

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO “IN LOCO” DAS PERDAS DE
PROTENSÃO DE CORDOALHAS ENGRAXADAS
EM LAJES PLANAS**

Autor: Sandro José Diniz Lima Soares

Orientador: Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto

Belo Horizonte

2008

Sandro José Diniz Lima Soares

**AVALIAÇÃO “IN LOCO” DAS PERDAS DE
PROTENSÃO DE CORDOALHAS ENGRAXADAS
EM LAJES PLANAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do Título de Mestre em Construção Civil.

Área de concentração: Construção Civil

Linha de pesquisa: Materiais Cimentícios

Orientador: Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto

Belo Horizonte

2008

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

**Programa de Pós-Graduação em Construção Civil: Materiais de
Construção**

Dissertação intitulada “Avaliação “in loco” das perdas de protensão de cordoalhas engraxadas em lajes planas”, de autoria do mestrando Sandro José Diniz Lima Soares, defendida em 07 de março de 2008 e submetida à banca examinadora constituída pelos professores:

Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto

Orientador – Escola de Engenharia/UFMG

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira

Escola de Engenharia/UFMG

Prof. Dr. Abdias Magalhães Gomes

Escola de Engenharia/UFMG

A Deus,
á minha família,
ao Prof. Calixto
e ao amigo Chumbinho.

AGRADECIMENTOS

Ao professor José Márcio Fonseca Calixto, por sua orientação, apoio, incentivo e credibilidade durante a elaboração deste trabalho.

A Cristina, minha esposa, pelo incentivo, companheirismo essencial para conclusão deste trabalho.

Ao João Pedro, meu filho, pelos momentos de descontração.

A Dete, que foi responsável pela minha formação profissional.

Ao professor Eduardo Arantes, pela força e incentivo durante os estudos para este trabalho.

Ao amigo Hélio Chumbinho pelos conhecimentos transmitidos e valiosas sugestões durante a elaboração deste trabalho.

Ao colega Tiago Alexandre pela colaboração neste trabalho.

À Paranasa Engenharia e Comércio S.A., por facilitar a realização deste trabalho.

A Cia Belgo Siderúrgica, pelo apoio na realização dos ensaios.

A Impacto Minas pela aquisição de equipamentos que tornou possível a realização de medições de cargas nas cordoalhas para realização deste trabalho.

A Diefra pela contribuição na realização de ensaios.

SUMÁRIO

Lista de Tabelas.....	vii
Lista de Figuras.....	viii
Lista de abreviações, símbolos e siglas.....	x
Resumo.....	xi
Abstract.....	xii
1. Introdução.....	1
1.1. Considerações Preliminares.....	1
1.2. Justificativa.....	9
1.3. Objetivo.....	10
1.4. Apresentação dos Capítulos.....	10
2. Revisão Bibliográfica.....	11
2.1. Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas.....	11
2.2. Aspectos Básicos da Análise, Dimensionamento e Detalhamento de lajes Lisas Protendidas.....	18
2.2.1. Métodos para Análise de Lajes Lisas Protendidas.....	19
2.2.2. Dimensionamento e Detalhamento de Lajes Lisas Protendidas.....	20
2.3. Perdas de Protensão em Cordoalhas Engraxadas	23
2.3.1. Perdas Imediatas de Protensão.....	23
2.3.2. Perdas Progressivas de Protensão.....	25
3. Caracterização da Amostra.....	28
3.1. Introdução	28
3.2. Características da Edificação.....	28
3.3. Concreto.....	33
3.4. Cordoalhas.....	33

3.5. Lajes Avaliadas.....	35
4. Sistema de Medição de Força nas Cordoalhas.....	38
4.1. Introdução.....	38
4.2. Equipamento para Medida das Forças Atuantes nas Cordoalhas ao Longo do Tempo.....	38
4.3. Procedimento de Medição.....	43
5. Apresentação e Análise dos Resultados.....	44
5.1. Introdução.....	44
5.2. Medidas das Forças Atuantes nas Cordoalhas ao Longo do Tempo.....	44
5.3. Perdas Imediatas de Força nas Cordoalhas Engraxadas.....	47
5.3.1. Perdas por Atrito.....	47
5.3.2. Perdas pela Acomodação da Ancoragem.....	49
5.4. Perdas Progressivas de Força nas Cordoalhas Engraxadas.....	52
6. Conclusão e Sugestões.....	55
6.1. Introdução.....	55
6.2. Conclusões.....	55
6.3. Sugestões para Pesquisas Futuros.....	57
Referências Bibliográficas	58
Anexo A – Tabela A1 – Cálculo da Somatória dos ângulos da Cordoalha	60

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1. Cordoalha CP 190 RB 7 – (BELGO BEKAERT ARAMES).....	13
TABELA 2.2. Tensões Máximas no Concreto no Instante da Protensão.....	21
TABELA 2.3. Tensões Máximas nas Cordoalhas no Instante da Protensão.....	21
TABELA 2.4. Tensões Máximas nas Cordoalhas em Serviço.....	22
TABELA 5.1. Medidas de Força no Cabo 2A nas Proximidades das Ancoragens Ativa e Passiva.....	45
TABELA 5.2. Medidas de Força Próximo à Ancoragem Ativa e Passiva do 15º Pavimento.....	46
TABELA 5.3. Perdas Imediatas de Força no Instante de Protensão Devido ao Atrito.....	47
TABELA 5.4. Carga Estimada no Atuador Hidráulico no Instante da Protensão.....	48
TABELA 5.5. Perdas Imediatas de Força nas Cordoalhas por Acomodação das Ancoragens.....	49
TABELA 5.6. Força Estimada na Ancoragem Ativa Pós-Cravação das Cunhas.....	50
TABELA 5.7. Análise Comparativa do Alongamento dos Cabos.....	50
TABELA 5.8. Perdas Imediatas de Força nas Cordoalhas por Acomodação das Ancoragens.....	51
TABELA 5.9. Média das Forças Remanescentes nas Cordoalhas Pavimentos 10 a 15.....	52
TABELA 5.10. Força Remanescente na Cordoalha Pós-Cravação da Cunha no 15º Pavimento.....	53

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1. Peças de Concreto com Carregamentos (CAUDURO – 2002).....	1
FIGURA 1.2. Peça Fletida de Concreto Armado com o Respeetivo Diagrama de Tensões.....	2
FIGURA 1.3. Distribuição de Tensões numa Peça Fletida de Concreto Protendido.....	3
FIGURA 1.4. Laje Lisa sem Vigas Internas e de Bordo – (CALDURO – 2002).....	4
FIGURA 1.5. Detalhe do Pé Direito: Laje com Vigas Versus Laje Plana	5
FIGURA 1.6. Barras de Aço e Cordoalhas Posicionadas na Forma.....	6
FIGURA 1.7. Lançamento do Concreto.....	7
FIGURA 1.8. Detalhe Típico das Ancoragens de Monocordoalhas – (CAUDURO 1997).....	8
FIGURA 2.1. Engraxamento do Cabo (BELGO BEKAERT ARAMES).....	11
FIGURA 2.2. Encapamento da Bainha da Cordoalha – (BELGO BEKAERT ARAMES).....	12
FIGURA 2.3. Componentes da Cordoalha Engraxada e Plastificada – (Impacto Protensão).....	12
FIGURA 2.4. Ancoragem, Tubo PEAD, Cunha e “Pocket Form” – (BELGO BEKAERT ARAMES).....	13
FIGURA 2.5. Detalhe da Ancoragem.....	14
FIGURA 2.6. Cadeirinhas para Apoio de Cabos – (CAUDURO - 2002).....	14
FIGURA 2.7. Montagem Completa da Extremidade Ativa – (CAUDURO – 2002).....	14
FIGURA 2.8. Montagem Completa da Extremidade Passiva – (CAUDURO – 2002).....	15
FIGURA 2.9. Detalhe do Atuador Hidráulico para Protensão.....	16
FIGURA 2.10. Detalhe da Bomba Hidráulica para Protensão.....	16

FIGURA 2.11. Conjunto: Atuador e Bomba Hidráulica para Protensão – (CALDURO – 2002).....	17
FIGURA 3.1. Planta de Arquitetura do Pavimento Tipo.....	29
FIGURA 3.2. Corte da Edificação.....	30
FIGURA 3.3. Fachada.....	31
FIGURA 3.4. Planta de Forma do Pavimento Tipo.....	32
FIGURA 3.5. Relatório do Ensaio da Cordoalha Engraxada Utilizada.....	34
FIGURA 3.6. Planta de Distribuição Horizontal das Cordoalhas no Pavimento Tipo.....	35
FIGURA 3.7. Detalhe do Perfil do Cabo 2A.....	37
FIGURA 4.1. Medida de Alongamento da Cordoalha.....	39
FIGURA 4.2. Leitura da Medida da Distância entre as Braçadeiras.....	39
FIGURA 4.3. Detalhes da Célula de Carga Empregada.....	40
FIGURA 4.4. Nicho na Laje com a Célula de Carga no Cabo.....	41
FIGURA 4.5. Célula de Carga no Cabo.....	41
FIGURA 4.6. Indicadores de Carga Interligados às Células.....	42
FIGURA 4.7. Indicador de Carga Interligado à Célula.....	42
FIGURA 5.1. Forças Remanescente Média na Cordoalha pós Cravação das Cunhas.....	53
FIGURA 5.2. Forças de Protensão Remanescente na Cordoalha pós Cravação das Cunhas no 15º Pavimento.....	54

LISTA DE ABREVIACÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

A_c – Área de Concreto em Questão

A_{cf} – Maior Seção Transversal das Duas Faixas que Cruzam Sobre o Apoio

ACI – American Concrete Institute

A_s - Área de Aço

CP V ARI–RS: Cimento Portland de alta resistência inicial e resistente a sulfatos

f_c' - Resistência à compressão do concreto

f_{ci}' - Resistência Compressão do Concreto na Idade de Aplicação da Protensão

f_{ck} - Resistência Característica à Compressão do Concreto

f_{ck} – Resistência Característica do Concreto à Compressão, aos 28 dias

f_{ckj} - Resistência Característica à Compressão do Concreto na Idade de Aplicação da Protensão

f_{puk} - Resistência Característica de Ruptura do Aço

f_{pyk} - Resistência Característica de Escoamento do Aço

h - Altura

k - Coeficiente de Perda por Metro Provocada por Curvaturas não Intencionais do Cabo

L – Comprimento

μ - Coeficiente de Atrito Aparente entre a Cordoalha e a Bainha de Polietileno de Alta Densidade (valor em 1/radianos)

NBR – Norma Brasileira

P_i – Força Inicial de Protensão

PTI – Post Tensioning Institute

Relação a/c - Relação água/cimento

x - Distancia, em Metros, entre os Pontos de Medida para Cálculo de ΔP

$\Sigma\alpha$ - Soma dos Ângulos de Desvio entre os Pontos de Medida, em Radianos

ρ_s - Taxa geométrica de armadura aderente passiva

ρ_{\min} - Taxa geométrica mínima de armadura

ρ_p - Taxa geométrica de armadura de protensão

RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados de um estudo sobre as perdas de protensão, medidas “in loco”, de cordoalhas engraxadas em lajes planas. Essas lajes planas, com 17 centímetros de espessura e 350 m² de área, fazem parte de um edifício para fins hoteleiros de 17 pavimentos localizado em Belo Horizonte. As forças de protensão nas cordoalhas engraxadas foram medidas por células de carga colocadas nas proximidades da ancoragem ativa e da ancoragem passiva. Em função da metodologia construtiva do edifício, as medidas de forças foram feitas desde o instante da protensão até idades de 170 dias após esse instante. Os resultados revelam um coeficiente de atrito μ igual a 0,0528; esse valor é menor que o máximo especificado pelo fabricante da cordoalha de 0,07, porém bastante próximo ao valor apresentado pela norma brasileira NBR 6118: 0,05. Nas perdas pela acomodação da ancoragem os valores apurados foram bastante similares e em termos médios, a perda imediata correspondeu a 5,17% da força inicial de protensão. Os resultados indicam também um retorno médio do cabo, devido à cravação das cunhas, de 3,21 mm, significativamente menor que 7 mm prescrito pelo fabricante da cordoalha e comumente empregado em projetos. Os valores de força medidos mostram também que a perda de tensão na cordoalha, próximo à ancoragem passiva, é menor em relação à perda na ancoragem ativa. Até a idade de 170 dias, verificou-se uma perda média de 14% da força inicial de protensão.

Palavras-chave: concreto protendido, lajes planas, cordoalhas engraxadas, perdas de protensão

ABSTRACT

This dissertation presents the results of “in situ” measurements of stress losses in unbonded tendons of post tensioned flat slabs. These flats slabs have approximately 350 m² in area and are 17 centimeter thick. They are part of a 17 story high hotel building in Belo Horizonte. Load cells were employed to measure the forces in the tendons; they were placed in the vicinity of the active and the passive anchorages. The forces in the tendons were monitored from the time of their straining up to 170 days afterwards. The measurements reveal a frictional coefficient μ equal to 0.0528; this value is smaller than 0.07 prescribed by the manufacture but very close to the value suggested by the Brazilian Code NBR 6118 of 0.05. The stress loss due to the anchorage of the tendons was of 5.17% of the initial stress. This value corresponds to an average tendon return of 3,21 mm, lower than 7 mm prescribed by the manufacturer and commonly used in design. The results indicate also that the remaining force near the passive anchorage is larger in relation to the value measured in the vicinity of the active one. The total stress loss measured so far (170 days) corresponds to 14 % of the initial post-tensioning stress.

Keywords: post-tensioning flat slabs, unbonded tendons, stress losses

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Preliminares

O concreto é um material de construção muito utilizado em todo o mundo devido a sua resistência à compressão, sua rigidez, seu baixo custo, sua boa durabilidade e sua capacidade de adaptar a qualquer tipo de forma. Porém, sua baixa resistência à tração e pequena capacidade de deformação o torna um material frágil, conforme ilustra a figura 1.1.

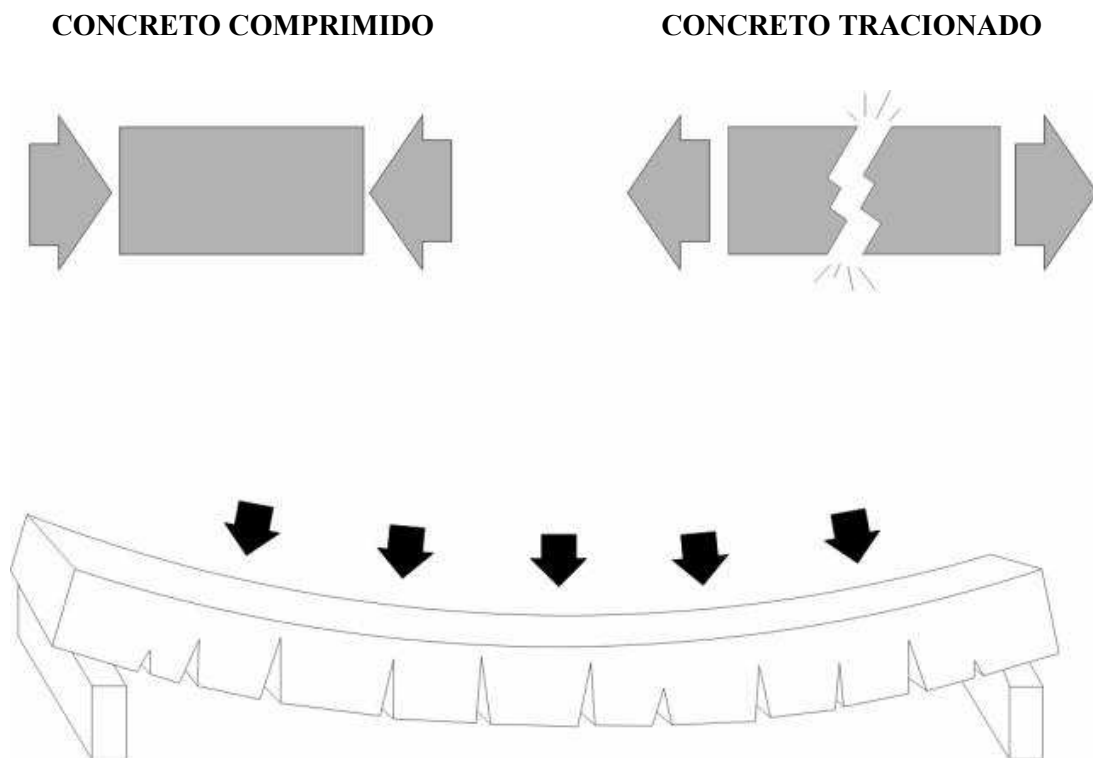


Figura 1.1 – Peças de concreto com carregamentos (CAUDURO - 2002)

A introdução do aço no concreto veio a contribuir muito no sentido de expandir de modo significativo a utilização do material. O aço absorve as tensões de tração, que surgem nas peças submetidas à flexão ou à tração como mostra a figura 1.2, formando assim o concreto armado. Esta combinação é possível porque o aço adere ao concreto, o que implica na igualdade de deformações entre os dois elementos, e, além disso, ambos têm valores de coeficiente de dilatação térmica próximos. O conjunto apresenta também grande durabilidade, pois a camada de cobrimento de concreto protege o aço da oxidação.

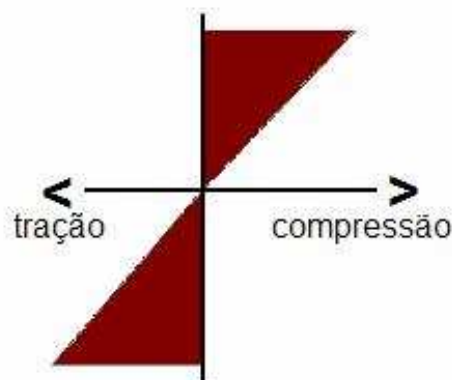
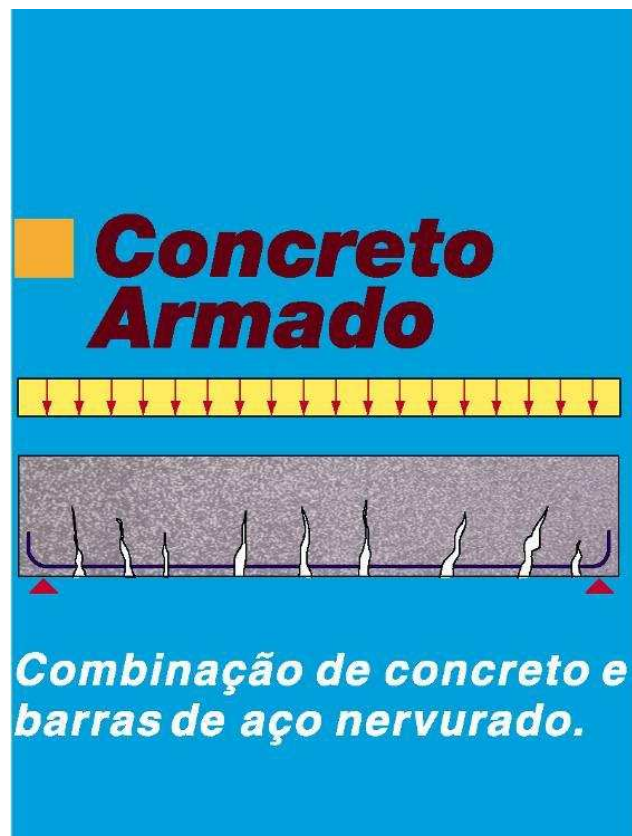


Figura 1.2 – Peça fletida de concreto armado com o respectivo diagrama de tensões

Quando as armaduras são previamente tensionadas temos o concreto protendido. A protensão das armaduras gera tensões de compressão nas regiões onde a peça estará tracionada em consequência das ações sobre a estrutura, conforme ilustra a figura 1.3. Além disso, a protensão pode ser empregada como meio de solidarização de partes menores de elementos de concreto armado a fim de formar componentes e sistemas estruturais. Quando as armaduras de protensão são constituídas de cabos engraxados envolvidos por uma proteção anticorrosiva, formada por um tubo de polietileno ou polipropileno que envolve a cordoalha, tem-se o concreto protendido não aderente ou também conhecido como sistema de protensão leve.

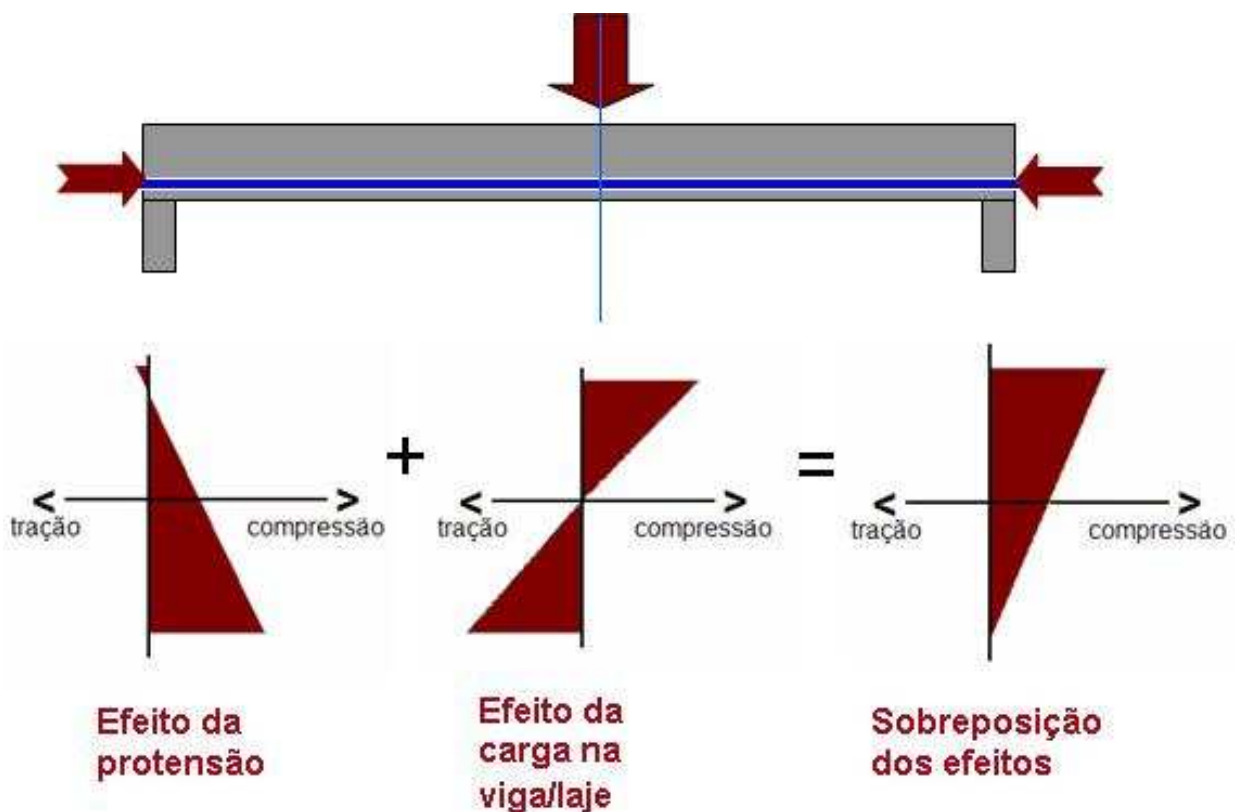


Figura 1.3 – Distribuição de tensões numa peça fletida de concreto protendido

Edifícios de lajes lisas protendidas com cordoalhas não aderentes são projetados e construídos nos Estados Unidos desde a década de 1950. Inicialmente, os cabos eram engraxados e envoltos em papel. Posteriormente desenvolveu-se uma proteção anticorrosiva formada por um tubo de polietileno de alta densidade associada a uma graxa especial que envolve a cordoalha (cordoalha engraxada e plastificada). No Brasil, segundo LOUREIRO (2006), a técnica de protensão com cordoalhas engraxadas foi iniciada em 1997, com a fabricação

destas pela Belgo Bekaert Arames S. A. Desde então, esta nova tecnologia vem tendo grande utilização.

A introdução deste sistema de protensão leve tira partido principalmente do uso de lajes lisas sem vigas, ou pelo menos, com o mínimo de utilização das mesmas, conforme mostra a figura 1.4. Esta forma de projetar tem como objetivo simplificar de sobremaneira a execução das fôrmas da estrutura, resultando em economia de consumo de material e de mão de obra na construção. Facilita-se também a montagem das armaduras e o lançamento do concreto, que na execução das vigas é mais demorado e trabalhoso, devido às interferências das armaduras das próprias vigas com os pilares.



Figura 1.4 – Laje lisa sem vigas internas e de bordo - (CAUDURO – 2002)

Essas lajes lisas protendidas apresentam altura reduzida e permitem uma grande flexibilidade quer na distribuição de tubulações e dutos, quer na disposição das paredes divisórias, sendo, portanto, indicadas tanto para edifícios comerciais quanto residenciais.

As cordoalhas engraxadas são comumente utilizadas com a metodologia de pós-tração como a adotada neste estudo. A pós-tração é o método de tensionar os cabos de protensão depois que

o concreto for lançado e adquirir resistência suficiente. Portanto, é o processo comumente empregado no canteiro de obras.

Segundo CAUDURO (2002), o uso de protensão com pós-tração em lajes lisas apresenta as seguintes vantagens:

- Efetivo e eficiente uso dos materiais de alta resistência (concreto e aço);
- Seções mais esbeltas e leves, permitindo estruturas mais atraentes;
- Redução expressiva das deformações da laje proporcionando melhor acabamento, facilitando a obtenção de contra piso zero e evitando patologias em paredes e revestimentos;
- Redução significativa das fissuras;
- Aumento da altura útil no interior da edificação, viabilizando muitas vezes um número maior de andares em áreas de gabarito limitado, conforme ilustra a figura 1.5;

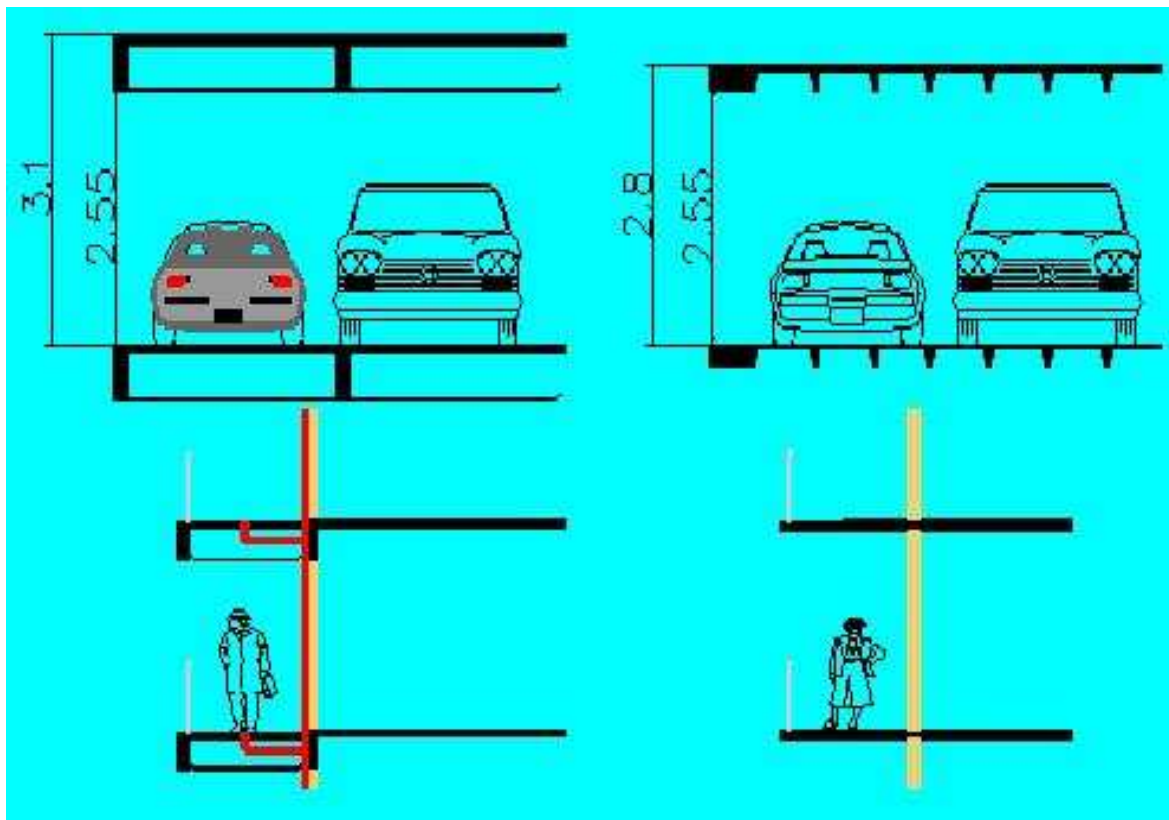


Figura 1.5 – Detalhe do pé direito: laje com vigas versus laje plana

- Proporciona vãos maiores com menor número de pilares permitindo uma grande mobilidade de layout e, portanto de flexibilização do projeto arquitetônico;
- Redução do peso total ou de partes do edifício diminuindo o custo das fundações;
- Propicia o uso de divisórias com gesso acartonado (“dry wall”), devido à redução expressiva das deformações nas lajes;
- Simplificação das instalações hidrosanitárias, elétricas, de incêndio e de ar condicionado, em função da inexistência do vigamento;
- Fôrmas simples e de fácil montagem / desmontagem, resultando em menos mão-de-obra, rapidez na execução e enorme economia;
- Melhor organização do canteiro de obras;
- Custo de manutenção reduzido; e
- Custo de vida útil mais baixo.

A seqüência de construção em pós-tração é iniciada pela montagem das fôrmas e pelo posicionamento das barras da armadura frouxa positiva. Em seguida, são lançadas as cordoalhas engraxadas e colocadas as barras da armadura frouxa negativa, todas amarradas na posição especificada no projeto conforme mostra a figura 1.6.

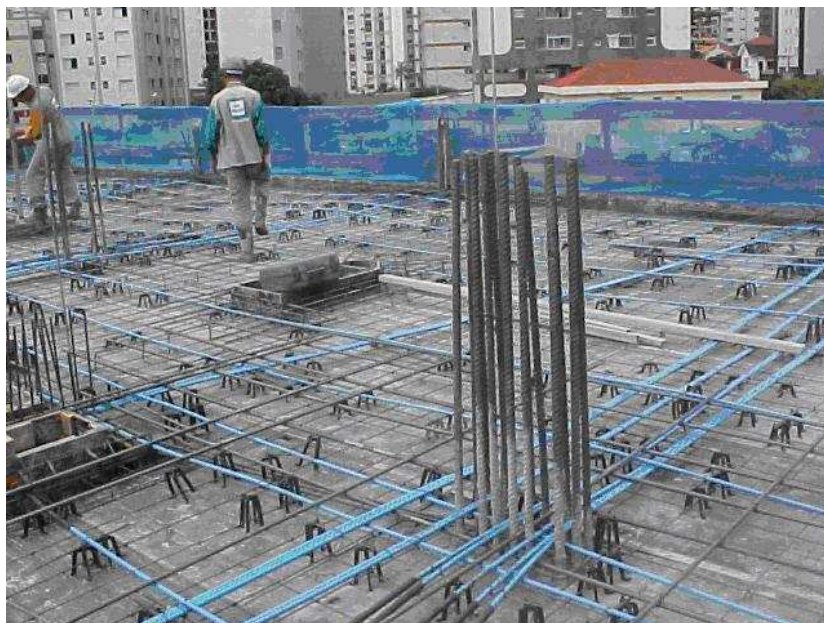


Figura 1.6 – Barras de Aço e Cordoalhas Posicionadas na Forma

O concreto é então lançado na fôrma envolvendo toda cordoalha e barras de armadura como ilustra a figura 1.7.



Figura 1.7 – Lançamento do Concreto

Depois do concreto atingir uma resistência suficiente definida em projeto, a cordoalha é tracionada por um atuador hidráulico que se apóia diretamente na placa de ancoragem embutida no concreto endurecido. Assim, a força de protensão é então transferida para o concreto através dos dispositivos de ancoragem nas extremidades do elemento estrutural, como mostra a figura 1.8.

O processo da pós-tração em lajes lisas promove também uma avaliação antecipada da resistência da laje, visto que as maiores tensões introduzidas na laje ocorrem no instante de aplicação da força de protensão. Geralmente, esta operação é realizada quando o concreto tem ainda pouca idade e não está, submetido ao carregamento total para o qual foi projetado. Sendo assim, a operação de protensão constitui uma espécie de prova de carga nestas lajes.

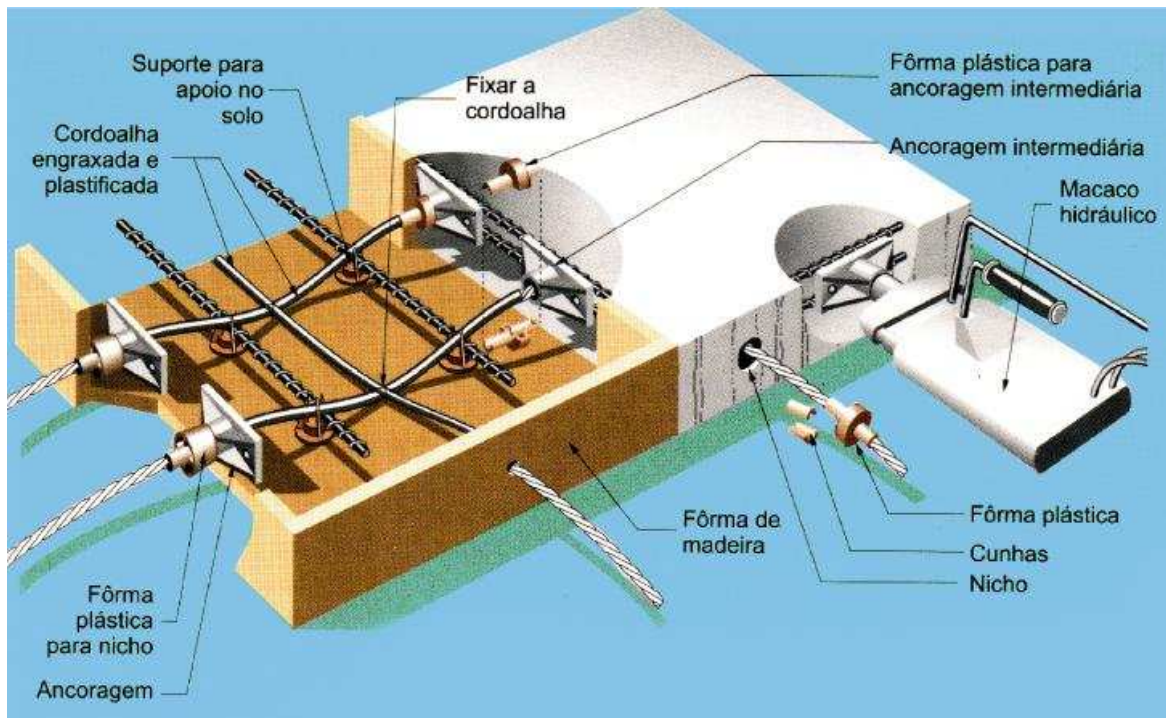


Figura 1.8 – Detalhe típico das ancoragens de monocordoalhas - (CAUDURO - 1997)

Embora as forças de protensão aplicadas a uma peça devam ser de caráter permanentes, elas estão sujeitas a variações de intensidade. A diminuição desta força de protensão é chamada de perdas de protensão. Essas perdas podem ser classificadas como perdas por atrito (movimento do cabo em direção à ancoragem de extremidade e após a despressurização do atuador hidráulico, quando o cabo escorrega na ancoragem e desliza para dentro da laje), perdas nas ancoragens (por não existir ancoragem perfeita, possuindo folgas e/ou por haver algum deslizamento do cabo na própria ancoragem antes de se efetivar seu agarramento por atrito e/ou por engrenamento no corpo da ancoragem), perdas por encurtamento imediato (elástico) do concreto, perdas por encurtamento retardado (fluência) do concreto, retração do concreto e relaxação do aço.

No Brasil, não existe nenhum processo normalizado e nem é comum avaliar ou verificar as perdas de protensão “in loco” ao longo do tempo. É neste sentido que o presente trabalho vem contribuir com a apresentação de perdas de carga de protensão medidas “in loco” em cordoalhas engraxadas, aplicadas em lajes lisas desde o instante da protensão até uma determinada idade.

1.2 – Justificativa

No Brasil, a aplicação das cordoalhas engraxadas para protensão não aderente teve início em 1997 e já conta com inúmeras obras realizadas em todo o país, principalmente na cidade de Fortaleza no Ceará, pólo irradiador da tecnologia com protensão leve em edificações. Este sistema de protensão vem ganhando mercado na construção de edifícios residenciais e comerciais. A razão deste fato, de acordo com CAUDURO (2002), é devido à praticidade e simplicidade dos materiais e serviços comparados ao sistema de protensão aderente de onde destacam:

- a cordoalha já vem com graxa protetora e bainha plástica individual;
- a cordoalha é entregue em bobinas, facilitando o corte nos comprimentos de projeto diminuindo as perdas;
- transporte simples e fácil devido ao pequeno peso da cordoalha de 12,7 mm de diâmetro: 0,88 kg por metro;
- facilidade de posicionamento do perfil dos cabos nas cotas determinadas pelo projeto com uso de peças de plástico (cadeirinhas);
- usa ancoragens fundidas pequenas e baratas e cunhas bipartidas sem anel de união;
- fôrma plástica descartável para formação de nicho que recebe o bico do atuador hidráulico para protensão;
- atuador hidráulico leve (19 kg), que pode ser posicionado e protender qualquer parte do cabo, tencionado uma cordoalha por vez a cada 30 segundos;
- bomba hidráulica pequena pesando apenas 35 kg, sendo, portanto, facilmente transportada;
- a protensão é realizada de uma só vez;
- impossibilidade de cabos presos por pasta de cimento ou concreto; e
- não necessita de injeção de pasta de cimento.

A realização deste trabalho foi motivada não somente por este processo construtivo estar ganhando cada vez mais o mercado, mas também pelo fato de minha experiência profissional: tenho trabalhado nos últimos oito anos em obras com estruturas protendidas pós-tracionadas. Um outro fato é que nenhum trabalho para apurar ou verificar as perdas de protensão “in loco” foi encontrado na revisão bibliográfica realizada. Desta forma este estudo vem

contribuir como literatura sobre o assunto para projetistas, estudantes, construtores e outros interessados.

1.3 – Objetivo

O objetivo principal da dissertação é a medição das perdas de carga “in loco” de cordoalhas engraxadas e plastificadas em lajes lisas protendidas. Dentre este objetivo principal, os seguintes aspectos serão analisados:

- Medida da perda de carga devido ao atrito quando do estiramento da cordoalha engraxada;
- Medida da perda de carga devido à acomodação da ancoragem imediatamente após a cravação das cunhas;
- Medida das perdas de carga ao longo de um determinado tempo;
- Avaliação das perdas de carga nas proximidades da ancoragem passiva e da ativa;
- Estudo comparativo dos valores medidos com os prescritos pelas normas brasileiras, NBR 6118 e NBR 14931, bem como pelo fabricante da cordoalha.

1.4 – Apresentação dos Capítulos

Esta dissertação é composta por cinco capítulos além deste primeiro, onde se encontram as considerações preliminares, a justificativa e os objetivos do estudo. O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica com ênfase nas características das cordoalhas engraxadas bem como na análise, no dimensionamento e no detalhamento de lajes lisas. Aspectos relacionados com as perdas de carga são também discutidos. No capítulo 3 é feita a caracterização da amostra e dos seus materiais, descrevendo-se os equipamentos e ensaios realizados. O capítulo 4 descreve o sistema adotado para medição das perdas de carga “in loco” nas cordoalhas. Os resultados das medições de carga nas cordoalhas bem como sua análise são apresentados no capítulo 5. As conclusões do trabalho bem como sugestões para trabalhos futuros são descritas no capítulo 6.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas

A protensão não aderente tem como característica principal a não aderência entre o concreto e o cabo. Cabos não aderentes são geralmente formados por monocordoalhas de sete fios de aço de alta resistência. Durante a fabricação, as cordoalhas de aço são revestidas com uma camada de graxa protetora contra corrosão e em seguida com bainha de PEAD (polietileno ou polipropileno de alta densidade). Tanto o engraxamento quanto a moldagem da bainha de PEAD são realizados por um processo contínuo como mostram as figuras 2.1 e 2.2.



Figura 2.1 – Engraxamento do cabo (BELGO BEKAERT ARAMES)



Figura 2.2 – Encapamento da bainha da cordoalha - (BELGO BEKAERT ARAMES)

Os componentes da cordoalha engraxada e plastificada são mostrados a seguir. A capa plástica de polietileno de alta densidade (item 1 da figura 2.3) tem alta resistência capaz de suportar danos que podem ser provocados durante o transporte, instalação, concretagem e protensão. Além disso, possui, segundo o fabricante, estabilidade química sem fragilizar-se durante a exposição a diferentes temperaturas e durante a vida útil da estrutura. Ela forma a proteção primária contra a corrosão do aço.

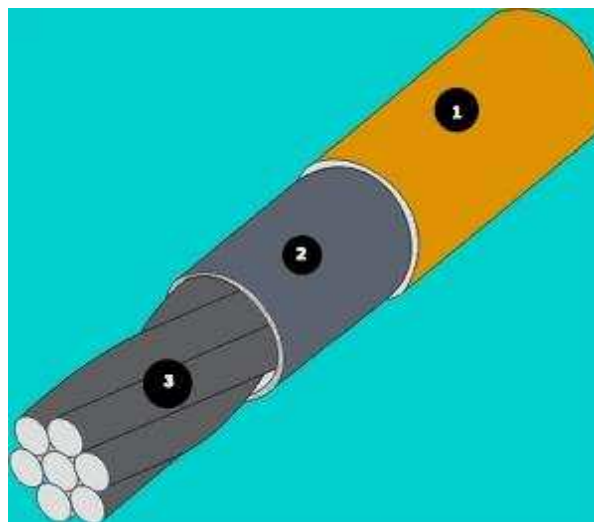


Figura 2.3 – Componentes da cordoalha engraxada e plastificada - (IMPACTO PROTENSÃO)

A graxa (item 2 da figura 2.3) constitui a proteção secundária contra corrosão do aço, além de servir como lubrificante entre a cordoalha e a capa plástica, reduzindo o atrito. Ela forma também uma película protetora para exposição a baixas temperaturas, visto ser quimicamente estável não reagindo nem com o aço da cordoalha e nem com a capa plástica e o concreto. A cordoalha de aço (item 3 da figura 2.3) é composta de sete fios, sendo cada um do tipo CP 190 RB, fabricado pela Belgo Bekaert Arames S. A. A tabela 2.1 apresenta a especificação técnica da cordoalha empregada neste estudo.

Tabela 2.1 – Cordoalha CP 190 RB 7 - (BELGO BEKAERT ARAMES)

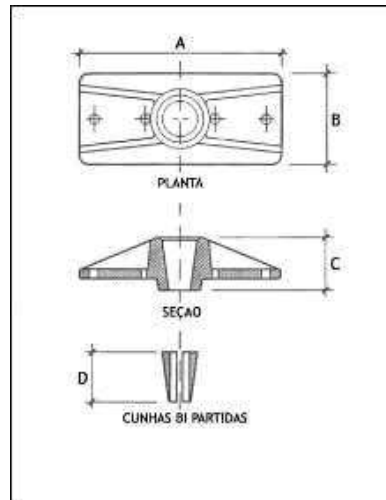
	Diâmetro nominal	Área	Área Mínima	Peso	Carga mínima de ruptura	Carga mínima a 1% de deformação	Alongamento .sob carga
	(mm)	(mm²)	(mm²)	(kg/m)	(kN)	(kN)	(%)
CP-190RB 7 x 12,7	12,7	101,4	98,7	0,792	187,3	168,6	3,5

Módulo de elasticidade: 202.000 MPa : ± 3%

Para o uso das cordoalhas engraxadas em estruturas protendidas são necessários vários acessórios: ancoragens, cunhas, “pocket former”, tubo PEAD, “cap”, cadeirinhas plásticas e atuador hidráulico para protensão. As figuras a seguir ilustram esses acessórios.



Figura 2.4 – Ancoragem, tubo PEAD, cunha e “pocket form” – (BELGO BEKAERT ARAMES)



Diâmetro da cordoalha (mm)	Dimensão A (mm)	Dimensão B (mm)	Dimensão C (mm)	Dimensão D (mm)
12,7	127	57	35	33

Figura 2.5 – Detalhe da ancoragem



Figura 2.6 – Cadeiras para apoio de cabos – (CAUDURO - 2002)

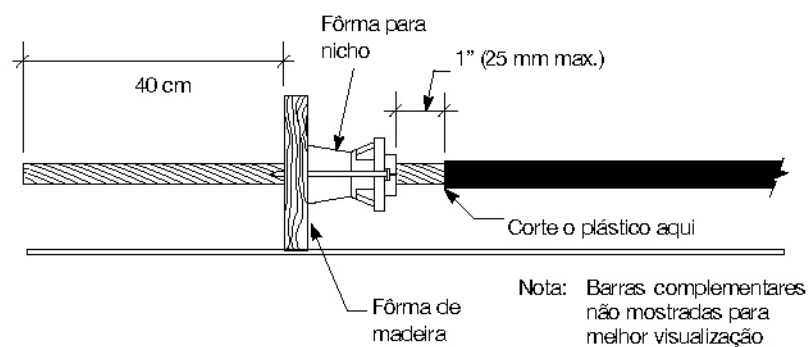


Figura 2.7 – Montagem completa da extremidade ativa - (CAUDURO - 2002)

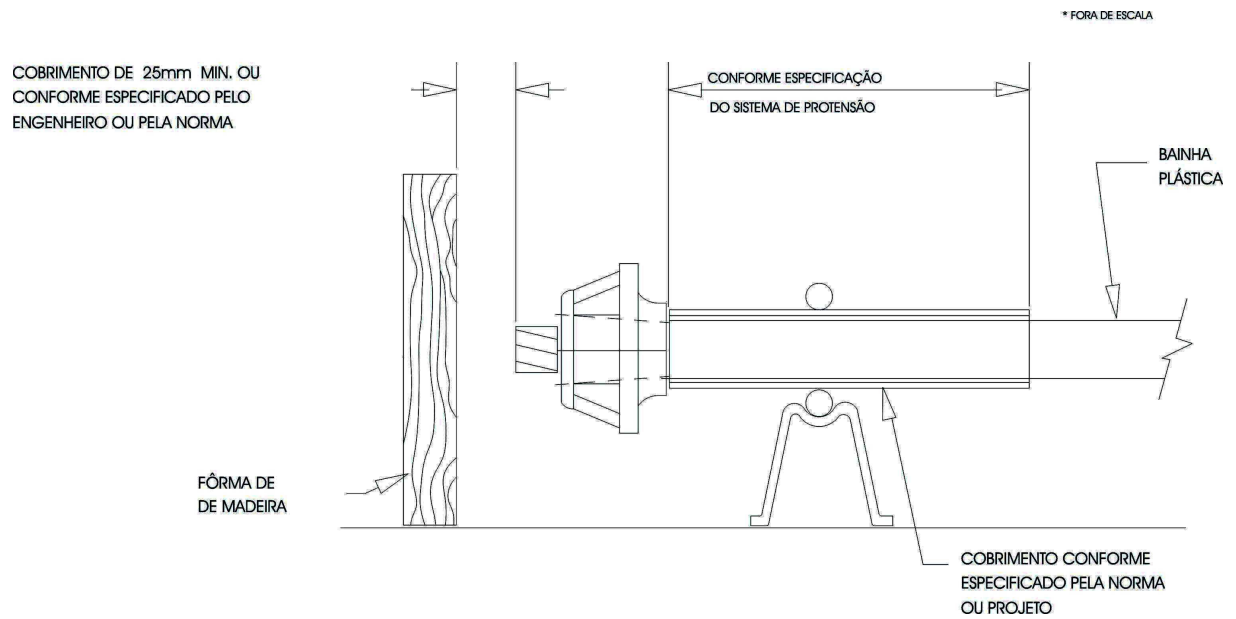


Figura 2.8 - Montagem completa da extremidade passiva - (CAUDURO - 2002)

De acordo com FARIA (2004), uma das razões para o barateamento da protensão foi o desenvolvimento desses acessórios, principalmente da ancoragem de aço fundido, onde uma só peça constitui a placa distribuidora de tensões no concreto e que também funciona como reforço radial ao bloco-fêmea conjugado com furo tronco-cônico (que aloja as cunhas de ancoragem). Além disso, a bomba e o atuador hidráulico para protensão (figuras 2.9 a 2.11) são mais simples de operar e de fácil aquisição em termos de custo.



Figura 2.9 – Detalhe do atuador hidráulico para protensão



Figura 2.10 – Detalhe da bomba hidráulica para protensão

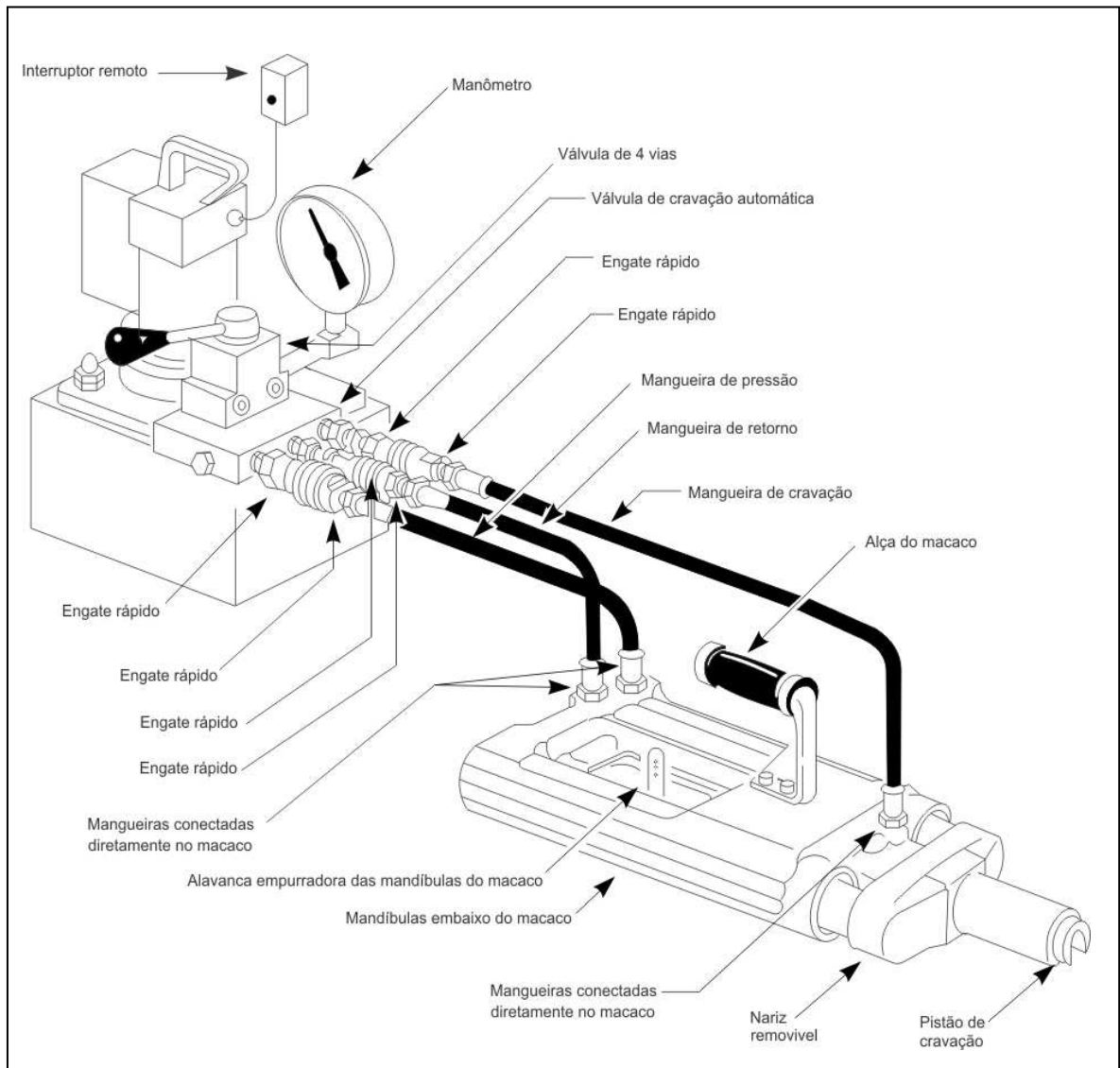


Figura 2.11 – Conjunto: atuador e bomba hidráulica para protensão - (CALDURO - 2002)

2.2 Aspectos Básicos da Análise, Dimensionamento e Detalhamento de Lajes Lisas Protendidas

As lajes lisas funcionam bem em vãos acima de 6,5 metros, tem o processo construtivo mais produtivo, são mais compatíveis com as instalações além de possuir uma estética mais apreciada por arquitetos e usuários.

Em termos de dimensões, a NBR 6118 (2003) recomenda uma espessura mínima de 16 centímetros para lajes lisas; porém esta norma não especifica relações de esbeltez para essas lajes. A norma americana ACI 318 (2005), por outro lado, não faz exigência de espessura mínima, porém estipula limites para as relações de esbeltez:

$$L/h \leq 42 \text{ para lajes de pisos; e}$$

$$L/h \leq 48 \text{ para lajes de forro.}$$

As recomendações do POST-TENSIONING INSTITUTE – PTI (2004) indicam os seguintes limites para a relação de esbeltez:

$$40 \leq L/h \leq 45 \text{ para lajes de pisos}$$

$$45 \leq L/h \leq 48 \text{ para lajes de forro}$$

A escolha da espessura das lajes lisas está muito ligada a sua resistência à punção. Às vezes é necessário o aumento da espessura da laje para atender à tensão máxima prescrita. Outra solução para problemas com a punção está no uso de capitéis, obtendo assim as lajes-cogumelo.

Os carregamentos considerados na análise são os usuais: peso próprio da laje, sobrecargas permanentes devido a revestimento, pisos, paredes e as sobrecargas acidentais definidas em função do tipo de ocupação de acordo com a norma NBR 6120 (1980).

2.2.1 Métodos para Análise de Lajes Lisas Protendidas

Segundo LOUREIRO (2006), a análise estrutural de lajes protendidas armadas em duas direções segue o seguinte roteiro. Antes mesmo da escolha do método de cálculo dos esforços, defini-se o caminho das cargas até os apoios (“load path”). Normalmente, escolhem-se para o “load path” as linhas que unem os apoios, em cada uma das direções longitudinal e transversal da laje. Cada linha de apoio (“support line”) está associada a uma área tributária. Os apoios e os trechos de lajes correspondentes às áreas tributárias constituem o que se chama de faixa de projeto (“design strip”). Para o processo de análise, pode-se adotar o Método dos Pórticos Equivalentes ou o Método dos Elementos Finitos e usar as mesmas faixas de projeto para obter os esforços nas seções e com eles verificar as tensões e efetuar o dimensionamento das armaduras. As seções transversais são consideradas com a largura total das faixas de projeto. Loureiro enfatiza ainda que “ao verificar as tensões no concreto, não se leva em conta tensões pontuais. O que se calcula são tensões hipotéticas médias correspondentes ao momento total na seção transversal da faixa de projeto, que é obtido através da integral da curva de distribuição de momentos na seção considerada”.

Método dos Pórticos Equivalentes

De acordo com LOUREIRO (2006), o método dos pórticos equivalentes é o método preferencial indicado pelo ACI 318 (2005) para o cálculo de momentos fletores e esforços cortantes em lajes protendidas armadas em duas direções. Para o cálculo dos esforços devido às cargas verticais, os pórticos poderão ser considerados isoladamente para cada piso, com os pilares superiores e inferiores engastados nas extremidades, e com o carregamento total atuando, separadamente, em cada uma das direções. Este procedimento se baseia no fato de que o mecanismo de ruptura de uma laje apoiada diretamente sobre pilares é semelhante àquele de uma laje armada numa só direção.

Método dos Elementos Finitos

Existem no mercado vários softwares que adotam este método de cálculo. Ele é preferencialmente indicado para estruturas mais complexas, com geometria irregular ou com grandes vazios, que não possam ser modeladas adequadamente pelo método do Pórtico Equivalente. Pode ser usado para determinação dos esforços e das deformações das lajes protendidas apoiadas diretamente sobre pilares. Para verificação das tensões e para o dimensionamento das armaduras é necessário definir faixas de projeto e escolher seções transversais ao longo da mesma, de modo a obter os esforços totais nessas seções. Isto é feito através da integração dos esforços obtidos da análise ao longo da largura das seções transversais.

Método das Grelhas

Neste procedimento o pavimento é discretizado como uma grelha. Também se faz necessário definir faixas de projeto, nas direções transversais e longitudinais da laje, para a verificação das tensões e do dimensionamento das armaduras ao longo das seções de cada faixa. A consideração da protensão é feita através da aplicação do carregamento equivalente, em função do perfil dos cabos em faixa considerada.

2.2.2 Dimensionamento e Detalhamento de Lajes Lisas Protendidas

Os cabos devem ser lançados com as excentricidades máximas nos apoios intermediários e no meio dos vãos, de modo a obter uma flecha máxima, o que resulta num maior valor da carga balanceada. Nas extremidades, as ancoragens são locadas no centro de gravidade das lajes.

De acordo com LOUREIRO (2006), para se obter um dimensionamento econômico e flechas satisfatórias é usual balancear entre 60% e 80% da carga permanente em cada vão para lajes de edificios residenciais, comerciais e garagens. O número de cordoalhas é calculado admitindo-se que a força efetiva de protensão nas mesmas corresponde a 80% da força de protensão inicial, ou seja, considera-se 20% para as perdas totais de protensão. Desta forma calcula-se o número de cordoalhas para atender ao percentual da carga a ser balanceada e

passa-se a verificar se elas são suficientes para atender às tensões admissíveis e à pré-compressão mínima recomendada.

Para o dimensionamento das lajes, as normas de projeto estabelecem duas verificações: a primeira no instante da protensão e a segunda para a situação de serviço. Na primeira verificação tanto as tensões nas armaduras ativas quanto no concreto são analisadas. Na segunda analisam-se apenas as tensões no concreto. No momento da protensão, as tensões no concreto não devem ultrapassar os seguintes limites:

Tabela 2.2 – Tensões máximas no concreto no instante da protensão

Norma	Tensão de compressão	Tensão de tração
NBR 6118 (2003)	$0,70 f_{ckj}$	$0,36 \sqrt[3]{f_{ckj}^2}$
ACI 318 (2005)	$0,60 f_{ci}'$	$0,25 \sqrt{f_{ci}'}$

f_{ckj} = resistência característica à compressão do concreto na idade de aplicação da protensão.

f_{ci}' = resistência compressão do concreto na idade de aplicação da protensão.

Por ocasião da protensão, valores limites das tensões na armadura no instante da protensão e após seu término são prescritos. No instante de protensão as tensões não devem ultrapassar o limite elástico do aço de protensão e, também não devem promover a ruptura de fios dos cabos. Os limites fixados para as tensões ao término da protensão visam o surgimento de menores esforços nas ancoragens e menores perdas por relaxação do aço. Os valores prescritos pela NBR 6118 (2003) e pela norma americana ACI 318 (2005) são:

Tabela 2.3 – Tensões máximas nas cordoalhas no instante da protensão

Norma	Por ocasião da protensão	Ao término da protensão
NBR 6118/2003	$0,74 f_{puk}$ e $0,82 f_{pyk}$	$0,74 f_{puk}$ e $0,82 f_{pyk}$
ACI 318/2005	$0,80 f_{pu}$ e $0,94 f_{py}$	$0,74 f_{puk}$ e $0,82 f_{py}$

f_{puk} = resistência característica de ruptura do aço;

f_{pyk} = resistência característica de escoamento do aço;

Para a situação de serviço, as tensões no concreto não devem ultrapassar os seguintes limites:

Tabela 2.4 – Tensões máximas nas cordoalhas em serviço

Norma	Tensão de compressão	Tensão de tração
NBR 6118/2003	-	$0,315 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
ACI 318/2005	$0,60 f_c'$	$0,50 \sqrt{f_c'}$

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto.

f_c' = resistência à compressão do concreto.

A norma americana ACI 318 (2005) estabelece ainda que as lajes lisas e cogumelos devem ser sempre projetadas como não fissuradas (classe u – “uncracked”). Além disso, deve haver sempre uma tensão mínima de pré-compressão igual a 0,90 MPa nas duas direções ortogonais da laje. A NBR 6118 (2003) não faz nenhuma exigência com relação a uma pré-compressão média.

Armaduras passivas são calculadas e distribuídas nas lajes protendidas como complemento das armaduras ativas na verificação do estado limite último. Elas são utilizadas como armaduras de combate à fissuração devido à flexão, onde as armaduras ativas não foram capazes de evitá-las e como armaduras mínimas especificadas em normas, para combater efeitos da retração e da variação de temperatura.

Para armaduras mínimas positivas, a NBR 6118 (2003) exige uma taxa mínima dada pela expressão $\rho_s = \rho_{\min} - 0,5 \times \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$, com $\rho_{\min} = 0,0017 \times A_c$, onde A_c é a área de concreto em questão para concreto com resistência característica à compressão f_{ck} igual a 30 MPa. Para armaduras negativas mínimas, esta mesma norma recomenda que sobre os apoios, no topo da laje e em cada direção, seja colocada uma armadura com área A_s igual a pelo menos $0,00075 \times A_{cf}$, onde A_{cf} é igual à maior seção transversal das duas faixas que se cruzam sobre o apoio. As barras devem ser distribuídas em uma faixa igual à largura do pilar mais $1,5 h$ (onde h é igual a espessura da laje ou capitel) para cada lado do apoio. Pelo menos quatro barras devem ser colocadas sobre os apoios, espaçados de no máximo 30 cm, em cada direção.

Em termos de cobrimento das armaduras, a NBR 6118 (2003) exige valores correspondentes à classe de agressividade de exposição da estrutura. O valor mínimo do cobrimento para as armaduras ativas em Belo Horizonte (classe de agressividade II) é igual a 35 mm. Caso haja um controle rigoroso de execução este valor pode ser reduzido para 30 mm.

2.3 Perdas de Protensão em Cordoalhas Engraxadas

As perdas de protensão são as quedas de tensão, em relação à tensão inicial de protensão, verificadas nas cordoalhas ao longo do tempo. Uma análise dessas perdas é feita a seguir.

2.3.1 Perdas imediatas de protensão

Perdas por atrito

São as perdas devido ao atrito desenvolvido entre a cordoalha e a bainha quando do seu estiramento para produzir a força de protensão. Esse atrito é maior nos trechos curvos, em razão das elevadas pressões de contato que surgem no desvio da trajetória dos cabos. Entretanto, pode haver atrito também nos trechos virtualmente retilíneos, em consequência de ondulações não intencionais que ocorrem na prática.

Na falta de determinações experimentais ou do conhecimento de valores mais exatos, a norma brasileira NBR 6118 (2003) apresenta em seu capítulo 9 uma equação para avaliação da perda por atrito em elementos estruturais com pós-tração. A equação é dada por:

$$\Delta P_{(x)} = P_i \cdot \left[1 - e^{-(\mu \Sigma \alpha + kx)} \right] \quad (2.1)$$

onde:

P_i é a força inicial de protensão;

x é a distância, em metros, entre os pontos de medida para cálculo de ΔP ;

$\Sigma \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre os pontos de medida, em radianos;

μ é o coeficiente de atrito aparente entre a cordoalha e a bainha de polietileno de alta densidade (valor em 1/radianos); e

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, a norma indica que pode ser adotado o valor de $0,01 \mu$.

O fabricante da cordoalha, Belgo Bekaert Arames, especifica um valor para o coeficiente de atrito aparente μ entre 0,06 e 0,07. A norma brasileira NBR 6118 (2003) indica que, na falta de dados experimentais, esse coeficiente de atrito aparente pode ser tomado igual a 0,05.

Perdas por acomodação das ancoragens

São perdas imediatas devido ao escorregamento das cordoalhas no momento de fixação das mesmas nas ancoragens de extremidade. Essa fixação é materializada por meio da cravação de cunhas que solidarizam os cabos nas ancoragens. As ancoragens nem sempre são perfeitas. Assim sendo, perdas por cravação das cunhas são baseadas na ação de parafusos e, portanto possuem folgas e se deformam. Com a carga elevada que o cabo aplica à ancoragem, esta se deforma e durante esse processo há um pequeno retrocesso do cabo. Esse retrocesso depende de cada tipo de ancoragem e seu valor é fixado no catálogo de cada fabricante. Além disso, pode haver simultaneamente algum deslizamento da cordoalha na própria ancoragem antes de se efetivar seu agarramento por atrito ou por engrenamento no corpo da ancoragem.

Perdas por cravação consecutiva das cordoalhas

São perdas decorrentes do progressivo aumento no encurtamento da peça quando do estiramento individual e sucessivo de cada cabo. Quando existe mais de um cabo, e se eles forem tracionados um de cada vez, como é usual, a deformação no concreto provocada pelo cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão nos cabos já ancorados. Essa perda se denomina perda por cravação consecutiva.

2.3.2 Perdas progressivas de protensão

Perdas por retração e deformação lenta do concreto

São perdas provocadas pelo encurtamento do concreto ao longo do tempo. Se a peça de concreto tem um encurtamento ao longo do tempo, a armadura também está sujeita aos efeitos desse encurtamento, ocorrendo então a progressiva diminuição do valor da força de protensão instalada.

A retração é essencialmente ligada à perda de água do concreto após o término da cura. Essa água é água não consumida na reação química de hidratação do cimento. A perda dessa água é maior nas fibras externas, provoca uma redução no volume da peça de concreto, o que por sua vez, gera deformações que podem levar a fissuração (ruptura localizada por tração). Assim ela ocorre principalmente nos primeiros anos de vida da estrutura.

Enquanto a retração é uma deformação que independe do carregamento, a deformação lenta ou fluência é um fenômeno que depende do carregamento e da duração deste segundo MELLO (2001). A perda por deformação lenta corresponde ao crescimento assintótico ao longo do tempo, das deformações de um bloco de concreto comprimido sob tensão uniforme constante. Uma peça de concreto logo após o endurecimento (pouca secagem ou pequeno grau de maturidade) sofre maior deformação lenta que um concreto carregado a uma idade maior.

De acordo com MELLO (2001) os principais fatores que influenciam na retração são:

- Tipo, classe, finura e composição química do cimento;
- Tipo, forma e textura dos agregados;
- O teor de cimento ou o fator A/C (água/cimento): um acréscimo no volume da pasta de cimento significa um decréscimo na fração do agregado e conseqüentemente, um correspondente aumento nas deformações. Um aumento no volume de água do concreto não irá somente aumentar a relação A/C, mas irá também reduzir o volume de agregado, conseqüentemente aumentando a retração do concreto. Portanto, a utilização de uma quantidade menor de água de amassamento reduzirá substancialmente a retração;

- Umidade do ar: quanto maior a umidade relativa do ar, menor a retração. O concreto perde umidade muito lentamente, mas absorve facilmente umidade da atmosfera;
- Duração da cura úmida, particularmente naqueles elementos nos quais a fissuração da pasta entre as partículas do agregado seja predominante;
- Emprego de materiais cimentícios e aditivos: os concretos que possuem em sua composição materiais capazes de diminuir as dimensões dos poros (escória granulada, pozolana), normalmente, apresentam uma menor retração;
- Dimensões das peças: peças de maior espessura necessitam de um tempo mais longo para a saída da água.

Ainda segundo MELLO (2001), a deformação lenta é influenciada pelos seguintes aspectos:

- Umidade relativa do ar: para um mesmo concreto a fluência é tanta maior quanto mais baixa for a umidade relativa do ar;
- Resistência do concreto: a fluência final pode ser considerada inversamente proporcional à resistência do concreto no momento da aplicação da carga. Geralmente, a idade, tipo e quantidade de agregado são os fatores que afetam esta relação;
- Idade do carregamento: a deformação de fluência será tanto menor quanto maior for a idade do concreto no momento do carregamento. Esta deformação é influenciada principalmente pelo teor de cimento e relação água/cimento (A/C). À medida que o concreto envelhece, a resistência e o módulo de elasticidade aumentam, reduzindo a deformação por fluência;
- Temperatura ambiente: a deformação de fluência será tanto maior quanto mais elevada for a temperatura durante o carregamento;
- Tipo de cimento: altera a fluência na medida em que influencia a resistência do concreto no momento de aplicação da carga;
- Relação A/C: maiores consumos de cimento e de água aumentam a fluência. Para produzir um concreto que apresente pequena deformação lenta, deve-se, por exemplo, manter baixo o teor de argamassa;
- Tipo do cimento: cimento de alta resistência inicial dá origem a um elevado grau de maturidade em poucos dias, o que por sua vez, reduz o efeito da fluência se comparado com cimento de endurecimento normal;

- Intensidade de carga: quanto for maior a intensidade de carga aplicada numa estrutura de concreto, maior será a sua deformação lenta;
- Aditivos, os redutores de água e aceleradores de pega resultam no aumento da fluência em muitos casos;
- Dimensão da peça: peças espessas apresentam menor valor do encurtamento final devido à deformação lenta, em comparação com o valor da deformação lenta em peças mais delgadas, pelo fato da secagem no interior da peça ser mais demorada.

Segundo FARIA (2004), na avaliação das perdas diferidas em cabos não aderente deve-se considerar o efeito da fluência e da retração na peça como um todo, obtendo-se os deslocamentos sofridos pelos pontos das ancoragens. É, portanto, uma integração das deformações diferidas ao longo de toda a peça e não uma mera análise seccional.

Perdas por relaxação do aço

Este fenômeno corresponde à redução assintótica, ao longo do tempo, das tensões em um cabo de aço ao qual foi imposto um alongamento uniforme e permanente. Segundo VASCONCELOS (1980), o cabo de protensão situado dentro de uma peça protendida nunca possui comprimento constante. Na verdade, o crescimento progressivo das deformações de compressão no concreto conduz normalmente ao caso de cabo com comprimento decrescente. A relaxação correspondente é denominada relaxação aparente e seu valor é sempre menor do que a relaxação pura. As perdas por relaxação pura são medidas nos laboratórios, enquanto as perdas por relaxação relativa são estimadas por processos aproximados.

3

CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA

3.1 – Introdução

A edificação utilizada como amostra para este trabalho é descrita neste capítulo. É importante frisar que esta construção é um edifício real não sendo uma parte da edificação construída para atender as necessidades deste trabalho.

3.2 – Características da edificação

Para a avaliação das perdas de tensão nas cordoalhas, foi escolhido um edifício para fins hoteleiros localizado na cidade de Belo Horizonte. A edificação é composta de 16 pavimentos, sendo o primeiro pavimento (térreo) para recepção e área administrativa; os próximos 3 andares, pavimentos de garagem; do quinto ao décimo quinto (11 andares), pavimentos tipo tendo cada um 22 apartamentos; o último andar (16º pavimento) é destinado à área técnica. As figuras 3.1 a 3.3 apresentam respectivamente uma planta da arquitetura do pavimento tipo, um corte bem como uma fachada da edificação.

Todas as lajes desta edificação são protendidas com cordoalhas não aderentes. As três primeiras lajes são nervuradas e não foram analisadas neste trabalho. As demais lajes são lisas sendo que as do 10º ao 15º pavimento correspondem às amostras utilizadas neste trabalho.

Nesta edificação não há uma predominância de pilares de grandes dimensões; as lajes lisas avaliadas possuem 17 cm de espessura. Nestas lajes existem vigas de bordo sem nenhuma função estrutural; elas foram colocadas para acompanhar os detalhes do projeto arquitetônico.

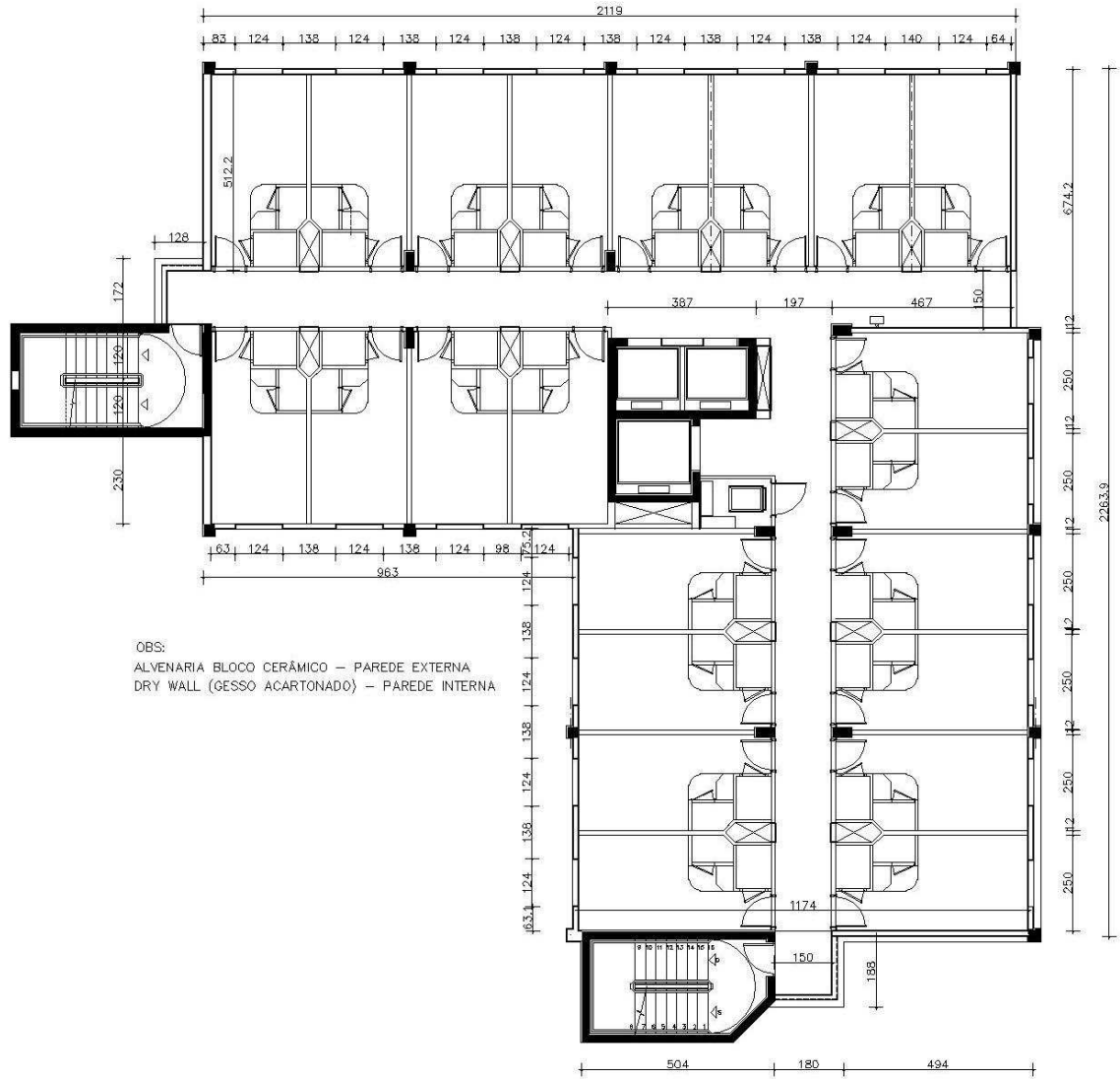


Figura 3.1 – Planta de arquitetura do pavimento tipo

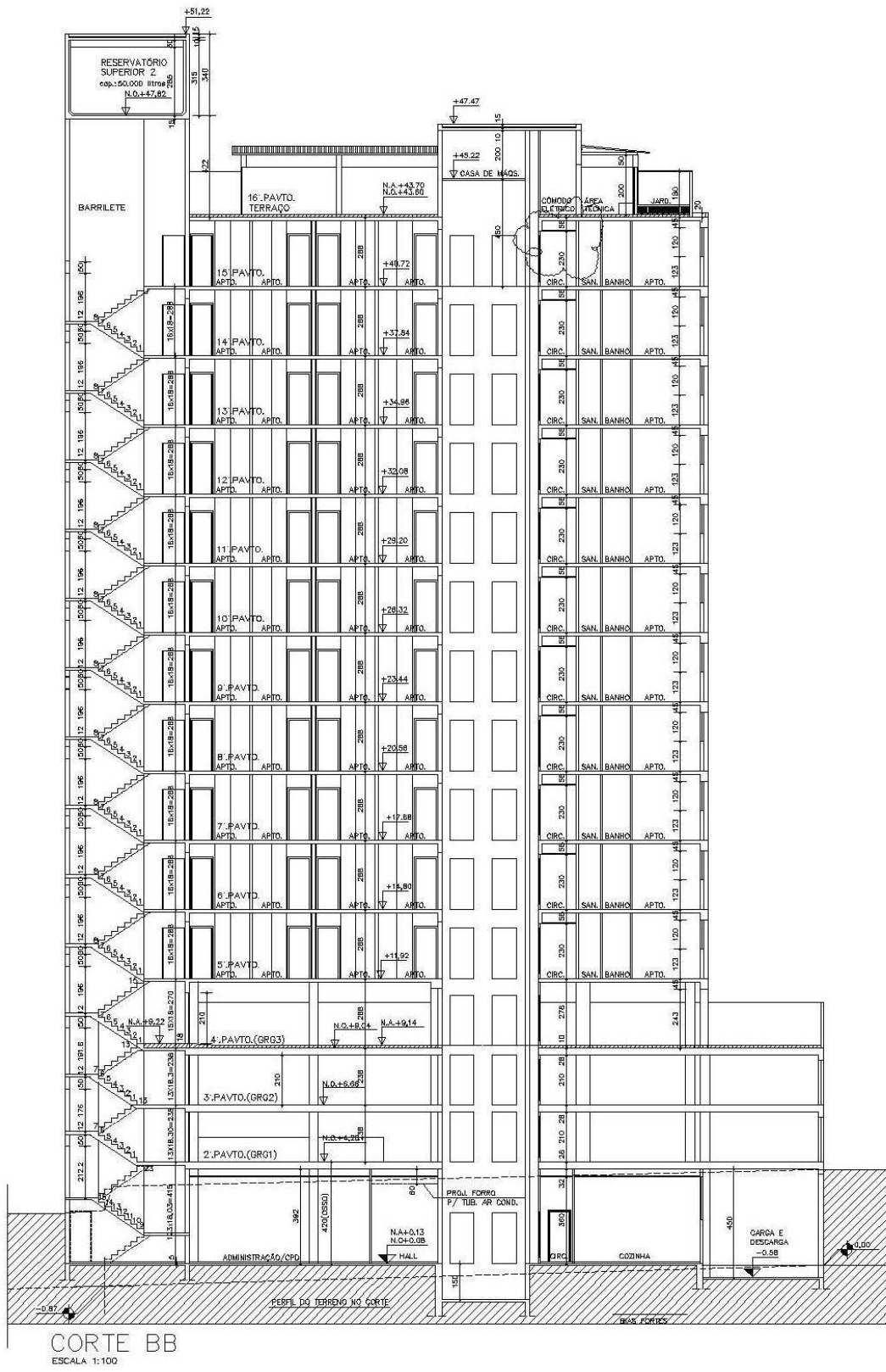


Figura 3.2 – Corte da edificação



Figura 3.3 – Fachada

A planta de fôrma do pavimento tipo pode ser vista na figura 3.4. Na figura, pode-se observar que as faces externas dos pilares avançam para fora das vigas de bordo. As paredes externas de vedação são de tijolo cerâmico com espessura de 12 cm e as internas em gesso acartonado (“dry wall”). Não existe pavimentação da laje visto que sua face superior receberá o carpete diretamente como revestimento decorativo.

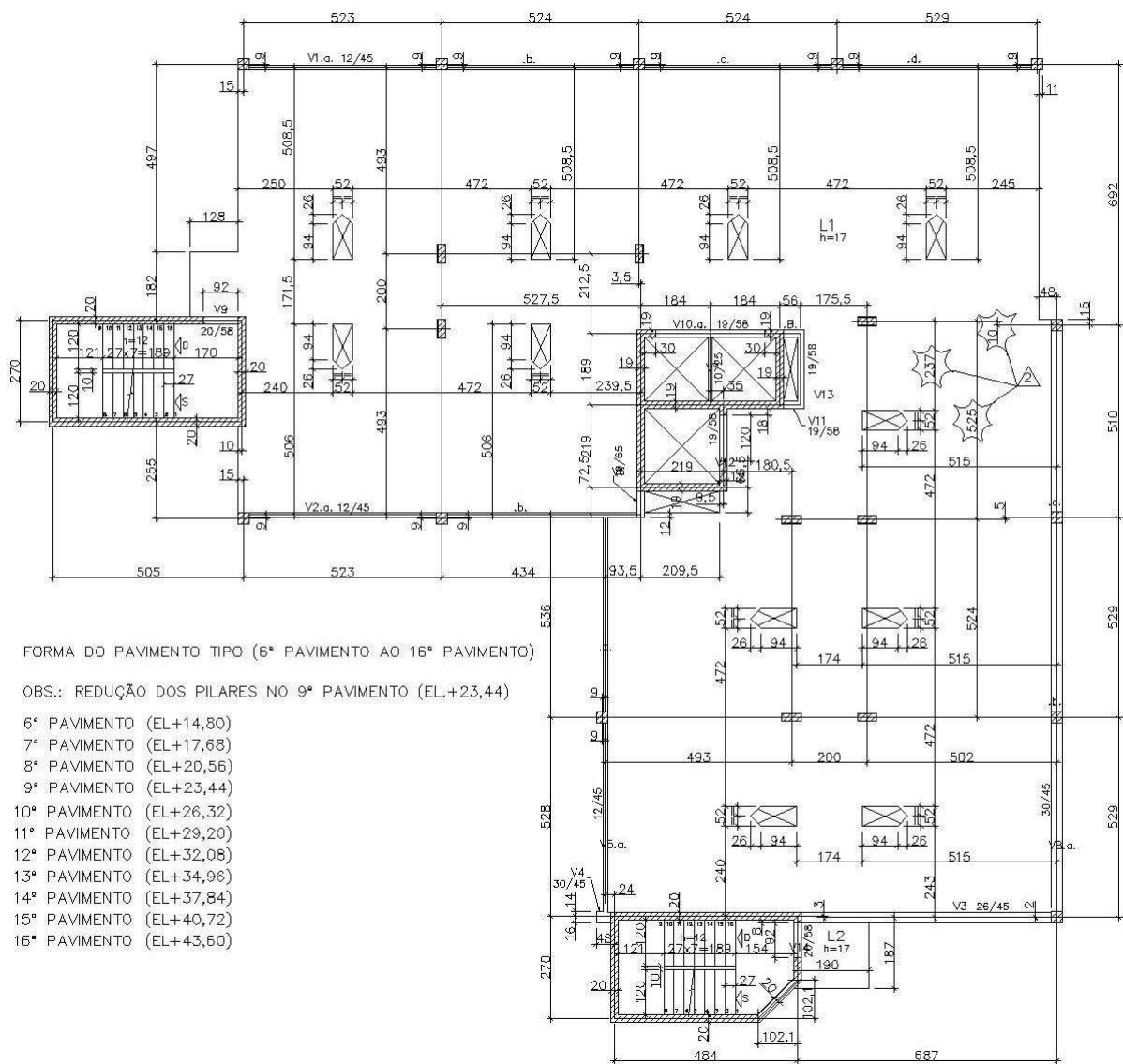


Figura 3.4 – Planta de forma do pavimento tipo

3.3 - Concreto

O traço do concreto empregado nas lajes foi estudado com o intuito de se obter na data de protensão uma resistência característica à compressão da ordem de 80% do valor característico de 28 dias. O concreto especificado tinha uma resistência característica à compressão f_{ck} aos 28 dias igual a 30 MPa. Na sua fabricação foi utilizado cimento CP V ARI Plus num teor de 356 kg/m³. A relação água/cimento foi igual a 0,55. Para se ter a trabalhabilidade necessária foi empregado um aditivo plastificante TEC MULT 444 produzido pela RHEOTEC. Inicialmente foram realizados ensaios de resistência à compressão do concreto em diversas idades. Os resultados destes ensaios mostraram que a resistência característica à compressão aos 7 dias era bastante próxima do valor procurado e que esta idade também atendia bem o cronograma de obra. Portanto, a idade escolhida para protensão das cordoalhas foi em média de 7 dias após a execução do concreto, podendo variar em função do cronograma da obra.

3.4 - Cordoalhas

As cordoalhas engraxadas utilizadas, fabricadas pela Belgo Bekaert Arames S. A., têm diâmetro nominal igual a 12,7 mm. O aço empregado na sua fabricação foi o CP 190. A relação tensão-deformação foi determinada em laboratório sendo a carga média correspondente a 1% de alongamento igual a 181 KN; o valor médio do módulo de elasticidade foi de 204 GPa conforme mostra o relatório do ensaio apresentado na figura 3.5.

FORNECEDOR: BELGO - MINEIRA				FABRICANTE: BELGO - MINEIRA								
CP N°	DESIGNAÇÃO CORDOALHA 7 FIOS	COMPRIMENTO (mm)	PESO (g)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	DIÂMETRO REAL (mm)	ÁREA SEÇÃO NOMINAL (mm²)	ÁREA SEÇÃO REAL (mm²)	CARGA A 1% ALONGAMENTO (kN)	CARGA RUPTURA ESPECIFICADA (kN)	CARGA RUPTURA FINAL (kN)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)	ALONGAMENTO MÍNIMO 3,5 (%)
1	CP190RB	983	781,4	12,70	12,80	100,90	99,30	181,0	187,3	210,0	204	5,7
OBSERVAÇÕES: A AMOSTRA ENSAIADA ATENDE À NBR 7483/04 DA ABNT PARA A CATEGORIA CP 190 RB.												

Figura 3.5 – Relatório do ensaio da cordoalha engraxada utilizada

3.5 – Lajes Avaliadas

Foram realizadas medições numa mesma cordoalha (cabo 2A) das lajes do pavimento tipo (do 10º ao 15º andar) da edificação em estudo. Para instalação do equipamento de medição de força, nichos, com dimensões em planta de 30 x 100 cm, foram deixados nas lajes. Estes nichos eram localizados nas proximidades da ancoragem ativa e da ancoragem passiva. A figura 3.6 ilustra a posição da cordoalha instrumentada bem como a posição destes nichos.

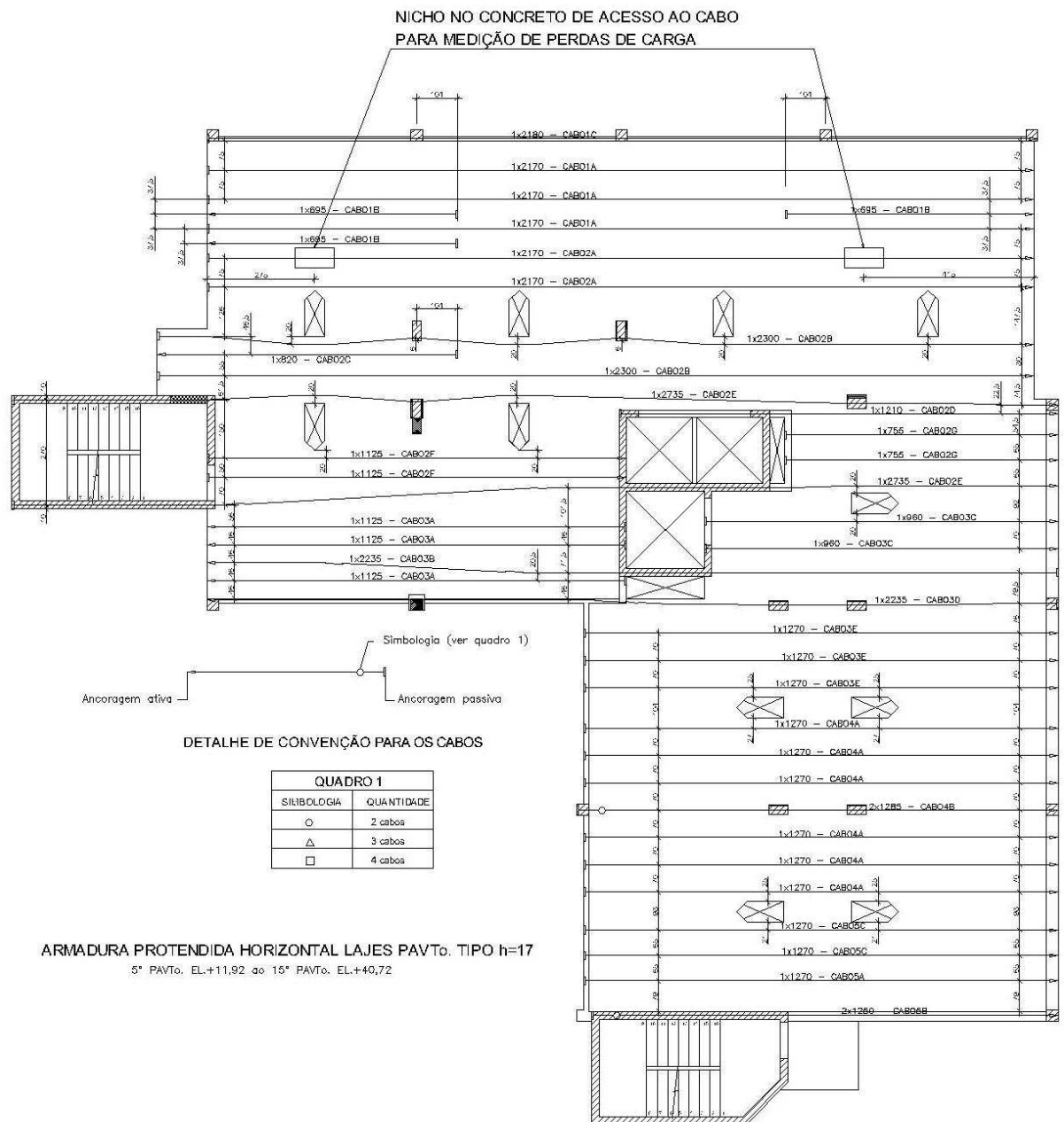


Figura 3.6 – Planta de distribuição horizontal das cordoalhas no pavimento tipo

É importante frisar que a cordoalha escolhida foi, em geral, a última a ser tracionada em cada laje quando da operação de protensão. A figura 3.7 ilustra o perfil da cordoalha instrumentada.

A força de protensão especificada em projeto para o cabo 2A era de 140 kN. O alongamento desta cordoalha pós-cravação da cunha, também especificado pelo projetista, era de 130 mm.

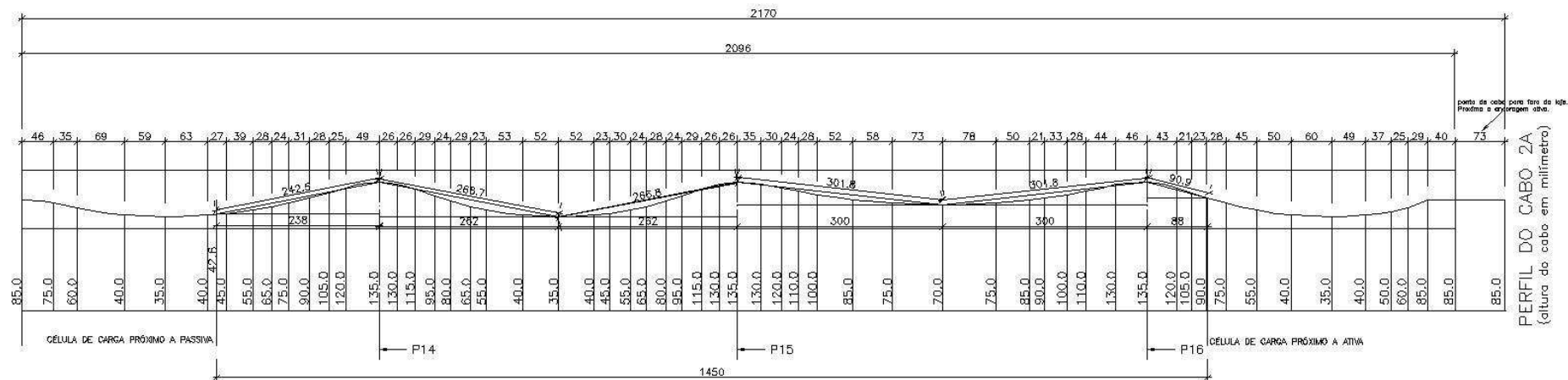


Figura 3.7 – Detalhe do perfil do cabo 2A

4

SISTEMA DE MEDIÇÃO DE FORÇA NAS CORDOALHAS

4.1 – Introdução

Neste capítulo é apresentado o sistema utilizado para medida de força nas cordoalhas engraxadas ao longo do tempo. São descritos também os detalhes do equipamento utilizado, bem como o procedimento para sua instalação, sua calibração e leitura das forças atuantes nas cordoalhas.

4.2 – Equipamento para medida das forças atuantes nas cordoalhas ao longo do tempo

Antes de se iniciar as medidas, foi feita uma extensa pesquisa, inclusive com ensaios de laboratório, para definir a melhor maneira de se avaliar as forças “in loco” das cordoalhas. Inicialmente imaginou-se medir o alongamento e o encurtamento das cordoalhas utilizando-se duas braçadeiras presas na mesma. O alongamento no instante da protensão e os encurtamentos após a cravação da cunha e ao longo do tempo seriam medidos com base na distância entre as braçadeiras. Para avaliação desta distancia utilizou-se um paquímetro digital. Esta situação foi realizada em laboratório conforme ilustram nas figuras 4.1 e 4.2.

Após vários ensaios em laboratório, verificou-se que as braçadeiras giravam durante a aplicação ou alívio de carga na cordoalha. Além disso, não foi possível manter um posicionamento constante do paquímetro para leitura, o que também interferia na leitura da distância entre as braçadeiras. Devido a estes problemas, este procedimento foi abandonado.

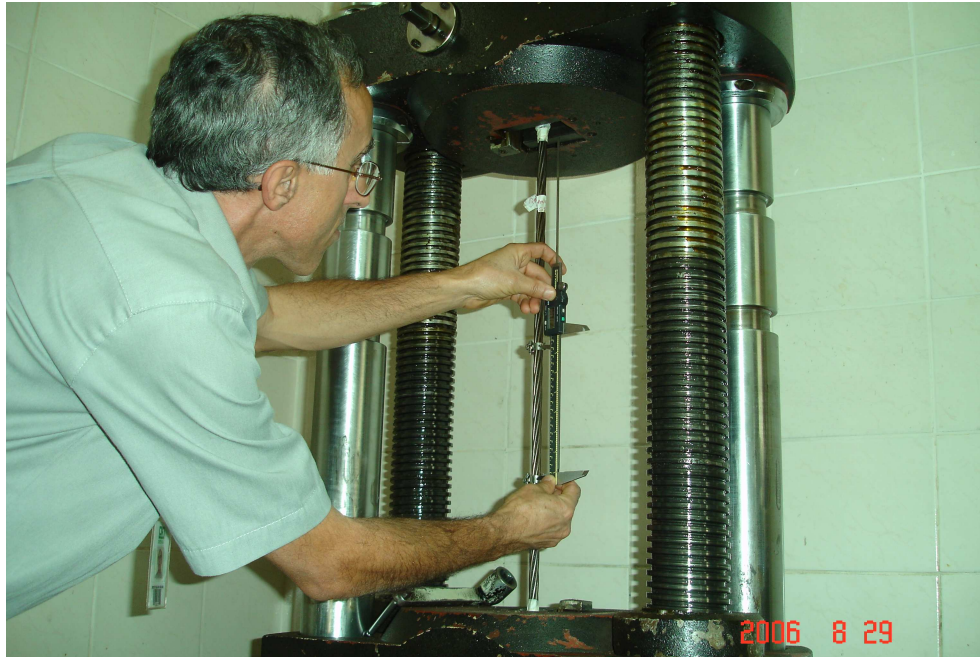


Figura 4.1 – Medida de alongamento da cordoalha

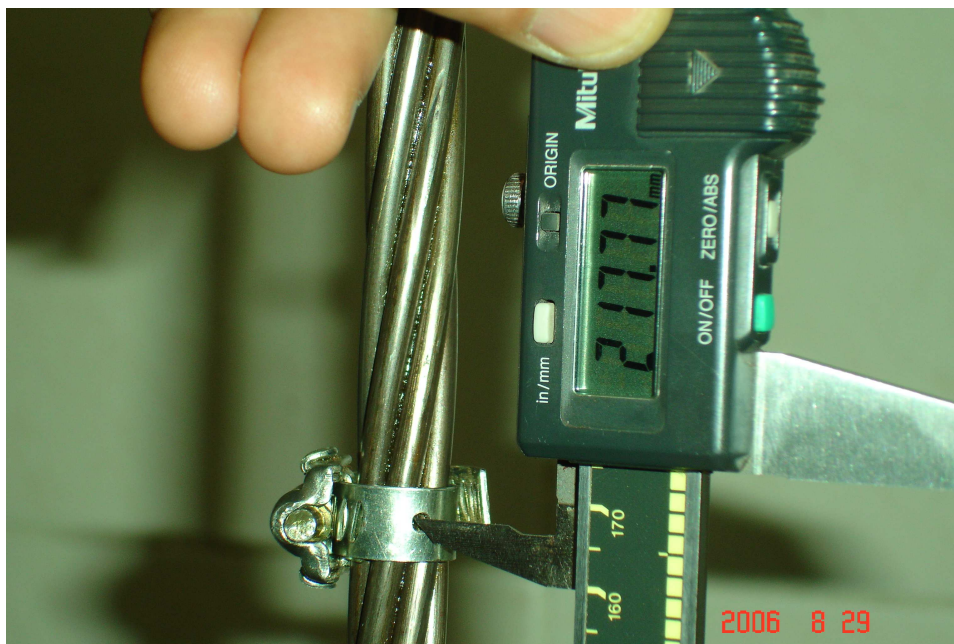


Figura 4.2 – Leitura da medida da distancia entre as braçadeiras

Em seguida realizou-se uma extensa pesquisa de mercado na busca de equipamentos de medida de força. Encontrou-se uma célula de carga com indicador, fabricada pela ALFA Instrumentos. Esta célula é muito utilizada em balanças de cargas elevadas e para medida de força em cabos de estaiamento e de elevadores. Esta célula de carga possui duas vantagens: a primeira é a facilidade de montagem da mesma na cordoalha e a segunda é a leitura direta da força no cabo. Foi então analisado o seu funcionamento e viabilizada a compra de dois

conjuntos. Após vários testes “in loco”, observou-se o bom funcionamento do equipamento, com medida direta da força na cordoalha (vide figuras 4.3 a 4.7). Portanto, adotou-se esta célula para medição da força nas cordoalhas.

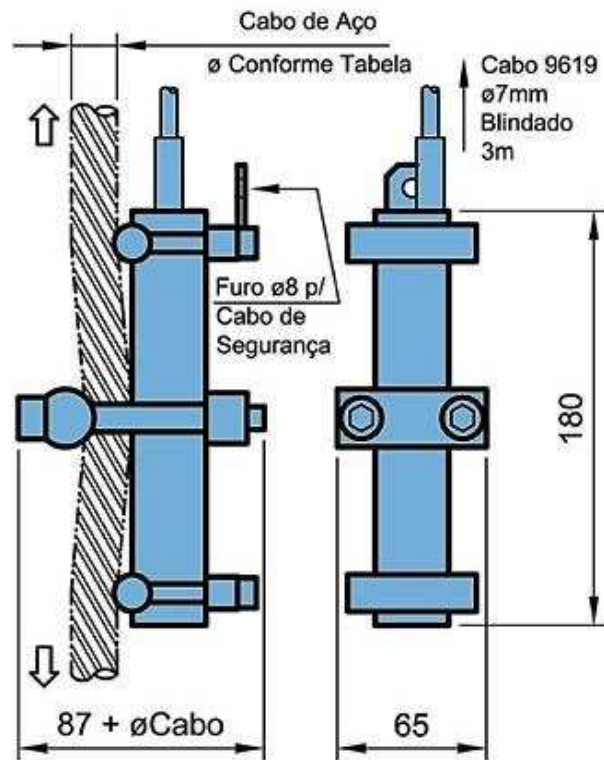


Figura 4.3 – Detalhes da célula de carga empregada



Figura 4.4 – Nicho na laje com a célula de carga no cabo

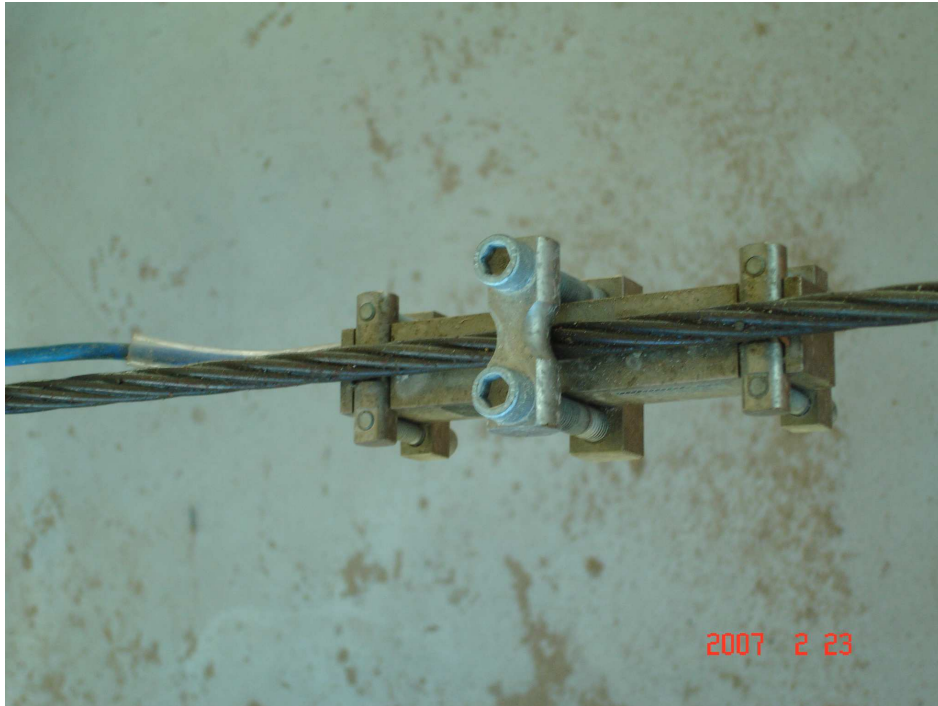


Figura 4.5 – Célula de carga no cabo



Figura 4.6 – Indicadores de carga interligados às células



Figura 4.7 – Indicador de carga interligado à célula

4.3 – Procedimentos de Medição

Tanto as células de carga quanto os indicadores utilizados vieram aferidos pelo fabricante credenciado pelo IMETRO. Antes da fixação das células de carga, realizava-se uma calibração das mesmas. Esta calibração seguiu as instruções do fabricante. Após a calibração, as células de carga eram fixadas em uma mesma cordoalha: uma perto da ancoragem ativa e a outra nas proximidades da ancoragem passiva. Aplicava-se então com o atuador hidráulico uma força na cordoalha, inferior à de protensão, e realizava-se a leitura desta força. Em seguida tracionava-se a cordoalha com a força inicial de protensão e iniciavam-se os procedimentos de medida de força. Além desta medida, leituras de carga foram feitas no instante de despressurização do macaco e de cravação das cunhas bem como em várias idades após este momento. Essas idades variaram desde 48 (2 dias) até 4084 horas (\cong 170 dias) após o instante de cravação das cunhas na ancoragem de extremidade.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 – Introdução

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados das perdas de carga em cordoalhas engraxadas de lajes lisas. A análise dos resultados é feita em duas etapas: primeiramente consideram-se somente as perdas imediatas; em seguida são analisadas as perdas progressivas de protensão.

5.2. Medidas das forças atuantes nas cordoalhas ao longo do tempo

As medidas de força foram coletadas de um mesmo cabo nas lajes dos pavimentos tipo (10° ao 15°) da edificação em estudo e apresentados nas tabelas 5.1 e 5.2 abaixo. O cabo escolhido é denominado CABO 2A (cabo de distribuição), como se pode ver no projeto específico de distribuição das cordoalhas na laje, conforme a figura 3.6.

Tabela 5.1 – Medidas de força no cabo 2A nas proximidades das ancoragens ativa e passiva

TEMPO	VALOR DA FORÇA NO CABO 2A (kN)									
	10° PAVIMENTO		11° PAVIMENTO		12° PAVIMENTO		13° PAVIMENTO		14° PAVIMENTO	
	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva
Força medida no instante da protensão	136,20	129,95	143,85	142,25	143,75	140,35	141,55	140,50	137,20	131,20
Força medida no instante após a cravação das cunhas	128,40	127,85	135,90	139,30	135,00	136,50	137,50	136,45	129,60	129,95
48 horas após *	--	--	135,00	137,30	133,35	135,25	--	--	127,50	126,10
72 horas após	--	--	135,05	137,35	133,05	134,95	--	--	127,30	123,95
144 horas após	125,25	124,20	--	--	132,00	134,50	--	--	--	--
200 horas após	--	--	--	--	126,15	126,15	--	--	126,10	126,25
336 horas após	--	--	--	--	--	--	--	--	125,40	123,25

*- Esses valores são em relação ao instante após a cravação das cunhas

Tabela 5.2 – Medidas de força próxima à ancoragem ativa e passiva do 15º pavimento

TEMPO	VALOR DA FORÇA NO CABO 2A (kN)	
	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva
Força medida no instante da protensão	138,75	134,75
Força medida no instante após a cravação das cunhas	131,40	132,20
48 horas após *	129,00	130,20
72 horas após	128,40	129,95
200 horas após	128,00	129,20
336 horas após	125,55	126,75
576 horas após	121,25	122,25
1518 horas após	118,75	119,60
3008 horas após	117,85	118,55
4086 horas após	117,15	117,90

*- Esses valores são em relação ao instante após a cravação das cunhas

5.3. Perdas imediatas de força nas cordoalhas engraxadas

São perdas que se manifestam quando da produção e transferência da força de protensão.

5.3.1 Perdas pelo atrito

As perdas por atrito são desenvolvidas ao longo do cabo quando do seu estiramento para produzir a força de protensão. A tabela 5.3 apresenta os resultados das forças medidas na cordoalha, nas proximidades da ancoragem passiva e da ancoragem ativa, no instante de aplicação da força de protensão para cada uma das lajes analisadas. A diferença entre essas forças representa a perda de força devida ao atrito. A tabela mostra também o coeficiente de atrito aparente μ , calculado com base na equação 2.1. Para a determinação desse coeficiente de atrito adotou-se para o coeficiente k , de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo, o valor igual a $0,01 \mu$. Empregou-se o valor de 14,07 metros para a distância entre os pontos de medida de força e 0,3757 radianos para a soma dos ângulos de desvio do cabo ($\Sigma\alpha$). O cálculo da soma desses ângulos foi feito de acordo com o perfil do cabo (figura 3.7) e está apresentado no anexo A.

Tabela 5.3 – Perdas imediatas de força no instante de protensão devido ao atrito

Pavimento	Força nas proximidades da ancoragem ativa (kN)	Força nas proximidades da ancoragem passiva (kN)	Diferença de Força (kN)	Coeficiente de atrito μ (1/radiano)
10	136,20	129,95	6,25	0,0910
11	143,85	142,25	1,60	0,0217
12	143,75	140,35	3,40	0,0464
13	141,55	140,50	1,05	0,0144
14	137,20	131,20	6,00	0,0866
15	138,75	134,75	4,00	0,0566
Valor médio	140,20	136,80	3,72	0,0528

A análise dos resultados revela primeiramente valores bastante distintos para a perda de força devido ao atrito. Possíveis alterações no perfil da cordoalha durante as operações de concretagem das lajes pode ser um dos fatores que explica estes valores. Em termos médios, o coeficiente de atrito μ calculado apresentou valor menor que o máximo especificado pelo fabricante da cordoalha de 0,07. Com relação à norma brasileira NBR 6118, praticamente não houve diferença: 0,0528 versus 0,05.

A tabela 5.4 mostra uma comparação entre força de protensão de projeto em relação à força estimada com base na leitura da célula de carga na proximidade da ancoragem ativa. Para o cálculo desta força estimada, novamente utilizou-se a equação 2.1, adotando-se para coeficiente de atrito μ , o valor determinado acima para cada pavimento, e para o coeficiente k , de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo, o valor igual a $0,01 \mu$. Empregou-se o valor de 4,15 metros para a distancia entre os pontos de medida de força e 0,1471 radianos para a soma dos ângulos de desvio do cabo ($\Sigma\alpha$). O cálculo da soma desses ângulos foi feito de acordo com o perfil do cabo (figura 3.7) e está apresentado no anexo A.

Tabela 5.4 – Carga estimada no atuador hidráulico no instante da protensão

Pavimento	Força nas proximidades da ancoragem ativa no instante da protensão	Coeficiente de atrito μ	Força estimada de protensão no atuador hidráulico	Força de protensão de projeto
	(kN)		(kN)	(kN)
10	136,20	0,0910	138,50	140,00
11	143,85	0,0217	144,40	
12	143,75	0,0464	144,95	
13	141,55	0,0144	141,90	
14	137,20	0,0866	139,40	
15	138,75	0,0566	140,15	
Valor médio	140,20	0,0528	141,55	

A análise dos resultados mostrados na tabela 5.4 revela um valor médio para a carga estimada de protensão no atuador hidráulico bastante próximo a carga especificada no projeto.

5.3.2 Perdas pela acomodação da ancoragem

A tabela 5.5 apresenta os resultados das forças medidas na cordoalha, nas proximidades da ancoragem ativa, no instante de aplicação da força de protensão e logo após a cravação das cunhas. A diferença entre essas forças representa a perda imediata de força por acomodação da ancoragem. A tabela apresenta também o percentual desta perda de força bem como o comprimento de retorno do cabo. Este comprimento de retorno foi calculado como demonstrado no anexo B.

Tabela 5.5 – Perdas imediatas de força nas cordoalhas por acomodação das ancoragens

Pavimento	<i>PRÓXIMO À ANCORAGEM ATIVA</i>				
	Força inicial de protensão (kN)	Força pós-cravação da cunha (kN)	Perda de força (kN)	Percentual de perda de força (%)	Retorno do cabo (mm)
10	136,20	128,40	7,80	5,73%	3,70
11	143,85	135,90	7,95	5,53%	3,33
12	143,75	135,00	8,75	6,09%	2,93
13	141,55	137,50	4,05	2,86%	1,59
14	137,20	129,60	7,60	5,54%	3,62
15	138,75	131,40	7,35	5,30%	4,10
Valor médio	140,20	132,95	7,25	5,17%	3,21

A análise dos resultados revela primeiramente valores similares para a perda imediata de força. Em apenas um caso (pavimento 13) o valor medido foi significativamente menor. Em termos médios, a perda imediata de força na cordoalha correspondeu a 5,17% da força inicial de protensão. Este valor corresponde ao normalmente prescrito na literatura para esta perda (LYN e BURNS 1981). O retorno do cabo devido à perda imediata apresentou um valor médio de aproximadamente 3,21 mm, significativamente menor que 7 mm prescrito pelo fabricante da cordoalha (CAUDURO 2002) e comumente empregado em projeto.

Com base nos valores da força estimada de protensão no atuador hidráulico (tabela 5.4) e das perdas de força nas cordoalhas apresentadas na tabela 5.5, resolveu-se avaliar a força resultante de protensão na ancoragem ativa após a cravação das cunhas. Essa força resultante foi calculada como sendo diferença entre as duas anteriores e está apresentada na tabela 5.6. Com base nesta força resultante pode-se avaliar o alongamento da cordoalha após a acomodação das ancoragens. Este alongamento foi calculado considerando-se um comprimento inicial da cordoalha de 21,00 metros, uma área da cordoalha de 1,009 cm² e um valor de 204000 MPa para o módulo de elasticidade do aço. A tabela 5.7 mostra a comparação deste alongamento com o especificado em projeto e com o real medido pela empresa de protensão.

Tabela 5.6 – Força estimada na ancoragem ativa pós-cravação das cunhas

Pavimento	Força estimada de protensão no atuador hidráulico	Perda de força devido à acomodação da ancoragem	Força estimada na ancoragem ativa pós-cravação das cunhas
	(kN)	(kN)	(kN)
10	138,50	7,80	130,70
11	144,40	7,95	136,45
12	144,95	8,75	136,20
13	141,90	4,05	137,85
14	139,40	7,60	131,80
15	140,15	7,35	132,80
Valor médio	141,55	7,25	134,30

Tabela 5.7 – Análise comparativa do alongamento dos cabos

Pavimento	Alongamento estimado em função das forças medidas	Alongamento especificado em projeto	Alongamento real	Diferença do alongamento real em relação ao alongamento de projeto	Diferença do alongamento real em relação ao alongamento estimado
	(mm)	(mm)	(mm)	(%)	(%)
10	133,34	130,00	136,00	4,41 %	1,95 %
11	139,21	130,00	133,00	2,26 %	- 4,67 %
12	138,96	130,00	130,00	0,00 %	- 6,89 %
13	140,64	130,00	131,00	0,76 %	- 7,36 %
14	134,47	130,00	128,00	- 1,56 %	- 5,05 %

15	135,49	130,00	130,00	0,00 %	- 4,22 %
Valor médio	137,02	130,00	131,33	---	---

A análise destes resultados revela que as diferenças dos alongamentos, quando comparados com os valores medidos “in loco”, estão dentro do intervalo de $\pm 10\%$. De acordo com a NBR 14931 (2003), cabos cujos alongamentos estejam dentro do intervalo de $\pm 10\%$ dos valores previstos podem ser liberados.

A tabela 5.8 apresenta os resultados das forças medidas na cordoalha, desta vez nas proximidades da ancoragem passiva, também no instante de aplicação da força de protensão e logo após a cravação das cunhas. A diferença entre essas forças representa a perda imediata de força por acomodação da ancoragem. A tabela apresenta também o percentual desta perda de força bem como o comprimento de retorno do cabo.

Tabela 5.8 – Perdas imediatas de força nas cordoalhas por acomodação das ancoragens

Pavimento	<i>PRÓXIMO À ANCORAGEM PASSIVA</i>			
	Força inicial de protensão (kN)	Força pós cravação da cunha (kN)	Perda de força (kN)	Percentual de perda de força (%)
10	129,95	127,85	2,10	1,62%
11	142,25	139,30	2,95	2,07%
12	140,35	136,50	3,85	2,74%
13	140,50	136,45	4,05	2,88%
14	131,20	129,95	1,25	0,95%
15	134,75	132,20	2,55	1,89%
Valor médio	136,50	133,70	2,79	2,03%

A análise dos resultados indica também valores similares para a perda imediata de força. Ao contrário das perdas de carga nas proximidades da ancoragem ativa, no 13º pavimento o valor medido foi um pouco maior e no 14º pavimento foi significativamente menor. Em termos médios, a perda imediata de força na cordoalha correspondeu a 2,03% da força inicial de protensão bem menor comparado com os 5,17% da força inicial de protensão próximo à ancoragem passiva.

5.4. Perdas progressivas de força nas cordoalhas engraxadas

Um estudo comparativo da força média na cordoalha, nas proximidades da ancoragem ativa e da passiva, após a cravação das cunhas para as diversas lajes analisadas pode ser visto na tabela 5.9 e figura 5.1.

Tabela 5.9 – Média das forças remanescentes nas cordoalhas

Pavimentos 10 a 15

TEMPO	FORÇA REMANESCENTE MÉDIA DE PROTENSÃO (kN)		
	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva	Diferença de força
No instante após a cravação das cunhas	132,95	133,70	0,75
48 horas após	131,20	132,20	1,00
72 horas após	130,95	131,55	0,60
144 horas após	128,60	129,35	0,75
200 horas após	126,75	127,20	0,45
336 horas após	125,45	125,80	0,35
Valor médio	---	---	0,65

A análise da tabela e da figura revela inicialmente maiores valores de força nas proximidades da ancoragem passiva. A figura mostra que também a diferença entre as forças medidas se mantém basicamente constante até a idade de 336 horas (14 dias) após a protensão: 0,65 kN em média. Nesta idade, a força média remanescente na cordoalha nas proximidades da ancoragem ativa é igual a 125,45 KN, o que corresponde a uma perda de carga total de 10,52 % em relação à força inicial de protensão média igual a 140,20 KN. Nas proximidades da ancoragem passiva a força média remanescente na cordoalha é de 125,80 KN, o que corresponde a uma perda de carga total de 8,04% em relação à força inicial de protensão média igual a 136,80 KN.

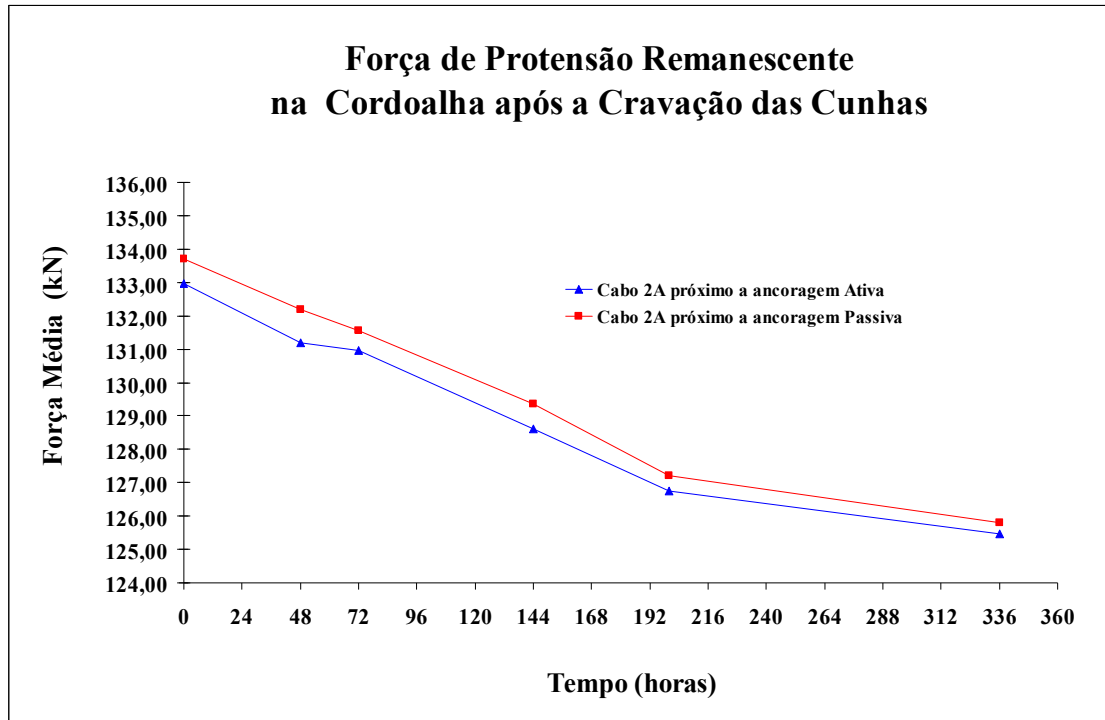


Figura 5.1 – Forças remanescentes média na cordoalha pós-cravação das cunhas

Um outro estudo comparativo da força remanescente na cordoalha pós-cravação da cunha, nas proximidades da ancoragem ativa e da passiva, para a laje do 15º pavimento pode ser visto na tabela 5.10 e figura 5.2.

Tabela 5.10 – Força remanescente na cordoalha pós-cravação da cunha no 15º pavimento

TEMPO	FORÇA REMANESCENTE DE PROTENSÃO (kN)		
	Próximo à ancoragem ativa	Próximo à ancoragem passiva	Diferença de força
No instante após a cravação das cunhas	131,40	132,20	0,80
48 horas após	129,00	130,20	1,20
72 horas após	128,40	129,95	1,55
144 horas após	128,00	129,20	0,80
336 horas após	125,55	126,75	1,20
576 horas após	121,25	122,25	1,00
1518 horas após	118,75	119,60	0,85
3008 horas após	117,85	118,55	0,70
4086 horas após	117,15	117,60	0,45

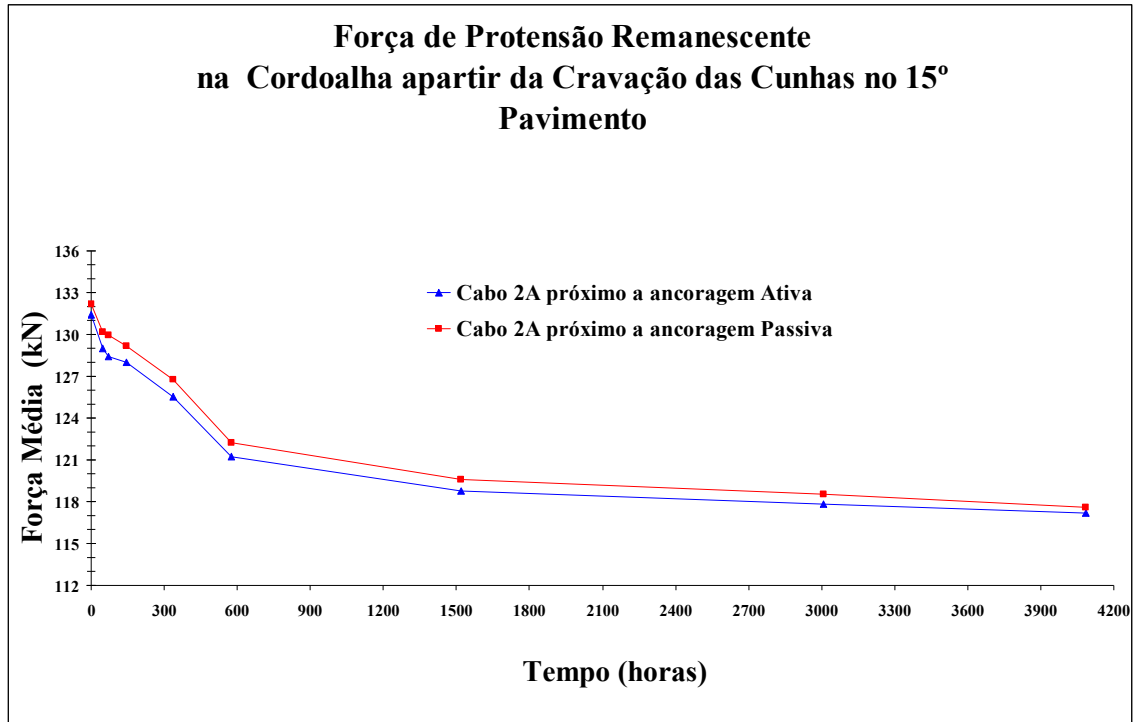


Figura 5.2 – Força remanescente na cordoalha pós-cravação da cunha no 15º pavimento

A análise da tabela e da figura revela também maiores valores de força nas proximidades da ancoragem passiva. A figura mostra que também a diferença entre as forças medidas diminuiu até a idade de 4086 horas (\cong 170 dias) após a protensão: 0,45 kN. Nesta idade, a força remanescente na cordoalha nas proximidades da ancoragem ativa é igual a 117,15 kN, o que corresponde a uma perda de carga total de 15,06 % em relação à força inicial de protensão igual a 138,70 kN. Nas proximidades da ancoragem passiva a força média remanescente na cordoalha é de 117,60 kN, o que corresponde a uma perda de carga total de 12,72% em relação à força inicial de protensão igual a 134,75 kN.

Segundo o projetista da estrutura, a perda total da força protensão considerada em projeto, para o tempo infinito, é de 20 % do valor da força inicial. Pelos valores medidos pode-se observar que aproximadamente 14 % em média da força inicial de protensão já foram perdidos até 170 dias após a execução da protensão.

6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 – Introdução

Este estudo teve como objetivo avaliar as perdas de tensão, medidas “in loco”, de cordoalhas engraxadas e plastificadas em lajes planas. Essas lajes planas, com 17 centímetros de espessura e 350 m² de área, fazem parte de um edifício para fins hoteleiros de 17 pavimentos localizado em Belo Horizonte. As forças de protensão nas cordoalhas engraxadas foram medidas por células de carga colocadas nas proximidades da ancoragem ativa e da ancoragem passiva. Em função da metodologia construtiva do edifício, as medidas de forças foram feitas desde o instante da protensão até idades de 170 dias após esse instante. Realizou-se também um estudo comparativo dos valores medidos com os prescritos pelas normas brasileiras, NBR 6118 e NBR 14931, bem como pelo fabricante da cordoalha.

6.2 – Conclusões

As conclusões deste estudo estão intimamente ligadas às características das lajes planas em concreto protendido analisadas, relacionadas nos itens abaixo:

- As medidas de força nas cordoalhas engraxadas somente foram realizadas em lajes do pavimento tipo da edificação;
- Em cada laje, a cordoalha analisada foi sempre a última a ser tensionada, isto é, após a protensão das demais cordoalhas;
- Todas as medidas foram realizadas “in loco” e sem nenhuma interferência no dia a dia da obra e nem mesmo no processo executivo; e
- As forças de protensão nas cordoalhas engraxadas foram medidas pelo mesmo conjunto (um par) de células de carga colocadas nas proximidades da ancoragem ativa e da ancoragem passiva.

Com base nos resultados e nas análises desenvolvidas no Capítulo 5, chegou-se às seguintes conclusões:

- A análise dos resultados revelou primeiramente valores bastante distintos para a perda de força devido ao atrito. Possíveis alterações no perfil da cordoalha durante as operações de concretagem das lajes pode ser um dos fatores que explica estes valores. Com base nos valores medidos obteve-se um coeficiente de atrito μ igual a 0,0528; esse valor é menor que o máximo especificado pelo fabricante da cordoalha de 0,07, porém bastante próximo ao valor apresentado pela norma brasileira NBR 6118: 0,05.
- O valor médio estimado para a carga de protensão no atuador hidráulico foi bastante próximo à carga especificada no projeto: 141,55 kN versus 140 kN.
- Os valores encontrados para as perdas por acomodação da ancoragem foram bastante similares. Em termos médios, essa perda imediata correspondeu a 5,17% da força inicial de protensão, valor muito próximo do prescrito na literatura para esta perda (LYN E BURNS 1981).
- O retorno médio do cabo, devido à cravação das cunhas, foi de 3,21 mm, valor significativamente menor que 7 mm prescrito pelo fabricante da cordoalha e comumente empregado em projetos.
- Os alongamentos das cordoalhas avaliados após a cravação ficaram dentro do intervalo de $\pm 10\%$ em relação ao valor prescrito em projeto.
- Para as perdas progressivas até a idade de 14 dias, foi verificado uma força média remanescente na cordoalha nas proximidades da ancoragem ativa de 125,45 kN, o que representa uma perda de carga total de 10,52% em relação à força inicial de protensão média de 140,20 kN. Nas proximidades da ancoragem passiva essa força média remanescente na cordoalha foi de 125,80 kN, correspondente a uma perda de carga total de 8,04% em relação à força inicial de protensão média igual a 136,80 kN.
- Pelos valores medidos pode-se observar que aproximadamente 14% em média da força inicial de protensão já foram perdidos até 170 dias após a execução da

protensão. Este valor representa um grande percentual da perda total de 20 % considerada em projeto para o tempo infinito.

- Os resultados mostraram também maiores valores de força remanescente nas cordoalhas nas proximidades da ancoragem passiva em relação à ancoragem ativa.

6.3 – Sugestões para Pesquisas Futuras

Como este sistema de protensão vem ganhando mercado na construção de edifícios residenciais e comerciais devido à praticidade e simplicidade dos materiais e serviços comparados ao sistema de protensão aderente, o estudo das perdas de carga em cordoalhas engraxadas “in loco” deve ser mais pesquisado. Baseado neste trabalho as seguintes sugestões são feitas para pesquisas futuras.

- Realizar novamente as medições em lajes planas, utilizando o mesmo processo descrito nesta dissertação;
- Realizar medições em trechos retos da cordoalha de modo a avaliar o coeficiente k de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo;
- Realizar medições com maior número de células de carga em uma mesma laje e em cabos diferentes, mas mantendo a mesma localização das mesmas (uma próxima à ancoragem passiva e outra próxima à ancoragem ativa); e
- Realizar medições em um período maior de tempo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), **ACI 318/05 - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, Detroit, 2005.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR 6118 - Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro, 2003
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações**, Rio de Janeiro, 1980.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR 14931 - Execução de Estruturas de Concreto - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2004.
5. BELGO BEKAERT ARAMES S. A., **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**, Catálogo Técnico, disponível em www.belgo.com.br.
6. CAUDURO, E. L., **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas**, São Paulo, 2002.
7. CAUDURO, E. L., **Em Favor da Leveza. Revista Técnica**, Jan/Fev 1997, no 26.
8. COLLINS M. P. e MITCHELL D., **Prestressed Concrete Basics**, Canadian Prestressed Concrete Institute, primeira edição, 1987, 614p.
9. FARIA, E. L., **Projeto de Lajes Planas Protendidas Via Método dos Elementos Finitos e Pórticos Equivalentes**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Estruturas. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2004.
10. IMPACTO PROTENSÃO. www.impactoprotensao.com.br.
11. LOUREIRO, G. J., **Projeto de Lajes Protendidas com Cordoalhas Engraxadas**, Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2006.
12. LYN, T. Y. e BURNS, N., **Design of Prestressed Concrete Structures**, New York, John Wiley & Sons, 1981.

13. MELLO, G. L. A., **Análise Comparativa das Formulações de Retração e Fluência do Concreto Segundo Algumas Normas**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Estruturas. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2001.
14. PFEIL, W, **Concreto Protendido: Processos Construtivos, Perdas de Protensão**, Rio de Janeiro, 1991
15. POST TENSIONING INSTITUTE (PTI), **Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons**, Phoenix, 2004.

ANEXO

A

Tabela A1 – Cálculo da somatória dos ângulos da cordoalha

SOMATÓRIA DOS ÂNGULOS DA CORDOALHA ENTRE AS CÉLULAS DE CARGA						
Ângulo	Ponto máximo (mm)	Ponto mínimo (mm)	Yo (mm)	Xo (mm)	á	Σ á
Ângulo 1	135,0	40,6	94,4	2510,0	0,075078	0,3757
Ângulo 2	135,0	35,0	100,0	2620,0	0,076188	
Ângulo 3	135,0	35,0	100,0	2620,0	0,076188	
Ângulo 4	135,0	70,0	65,0	3000,0	0,043306	
Ângulo 5	135,0	70,0	65,0	3000,0	0,043306	
Ângulo 6	135,0	124,2	10,8	350,0	0,061636	
SOMATÓRIA DOS ÂNGULOS DA CORDOALHA ENTRE A ANCORAGEM ATIVA E A PRIMEIRA CÉLULA DE CARGA						
Ângulo	Ponto máximo (mm)	Ponto mínimo (mm)	Yo (mm)	Xo (mm)	á	Σ á
Ângulo 7	124,2	35,0	89,2	2350,0	0,075770	0,1471
Ângulo 8	85,0	35,0	50,0	1400,0	0,071307	

Yo = Diferença do ponto máximo e o ponto mínimo

Xo = Distância horizontal entre o ponto máximo e o ponto mínimo

á = ângulo em radianos = $\arctan(2 Yo / Xo)$

Σ á = somatório dos ângulos em radianos

ANEXO

B

Cálculo do retorno dos cabos

O cálculo do retorno dos cabos após a cravação das cunhas foi feito com base na linearização da equação 1 conforme sugerido por Collins e Mitchell [1987]. Deste modo aquela equação assume a forma:

$$P_{(x)} = P_i \cdot (1 - \mu \Sigma \alpha - kx) .$$

A distribuição da força $P_{(x)}$ ao longo do cabo do 10º pavimento é dada por:

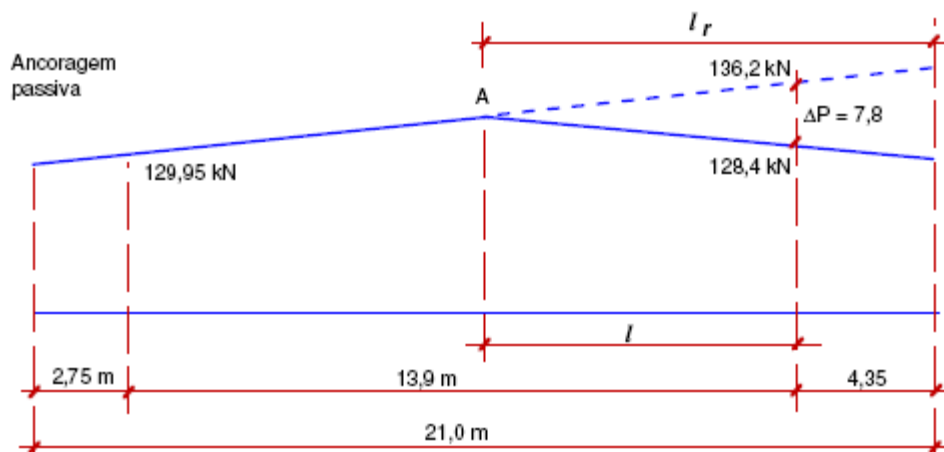


Figura B1 - Distribuição de força no cabo 2A pós-cravação das cunhas - (10º pavimento-

Na figura o comprimento l é dado por:

$$l = \frac{\Delta P}{2p} , \text{ sendo } p = \frac{136,2 - 129,95}{13,9} = 0,45 \text{ kN/m e, portanto,}$$

$$l = \frac{7,8}{2 \cdot 0,45} = 8,67 \text{ m} .$$

O comprimento total l_r afetado pelo retorno do cabo é igual a $13,02 \text{ m}$ ($8,67 + 4,35$). Com isso o valor do retorno do cabo, considerando a área da seção transversal da cordoalha de $1,01 \text{ cm}^2$ e um módulo de elasticidade do aço de 204 GPa , é dado por:

$$\delta = \frac{pl_r^2}{A_p E_p} = \frac{0,00045 \cdot 13020^2}{1,01 \cdot 20400} = 3,7 \text{ mm} .$$

Nos cabos do 14° e 15° pavimentos, o procedimento adotado foi o mesmo e os valores obtidos iguais a 3,62 e 4,10 mm respectivamente.

Para os demais pavimentos, o cálculo com este procedimento levou a valores do comprimento l maior que 16,65 m (13,9 + 2,75) indicando que todo o cabo foi afetado pelo retorno. Nestes casos, o procedimento, tomando como exemplo o cabo do 11° pavimento, passou a ser o indicado a seguir.

$$p = \frac{143,85 - 142,25}{13,9} = 0,115 \text{ kN / m}$$

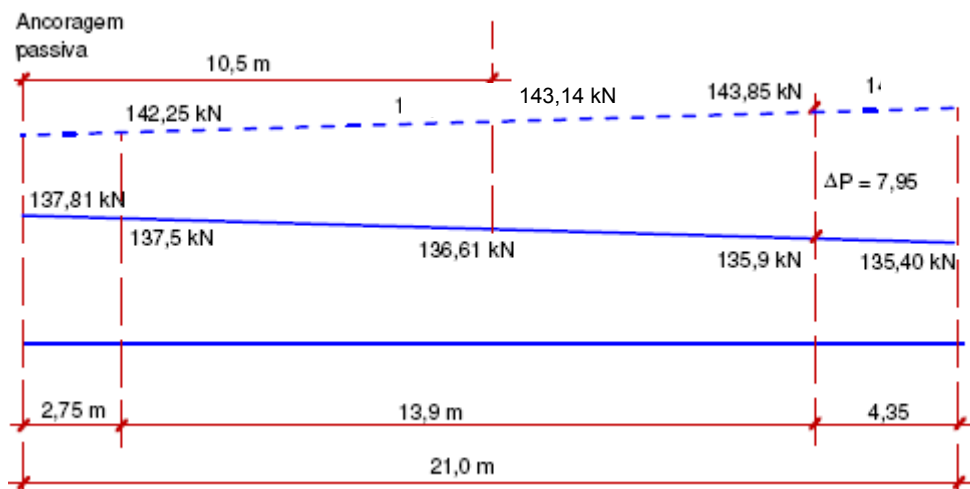


Figura B2 - Distribuição de força no cabo 2A pós-cravação das cunhas - (11° pavimento)

$$\delta = \frac{\Delta P_{\text{médio}} l_r}{A_p E_p} = \frac{\left(\frac{143,14 - 136,61}{2} \right) \cdot 21000}{1,01 \cdot 20400} = 3,33 \text{ mm} .$$

Nos cabos do 12° e 13° pavimentos, o procedimento adotado foi o mesmo acima e os valores obtidos iguais a 2,93 e 1,59 mm respectivamente.