No cálculo do momento resistente, os coeficiente de minoração da resistência dos materiais foram feitos iguais a 1.

LAJE ALVEOLAR VAO 276 cm - RUPTURA								
Data	Carga total aplicada	Idade (dias)	M _{máx} (kgf m)	Deformações				Observação
				lado macho	lado fêmea	média (mm)	teórica (mm)	
29/09	pp laje 1127 kgf	28,00	118,3				-3,51	antes capeamento
29/09	pp capeamento 776 kgf	28,00	199,9				-2,68	após capeamento
06/10		36,00	199,9	0,00	1,00	0,50	0,32	antes camada areia
06/10	carga adicional 2076 kgf	36,00	417,7	1,25	1,25	1,25	1,03	após camada de areia
09/10		39,00	417,7	1,39	1,39	1,39	2,17	
11/10		41,00	417,7	1,52	1,52	1,52	2,51	
13/10		43,00	417,7	2,38	2,38	2,38	2,78	
16/10		46,00	417,7	2,62	2,62	2,62	3,11	
18/10		48,00	417,7	2,62	2,62	2,62	3,30	
20/10		50,00	417,7	2,74	2,74	2,74	3,47	
28/10	carga adicional 840 kgf	58,00	572,8	2,00	3,74	2,87	4,46	
28/10	carga adicional 840 kgf	58,01	727,8	3,00	3,74	3,37	5,77	
28/10	carga adicional 840 kgf	58,02	882,9	12,00	12,74	12,37	10,07	w _m =0,56mm, s _{rm} =24cm
28/10	carga adicional 840 kgf	58,03	1037,9	26,00	25,00	25,50	19,56	
28/10	carga adicional 800 kgf	58,04	1185,6	42,00	45,00	43,50	29,15	
28/10	carga adicional 800 kgf	58,05	1333,2				39,50	RUPTURA



MOMENTO DE RUPTURA TEÓRICO
MOMENTO DE RUPTURA OBTIDO NO ENSAIO
DIFERENÇA

101,1 tf cm
133,3 tf cm
31,85%