

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**  
**CENTRO TECNOLÓGICO**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Wagner Badke Ferreira

Estudo de Desempenho e Critérios de Abordagem para Lajes  
Lisas Parcialmente Protendidas com Armaduras Ativas Não  
Aderentes

VITÓRIA  
NOVEMBRO DE 2013

**WAGNER BADKE FERREIRA**

Estudo de Desempenho e Critérios de Abordagem para Lajes  
Lisas Parcialmente Protendidas com Armaduras Ativas não  
Aderentes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas.

Orientador: Prof. Walnório Graça Ferreira, D. Sc.

VITÓRIA

NOVEMBRO DE 2013

Ferreira, Wagner Badke  
Estudo de Desempenho e Critérios de Abordagem para Lajes Lisas Parcialmente  
Protendidas com Armaduras Não Aderentes / Wagner Badke Ferreira – 2013

153 f.

Dissertação (mestrado) – UFES – ES

1. Concreto Protendido 2. Lajes Lisas Protendidas 3. Armaduras Não Aderentes 4.  
Wagner Badke Ferreira

**Wagner Badke Ferreira**

**Estudo de Desempenho e Critérios de Abordagem para  
Lajes Lisas Parcialmente Protendidas com Armaduras não  
Aderentes**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas.

---

**Prof. Walnório Graça Ferreira, D. Sc. Presidente / Orientador**  
Departamento de Engenharia Civil - Ufes

---

**Prof. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi, D. Sc. (Membro Interno)**  
Departamento de Engenharia Civil - Ufes

---

**Prof. Ézio da Rocha Araújo, D. Sc. (Membro Externo)**  
Departamento de Engenharia Civil - UFPE

VITÓRIA  
NOVEMBRO DE 2013

*À minha família*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por nos dar força, paz e luz para que possamos seguir o caminho certo, sempre com muita fé, força de vontade e sabedoria.

A meus pais e irmãos por me incentivarem e me motivarem a ir sempre além.

À minha esposa, filha e filho por darem sentido ao sentimento e por compartilharem todos os momentos com muito amor e carinho.

Ao meu orientador, Professor Walnório, por ter confiado no trabalho, incentivado e ajudado a superar todas as dificuldades.

Aos meus familiares e amigos pela verdadeira amizade.

Aos professores e funcionários do programa de pós-graduação em engenharia civil, da Universidade Federal do Espírito Santo.

Aos amigos da Pretti Calculistas, em especial os Engenheiros Délio Alves Quadros e Bruno de Moraes Pretti.

Ao CNPq, à Fapes, e à Capes.

“Só existem dois dias no ano que nada pode ser feito. Um se chama ontem e o outro se chama amanhã, portanto hoje é o dia certo para amar, fazer e principalmente viver.”

Dalai Lama

## RESUMO

Este trabalho apresenta um conceito refinado de abordagem de lajes lisas parcialmente protendidas com monocordoalhas pós-tracionadas, o trabalho se desenvolve passando por métodos de análises que englobam soluções para o tratamento da fluência, da punção, da distribuição de cabos em planta, além do comportamento global da estrutura e local da laje, por meio de um processo iterativo e de análise refinada, alinhado com os conceitos recomendados pela Norma Brasileira NBR 6118:2003, além de discussões sobre alguns pontos que poderiam ser mais flexíveis, como o espaçamento dos cabos em planta. Tomando como premissa um estudo mais acurado, que visa reproduzir na prática o modelo idealizado, tanto no aspecto teórico como experimental.

Palavras-chave: Concreto protendido, lajes lisas protendidas, monocordoalhas pós-tracionadas, protensão parcial, edifícios.

## ABSTRACT

This work presents a refined approach of partially prestressed flat slabs with unbounded monostrand post-tensioned, the work develops analysis methods that include solutions for the treatment of fluency, for the punching shear, for the cable distribution, and, in addition, for the overall behavior of the structure and local behavior of the slab, by means of an iterative process and refined analysis aligned with the concepts recommended by the Brazilian Standard NBR 6118:2003, and discussions of some points which could be more flexible, as the spacing of the cables in slabs. Taking as premise a more accurate study, which aims to replicate in practice the idealized model, both in theoretical and experimental aspects.

Keywords: Prestressed concrete, prestressed flat slabs, unbounded monostrand post-tensioned, partially prestressed, buildings.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Trincas na face superior da laje .....	16
Figura 2. 2 - Formação de estalactites sob laje.....	17
Figura 2. 3 - Posicionamento da bainha com relação à região tracionada.....	23
Figura 2. 4 - Cordoalha de protensão.....	27
Figura 2. 5 - Diagrama tensão x deformação do aço CA 50 determinado em ensaio .....	29
Figura 2. 6 - Armadura de reforço no bordo da laje.....	32
Figura 2. 7 - Esforços devido à força de protensão junto à região das ancoragens..	33
Figura 2. 8 - Armadura de fretagem – feixes – ancoragem passiva .....	34
Figura 2. 9 - Armadura de fretagem – cabos isolados – ancoragem ativa .....	34
Figura 2. 10 - Detalhe de ancoragem ativa .....	36
Figura 2. 11 - Esquema de montagem de uma laje lisa com monocordoalhas engraxadas.....	37
Figura 3. 1 - Trecho da Forma do Pavimento Tipo.....	46
Figura 3. 2 - Deslocamentos imediatos para laje lisa sem o efeito da protensão.....	49
Figura 4. 1 - Perímetro crítico em pilares internos.....	53
Figura 4. 2 - Disposição da armadura de punção (vista em planta) e contorno da superfície crítica C” .....	53
Figura 4. 3 - Efeito favorável dos cabos inclinados (NBR 6118:2003) .....	60
Figura 4. 4 - Perfil de um feixe de cordoalhas na combinação frequente de ações ..	62
Figura 6. 1 - Armaduras de punção .....	74
Figura 6. 2 - Indefinição do caminhamento dos cabos .....	77

Figura 7. 1 - Projeto arquitetônico - Planta baixa do pavimento tipo Exemplo 1 .....	80
Figura 7. 2 - Formas do pavimento tipo.....	84
Figura 7. 3 - Deformações iniciais em cm .....	86
Figura 7. 4 - Diagrama de momento fletor transversal antes da protensão [tf.m/m]..	87
Figura 7. 5 - Diagrama de momento fletor longitudinal antes da protensão [tf.m/m] .	88
Figura 7. 6 - Disposição das cordoalhas após a primeira interação .....	90
Figura 7. 7 - Deformações após primeira interação em cm, com efeito de fluência ..	92
Figura 7. 8 - Diagrama de momento fletor transversal após primeira interação [tf.m/m] .....	93
Figura 7. 9 - Diagrama de momento fletor longitudinal após primeira interação [tf.m/m] .....	94
Figura 7. 10 - Deformações finais em cm, com efeito de fluência .....	97
Figura 7. 11 - Diagrama de momento fletor transversal final [tf.m/m].....	98
Figura 7. 12 - Diagrama de momento fletor longitudinal final [tf.m/m] .....	99
Figura 7. 13 - Distribuição de cabos final na transversal .....	100
Figura 7. 14 - Distribuição final de cabos na longitudinal .....	101
Figura 7. 15 - Distribuição da armadura de punção em planta.....	103
Figura 7. 16 - Projeto arquitetônico - Planta baixa do pavimento tipo Exemplo 2 ...	105
Figura 7. 17 - Projeto estrutural - Formas do pavimento tipo .....	108
Figura 7. 18 - Deformações iniciais em cm .....	110
Figura 7. 19 - Diagrama de momento fletor transversal antes da protensão [tf.m/m] .....	111
Figura 7. 20 - Diagrama de momento fletor longitudinal antes da protensão [tf.m/m] .....	112
Figura 7. 21 - Disposição das cordoalhas após a primeira interação .....	114
Figura 7. 22 - Deformações após primeira interação em cm, com efeito de fluência .....	116

Figura 7. 23 - Diagrama de momento fletor transversal após primeira interação [tf.m/m] .....	117
Figura 7. 24 - Diagrama de momento fletor longitudinal após primeira interação [tf.m/m] .....	118
Figura 7. 25 - Deformações finais em cm, com efeito de fluência .....	122
Figura 7. 26 - Diagrama de momento fletor transversal final [tf.m/m] .....	123
Figura 7. 27 - Diagrama de momento fletor longitudinal final [tf.m/m] .....	124
Figura 7. 28 - Distribuição de cabos final na transversal .....	125
Figura 7. 29 - Distribuição final de cabos na longitudinal .....	126
Figura 7. 30 - Distribuição da armadura de punção em planta .....	128
Figura 7. 31 - Distribuição de cabos em planta (direção x-x) .....	129
Figura 7. 32 - Distribuição de cabos em planta (direção x-x) .....	130
Figura 7. 33 - Distribuição de cabos com curva em planta.....	131
Figura 7. 34 - Distribuição de cabos com curva em planta.....	132
Figura 8. 1 - Estrutura em lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas.....	135

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Tabela 7.1 da NBR 6118/2003.....	18
Tabela 2. 2 - Tabela 2.1 da NBR 6118/2003.....	19
Tabela 2. 3 - Proporções de misturas representativas de pó de sílica para alta resistência do concreto de Moksnes e Jakobsen (apud COLLINS e MICHELLS, 1997).....	20
Tabela 2. 4 - Propriedade das cordoalhas de 7 fios – Aço CP-190 RB.....	26
Tabela 2. 5 - Limite de resistência ao escoamento do aço $f_{yk}$ .....	28
Tabela 2. 6 - Comparativo de área de aço e limite de escoamento - valores nominais e valores ensaiados .....	29
Tabela 2. 7 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes.....	30
Tabela 3. 1 - Valore para pré-dimensionamento de lajes planas protendidas.....	46
Tabela 5. 1 - Penetração da cunha de ancoragem no sistema Freyssinet.....	67
Tabela 5. 2 - Penetração da cunha de ancoragem sistemas de cunha individual.....	67
Tabela 7. 1 - Verificação das tensões dos pilares da torre.....	83
Tabela 7. 2 - Parâmetro $\gamma_z$ .....	85
Tabela 7. 3 - Tabela de armadura ativa e índices de consumo da primeira interação .....	89
Tabela 7. 4 - Tabela de cabos para distribuição horizontal (Aço CP 190 RB).....	95
Tabela 7. 5 - Tabela de cabos para distribuição vertical (Aço CP 190 RB).....	96
Tabela 7. 6 - Tabela de armadura ativa e índice de consumo para o detalhamento final.....	96
Tabela 7. 7 - Dimensionamento de armadura de punção para cabeceira de pilar parede .....	102

Tabela 7. 8 - Verificação das tensões dos pilares da torre.....	107
Tabela 7. 9 - Parâmetro $\gamma_z$ .....	109
Tabela 7. 10 - Tabela de armadura ativa e índices de consumo da primeira interação .....	113
Tabela 7. 11 - Tabela de cabos para distribuição transversal (Aço CP 190 RB).....	119
Tabela 7. 12 - Tabela de cabos para distribuição longitudinal (Aço CP 190 RB) ....	120
Tabela 7. 13 - Tabela de armadura ativa e índice de consumo para o detalhamento final.....	120
Tabela 7. 14 - Dimensionamento de armadura de punção para cabeceira de pilar parede .....	127

## SUMÁRIO

<b>Resumo</b> .....	<b>i</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>ii</b>
<b>Lista de Tabelas</b> .....	<b>vi</b>
<b>1 Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Objetivo .....	2
1.2 Justificativa .....	2
1.3 Estado da Arte .....	3
1.4 Revisão Bibliográfica .....	11
1.5 Detalhamento do Trabalho .....	13
<b>2 Materiais Utilizados em Lajes Protendidas</b> .....	<b>15</b>
2.1 Concreto .....	15
2.2 Armadura Ativa .....	22
2.2.1 Protensão Completa .....	22
2.2.2 Protensão Limitada .....	23
2.2.3 Protensão Parcial.....	23
2.2.4 Combinações de Ações .....	24
2.2.5 Estados Limites de Serviço - ELS .....	24
2.3 Armadura Passiva .....	28
2.4 Placas de Ancoragens.....	35
2.5 Equipamentos para Protensão .....	37
<b>3 Estudo do Comportamento de Estruturas Esbeltas</b> .....	<b>38</b>
3.1 Estabilidade Global.....	38
3.2 Estabilidade Local.....	45
3.2.1 Espessura Mínima .....	45
3.2.2 Deslocamentos Limites .....	47

<b>4</b>	<b>Verificação da Ruptura por Cisalhamento</b> .....	<b>52</b>
4.1	Ruptura por Puncionamento .....	52
<b>5</b>	<b>Perdas de Protensão</b> .....	<b>63</b>
5.1	Perdas Imediatas .....	64
5.1.1	Perdas por Deformação Imediata do Concreto .....	64
5.1.2	Perdas por Atrito nos Cabos .....	65
5.1.3	Perdas por Acomodação da Ancoragem.....	66
5.2	Perdas Lentas ou Diferidas no Tempo .....	67
<b>6</b>	<b>Crítérios de Abordagem de Lajes Planas Protendidas</b> .....	<b>70</b>
<b>7</b>	<b>Exemplos</b> .....	<b>79</b>
7.1	Exemplo 1 .....	79
7.2	Exemplo 2.....	104
7.3	Exemplo 3.....	129
<b>8</b>	<b>Conclusão Final</b> .....	<b>133</b>
8.1	Proposta para Trabalhos Futuros .....	135
<b>9</b>	<b>Referências Bibliográficas</b> .....	<b>137</b>

# CAPÍTULO 1

---

## 1 INTRODUÇÃO

O anseio por novas tecnologias aplicadas a obras civis emerge à medida que a grande demanda advinda do crescimento urbano, exigências arquitetônicas e econômicas impõem um novo conceito de abordagem para os sistemas de construção. Desde a fase de planejamento até a etapa de entrega de um empreendimento, a escolha do modelo estrutural consolida um conjunto de metas ao qual se deseja alcançar. Estruturas tradicionais concretadas no local, estruturadas com vigas definindo os panos de laje, tornam o sistema construtivo mais lento e artesanal com a grande demanda de formas. Em vista disso, na busca de novas tecnologias que visavam acelerar o sistema construtivo, surgiram as lajes cogumelos em concreto armado, que dispensam o emprego das vigas, porém não conseguem vencer grandes vãos. O concreto protendido se tornou então, uma outra alternativa. Porém, as primeiras experiências com esse material foram feitas em obras de grande porte, como pontes e viadutos, e não se admitia tensões de tração ao longo da seção da peça, hipótese que limitava sua utilização em lajes planas. Passou-se posteriormente, ainda em obras de arte, a se utilizar o sistema de protensão parcial, permitindo vencer grandes vãos entre pilares, essa solução ao ser aplicada em estruturas de edifícios minimizou a necessidade de uma laje muito espessa, tornando a estrutura mais leve e econômica, capaz de competir com outras soluções, como estruturas pré-fabricadas e estruturas de aço.

Visando aumentar a velocidade na execução dos edifícios, buscou-se o longo do desenvolvimento da engenharia de estruturas, diferentes conceitos de abordagem, que dificilmente são encontrados nos acervos técnicos para consultas. O fato é que a análise da estrutura é desenvolvida através de conceitos e práticas, envolvendo o dimensionamento com parâmetros bem definidos capazes de garantir que estruturas esbeltas, possam funcionar, transmitindo segurança aos usuários, e durar, agregando valor ao investimento. Dentre as soluções de projetos comumente usadas, têm-se as estruturas convencionais de concreto moldadas no local, que

apresentam grande demanda de formas e tempo de execução, as estruturas de lajes nervuradas, as nervuradas protendidas e as estruturas de lajes cogumelo protendidas. As nervuradas são muito usadas, mas já estão sendo colocadas à prova devido, entre outros fatores, à necessidade de um pé-direito mais alto reduzindo a quantidade de pavimentos dependendo das limitações de cada região. Já as lajes protendidas estão tomando seu lugar no mercado, principalmente por possuir diversos benefícios para a obra, entre eles, a agilidade na colocação e retirada de formas, o menor tempo de execução e a capacidade de vencer vãos maiores sem a necessidade de elementos intermediários de rigidez. Dessa forma, é visto como um sistema de alta produtividade que, aliado à qualidade garantida através de uma mão de obra mais qualificada, torna-se uma boa solução de engenharia.

## **1.1 OBJETIVO**

O presente projeto de pesquisa tem como objetivo principal realizar uma abordagem conceitual de lajes lisas parcialmente protendidas com armaduras ativas não aderentes, utilizando-se de ferramentas que proporcionam uma análise mais refinada do comportamento da estrutura, com isso pretende-se estabelecer critérios capazes de gerar resultados para otimização do dimensionamento e disposições construtivas.

## **1.2 JUSTIFICATIVA**

As lajes lisas protendidas a cada dia ganham mais espaço no mercado brasileiro por suas inúmeras vantagens, porém, ainda há engenheiros projetistas de estruturas de concreto que não dominam as técnicas de dimensionamento. Alguns trabalhos, com o intuito de auxiliar no entendimento dos conceitos de projeto e execução, estão disponíveis para consulta, através de pesquisadores estrangeiros como Eugene Freyssinet (1928), Tung-Yen Lin (1963), Fritz Leonhardt (1983) e Michael P. Collins (1997), e brasileiros como Walter Pfeil (1983), Vicente Custódio Moreira de Souza (1994), Alexandre A. Emerick (2005)

e Roberto Chust Carvalho (2012). Mesmo assim, têm-se a intenção de reforçar o conhecimento em torno dessa concepção estrutural, e apresentar técnicas, conceituais e práticas, de abordagem para lajes protendidas.

### **1.3 ESTADO DA ARTE**

Pode-se separar em duas fases a evolução do concreto protendido, a primeira fase de desenvolvimento empírico e de pouco sucesso devido à falta de conhecimento do comportamento físico do material. E a segunda fase de estudos e ensaios específicos que geram hipóteses fundamentais necessárias para o êxito.

Anterior à primeira fase da evolução da protensão vem a consolidação do concreto armado, em meados do século XIX, com a disseminação do conhecimento mundial sobre a possibilidade de se reforçar elementos de concreto através de armaduras de aço. Então, em 1855, surge a primeira fábrica de cimento Portland alemã. No mesmo ano o francês Lambot patenteou uma técnica para fabricação de embarcações de concreto armado. A partir de 1867, outro francês, Monier, começou a fabricar vasos, tubos, lajes e pontes, utilizando concreto com armadura de aço. Nessa época as construções em concreto armado eram desenvolvidas em bases puramente empíricas. Ainda não se conhecia claramente a função estrutural da armadura de aço no concreto. Foi em 1877 que o americano Hyatt reconheceu claramente o efeito da aderência entre o concreto e a armadura, após executar vários ensaios com construções de concreto. A partir de então, passou-se a colocar a armadura apenas do lado tracionado das peças (VERÍSSIMO e CÉSAR JR., 1998).

No início da utilização do concreto armado, a presença de fissuração no concreto era tratada como fenômeno condenável, mesmo que não oferecesse maiores danos à estrutura quando em pequena escala. Com a grande demanda de utilização do concreto armado, passou-se a conhecer esse fato e então, a medida que se obtinha um maior controle sobre a abertura das fissuras, surgiam enormes vantagens às peças de concreto melhorando o desempenho em serviço. Nasce

então a possibilidade de combater as fissuras no concreto, colocando-o sobre compressão, com auxílio de aços tensionados.

Vale ressaltar que mesmo conhecendo o fenômeno de fissuração e este sendo aceitável dependendo do tamanho da abertura da fissura, há casos em que fissuras são indesejáveis, como estruturas sujeitas à fadiga ou inseridas em meio agressivo.

O concreto sob compressão precisava ser mais resistente o que deu origem as pesquisas com o intuito de melhorar a capacidade portante do concreto, estimulando o surgimento do cimento Portland na Inglaterra, em 1824. Os franceses e os alemães foram pioneiros nesses estudos.

Em 1886 iniciou-se a primeira fase de desenvolvimento da protensão, quando P. H. Jackson, engenheiro de São Francisco, Califórnia, obteve patentes para protender pedras artificiais e arcos de concreto, que foram utilizados como laje de piso. (AGOSTINI, 1983)

No ano de 1906, Matthias Koenen de Berlim, desenvolveu um método de dimensionamento empírico para alguns tipos de construção de concreto armado, baseado em resultados de ensaios segundo o sistema de Monier, aplicando-se pela primeira vez a pré-tensão com o interesse de se eliminar a fissuração. Como ainda não existiam os aços de alta resistência Koenen sistematizou a fabricação das peças estirando o aço a  $6 \text{ kg/mm}^2$  obtendo  $\varepsilon_s = 300 \times 10^{-6}$ , um alongamento no aço que no decorrer do tempo se perdia em função das deformações plásticas do concreto.

Algumas propostas para ajustes no funcionamento do concreto protendido surgem na intenção de se contornar o efeito de uma protensão reduzida que se perdia com o decorrer do tempo devido à retração e deformação lenta do concreto, como a sugestão do americano Steiner, no ano de 1908, de se realizar um pré-estiramento após ocorrem as perdas, no entanto, dificuldades construtivas levaram a idéia de evitar a fissuração por pré-tensão a ser deixada de lado.

A segunda fase de desenvolvimento tem origem em 1919 com K. Wettstein, na Alemanha, que fabricou painéis de concreto utilizando-se de fios de alta resistência sob elevadas tensões, ainda assim, esses fios de aço não eram específicos para a construção, e sim cordas de aço para piano.

O primeiro a reconhecer explicitamente que se deveriam utilizar fios de alta resistência sob elevadas tensões para superar as perdas de protensão foi R. H. Dill, de Alexandria, Nebraska em 1923. (LEONHARDT, 1983)

Atento ao desenvolvimento das técnicas de protensão, em 1924, Eugene Freyssinet já havia empregado a protensão para reduzir o alongamento de tirantes em galpões com grandes vãos. Desenvolvendo pesquisas sobre as perdas de protensão, produzidas pela retração e a fluência do concreto, estabeleceu as hipóteses fundamentais necessárias para o êxito obtido pelo concreto protendido, reconhecendo que só é possível assegurar um efeito duradouro da protensão através da utilização de elevadas tensões no aço.

Figura 1. 1 - Eugene Freyssinet (1879 – 1962)



Em 1928, Freyssinet patenteou um sistema de protensão com tensões no aço superiores a  $400 \text{ N/mm}^2$ , e em 1941 projetou a extremamente ousada ponte em pórtico bi-articulado sobre Marne em Lucancy.

Com os trabalhos divulgados, as técnicas e as patentes difundidas através do engenheiro Freyssinet, naturalmente surgem os novos pesquisadores como F. Dischinger de Berlim, que patenteou o sistema de cabos de protensão dispostos como tirantes de viga armada fora da seção de concreto, técnica conhecida como protensão externa, e os processos de protensão, além de projetar as primeiras pontes alemãs em concreto protendido, na forma de viadutos sobre as auto-estradas.

Inicialmente existia o processo Freyssinet, com feixes constituídos de fios de 5 mm de diâmetro, cuja licença na Alemanha havia sido adquirida pela firma Wayss & Freitag AG e o processo da firma Dyckerhoof & Widmann (Dywidag) com barras de 25 mm de diâmetro de aço St 600/900. A seguir surgiu o processo Leoba, de

Leonhardt e Baur, com ancoragens especiais para os feixes e com os denominados cabos concentrados para o caso de forças de protensão muito elevadas.

O desenvolvimento do concreto protendido se deu basicamente com o emprego de armaduras aderentes, no entanto, entre 1940 e 1942 surge, com Gustave Magnel da Bélgica, um processo diferente com o qual foi executada a primeira ponte em viga contínua com dois vãos de 62 m, onde empregou-se no concreto protendido armadura ativa sem aderência.

Figura 1. 2 - Ponte sobre o rio Mass em Sclayn, Bélgica (1949 - 1950)



No final da década de 50, o desenvolvimento do concreto protendido estava acelerado, e sua utilização na Europa e Brasil era voltada para grandes obras, com foco em pontes. Surge então a necessidade de reunir idéias, pesquisas e tendências em torno dessa técnica que se mostrava ser muito promissora, nascendo assim na Europa a Federation Internationale de la Precontrainte, conhecida como FIP. Com isso o método passa a ser conhecido em todo o

mundo, surgem as cordoalhas de fios, o sistema de colocar os cabos de protensão em bainhas no interior da seção transversal de concreto, de modo a possibilitar a protensão dos cabos com apoio no próprio concreto endurecido, estabelecendo-se, posteriormente, a aderência por meio da injeção de uma nata de cimento.

No Brasil, a primeira obra em concreto protendido foi a ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, construída em 1948 utilizando o projeto e o sistema Freyssinet, onde o aço, as ancoragens, os equipamentos e o projeto foram importados da França. Nessa obra foi utilizado o sistema de protensão “sem aderência”, os cabos de protensão eram constituídos de 12 fios lisos com diâmetro de 5 mm envolvidos por duas ou três camadas de papel Kraft.

Figura 1. 3 - Ponte do Galeão, Rio de Janeiro (construção em 1949)



Anos após a construção da ponte do Galeão, o Brasil já possuía aço de protensão, produzido pela Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira. A ponte Presidente Eurico Gaspar Dutra, também conhecida como ponte Juazeiro - Petrolina foi a segunda obra feita com concreto protendido, já com aço brasileiro.

Figura 1. 4 - Ponte Presidente Eurico Gaspar Dutra (ponte Juazeiro - Petrolina)



Em paralelo aos avanços Europeus, na década de 50, que vinham projetando grandes obras, vencendo grandes vãos e utilizando o conceito de lajes cogumelo com o emprego do concreto protendido, os americanos e canadenses utilizavam o conceito de lajes planas protendidas, a qual se adaptou muito bem às obras industriais, como pisos, e obras prediais, com caráter comercial e residencial, trazendo benefícios com relação ao tempo de execução e à possibilidade de se ter vãos maiores, garantindo segurança e utilização.

Figura 1. 5 - Piso protendido em Victoria, Australia



Na Europa, com o interesse pela técnica de se protender as lajes cogumelo, já na década de 70, países como Inglaterra, Países Baixos, Suíça e, posteriormente Alemanha e Dinamarca, definiram critérios para segurança das estruturas através de processo de cálculo e dimensionamento utilizando recomendações definidas por grupos técnicos como a Fédération Internationale de la Précontraint (FIP) e depois a Fédération Internationale du Béton (FIB).

Lajes planas em concreto protendido (sistema aderente) têm sido projetadas e construídas desde a década de 70 no Brasil. De lá para cá, houve uma evolução não só nos métodos de cálculo, acompanhando as recomendações das normas, como também no próprio processo construtivo. Assim, a protensão em estruturas de edifícios vem expandindo seu espaço no mercado.

O advento do sistema de monocordoalhas sem aderência é apresentada no Brasil, em agosto de 1996, pelo Engenheiro Eugenio Luiz Cauduro, como sendo possível competir com as lajes cogumelo em concreto armado (EMERICK, 2005).

Em 1997, os projetos de edifícios com lajes cogumelo protendidas e armadura ativa sem aderência crescem no Brasil, e as monocordoalhas plastificadas

começam a ser fabricadas pela Belgo Mineira, seguindo as especificações da PTI – Post – Tensioning Institute, dos Estados unidos.

No Espírito Santo, o Engenheiro Carlos Augusto Nogueira da Gama, foi o pioneiro no desenvolvimento de projetos em lajes planas protendidas com armaduras não aderentes. O mesmo utiliza conceitos norte americanos, com base no ACI 318, e inclusive denomina o processo de cálculo como Lajes Planas Tensionadas.

#### **1.4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Tung-Yen Lin (1963) foi um dos precursores no conceito matemático para aplicação do modelo de lajes planas protendidas nos Estados Unidos, quando disponibilizou a técnica de cálculo denominada Método das Cargas Equivalentes (“Loading Balancing Method”) no ACI Journal, Proceedings.

Fritz Leonhardt (1983), publicou trabalho com ênfase em concreto protendido com cordoalhas aderentes, seus estudos eram focados no comportamento das vigas, porém suas pesquisas tratavam da importância da escolha do grau de protensão, fato que veio a tornar economicamente viável trabalhar com lajes planas protendidas.

Michael P. Collins e Denis Mitchell (1997) dedicaram o capítulo 11 do livro *Prestressed Concrete Structures*, para desenvolver o conceito de análise de lajes planas protendidas, incluindo uma análise em torno da disposição dos cabos em planta utilizando o Método dos Pórticos Equivalentes.

Na Inglaterra, em 1994, foi lançado um trabalho que trata de análise e abordagem de lajes planas protendidas com protensão não aderente, através do “Report of a Concrete Society Working Party”, é o “Technical Report no 43 – Post-Tensioned Concret Floors – Design Handbook”.

Ainda na década de 90, o Engenheiro Giordano José Loureiro (1996), publicou, no VI Simpósio EPUSP – Estruturas de Concreto, um artigo que trata do processo de dimensionamento de lajes planas protendidas com armadura não aderente,

baseado nas recomendações do ACI 318:1995, abordando alguns pontos onde há recomendações diferentes entre o ACI 318:1995 e a NBR 6118:2003.

Com relação à viabilidade econômica, Augusto Teixeira de Albuquerque (1999), desenvolveu um trabalho em comparação dos custos entre as diversas soluções estruturais utilizadas no Brasil. Neste trabalho o autor conclui que apesar de opção utilizando concreto protendido com cordoalha engraxada não ser a mais economicamente viável, embora ainda mais em conta do que uma estrutura convencional pode ser bastante competitiva quando se desejam vãos um pouco maiores, grande flexibilidade de utilização e “layouts” variados.

Fernando Menezes de Almeida Filho (2002) desenvolveu pesquisas comparando o modelo real ensaiado por Scordelis com modelos matemáticos utilizando como suporte para análises softwares como ANSYS e TQS.

O comparativo entre protensão parcial e limitada foi publicado por Ana Lúcia Vargas de Mello (2005), como dissertação de mestrado, observando que o consumo de cordoalha para armadura sem aderência é maior quando comparada à armadura ativa aderente. Este fato não significa que o custo seja diretamente ligado ao consumo de cabos, pois se trata de métodos diferentes de análise e execução.

O Método do Pórtico Equivalente é apresentado por Alexandre A. Emerick (2005), seguindo duas linhas de análise, a linha de pórtico da NBR 6118:2003 e a linha de pórtico do ACI 318:1995.

Alexandre Caio Milani (2006) analisou as lajes planas protendidas pelo método dos elementos finitos, simplificando a incorporação da protensão pelo Método de Equilíbrio de Cargas e aplicando apenas cargas distribuídas.

Há muitas formas de se analisar e calcular lajes planas protendidas, pode-se utilizar o método simplificado como o apresentado por T.Y Lin (1963), que se aplica de forma correta para circunstâncias em que se tem lançamento estrutural com pilares dispostos em filas ortogonais, de maneira regular, com vãos pouco

diferentes e sem a presença de grandes aberturas nas lajes e, caso haja a necessidade de uma avaliação em estruturas com lajes irregulares, apresentando grandes reentrâncias, desalinhamento de pilares, entre outros fatores, deve-se utilizar métodos mais refinados como o método de analogia por grelhas ou o método dos elementos finitos.

## **1.5 DETALHAMENTO DO TRABALHO**

O trabalho está dividido em 6 capítulos, buscando um apanhado geral das ideias fundamentais que necessitam ser abordadas para o desenvolvimento de projetos com lajes lisas e protensão parcial.

No capítulo 2 são apresentados os materiais utilizados em estruturas de concreto protendido, destacando-se suas características. Em especial, para o concreto, discutiu-se para a região metropolitana da Grande Vitória, possíveis agentes causadores de manifestações patológicas e os cuidados não só no lançamento como também na produção.

O capítulo 3 trás a discursão sobre a estabilidade da estrutura, trazendo os conceitos de classificação com relação aos critérios de estabilidade, como os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , e os limites de deslocamentos, conforme recomendações da NBR 6118:2003. Esse assunto é indispensável na análise de estruturas e é uma etapa importante, principalmente para edificações esbeltas, como as estruturadas com lajes cogumelo protendidas.

No capítulo 4 discute-se a resistência à punção, quais os parâmetros de resistência recomendados pela NBR 6118:2003 e como a força de protensão pode influenciar neste efeito.

Já no capítulo 5 apresenta-se de forma matemática as perdas que atuam em lajes protendidas, dando ênfase às perdas existentes para um regime de protensão parcial. Nesse capítulo é abordado de forma conceitual a questão da

perda devido à fluência para lajes lisas protendidas com cordoalhas não aderentes no estágio II.

Os critérios de abordagem são descritos no capítulo 6, neste há o passo a passo para, após o lançamento dos pilares e o equilíbrio da estrutura, escolha da espessura da laje em função não somente do comportamento local, mas também do global, assim como uma visão detalhada do modelo de interação, a partir da análise das deformações e dos esforços. Também são abordadas questões de projeto com influência direta nas questões executivas e recomendações para execução.

No capítulo 7 são apresentados dois exemplos com todo o conceito abordado ao longo do trabalho e mais um exemplo com conceitos de lançamento de cabos e soluções para desvio de cabos em planta.

O capítulo 8 ficou reservado para as conclusões finais e sugestões para desenvolvimento de trabalhos futuros que possam complementar essa pesquisa.

## CAPÍTULO 2

---

### 2 MATERIAIS UTILIZADOS EM LAJES PROTENDIDAS

#### 2.1 CONCRETO

Em estruturas com lajes cogumelo protendidas costuma-se utilizar elementos esbeltos que quando submetidos a vãos maiores que 7 m, passam a necessitar de uma maior inércia ou rigidez, ou seja, maior altura para garantir sua utilização. Porém, o efeito aplicado pelos cabos submetidos à força de protensão, tem o intuito de equilibrar o esforço proveniente em sua maioria das cargas permanentes, conseqüentemente promove uma rigidez capaz de evitar o aumento de espessura de uma laje, por exemplo, porém para a manutenção dos esforços aplicados, é fundamental que o elemento protendido seja composto por material que funcione bem submetido a tensões de compressão.

O concreto possui essa característica de funcionar bem sob tensões de compressão, diferentemente do seu comportamento quando submetido às tensões de tração, e para lajes cogumelo comprimidas é importante garantir um bom desempenho proveniente da resistência característica ( $f_{ck}$ ), do módulo de elasticidade, do consumo de cimento e do fator água cimento. Todas essas informações devendo constar no projeto estrutural.

O cuidado especial também deve ser tomado não só na produção, mas também na execução do concreto, devendo-se tomar cuidados especiais na fase de lançamento e cura.

Observou-se em algumas obras no estado do Espírito Santo, com estruturas de lajes lisas protendidas, a utilização de concreto, que mesmo antes da aplicação das cargas, com a laje ainda escorada, apresentavam manifestações patológicas como surgimento de trincas, aparentemente de retração, e reação química do hidróxido de

cálcio, com formação de estalactites sob as lajes. Esse fato contribui diretamente e decisivamente para o surgimento de problemas estruturais de utilização.

As trincas de retração reduzem a inércia da laje, fato que não é levado em consideração nos procedimentos de cálculos, e altera o comportamento idealizado da estrutura podendo levar, entre outros fatores, ao aumento das flechas. Como as lajes cogumelo protendidas de edifícios costumam ser projetadas para vencer vãos entre 7 e 9 m, a avaliação entorno do ELS se torna minuciosa, ou seja, não é permitida utilização de concretos de qualidade duvidosa.

Figura 2. 1 - Trincas na face superior da laje



Já a reação química do hidróxido de cálcio no concreto pode afetar a proteção das armaduras passivas e comprometer sua aderência, uma vez que a carbonatação do concreto muda o pH, logo esse deixa de ser um ambiente básico e passa a ser um ambiente ácido.

Figura 2. 2 - Formação de estalactites sob laje



Quando se projeta e se desenvolvem estruturas próximas ao mar, numa faixa entre 5 e 10 km de distância do mesmo e com muito vento, deve-se ter um cuidado especial a outro fenômeno que atua no concreto, o ataque dos íons-cloreto. As construções que hoje surgem em Vitória e Vila Velha, no Espírito Santo, se enquadram nessas condições de proximidade com o mar e muito vento.

Para evitar esses tipos de manifestações patológicas é fundamental que os envolvidos no processo de desenvolvimento da estrutura estejam bem informados não só sobre as propriedades do concreto, mas também de sua técnica de produção, que envolve um complexo processo químico.

O concreto endurece devido a reações químicas que ocorrem entre cimento Portland e água. O cimento Portland consiste basicamente de silicatos de cálcio que reagem com água para produzir silicato de cálcio hidratado, que promovem a maior parte da força do concreto, e hidróxido de cálcio, que torna o concreto alcalino, gerando um ambiente básico. O cimento Portland também contém alumínio tricálcio que contribui para a alcalinidade do concreto e ajuda a ligar quimicamente qualquer íon cloreto que possa estar presente (COLLINS e MICHELLS, 1997).

Na fase de concretagem deve-se ter cuidado com a questão da água, para hidratação completa, o cimento requer um mínimo de água, aproximadamente 25% do peso do cimento. Embora seja desejável uma mínima quantidade de água na mistura, um fator água/cimento de 0,30 é o menor valor que pode ser alcançado na prática. Exceder a quantidade de água daquela utilizada na hidratação pode causar pequenos vazios que se formam no interior do elemento de concreto, aumentando o fator água/cimento e assim reduzindo a resistência e aumentando a permeabilidade do concreto. Em construções de concreto protendido, quando a resistência característica a compressão varia entre 30 e 60 MPa, é obrigatória um fator água/cimento razoavelmente baixo. (COLLINS e MICHELLS, 1997)

A NBR 6118:2003 recomenda, no item 7.4.2, que ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na Tabela 1.

Tabela 2. 1 - Tabela 7.1 da NBR 6118/2003

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
NOTAS 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Observa-se que para estruturas projetadas com concreto protendido a resistência característica mínima à compressão recomendável é de 25 MPa para classe de agressividade I.

As classes de agressividades são caracterizadas, de acordo com a NBR 6118:2003, conforme Tabela 2.

Tabela 2. 2 - Tabela 2.1 da NBR 6118/2003

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>2)</sup> 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.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

A opção de se utilizar a solução estrutural em lajes planas protendidas, passa entre alguns fatores, pelo fato de agilidade na execução da estrutura, essa questão da velocidade acaba também interferindo na mistura do concreto, observa-se que com o passar do tempo, novas técnicas de dosagem são empregadas com o intuito de agilizar o processo de cura, como a utilização de aditivos, que devem ter uma autorização especial para serem empregados, pois interferem diretamente no tempo das reações químicas. O item 7.7.4 da NBR 6118:2003 estabelece a proibição do uso de aditivos contendo cloreto na composição do concreto, seja em estruturas de concreto armado como em estruturas de concreto protendido.

Dentro dessa aversão aos cloretos deve-se levar em consideração que, a água de amassamento não deve, dentro do possível, conter cloro (o teor de cloro deve ser menor que 600 mg/litro).

Por outro lado, há a possibilidade de se melhorar o concreto, podendo-se utilizar superplastificantes, ou seja, polímeros lineares compostos por grupos de ácido

sulfônico que aumentam temporariamente a trabalhabilidade do concreto. O uso dessas misturas permite baixo fator água/cimento, produzindo uma melhor resistência e baixa permeabilidade do concreto. (COLLINS e MICHELLS, 1997)

O emprego de materiais cimentícios suplementares como pozolana natural, cinzas volantes, pó de sílica condensado e escórias de alto forno, para substituir parcialmente o cimento Portland ou melhorar as características resultantes do concreto, também é uma ação que visa melhorar o desempenho em serviço e utilização. O pó de sílica condensado ou “microsílica”, que é um subproduto da fabricação de ferro-sílico e cerca de duas vezes mais fino que o cimento Portland, pode ser usado para substituir de 5 a 10% do cimento Portland, alcançando concretos de alta resistência, como apresentado na Tabela 2 (COLLINS e MICHELLS, 1997).

Tabela 2. 3 - Proporções de misturas representativas de pó de sílica para alta resistência do concreto de Moksnes e Jakobsen (apud COLLINS e MICHELLS, 1997)

<b>Componentes</b>	<b>Quantidades</b>
Cimento Portland	420 kg/m <sup>3</sup>
Pó de sílica	30 kg/m <sup>3</sup>
Areia (0 – 5 mm)	875 kg/m <sup>3</sup>
Agregados (5 – 20 mm)	945 kg/m <sup>3</sup>
Água	153 l/m <sup>3</sup>
Aditivos plastificantes	8,5 l/m <sup>3</sup>
Fator água/cimento Slump	260 mm
f <sub>ck</sub> Resistência Característica do Concreto à compressão	74,8 MPa (aos 7 dias) 94,8 MPa (aos 28 dias) 113,3 MPa (aos 90 dias)
Densidade 153/(420+30) = 0,34	2430 kg/m <sup>3</sup>

Deve-se ter cuidado especial também com os agregados para a utilização em concreto protendido, a má qualidade desses elementos pode alterar as reações químicas necessárias para a cura do concreto interferindo na relação água/cimento. Logo, estes devem ser inertes, rígidos, não porosos, não expansivos e limpos,

devendo ter tamanho, forma e graduação adequados. Além disso, eles não devem ter substâncias prejudiciais, tais como sais, sulfatos ou compostos orgânicos. É essencialmente importante que o agregado não reaja ao meio alcalino da pasta de cimento, uma vez que a adição de agregados influencia diretamente na resistência e durabilidade do concreto, sendo decisivos no controle da fluência, retração e propriedades térmicas do concreto.

A retração e a fluência do concreto assumem, no concreto protendido, uma grande importância com relação ao cálculo.

No concreto sem o efeito da protensão, o encurtamento devido à retração é impedido pela armadura, com isso, o concreto realiza um trabalho e, graças à aderência, produz uma compressão no aço e, conseqüentemente, uma tração no concreto, a qual por sua vez, pode dar origem a fissuras de retração. Devido à armadura, o encurtamento é diminuído. Portanto a variação de encurtamento depende da taxa de armadura e da relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (LEONHARDT, 1983).

Em estruturas de concreto protendido, os encurtamentos por retração e fluência, determinados para peças de concreto sem armadura passiva, devem ser considerados com seus valores integrais. Esses valores inclusive entram nas considerações de perdas diferidas no tempo (por retração e fluência). Uma redução só seria admissível se a região considerada for fortemente armada com armadura passiva (LEONHARDT, 1983).

Já a deformação devido à fluência em lajes cogumelo protendidas com protensão completa ou limitada sob tensão constante, não é decisiva, porque em estruturas protendidas não é a tensão no aço que permanece constante, mas sim o comprimento deformado obtido após a protensão, o qual é aproximadamente constante. Este comprimento, na realidade, se encurta de um valor insignificante devido à retração e à fluência do concreto.

Para lajes submetidas à protensão parcial, o fenômeno da fluência é importante e decisivo para as deformações da laje, uma vez que esse modelo de cálculo permite

equilíbrio entre armaduras ativas e passivas, influenciando nas tensões ao longo do plano da laje. E nesse contexto, levando-se em conta o fator de economia, a dosagem entre armaduras busca minimizar a utilização de armadura ativa, que possui custo maior, e empregar sempre que possível armaduras passivas complementares e de reforço, pois favorecem a economia. Logo, a tensão de compressão no concreto tende a ficar constante a partir do esforço residual que não é absorvido pela armadura de protensão, levando ao favorecimento do fenômeno da fluência. Esse assunto será abordado mais adiante.

## **2.2 ARMADURA ATIVA**

A armadura ativa na laje plana tem a função principal de aplicar tensões internas com magnitude e distribuição, para que a resultante das tensões após aplicação das cargas externas seja neutralizada ao grau desejado, 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).

Então, quando se fala em impedir ou limitar a fissuração é que se pode moldar o modelo de cálculo, através da armadura ativa, a fim de buscar soluções dentro dos parâmetros de segurança e viabilidade econômica, para o dimensionamento de lajes protendidas.

Dentre os critérios de projeto, tem-se a escolha de três níveis de protensão.

### **2.2.1 PROTENSÃO COMPLETA**

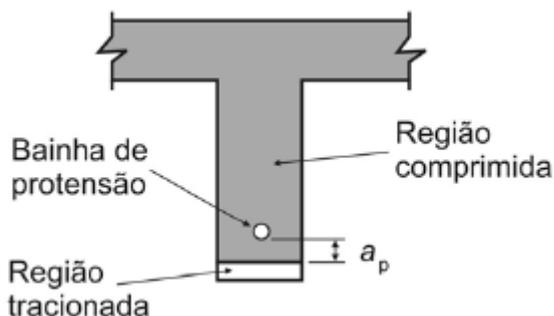
Segundo a NBR 6118/2003, existe protensão completa quando se verificam as duas condições seguintes:

- para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Descompressão (ELS-D) ou, a critério do projetista, Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE), desde que a bainha de

protensão esteja na região comprimida e a 25 mm da face da região tracionada (ver Figura 08);

- para as combinações raras de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F).

Figura 2. 3 - Posicionamento da bainha com relação à região tracionada



Fonte: Projeto e Execução de Lajes Protendidas – Alexandre A. Emerick

## 2.2.2 PROTENSÃO LIMITADA

A NBR 6118:2003 caracteriza a protensão limitada quando se verificam as duas condições seguintes:

- para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Descompressão (ELS-D);
- para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F).

## 2.2.3 PROTENSÃO PARCIAL

Para ocorrência de protensão parcial, a NBR 6118:2003 indica que será verificada a partir da seguinte condição:

- para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W) com abertura característica menor ou igual a 0,2 mm.

## 2.2.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Com relação às combinações de ações, tem-se, com base na NBR 6118:2003:

- a combinação frequente de ações (CF) que se repete muitas vezes durante a vida útil da estrutura. A ação variável principal  $F_{q1}$  é tomada com seu valor frequente  $\psi_1 F_{q1k}$  e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes  $\psi_2 F_{qk}$ ;

$$F_{d,ELS} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk} \quad (2.1)$$

- a combinação quase permanente de ações (CQP) que pode atuar durante grande parte da vida útil da estrutura. Todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes  $\psi_2 F_{qk}$ ;

$$F_{d,ELS} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_2 F_{qjk} \quad (2.2)$$

- e a combinação rara de ações que ocorre algumas vezes durante a vida útil da estrutura. A ação variável principal  $F_{q1}$  é tomada com seu valor característico  $F_{q1k}$  e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes  $\psi_1 F_{q1k}$ .

$$F_{d,ELS} = \Sigma F_{gk} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk} \quad (2.3)$$

## 2.2.5 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO - ELS

Dentre os Estados limites de serviços, tem-se, seguindo os conceitos apresentados na NBR 6118:2003:

- o ELS-D, estado no qual um ou mais pontos na seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção.
- o ELS-F, é o estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado é atingido quando a seção de tração máxima na seção for igual a

resistência do concreto a tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ). Onde, para seções retangulares:

$$f_{ct,f} = 0,315 (f_{ck})^{2/3} (\text{MPa}) \quad (2.5)$$

- o ELS-W é o estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados. Para lajes planas protendidas a abertura máxima de fissuras ( $w_k$ ) permitida é:

$$w_k \leq 0,2 \text{ mm} \quad (2.4)$$

- o ELS-CE é o estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Esse limite é atingido enquanto a tensão máxima de compressão na seção do concreto, obtidas através das solicitações ponderadas de  $\gamma_p = 1,1$  e  $\gamma_f = 1,0$  não ultrapassar 70% da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a idade de aplicação da protensão.

Logo, na protensão completa todo o elemento está submetido a tensões de compressão, enquanto na protensão limitada pode haver o surgimento de tensões nulas e na protensão parcial admitem-se tensões de tração desde que respeitados os limites de abertura de fissura.

Com a necessidade do dinamismo em todas as etapas de desenvolvimento de edificações, na fase de execução da protensão nas lajes, normalmente tem-se o concreto com 70% de sua resistência característica a compressão, além de apenas o peso próprio estar atuando sobre a estrutura, com isso ao utilizar-se a protensão completa, há o risco do surgimento de inversão de esforços, ultrapassando assim os limites de resistência da peça.

A protensão limitada encontra-se como uma alternativa para garantir o bom desempenho da laje, em ambientes propícios, porém como trabalha no máximo sob o regime de tensões nulas apresenta um consumo elevado de armadura ativa tornando a escolha economicamente pouco atrativa.

Em contra partida o nível de protensão parcial, por permitir o surgimento de tensões de tração, permite uma variação na dosagem entre armaduras ativas e passivas para combater os esforços, proporcionando um equilíbrio que pode permitir otimização dos custos de materiais sem deixar de garantir a segurança necessária em nível de desempenho.

Observa-se então que o aço que representa a armadura ativa, ou cordoalha, é capaz de controlar os níveis de tensão no elemento de concreto tornando a laje protendida uma opção capaz de vencer vãos livres na ordem de 9 m, com menos consumo de formas e conseqüentemente maior agilidade de execução.

Entre os aços de protensão existentes atualmente, distinguem-se os de relaxação normal (RN) e os de relaxação baixa (RB). Com relação à sua resistência à tração, os mais comuns são o CP-175 e o CP-190. Entretanto, nas obras com lajes protendidas, o aço que vem sendo largamente utilizado é o CP-190 RB. A Tabela 2.4 apresenta as características técnicas das cordoalhas com aço CP-190 RB.

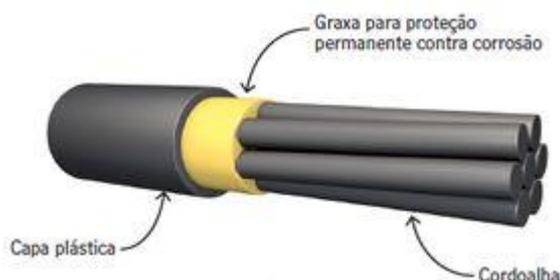
Tabela 2. 4 - Propriedade das cordoalhas de 7 fios – Aço CP-190 RB

Tipo de Cordoalha ( $\phi$ nominal)	$\phi 12,7$ mm	$\phi 15,5$ mm
Área mínima (mm <sup>2</sup> )	98,7	140,0
Área aproximada (mm <sup>2</sup> )	101,4	143,5
Massa nominal (kg/m)	0,775	1,102
Carga de ruptura (kN)	187,3	265,8
Tensão característica de ruptura – $f_{ptk}$ (MPa)	1900	1900
Carga mínima de 1% de alongamento (kN)	168,6	239,2
Tensão característica convencional de escoamento – $f_{pyk}$ (MPa)	1700	1700
Módulo de elasticidade (GPa)	Aproximadamente 196	
Relaxação após 1000 horas a 20 °C para carga inicial de 70% da ruptura	MÁX. 2,5%	

As armaduras protendidas, ancoradas com tensões elevadas, apresentam com o passar do tempo perda de tensão devido à relaxação do aço. Os fios com alívio de tensão são geralmente denominados de relaxação normal (RN). Quando se deseja reduzir as perdas por relaxação, pode-se realizar um tratamento termo-mecânico, que consiste em aquecer os fios até 400 °C e tracionar até a deformação unitária de 1%, obtendo assim os aços de relaxação baixa (RB) (PFEIL, 1983).

O sistema de protensão não aderente é feito com cordoalhas engraxadas plastificadas. As cordoalhas engraxadas são as mesmas cordoalhas tradicionais com a adição de um revestimento de PEAD-polietileno de alta densidade (bainha plástica), impermeável à água, extremamente resistente e durável, extrudado diretamente sobre a cordoalha já engraxada em toda a sua extensão, o que permite a livre movimentação da cordoalha em seu interior. A graxa e o revestimento de PEAD devem atender as especificações do PTI (Post Tensioning Institute). As bitolas disponíveis são de 12,7 mm e de 15,2 mm, com massa aproximada (incluindo PEAD e graxa) de 890 kg/km e 1240 kg/km, respectivamente (EMERICK, 2005).

Figura 2. 4 - Cordoalha de protensão



Em nenhuma circunstância deve ser utilizado PVC para o revestimento plástico da cordoalha, uma vez que há a suspeita de que íons cloretos podem ser liberados em determinadas condições (TR No. 43, 1994).

Os aços de protensão devem sempre ser instalados com tensões elevadas, a fim de que as inevitáveis perdas de protensão representem um percentual moderado da tensão aplicada (em geral 20% a 30%). Nessas condições, os esforços de protensão efetivos, atuando sobre o concreto, representarão cerca de 70% a 80% do esforço inicial instalado.

As tensões nas armaduras protendidas são, entretanto, de acordo com a NBR 6118 limitadas a certos valores máximos, a fim de se reduzir o risco de ruptura dos cabos, e também de evitar perdas exageradas por relaxação do aço. Ou seja, para o aço CP-190 RB, têm-se que no ato da protensão a tensão inicial no concreto ( $\sigma_{pi}$ ) deve respeitar os limites:

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 f_{ptk} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,82 f_{pyk} \quad (2.7)$$

Onde  $f_{ptk}$  é a resistência característica à tração e  $f_{pyk}$  é a resistência característica ao escoamento.

Como apresentado na Tabela 2.4 a resistência ao escoamento do aço de armadura ativa é na ordem de 1700 MPa, sendo considerados aços de alta resistência, podendo ter mais do que o dobro da resistência ao escoamento da armadura passiva.

### 2.3 ARMADURA PASSIVA

Os aços utilizados como armadura passiva, recomendados para concreto protendido, são os mesmos utilizados no concreto armado. Sendo classificados como CA 50 e CA 60, onde CA refere-se a concreto armado e o valor que vem a frente representa o limite de escoamento  $f_{yk}$ , ver Tabela 2.5.

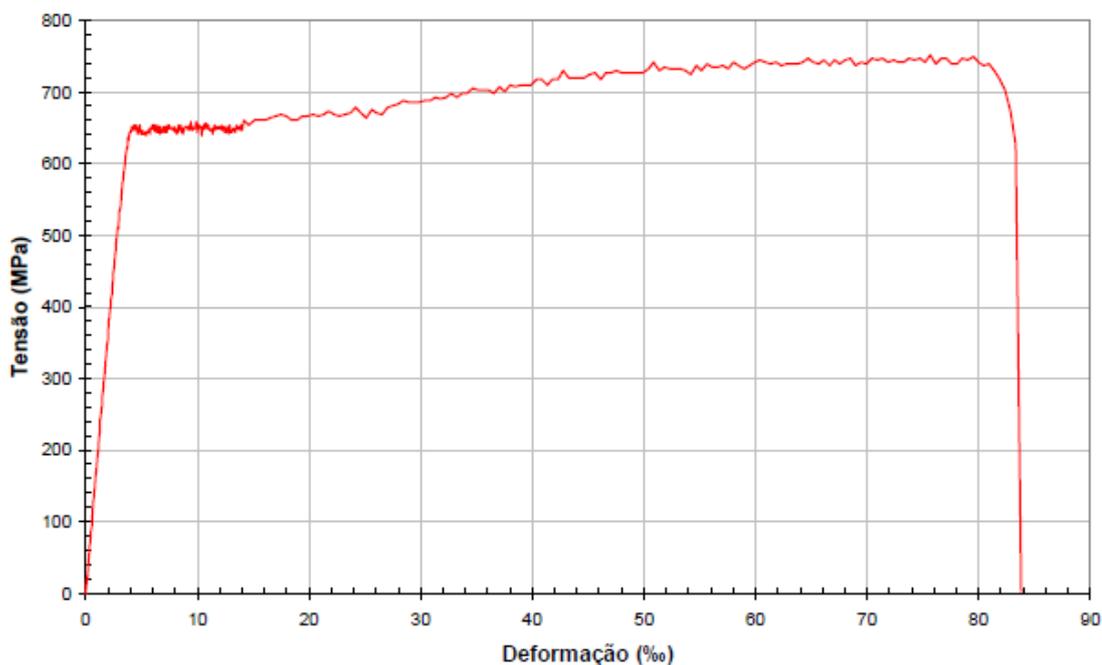
Tabela 2. 5 - Limite de resistência ao escoamento do aço  $f_{yk}$

Aço	Resistência ao escoamento $f_{yk}$
CA 50	500 MPa
CA 60	600 MPa

Uma vantagem de se trabalhar com aços, sejam eles de armadura ativa como armadura passiva, é o fato de ser fabricado em escala industrial, ou seja, há um cuidado em torno do processo produtivo, garantindo a consistência de suas propriedades físicas e, tornando seu dimensionamento mais preciso gerando um controle maior sobre o consumo.

Para demonstrar a manutenção das propriedades do aço no processo produtivo apresenta-se, na Figura 2.6, o diagrama tensão-deformação de uma barra de Aço CA 50 com diâmetro de 6,3 mm, ensaiada em laboratório de materiais.

Figura 2. 5 - Diagrama tensão x deformação do aço CA 50 determinado em ensaio



Fonte: Aços para armadura – Lívânio M. Pinheiro, Andreilton P. Santos, Cassiane D. Muzardo, Sandro P. Santos

Para a barra de aço analisada, apresenta-se a Tabela 2.6.

Tabela 2. 6 - Comparativo de área de aço e limite de escoamento - valores nominais e valores ensaiados

Valores Nominiais	
Aço CA 50	bitola de 6.3 mm
Área de aço	31,2 mm <sup>2</sup>
Resistência ao escoamento	500 MPa
Valores Medidos	
Aço CA 50	bitola de 6.3 mm
Área de aço	31,2 mm <sup>2</sup>
Resistência ao escoamento	640 MPa

Portanto é possível observar que o controle de produção garante o alto grau de desempenho, ou seja, a resistência ao escoamento real é 28% maior do que a especificada pelo fabricante.

Vale ressaltar que quando se trabalha dentro dos limites estabelecidos de resistência ao escoamento do aço, estamos na zona elástica, onde o aço possui a capacidade de retomar as características geométricas quando submetidos ao alívio de tensões, essa zona é ilustrada no diagrama apresentado como sendo o trecho

ascendente, o trecho abatido horizontalmente representa o zona de plasticidade do aço que à medida que se aumentam as tensões culminam na ruptura do material.

A armadura passiva é especialmente necessária quando se trabalha com nível de protensão parcial, com a possibilidade de surgimento de tensões de tração, o aço CA tem o papel fundamental de controlar a fissuração, mantendo a peça dentro dos limites recomendados, assim como combatendo os esforços residuais não absorvidos pela armadura ativa. Há também o controle sobre a retração e fluência do concreto, como já mencionado no item 2.1, e a resistência aos esforços normais de compressão, pois além do concreto, o aço também absorve esforços dessa natureza.

A NBR 6118:2003 recomenda para lajes planas protendidas a utilização de armadura mínima, para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, bem como controlar a fissuração. São necessários valores mínimos de armadura passiva, dados na tabela 2.7 (tabela 19.1 da NBR 6118/2003), essa armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas.

Tabela 2. 7 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armadura ativa	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$		
Onde: $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$			

Toda área em planta da laje plana precisa ser reforçada, para os esforços de momento fletor positivo, com armadura passiva mínima, segundo recomendação apresentada no parágrafo anterior. Assim, durante o dimensionamento, é previsto uma malha que cobre todo o plano da laje. No lugar desta malha pode ser utilizada tela soldada, pois se levando em consideração o tempo de execução, a tela vem em rolo e o processo de aplicação é simplesmente desenrolar as telas sobre a laje.

Outro motivo é o fato de o limite do escoamento do aço da tela ser 20% superior ao da barra isolada, pois a tela soldada é produzida com aço CA 60, em comparação com CA 50.

Com relação aos esforços provenientes dos momentos fletores negativos, a armação com aço CA é localizada, devendo-se ter tratamento especial na região sobre os pilares e demais pontos que deem origem a momentos negativos devido ao ganho de rigidez advindo da protensão. A NBR 6118:2003 recomenda que seja utilizada no mínimo armadura calculada com base na altura da laje (h) e no vão médio da laje (l) medido na direção da armadura a ser colocada. Ou seja,

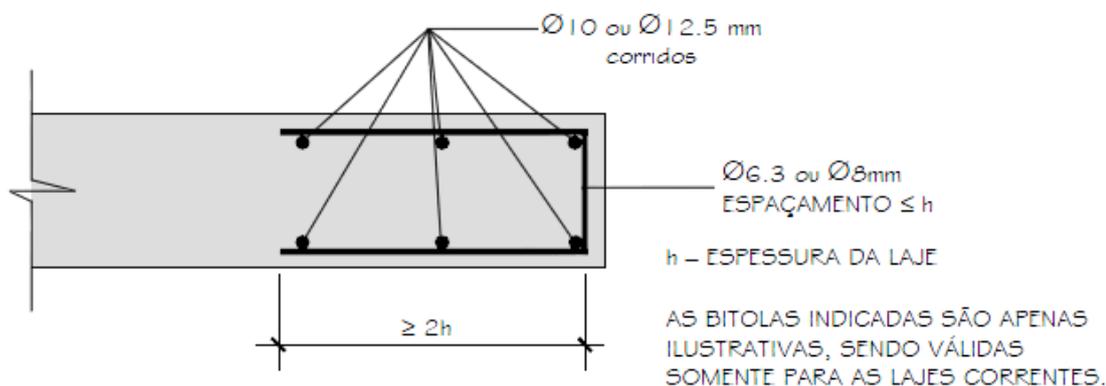
$$A_s \geq 0,00075 h l \quad (2.8)$$

Essa armadura deve cobrir a região transversal a ela, compreendida pela dimensão do apoio acrescida de 1,5 h para cada lado.

Ainda sobre os pilares é importante verificar a necessidade da armadura de punção, esse assunto será discutido em um tópico mais adiante.

Além de o aço CA resistir aos esforços residuais de momento fletor e controlar a fissuração, também se utiliza a armadura passiva para reforçar os bordos das lajes, quando não forem utilizados elementos de maior rigidez para combater os efeitos de punção, como vigas. A recomendação é que seja utilizada uma armadura de reforço, conforme apresentado na Figura 12.

Figura 2. 6 - Armadura de reforço no bordo da laje



Fonte: Projeto e Execução de Lajes Protendidas – Alexandre A. Emerick

As forças de tração resultantes que agem na periferia da laje podem ser tomadas:

$$R = 0,04 P \quad (2.9)$$

Onde:

R é a tração junto a periferia;

P é a força de protensão.

Também se utiliza aço CA para combater o risco de colapso progressivo, conforme especificado no item 19.5.4 da NBR 6118:2003. Porém, caso haja ao menos um cabo em cada direção ortogonal da laje passando pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal do pilar, não se faz necessário a utilização dessa armadura.

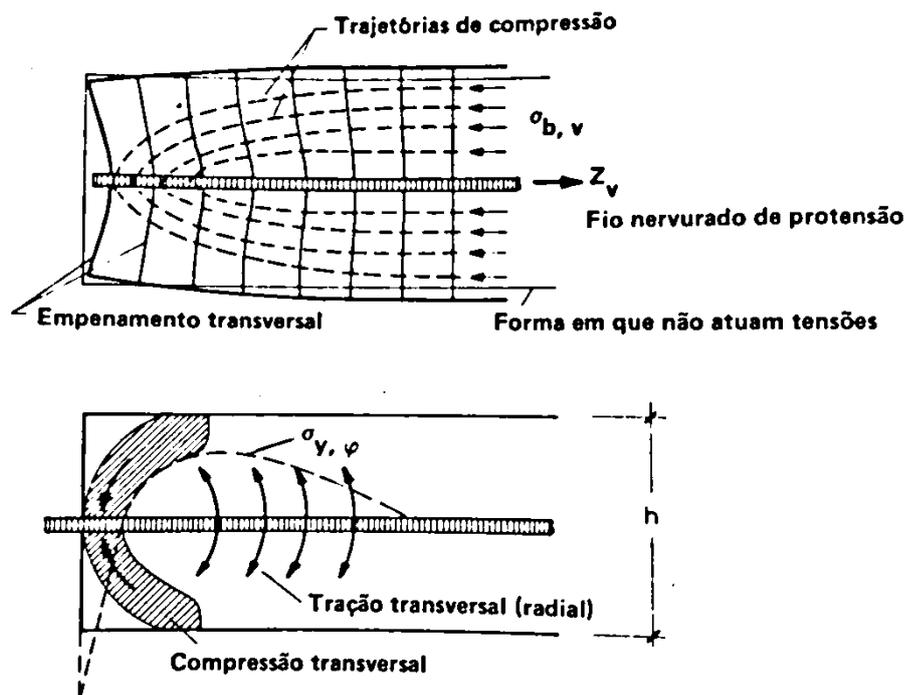
Para combater as tensões de tração introduzidas no concreto, no bordo da laje, através da força de protensão, utiliza-se também armadura passiva. Essas tensões de tração surgem em decorrência da área reduzida de contato entre ancoragem e concreto, além disso, a distribuição de tensões não é uniforme ao longo de certo trecho da laje, dando origem a um comprimento de regularização.

De acordo com o princípio de St. Venant, o comprimento de regularização é da ordem de grandeza da maior dimensão da peça, no caso da laje, da direção longitudinal, ou seja, paralela ao plano da mesma.

Ao longo do eixo da laje, na direção longitudinal, a tensão  $f_x$  será sempre de compressão, já na direção transversal, a tensão  $f_y$  será de compressão apenas nas imediações da face do carregamento, sendo de tração no restante do comprimento de regularização.

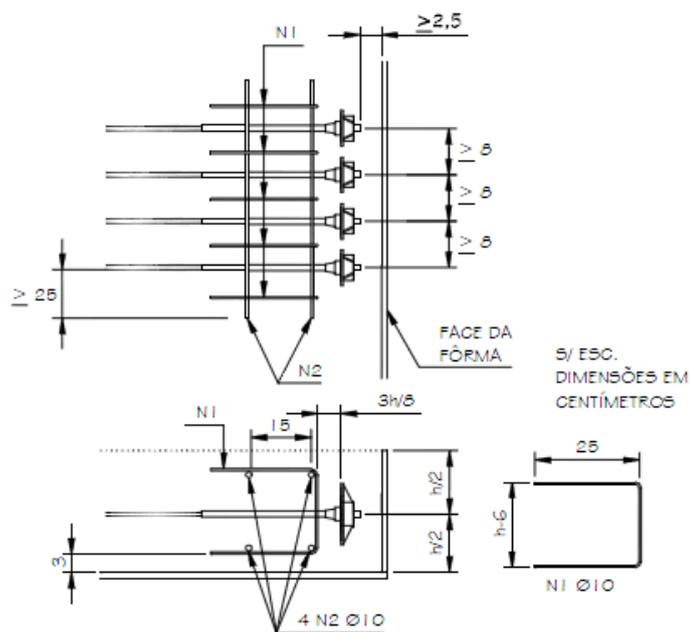
Esses esforços de tração tendem a provocar o fendilhamento longitudinal da laje. A manutenção do equilíbrio exige a colocação de uma armadura transversal de solidarização, capaz de absorver esses esforços de tração.

Figura 2. 7 - Esforços devido à força de protensão junto à região das ancoragens



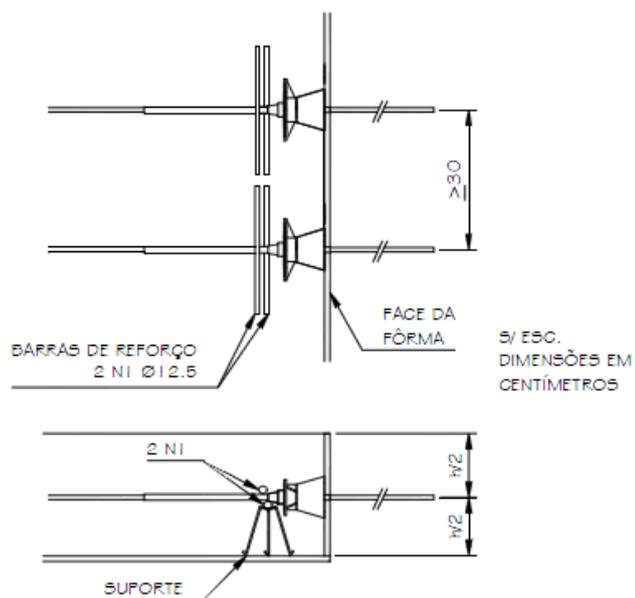
A recomendação para lajes com monocordalhas engraxadas é adotar um mínimo de armaduras, conforme representadas nas Figuras 2.8 e 2.9, caso a verificação através de métodos de cálculo como o de bielas e tirantes ou o apresentado a seguir, apresentar resultados inferiores ao recomendado.

Figura 2. 8 - Armadura de fretagem – feixes – ancoragem passiva



Fonte: Projeto e Execução de Lajes Protendidas (EMERICK, 2005)

Figura 2. 9 - Armadura de fretagem – cabos isolados – ancoragem ativa



Fonte: Projeto e Execução de Lajes Protendidas (EMERICK, 2005)

Para determinação das armaduras de fretagem deve-se calcular a força de tração  $T$  provocada pela força que a protensão introduz no concreto.

$$T = 0,25 P \left(1 - \frac{h_b}{h}\right) \quad (2.10)$$

Onde:

T é a força de tração;

P é a força de protensão;

$h_b$  é a altura da placa de ancoragem;

h é a altura da laje.

Á área de aço necessária para resistir aos esforços de tração provocados pela protensão é:

$$A_s = \frac{T}{0,5 f_{yd}} \quad (2.11)$$

Onde:

$A_s$  é área de aço necessária;

0,5 é um fator para que o concreto não fissure;

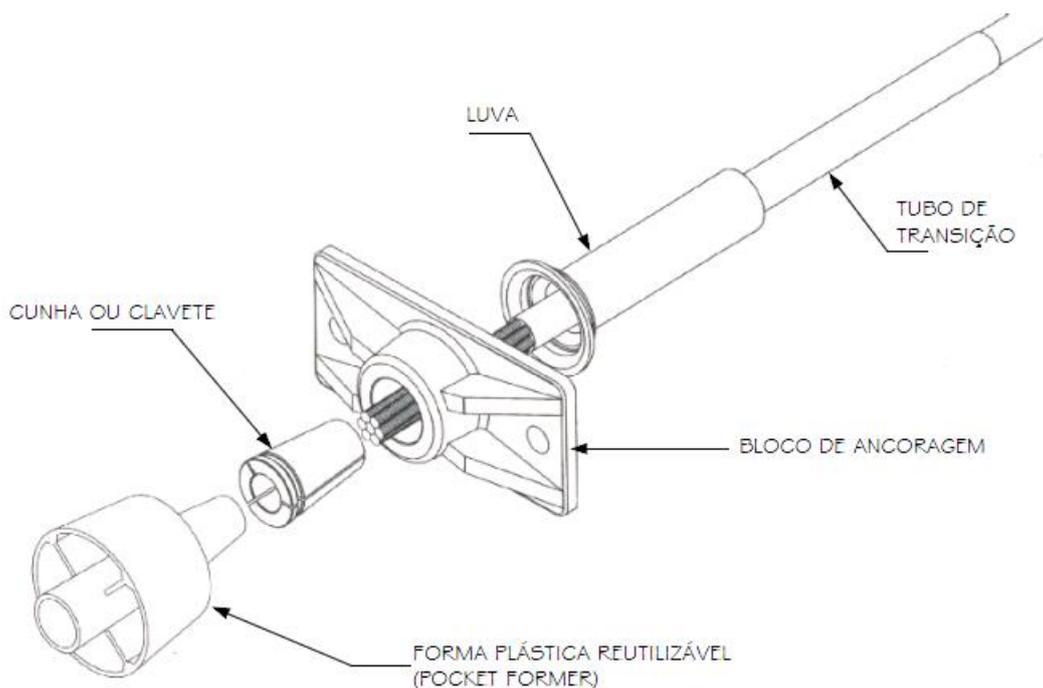
$f_{yd}$  é a resistência de projeto ao escoamento do aço de armadura passiva.

## 2.4 PLACAS DE ANCORAGENS

As placas de ancoragem são dispositivos usados nas extremidades dos cabos. As ancoragens podem ser ativas ou passivas.

Para diminuir o efeito das perdas, e também para reduzir custos, é conveniente projetar os cabos com um extremo com ancoragem fixa, colocando-os alternados na laje (cabos curtos). Para cabos com comprimentos superiores a 30 m, pode ser conveniente tensionar pelos dois extremos, de modo a diminuir as perdas por atrito.

Figura 2. 10 - Detalhe de ancoragem ativa



Fonte: Projeto e Execução de Lajes Protendidas (EMERICK, 2005)

As Tensões no concreto devido às placas de ancoragem não podem exceder os seguintes valores:

- Em serviço:

$$f_{cp} = 0,6 f_{ck} \sqrt{A'b/Ab} \leq 1,25 f_{ck} \quad (2.12)$$

- No ato da protensão:

$$f_{cp} = 0,8 f_{ckj} \sqrt{A'b/Ab} - 0,2 \leq 1,25 f_{ckj} \quad (2.13)$$

Onde:

$f_{cp}$  é a tensão máxima de compressão no concreto;

$f_{ck}$ ,  $f_{ckj}$  são as resistências características do concreto em serviço e no ato da protensão;

$Ab$  é a área da placa de ancoragem;

A'b é a área ampliada da placa de ancoragem.

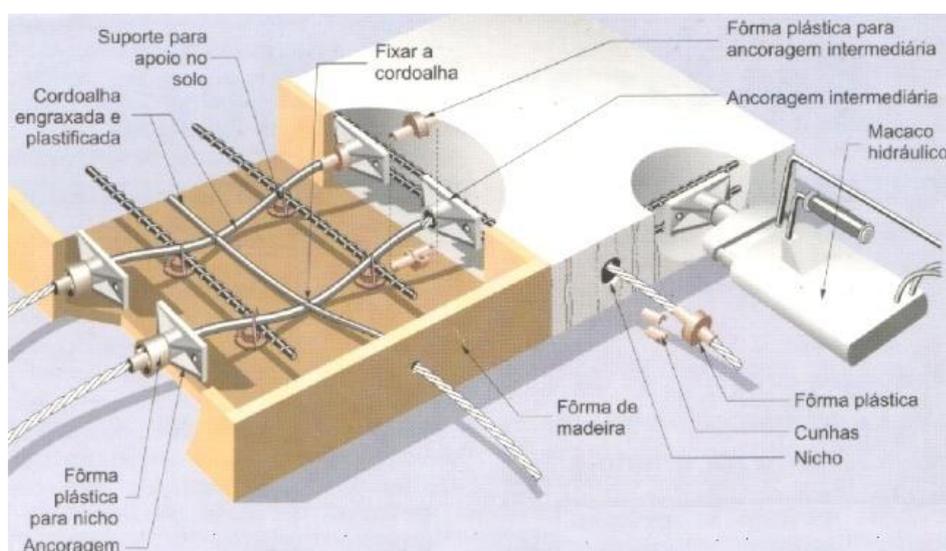
A distância mínima para posicionamento das placas de ancoragem deve ser de 7 cm entre eixos.

## 2.5 EQUIPAMENTOS PARA PROTENSÃO

A operação de protensão, somente deve ser feita por profissionais capacitados, através de macaco hidráulico (Figura 16) calibrado conjuntamente com o manômetro da bomba antecipadamente ao ato da protensão, não podendo ser separados após a calibração, que, apoiado na borda da laje, tanto no extremo quanto no interior, por meio dos nichos de ancoragem, estica as cordoalhas até atingir a força máxima, normalmente em torno de 112 kN para lajes planas protendidas com cordoalhas não aderentes, devendo essa estar prevista no projeto. Antes de se retirar o macaco, cravam-se as cunhas de fixação das cordoalhas nas ancoragens.

Os registros de alongamentos devem ser anotados e repassados ao projetista.

Figura 2. 11 - Esquema de montagem de uma laje lisa com monocordoalhas engraxadas



## CAPÍTULO 3

---

### 3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS ESBELTAS

#### 3.1 ESTABILIDADE GLOBAL

A ideia de protensão em lajes planas trouxe o ganho de resistência, sem alterar de forma significativa as propriedades geométricas da mesma, dispensando a utilização de elementos intermediários, como as vigas, para aumento da rigidez. Segundo uma ótica executiva, houve um grande avanço na montagem e retirada das formas, na qualidade da execução e na possibilidade de se vencer vãos maiores, porém sob a abordagem de cálculo, a esbeltez trouxe desafios, entre eles, a manutenção do adequado comportamento global da estrutura.

Além do aspecto local do comportamento das lajes planas tensionadas, é necessário ter atenção especial com os parâmetros de estabilidade global da estrutura, definido para cada caso, em função da geometria, carregamentos e condições ambientais, o modelo que atenda a todos os critérios de serviço e utilização.

Na análise e dimensionamento de estruturas a noção de “estabilidade” aparece sempre associada ao conceito de equilíbrio, na medida em que é utilizada para classificar “configurações de equilíbrio”. Assim, admite-se que uma estrutura, submetida a um sistema de forças exteriores, exhibe uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores de deslocamentos dos seus pontos. A estabilidade dessa configuração pode ser avaliada através do comportamento da estrutura, após sofrer uma perturbação causada por uma pequena ação exterior arbitrária. A configuração de equilíbrio é dita “estável” ou “instável” consoante ao regresso ou não da estrutura, quando cessa a perturbação (REIS e CAMOTIN apud MARIN, 2009).

Há diversos fatores que afetam a estabilidade de uma estrutura, principalmente quando se trata de estruturas esbeltas com lajes planas protendidas, como:

- Falta de elementos intermediários de rigidez;
- Imperfeições geométricas (global e local);
- Efeitos de segunda ordem.

Segundo a NBR 6118:2003, o estado limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

Existem nas estruturas três tipos de instabilidade:

- Nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por flambagem;
- Em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda de estabilidade sem flambagem por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto limite com reversão);
- Em estruturas de material de comportamento não-linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda da estabilidade por flambagem, podendo, no entanto, haver perda da estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da sollicitação (ponto limite sem reversão).

A não-linearidade física, presente nas estruturas de concreto e responsável pelos efeitos de segunda ordem, deve ser obrigatoriamente considerada.

Os efeitos de segunda ordem, que podem reduzir a capacidade de carga transversal de uma edificação, são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

Porém, há processos aproximados que podem ser utilizados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem,

ou seja, para indicar se uma estrutura pode ser classificada como de nós fixos, sem necessidade de cálculo rigoroso.

Um dos processos é, para uma estrutura reticulada simétrica, ser considerada como sendo de nós fixos o seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  dado pela Equação 3.1:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{N_k / E_{cs} I_c} \quad (3.1)$$

For menor do que  $\alpha_1$ , conforme a seguir (ver eqs. 2 e 3):

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ se } n \leq 3 \quad (3.2)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n \geq 4 \quad (3.3)$$

Sendo:

- $H_{\text{tot}}$  a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- $N_k$  o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o  $H_{\text{tot}}$ ), com seu valor característico;
- $E_{cs} I_c$  representando o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs} I_c$  de um pilar equivalente de seção constante;
- $n$  o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Onde o valor limite de  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$  é, em geral, aplicável a estruturas usuais de edifícios. Pode também ser adotado para associações de pilares-paredes e para pórticos associados a pilares-paredes, ou ser aumentado para  $\alpha_1 = 0,7$  no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e ser reduzido para  $\alpha_1 = 0,5$  quando só houver pórticos.

Outro parâmetro que indica se a estrutura é de nós fixos, é o coeficiente  $\gamma_z$  de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, sendo válido para

estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear.

O valor de  $\gamma_z$  para cada caso de carregamento é dado pela expressão (ver eq. 4):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.4)$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição:  $\gamma_z \leq 1,1$ .

Vale ressaltar que sob ações de forças horizontais, como o vento, a estrutura é sempre calculada com deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de segunda ordem, ou seja, é uma simplificação de análise.

Quando se passa a avaliar estruturas de nós móveis, deve-se obrigatoriamente considerar os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física e, portanto, no dimensionamento devem ser obrigatoriamente os efeitos globais e locais de segunda ordem, tornando muito mais complexa a avaliação de uma estrutura.

Ainda assim, há a possibilidade de uma solução aproximada para a análise não-linear com segunda ordem e uma consideração aproximada para a não-linearidade física.

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem e 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95 \gamma_z$ . Esse processo só é válido para  $\gamma_z \leq 1,3$ .

A solução descrita acima é muito utilizada na análise de estruturas de edifícios altos projetados com lajes planas protendidas.

Há diversas maneiras de se alcançar o equilíbrio de uma estrutura esbelta projetada com lajes planas protendidas, obviamente, que para isso, deve ser observado uma série de fatores importantes, entre eles:

- As condições ambientais que cercam a estrutura, responsáveis, por exemplo, pela pressão exercida pelo vento na estrutura;
- A limitação de locação de pilares e a disposição geométrica desses em planta;
- A ausência de estruturas que trazem rigidez ao conjunto, como as vigas;
- E, até mesmo, a utilização de conceitos simplificados que, além de não retratar o comportamento real da estrutura, fogem das recomendações apresentadas nas normas técnicas.

Antes de se iniciar a análise da estrutura, deve-se saber como ela se comporta e se sua verificação será feita pelos estados limites de serviço ou estados limites últimos. Para os estados limites de serviço usualmente é empregada a análise linear, onde é válida a lei de Hooke de proporcionalidade tensão deformação num ciclo de carregamento-descarregamento (regime elástico). Já para análise não-linear é considerado a não-linearidade no comportamento dos materiais, assim como em sua geometria (MACIEL, SOUZA e MOIRA, 2011).

Dentre outros tipos de análises não-lineares, têm-se ainda as análises elasto-plástica, viscoplástica, e a plástica. Esta última faz uso de rótulas na análise das seções críticas para averiguar os estados limites últimos através de ensaios com modelos físicos de concreto, mantendo os critérios de semelhança mecânica (MACIEL, SOUZA e MOIRA, 2011).

Na composição estrutural muitas vezes é interessante fazer arranjos de elementos estruturais para caracterizarem aumento de rigidez em direções críticas a este conjunto. A norma define em seu item 15.4.3 contraventamento, com a seguinte redação: “Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, sub-estruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas sub-estruturas são chamadas sub-estruturas de contraventamento (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007).

As caixas de elevadores e escadas, bem como os pilares-parede de concreto armado, constituem exemplos de sub-estruturas de contraventamento. Por outro lado, mesmo elementos de pequena rigidez podem, em seu conjunto, contribuir de maneira significativa na rigidez a ações horizontais, devendo então ser incluídos na subestrutura de contraventamento (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2007)

São muitas as hipóteses para estabilizar estruturas de edifícios, alguns conceitos mais simples usam como forma de estabilização apenas a contribuição de um núcleo rígido, muitas vezes definido por um ou um conjunto de pilares paredes como sendo responsável por resistir a todo o esforço proveniente do vento, sem levar em consideração as imperfeições globais e efeitos de segunda ordem.

Os edifícios em lajes cogumelo protendidas muitas vezes são altos, acima de 50 m de altura, e apenas a contribuição do núcleo de rigidez, dada a esbeltez da estrutura, não é suficiente para garantir o comportamento estável. Logo, o conceito de análise deve ser mais rigoroso e toda a contribuição das peças que compõem a estrutura, deve ser considerada conforme a contribuição dada por suas rigidezes, a partir de um modelo integrado de análise.

Outra observação interessante é feita por Franco, afirmando que não existem as supostas sub-estruturas “contraventadas” ou “não contraventadas”, a não ser teoricamente como definição. Cada coluna e cada pórtico participam em um grau maior ou menor da instabilidade lateral, sendo por ela afetado. (FRANCO apud WORDELL, 2003)

Uma outra questão na análise de uma estrutura de concreto armado diz respeito às propriedades do material concreto, que apresenta uma curva tensão-deformação não-linear. Esta situação é chamada de não-linearidade física do material. Devido à curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade ( $E$ ) não permanece constante. Outro aspecto diz respeito ao problema da fissuração do concreto, que ocorre com o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia das seções transversais se reduza significativamente. Consequentemente o valor da rigidez da seção não permanece constante (WORDELL, 2003).

Assim sendo, para que tais variações nas propriedades do concreto sejam levadas em conta ao se realizar um processo iterativo, dever-se-ia, a rigor, modificar a rigidez das barras em função do diagrama de momentos a cada etapa do cálculo, atualizando as relações momento-curvatura correspondente à força axial atuante (WORDELL, 2003).

O procedimento, no entanto, é bastante trabalhoso, sendo possível substituí-lo por um método simplificado para análise da não-linearidade física. O método se baseia na análise do parâmetro  $\gamma_z$ , e consiste em considerar reduções nas inércias das seções.

O coeficiente  $\gamma_z$  teve origem nos estudos de Franco e Vascolcelos, como objetivo de propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de estimar, com certa precisão, os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado como um majorador dos esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Desta forma, dispensa-se a análise de segunda ordem (FRANCO e VASCOLCELOS apud WORDELL, 2003).

Para viabilizar o cálculo de uma estrutura, representam-se de maneira aproximada todos os elementos que compõem o edifício através de modelos estruturais que permitam a simulação do edifício para a determinação da distribuição dos esforços, tensões, deformações e deslocamentos que a estrutura estará submetida (MACIEL, SOUZA e MOIRA, 2011).

Há várias interações que podem ser feitas para se atingir o resultado que tragam estabilidade para a estrutura, e a soma dos fatores, como definição de um núcleo de rigidez, aumento da rigidez das lajes por meio dos efeitos de protensão, sendo essas consideradas como diafragmas rígidos, além de uma correta abordagem de cálculo, tornam possíveis, segundo os parâmetros de segurança e utilização, a construção de estruturas altas e esbeltas como as projetadas com lajes planas protendidas.

Outro fator importante é o correto dimensionamento dos pilares, uma vez que cada um contribui para a estabilidade global segundo sua rigidez, que aliado a escolha adequada de espessura da laje, atendendo não só os parâmetros locais como também os globais, e a realização, por exemplo, de uma análise integrada com modelo tridimensional de pórtico, onde as lajes funcionam como diafragma rígido, são os caminhos para estabilizar estruturas com lajes cogumelo protendidas, que certamente dentro dessas propostas, haverá uma ou um conjunto que atenda aos requisitos para estabilidade.

## **3.2 ESTABILIDADE LOCAL**

### **3.2.1 ESPESSURA MÍNIMA**

Embora possam auxiliar no equilíbrio do sistema global funcionando como diafragma rígido, é no âmbito local que se deve ter maior critério na análise de lajes. A NBR 6118:2003 recomenda que sejam adotados alguns limites para lajes maciças, devendo ser respeitado o valor de no mínimo 16 cm de espessura para lajes lisas.

Os efeitos indesejados de vibração excessiva e de punção são fatores que contribuem para fixação de um valor mínimo para espessura de lajes, além disso, há o controle das deformações as quais devem se enquadrar dentro dos limites estabelecidos para cada situação de utilização.

Há formas empíricas de pré-análise que tem como objetivo a obtenção de uma espessura inicial auxiliando na determinação da espessura adequada de uma laje,

tendo como ponto de partida a sobrecarga (acidental + permanente) e a relação entre vãos de pilares.

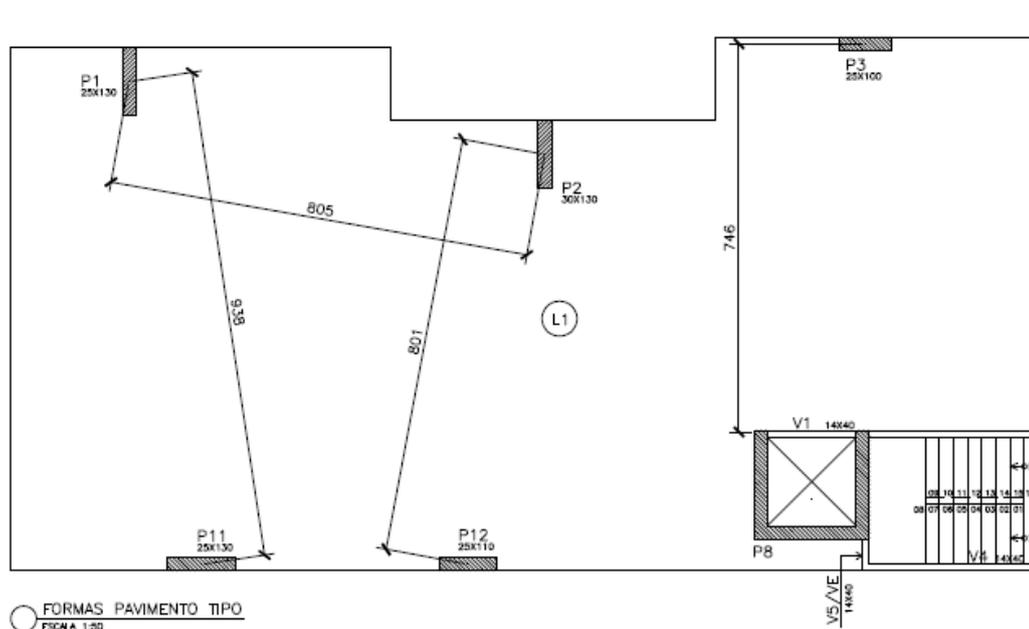
A Tabela 3.1 apresenta valores para, em função da sobrecarga aplicada e do fator de espessura, obter-se um pré-dimensionamento da espessura de uma laje plana protendida, baseada na experiência do autor.

Tabela 3. 1 - Valore para pré-dimensionamento de lajes planas protendidas

	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )	h/L (6 m ≤ L ≤ 13 m)
Lajes Planas	2,5	45
	5,0	36
	10,0	30

Para exemplificar determinar-se-á a espessura da laje L1 do pavimento tipo de uma edificação estruturada com lajes planas protendidas, conforme representação na Figura 3.1.

Figura 3. 1 - Trecho da Forma do Pavimento Tipo



Segundo a NBR 6120:1980, para edifício residenciais é recomendável utilizar-se ação acidental de 1,5 kN/m<sup>2</sup> em dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro e 2,0 kN/m<sup>2</sup> na dispensa, área de serviço e lavanderia. Com relação à sobrecarga

permanente pode-se utilizar levando-se em conta a regularização e o revestimento  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . Logo, para ações acidentais e sobrecargas permanentes tem-se um total entre 2,5 e  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

Já na determinação do vão (L) a ser considerado para o cálculo, primeiramente deve-se levantar o comprimento dos vãos entre pilares. Na Figura 17 há três valores adotados como base cotados, com o maior valor sendo  $L = 938 \text{ cm}$ . Nesse caso é possível observar que os valores cotados em planta entre pilares correspondem ao vão teórico, porém como o pilar P1 tem uma geometria que adentra a laje, proporciona um encurtamento prático desse vão, podendo-se então escolher um valor menor, como por exemplo, a média entre os três maiores valores.

$$L = \frac{938 + 805 + 801}{3} = 848 \text{ cm} \quad (3.5)$$

Entrando na Tabela 7, utilizando uma sobrecarga de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , uma vez que essa é a carga que predomina num apartamento de edifício residencial, pode-se determinar a espessura preliminar da laje L1 fazendo:

$$h \cong \frac{848}{45} = 19,07 \text{ cm} \quad (3.6)$$

Nesse caso então se toma como ponto de partida para análise da laje espessura próxima de  $19,07 \text{ cm}$ , partindo assim para um pré-lançamento e análise de deformações ainda sem o efeito da protensão. Para o exemplo acima se sugere adotar a laje L1 com espessura de  $19 \text{ cm}$ .

### 3.2.2 DESLOCAMENTOS LIMITES

Dentre as maneiras de se controlar as flechas em lajes lisas, podem-se destacar duas, aumento da espessura e introdução de forças externas como as de protensão. Logo, antes mesmo de aplicar as forças de protensão já é possível, a partir das deformações iniciais e esforços atuantes na laje, avaliar o comportamento de uma laje e decidir se a espessura pré-definida trará um equilíbrio satisfatório em torno das deformações.

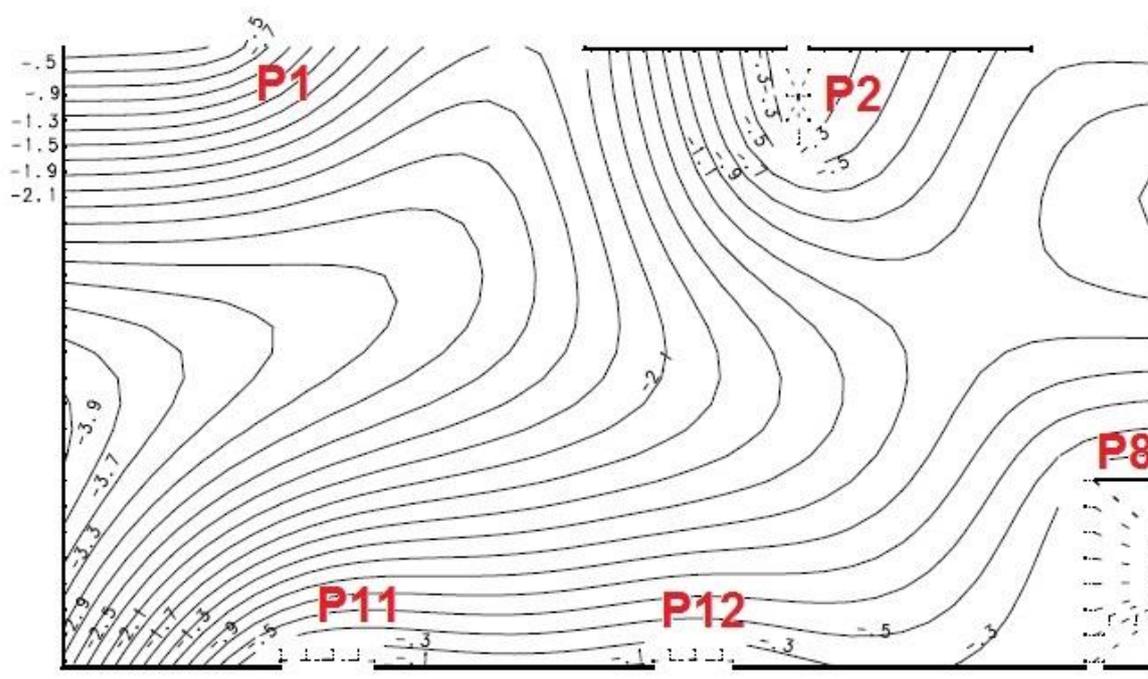
Para isso é importante que os deslocamentos iniciais, que ocorrem antes do efeito da protensão, estejam variando entre 2 e 4 cm além dos deslocamentos limites recomendados para uma estrutura de edifícios residenciais ou de salas comerciais. Dessa forma será possível com a protensão alcançar as deformações ideais com um consumo de materiais satisfatório.

Segundo a NBR 6118:2003, deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura, sendo classificados em quatro grupos básicos:

- a) Aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- b) Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) Efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) Efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-a ao modelo estrutural adotado.

Então, dando continuidade ao exemplo anterior e utilizando-se de um software de análise de analogia por grelha, faz-se o lançamento da estrutura e das cargas acidentas e permanente, já considerando nesse momento, as cargas provenientes das alvenarias. Apresenta-se abaixo, Figura 3.2, o resultado dessa análise preliminar com o comportamento local em termos de deformações.

Figura 3. 2 - Deslocamentos imediatos para laje lisa sem o efeito da protensão



É possível notar entre os pilares P1 e P11 deformações acima dos limites para deslocamentos recomendados pela NBR 6118:2003. Os deslocamentos apresentados acima, Figura 18, são deslocamentos imediatos e não estão contemplando o efeito de fluência nos materiais, ou seja, para esses deslocamentos deve-se considerar o fator de fluência determinado para a Região Metropolitana da Grande Vitória, que é 2, uma vez que não há considerações de forças de protensão aplicadas à estrutura nesse instante.

Segundo o item A.2.2.2 da NBR 6118, uma das hipóteses para cálculo dos efeitos da fluência, quando as tensões no concreto são as de serviço é de que as deformações por fluência variam linearmente com a tensão aplicada.

Então, a força aplicada pela protensão e, conseqüentemente, o equilíbrio entre esforços reais, provenientes das ações externas, e esforços fictícios, advindos da protensão, produz uma diminuição no efeito da fluência para lajes lisas com protensão parcial, uma vez que, após a aplicação dos efeitos da protensão há uma diminuição dos momentos fletores resultantes, esforços que predominam no dimensionamento de uma laje, proporcionando um alívio das tensões de compressão no concreto e tração na armadura.

Conforme Agostine (1983), a deformação lenta ou fluência do concreto é explicada pela teoria de Freyssinet, de modo sucinto como: “os esforços de compressão, aos quais o concreto está submetido, acarretam uma diminuição dos seus poros, indo a água que neles se encontrava encher os poros de maior dimensão que se achavam vazios, ocasionando um aumento da umidade relativa do concreto, e uma conseqüente diminuição das tensões capilares, originando esforços de compressão sobre o esqueleto sólido do concreto, dando lugar à deformação lenta”.

Muito embora o fenômeno da fluência no concreto ocorra sob ação de um esforço de compressão, Carvalho e Figueiredo ressaltam que a fluência no concreto ocorre tanto para a parte comprimida quanto na parte tracionada do mesmo em uma seção, ou seja, durante a ocorrência dos momentos, as zonas comprimidas da seção sofrem deformação lenta, e conseqüentemente, submetem a mesma a uma rotação em torno da linha neutra ocasionando alongamento na zona tracionada originando acréscimo de deformação.

As deformações por flexão em peças com protensão não aderente submetido a ações são desiguais para o concreto e para o cabo, este que assume uma deformação uniforme. As deformações no concreto, devido às tensões impostas pelo carregamento, no nível do cabo, variam de acordo com o diagrama de momento. A compatibilidade de deformações requer um alongamento da cordoalha igual à deformação no concreto na extensão da cordoalha, resultando no aumento da deformação do cabo e, este incremento será uniforme sobre toda a extensão da cordoalha, desde que não haja atrito entre o cabo e a bainha. (Almeida Filho, 2002)

Segundo Naaman (1991), o comportamento da protensão não aderente pouco difere da protensão aderente, porém para o Estado Limite Último da peça, essa afirmativa não é verdadeira. Entretanto, ensaios realizados por Leonhardt, provam que a influência da aderência é de grande importância no comportamento resistente tanto para o Estado Limite Último quanto com relação à fissuração em serviço.

Para lajes planas após o efeito da protensão deve-se, de uma maneira geral, manter as flechas ( $\delta$ ) respeitando a recomendação dada abaixo:

$$\delta \leq \frac{v\tilde{a}o (L)}{350} \quad (3.7)$$

A limitação para flechas indicadas acima se refere a uma recomendação da NBR 6118:2003 para pavimentos que devem permanecer planos para efeitos estruturais em serviço. No caso de efeitos em elementos não estruturais, como por exemplo, alvenarias, há também uma recomendação apresentada na NBR 6118:2003 onde se deve respeitar:

$$\delta_2 \leq \frac{v\tilde{a}o (L)}{500} \quad (3.8)$$

Nesse caso essa relação deve ser atendida após a construção da parede onde a deformação  $\delta_2$  seria um acréscimo de deformação, ou seja, inicialmente haverá um deslocamento que estará dentro da relação apresentada para  $\delta$  e quando ocorrer a construção da alvenaria o acréscimo  $\delta_2$  ainda deverá estar dentro do limite para deslocamento  $\delta$ .

## CAPÍTULO 4

---

### 4 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA POR CISALHAMENTO

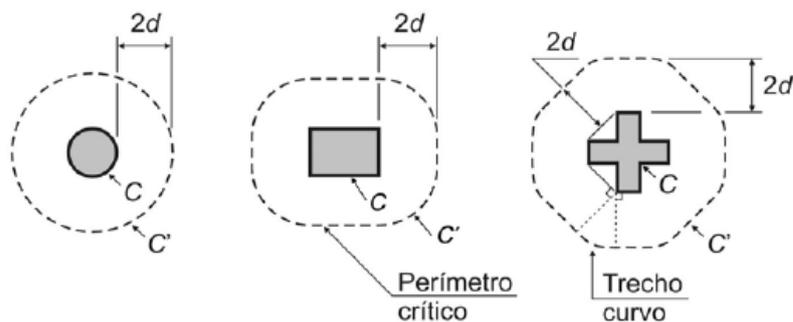
#### 4.1 RUPTURA POR PUNÇONAMENTO

Além da adequação dos deslocamentos dentro dos limites conforme descrito acima, a laje também deve ter espessura suficiente para que possa resistir aos efeitos de punção provocado pelos pilares e/ou cargas concentradas.

Nesse caso a NBR 6118:2003 leva em consideração dois fatores que atuam na resistência da laje ao efeito da punção, a resistência do concreto, que inclui a contribuição da armadura passiva de flexão, e a resistência referente ao efeito da carga equilibrante ou de desvio ( $V_p$ ) aplicada através da armadura ativa, devida às componentes verticais das forças de protensão na região do perímetro crítico.

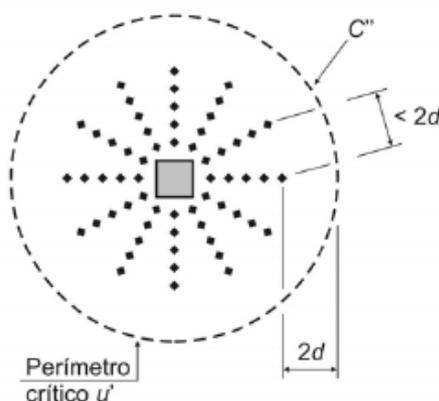
Para a resistência atribuída ao concreto, deve-se verificar a resistência a ruptura por cisalhamento em três superfícies críticas. A superfície C delimitada pelo perímetro do pilar ou carga concentrada, onde se verifica indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto através de uma tensão de cisalhamento, a superfície C' delimitada pelo perímetro afastado  $2d$  do pilar ou da carga concentrada, onde se verifica a capacidade de ligação a punção associada a resistência a tração diagonal, e a superfície C'' que é verificado apenas quando for necessário a colocação de armadura transversal, essa superfície é definida como sendo o perímetro afastado  $2d$  do ultimo contorno de armadura.

Figura 4. 1 - Perímetro crítico em pilares internos



Fonte: Projeto NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento

Figura 4. 2 - Disposição da armadura de punção (vista em planta) e contorno da superfície crítica C''



Fonte: Projeto NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento

Todas as verificações devem ser feitas levando-se em consideração a posição em planta de cada pilar. Havendo a necessidade de verificar punção para pilar interno, pilar de canto, pilar de borda e cabeceira de pilar parede.

Para os pilares internos mesmo que recebam cargas diferentes em cada extremidade, pode-se considerar que os momentos de um lado se anulam com os do outro, e então, esse efeito não contribui como esforço solicitante na laje, considera-se apenas o esforço vertical dado através da reação de apoio dos pilares.

Normalmente em edifícios residenciais não há necessidade de consideração dos momentos em pilares centrais, porém cada caso deve ser estudado cuidadosamente, uma vez que o lançamento de pilares não possua certa

continuidade em termos de alinhamento e distância entre eles, então esse efeito deve ser levado em consideração.

A primeira verificação a ser feita é a verificação a tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (4.1)$$

Onde:

$$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (4.2)$$

$f_{cd}$ : resistência de cálculo a compressão do concreto.

Caso a condição  $\tau_{Sd} \leq \tau_{rd2}$  não seja atendida então a laje não está adequada para o esforço submetido e deve-se buscar alternativas para adequar a estrutura nesse parâmetro. Pode-se aumentar a espessura da laje, utilizar um capitel (engrossamento na região dos pilares), lançar um vigamento ou aumentar a seção do pilar.

A segunda verificação é a verificação da tensão resistente à punção na superfície crítica C'.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d}\right) (100\rho f_{ck})^{1/3} \quad (4.3)$$

Onde:

$\rho$ : é a taxa de armadura que deve ser considerado a armadura das duas direções;

$d$ : é a altura útil da laje;

$f_{ck}$ : é a resistência característica a compressão do concreto.

Caso a condição  $\tau_{Sd} \leq \tau_{rd1}$  seja atendida não há necessidade de armadura para punção adicional, apenas a armadura mínima.

Em análises de estruturas esbeltas de lajes planas protendidas é importante o modelo se aproximar o mais possível da realidade. O modelo de pórtico espacial tem sido muito utilizado e apresentado resultados seguros e viáveis. Dentro desse conceito podemos dizer que para estruturas laje-pilar, as lajes têm função fundamental em contribuir com a rigidez do conjunto, funcionando com diafragma rígido e interligando os pilares para que estes participem de forma plena da estabilidade da estrutura, claro que cada pilar contribuindo conforme a sua rigidez.

Tendo esse entendimento, segundo a NBR 6118:2003, item 19.5.3.5, no caso de a estabilidade da estrutura depender da resistência da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que  $\tau_{Sd} \leq \tau_{rd1}$ . Essa armadura deve equilibrar um mínimo de 50% do esforço vertical proveniente da reação de apoio.

Caso a condição  $\tau_{Sd} \leq \tau_{rd1}$  não seja atendida, então há necessidade de armadura de punção além da mínima e deve-se verificar a tensão resistente na superfície crítica C' com:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \left( 1 + \sqrt{20/d} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \text{sen} \alpha}{ud} \quad (4.4)$$

Onde:

$s_r$ : é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que  $0,75d$ ;

$A_{sw}$ : é a armadura de punção num contorno completo paralelo a C';

$\alpha$ : é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

$u$ : é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou de canto;

$f_{ywd}$ : é a resistência de cálculo da armadura de punção, não menor do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60).

Essa armadura deve ser preferencialmente constituída por três ou mais linhas de conectores tipo pino com extremidade alargada, dispostas radialmente a partir do perímetro do pilar. Cada uma dessas extremidades deve estar ancorada fora do plano da armadura de flexão correspondente (NBR 6118:2003).

Havendo necessidade de armadura além da mínima para punção, deve-se partir para a terceira verificação, que deve acontecer na superfície crítica C". Essa superfície fica afastada  $2d$  do último contorno de armadura e deve respeitar a condição  $\tau_{Sd} \leq \tau_{rd1}$ , ou seja, não deverá haver necessidade de armadura nesse ponto.

Nesse caso, um método eficiente para verificação da superfície crítica C" consiste em determinar a distância que deve avançar a armadura para punção, estando essa distante  $2d$  do perímetro onde  $\tau_{Sd} \leq \tau_{rd1}$ .

Apresenta-se a seguir um exemplo de cálculo para determinação da distância no qual é necessário levar a armadura para que no perímetro crítico C" a tração diagonal resistente seja superior à solicitante.

Supõem-se um pilar com dimensões em centímetros de 200X25 e um reação de apoio ( $F_S$ ) no perímetro crítico C' igual a 306 kN, com laje de 20 cm de espessura e resistência característica a compressão igual a 30 MPa.

Cálculo da reação na seção crítica C':

$$F_{Sd} = F_S * 1,4 = 30,6 * 1,4 = 42,8 \text{ tf (428 kN)} \quad (4.5)$$

Como o pilar é um pilar parede, deve-se verificar a resistência de compressão diagonal apenas na sua cabeceira, onde o perímetro é definido somente nos três lados do pilar com 25 cm cada lado. Logo, a tensão solicitante à compressão diagonal no concreto ( $\tau_{Sd}$ ) é dada por:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u * d} = \frac{42840}{3 * 25 * 15,5} = 36,85 \frac{kgf}{cm^2} \left( 0,3685 \frac{kN}{cm^2} \right) \quad (4.6)$$

Determinando  $\alpha_v$ , pode-se então calcular a tensão resistente de compressão diagonal no concreto no perímetro junto a face do pilar.

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88 \quad (4.7)$$

Cálculo da tensão de resistente de compressão diagonal no concreto ( $\tau_{Rd2}$ ):

$$\tau_{Rd2} = 0,27 * 0,88 * \frac{30}{1,4} = 5,08 \text{ MPa} \quad (4.8)$$

Assim, temos que  $\tau_{Sd}$  (3,68 MPa)  $<$   $\tau_{Rd2}$ , não há necessidade de aumentar a altura da laje nem a seção do pilar.

A próxima avaliação é a da tensão resistente ( $\tau_{Sd}$ ) no perímetro C'. Para isso é necessário determinar o perímetro  $u'$  como segue:

$$u' = 3 * 25 + \frac{2\pi r}{2} = 3 * 25 + \frac{2 * \pi * 31}{2} = 172,3 \text{ cm} \quad (4.9)$$

Cálculo da tensão solicitante ( $\tau_{Sd}$ ) no perímetro C':

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{sd}}{u' * d} = \frac{42840}{172,3 * 15,5} = 16,04 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \left(0,1604 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}\right) \quad (4.10)$$

Com a taxa de armadura ( $\rho$ ) considerando a armadura nas duas direções dada por:

$$\rho = \sqrt{\rho_x + \rho_y} = \sqrt{0,0057 + 0,00327} = 0,0043 \quad (4.11)$$

Pode-se então calcular a tensão resistente ( $\tau_{Rd1}$ ) no perímetro C':

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{15,5}}\right) (100 * 0,0043 * 30)^{1/3} = 0,651 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

Como  $\tau_{Sd}$  (1,60 MPa)  $>$   $\tau_{Rd1}$  então há necessidade de armar. Com isso deve-se verificar a tensão resistente na superfície crítica C' contando com a contribuição da armadura. Na verdade, nesse ponto o que se faz é calcular a área de aço

necessária para que a tensão resistente na superfície crítica C' seja atendida. Assim, apresenta-se o cálculo da armadura de punção:

$$\tau_{Rd1} = 0,10 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{15,5}} \right) (100 * 0,0043 * 30)^{1/3} + 1,5 \frac{15,5}{12} \frac{A_{sw}}{172 * 15,5} \quad (4.13)$$

$$\tau_{Sd} \leq 0,500 + 0,182A_{sw} \therefore 1,60 \leq 0,500 + 0,182A_{sw} \quad (4.14)$$

$$A_{sw} = \frac{1,60 - 0,500}{0,182} = 6,06 \text{ cm}^2 \quad (4.15)$$

De posse da área de aço pode-se calcular a distância a partir da qual a tensão resistente no perímetro C" será menor do que a tensão solicitante.

Cálculo do perímetro crítico u":

$$u'' = 3 * 25 + \frac{2 * \pi * 62}{2} = 269 \text{ cm} \quad (4.16)$$

Cálculo da tensão solicitante no perímetro C":

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{sd}}{u'' * d} = \frac{42840}{269 * 15,5} = 10,03 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \left( 0,1003 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) \quad (4.17)$$

Como  $\tau_{Rd1}$  (0,651MPa) <  $\tau_{Sd}$  (1,0 MPa) não é aceitável para verificação. Logo, na tentativa de se determinar o ponto no qual a tensão resistente seja maior do que a solicitante, pode-se entrar num processo de tentativas e erro. O adequado é então, determinar a distância que deve ter armadura e partir do qual a 2d da armadura a tensão de compressão resistente será maior do que a solicitante.

Cálculo da distância a ser coberta pela armadura a partir do qual a distância afastada 2d da mesma estará dentro dos limites estabelecidos.

$$6,51 \leq \frac{42840}{u'' * 15,5} \therefore u'' = 424 \text{ cm} \quad (4.18)$$

$$424 \leq 3 * 25 + \frac{2 * \pi * r}{2} \therefore r \geq 111 \text{ cm} \quad (4.19)$$

$$c'' = \text{faixa armação} + 2d \therefore \text{faixa armação} = 111 - 2 * 15,5 \quad (4.20)$$

$$\text{faixa armação} = 80 \text{ cm} \quad (4.21)$$

Assim, deve-se armar com estribos para punção a cada 12 cm, contando a partir de 10 cm da face do pilar, até a distância de 80 cm da face do mesmo. Dessa forma a tensão resistente no perímetro crítico C” será maior do que a solicitante.

Para a resistência referente ao efeito da carga equilibrante ou de desvio aplicada através da armadura ativa, o que se tem na verdade é um somatório de cargas onde as forças de protensão provocadas pela inclinação dos cabos que atravessam o contorno crítico considerado passando a menos de  $d/2$  da face do pilar, atuam no sentido contrário da reação de apoio dos pilares, conseqüentemente tem-se:

$$\tau_{Sdef} = \tau_{Sd} - \tau_{Pd} \quad (4.22)$$

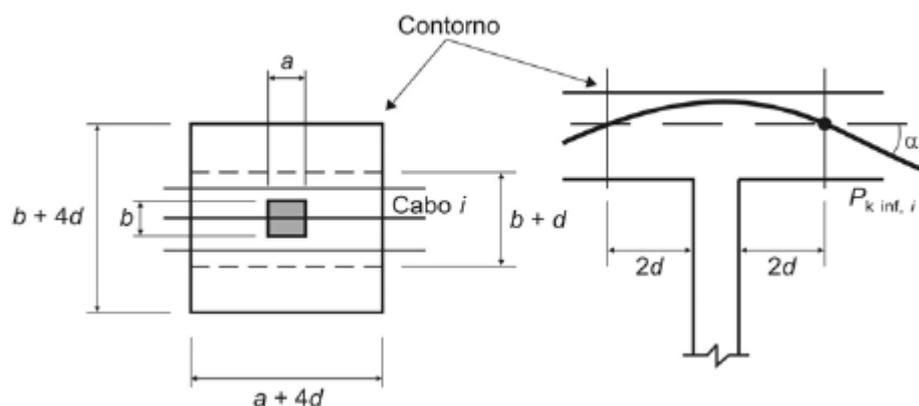
Onde:

$\tau_{Sdef}$ : tensão tangencial efetiva de cálculo;

$\tau_{Sd}$ : tensão tangencial atuante de cálculo, proveniente da reação de apoio;

$\tau_{Pd}$ : é a tensão devido ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de  $d/2$  da face do pilar.

Figura 4. 3 - Efeito favorável dos cabos inclinados (NBR 6118:2003)



Fonte: Projeto NBR 6118:2003

$$\tau_{Pd} = \frac{\sum P_{kinf,i} \text{sen} \alpha_i}{ud} \quad (4.23)$$

Sendo:

$P_{kinf,i}$ : força de protensão no cabo  $i$  ( $P_{kinf,i} = 0,95 P_{t,i}$ ,  $P_{t,i}$ : força de protensão na idade  $t$  do cabo);

$\alpha_i$ : inclinação do cabo  $i$  em relação ao plano da laje no contorno considerado;

$u$ : perímetro crítico do contorno considerado, em que se calculam  $\tau_{Sdef}$  e  $\tau_{Sd}$ .

Essa parcela de efeito favorável provocado pelos cabos em lajes planas protendidas não é muito significativa, fica em torno de 5% da contribuição de resistência do concreto armado, então para efeito de projeto, na maioria dos casos esse efeito é desprezado tornando a avaliação um pouco mais conservadora uma vez que leva em consideração somente o efeito de resistência existente no concreto armado.

De acordo com Souza e Cunha, devido á incerteza da real inclinação dos cabos no contorno crítico das lajes, quando da sua execução na obra, é conveniente desprezar este efeito favorável.

A NBR 6118:2003 não leva em consideração o efeito favorável da compressão promovida pela protensão no plano da laje, porém há algumas teorias, inclusive

como a reproduzida no ACI 318:1995, que defendem a consideração desse efeito. No conceito que se tem utilizado nesse trabalho, a protensão parcial com cordoalhas engraxadas concentra os esforços de compressão, devido à protensão, nas zonas de ancoragem. Esses esforços de compressão se desenvolvem a partir da ancoragem, na ocorrência do princípio de St. Venant, como já mencionado, e em algumas vezes não atingem pilares localizados mais afastados dos bordos.

De acordo com o ACI 318, a tensão no perímetro crítico  $\tau_{wd}$  deve ser obtida pela expressão:

$$\tau_{wd} = \frac{P_d}{\phi \cdot u \cdot d} \quad (4.24)$$

Onde:

$P_d$ : esforço normal no pilar, devido ao carregamento não-equilibrado;

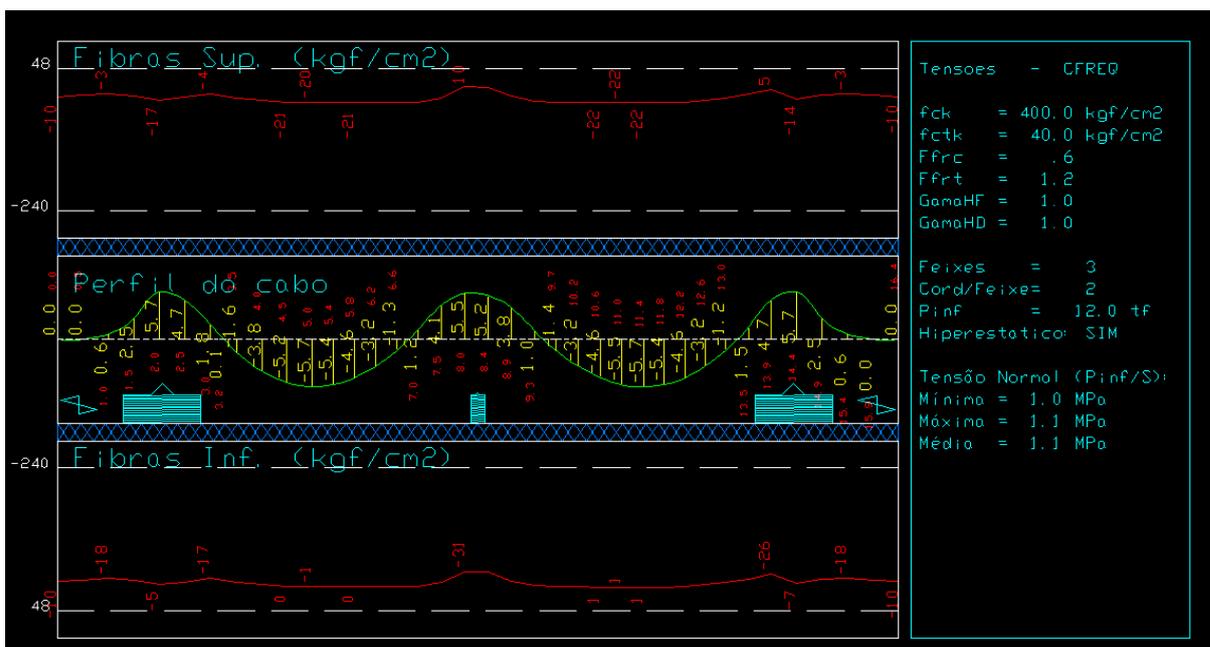
$\phi$ : coeficiente igual a 0,85

$u$ : perímetro da seção crítica para punção;

$d$ : altura útil da laje no contorno no perímetro crítico  $C'$ .

Em análises de lajes protendidas, cada feixe de cabos é avaliado isoladamente e, com isso, é possível observar o efeito das tensões devido à protensão ao longo do comprimento dos cabos que se estendem nas lajes. Há situações em que momentos negativos tanto sobre os pilares como nas suas proximidades, faz com que normalmente as tensões nessa região, mesmo com a aplicação da protensão, ainda sejam de tração. Assim sendo, sobre esses pontos de apoio a contribuição do efeito da compressão devido a protensão fica limitada, e é prudente avaliar a real possibilidade de uma consideração desse fator de resistência. Já para os apoios nas proximidades do ponto de aplicação da protensão esse fato pode ser levado em consideração, pois nessas regiões há o efeito da compressão aplicada nas ancoragens.

Figura 4. 4 - Perfil de um feixe de cordoalhas na combinação frequente de ações



Vale observar que somente lajes apoiadas em elementos de seção limitada, como os pilares e algumas paredes, são definidos como apoios que provocam punção da laje, uma viga, que possui uma continuidade para apoio da laje, não é considerada como elemento que provoque punção.

Também é importante ter atenção com os furos em lajes próximos a pilares, que ocasionam descontinuidade na distribuição dos esforços. O modelo de cálculo deve prever o equilíbrio das forças cortantes atuantes nessas regiões.

## CAPÍTULO 5

---

### 5 PERDAS DE PROTENSÃO

Segundo Veríssimo e César Jr. (1998) alguns fatores são determinantes para que ocorram as perdas de protensão, entre eles o acionamento dos pilares, a liberação dos cabos e a transferência da força de protensão, originam uma série de efeitos que conduzem a uma diminuição da força de protensão.

Há basicamente duas classificações para as perdas de protensão, as perdas imediatas e as perdas diferidas no tempo ou perdas progressivas, que se desenvolvem ao longo da vida útil da estrutura. Normalmente, as perdas progressivas tendem a se estabilizar num período de 2 a 3 anos e, a partir desse período as perdas são consideradas desprezíveis.

Com relação às perdas imediatas ou instantâneas, há fatores predominantes e que ocorrem imediatamente após a ancoragem, como:

- deformação imediata (ou elástica) do concreto;
- atrito do cabo com a bainha;
- acomodação da ancoragem.

Já as perdas progressivas, que ocorrem após o término da aplicação da força de protensão, com o cabo já ancorado no concreto, são:

- retração do concreto;
- fluência do concreto;
- relaxação do aço de protensão.

A estimativa das perdas é feita de forma genérica e aproximada. Segundo Hurst raramente se justifica a determinação das perdas com grande acurácia. Uma precisão de  $\pm 10\%$  é suficiente para a maioria das aplicações. A resistência última de uma peça de concreto protendido é pouco afetada pela força de protensão inicial,

desde que essa seja previamente avaliada. Há que se considerar também que a probabilidade de o carregamento de projeto ocorrer com seu valor total é pequena, além dos coeficientes de segurança embutidos no procedimento de dimensionamento. Esses fatores indicam claramente que uma peça de concreto protendido é capaz de tolerar pequenas variações da força de protensão (HURST apud VERÍSSIMO e CESAR JR., 1998).

## **5.1 PERDAS IMEDIATAS**

### **5.1.1 PERDAS POR DEFORMAÇÃO IMEDIATA DO CONCRETO**

No instante da aplicação da força de protensão, a laje sofre uma deformação elástica imediata, encurtando-se, dando origem a um encurtamento da armadura ativa o que causa um alívio de tensões nos cabos.

Segundo Veríssimo e César Jr., as perdas por deformação elástica do concreto são pequenas, às vezes desprezadas no cálculo.

No caso de protensão pós-tensionada, normalmente o macaco de protensão trabalha apoiado na própria peça, logo, à medida que se traciona a armadura, simultaneamente o concreto é comprimido.

Como nas lajes são protendidos um grande número de cabos sequencialmente, a tensão no concreto provocada pelo cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão nos cabos já ancorados. Nesse caso deve-se calcular um valor para o alongamento dos cabos para que haja uma homogeneidade de força de protensão.

Como não existe aderência dos cabos com o concreto, a deformação no concreto não é igual à da armadura ativa e, o encurtamento da peça de concreto será igual à soma dos encurtamentos produzidos por cada um dos cabos de protensão.

Algumas hipóteses simplificadoras são adotadas para obtenção da perda de protensão devido à deformação elástica do concreto:

- a) O efeito do atrito cabo-bainha é desprezado e o valor da força de protensão ao longo do cabo é considerado constante;
- b) Considera-se o efeito da deformação imediata do concreto como proveniente somente da força normal  $P_0$  aplicada no centro de gravidade da seção. Isto equivale a admitir que o encurtamento do cabo seja igual ao do eixo neutro da peça;
- c) Admite-se que todos os cabos tenham o comprimento  $L$  da peça de concreto.

Então, de acordo com as hipóteses simplificadoras acima, após a ancoragem do cabo 1, os  $n-1$  cabos restantes serão protendidos e ancorados produzindo  $n-1$  encurtamentos no cabo 1.

### 5.1.2 PERDAS POR ATRITO NOS CABOS

Conforme Veríssimo e César Jr., apenas em peças de concreto protendido com pós-tensão ocorrem as perdas por atrito, onde essas variam ao longo do comprimento do elemento estrutural. Logo, a força de protensão final para pós-tensão varia não só com o tempo, mas também com a posição considerada.

As perdas por atrito ocorrem justamente devido ao atrito entre os cabos e a bainha após a aplicação das forças de protensão. É importante ficar atento para cabos com grande comprimento, superiores a 40 m, onde as perdas atingem valores elevados e então, é necessário que a força de protensão seja aplicada nas duas extremidades para atenuá-las, nesse caso as ancoragens em ambas as extremidades são ativas.

Em trechos curvos o atrito é maior devido a elevada pressão de contato decorrente da trajetória dos cabos. Entretanto a bainha apresenta ligeiras ondulações, mesmo nos trechos virtualmente retilíneos, que ocasionam tensões de contato entre o cabo e a bainha produzindo atrito.

Esta perda pode ser eliminada pelo aumento da pressão de protensão lida no manômetro. Deve-se ler no manômetro uma pressão dada por:

$$\sigma_m = 1,04 \sigma_i \quad (5.1)$$

$\sigma_i$ : Tensão inicial de protensão prevista no projeto.

Esta tensão inicial de protensão pode ser no máximo igual a:

- $0,8 f_{ptk}$  ou  $0,95 f_{pyk}$  (aços de relaxação normal – RN);
- $0,8 f_{ptk}$  ou  $0,90 f_{pyk}$  (aços de relaxação baixa – RB).

Limitação esta que visa garantir uma tensão inicial de protensão inferior ao limite elástico do aço.

Até porque, segundo Loureiro, as perdas por atrito são reduzidas em cordoalhas engraxadas devido ao baixo coeficiente de atrito das mesmas,  $\mu$  (coeficiente de atrito) =  $0,07/rd$  e  $k$  (coeficiente empírico de oscilações) =  $0.0035/m$ , resultando numa maior força efetiva de protensão.

Além desse fato, Almeida Filho (2002) destacou que, o fato do sistema receber o nome de monocordoalha deve-se à presença de uma única cordoalha por cabo. A presença da graxa entre a cordoalha e a bainha plástica, permite ao cabo deslizar sem problemas no ato da protensão, reduzindo substancialmente as perdas por atrito.

### **5.1.3 PERDAS POR ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM**

A acomodação da ancoragem consiste num deslocamento  $\delta$  no sentido do interior da peça, sofrido pela extremidade do cabo junto as ancoragens ativas. Este deslocamento ocorre imediatamente após a cravação e se deve a acomodação do sistema de cunhas tronco cônicas (clavetes), daí a expressão usual perdas por encunhamento, responsáveis pela transferência da força de cada cordoalha para o tambor e placa de ancoragem.

O problema do cálculo da perda por acomodação da ancoragem consiste basicamente na determinação do chamado ponto de bloqueio, que é o limite da propagação ao longo do cabo do deslocamento da cunha.

A penetração da cunha deve ser medida em ensaios que consistem em tracionar um cabo ancorado na outra extremidade por meio de cunhas. Mede-se o esforço  $P$  aplicado no cabo e a penetração  $\delta$  da cunha na ancoragem, traçando-se um diagrama  $P$ - $\delta$  para valores crescentes de  $P$ . (VERÍSSIMO e CÉSAR JR., 1998)

Geralmente as empresas de execução de protensão fornecem esses valores, determinados após a execução de muitas operações de protensão.

Tabela 5. 1 - Penetração da cunha de ancoragem no sistema Freyssinet

Tipo de cabo (cunha central)	Esforços de protensão $P_{\max}$ (tf)	Penetração da Cunha $\delta$ (mm)
12 $\phi$ 5	27	4
12 $\phi$ 7	52	7
12 $\phi$ 8	68	8
6 $\phi$ 1/2"	75	12
12 $\phi$ 1/2"	150	12

Nos sistemas que utilizam cunha individual para cada fio ou cordoalha, observa-se os seguintes valores médios de perdas por encurtamento, para carga máxima ( $P_{\max}$ ):

Tabela 5. 2 - Penetração da cunha de ancoragem sistemas de cunha individual

Tipo de cabo (cunha central)	Penetração da Cunha $\delta$ (mm)
cordoalha $\phi$ 1/2"	6 mm
cordoalha $\phi$ 1/2" cravada com macaco	4 mm

## 5.2 PERDAS LENTAS OU DIFERIDAS NO TEMPO

As perdas lentas ou diferidas são ocasionadas pela atuação de três fenômenos reológicos:

- a) Retração do concreto: O fenômeno de retração do concreto consiste na diminuição do volume que ele experimenta, quando exposto ao ar, sem

carregamento, até permanecer em equilíbrio com o meio ambiente. Essa propriedade, segundo Freyssinet (teoria termodinâmica do concreto), deve-se às tensões capilares da água no interior dos poros do concreto que, perdendo parte dessa água, dão lugar a fenômenos de capilaridade, originando-se esforços que equivalem a uma pressão aplicada sobre o esqueleto sólido do concreto, do exterior para o interior, ocasionando, em consequência, a diminuição de volume. Esse processo só termina quando for alcançado um estado de equilíbrio na água interporos do concreto, dependendo do grau de umidade do ar e do concreto. (AGOSTINI, 1983)

- b) Fluência do concreto: A deformação por fluência consiste em um acréscimo nas deformações do concreto devido à manutenção de um carregamento à peça. Para a protensão não aderente a tensão média na peça é utilizada para se estimar as perdas devido ao encurtamento elástico e a deformação por fluência do concreto. (ALMEIDA FILHO, 2002)
- c) Relaxação do aço: O fenômeno da relaxação corresponde à redução assintótica, ao longo do tempo, das tensões em um cabo de aço ao qual foi imposto um alongamento uniforme e permanente.

A NBR 6118:2003 não trata desses assuntos para o caso das perdas progressivas na protensão sem aderência. No item 9.6.3.4.1 há a seguinte descrição: “Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e da fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas, podendo ser utilizados os processos indicados em 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5. Nesses processos admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e que o elemento estrutural permaneça no estágio I”.

Tanto o fenômeno da retração quando o da relaxação do aço são circunstâncias já estudadas e ocasionadas por motivos conhecidos. Porém, a fluência ainda constitui um dos temas mais difíceis na análise do comportamento das estruturas de concreto parcialmente protendidas com cordoalhas engraxadas, e é certamente, o menos esclarecido.

O fato é que quando se pensa em fluência, vem em mente o fato de o elemento estrutural estar submetido à tensão constante, por exemplo, em lajes de concreto armado o esforço que predomina no dimensionamento é o proveniente dos momentos fletores que, conseqüentemente, para efeito de cálculo segundo combinação de carregamentos, provocam tensões constantes ao longo do tempo, desencadeando o fenômeno da fluência.

No caso das lajes protendidas também há a predominância dos momentos fletores para o dimensionamento, porém quando se fala em fluência para as lajes com protensão limitada ou completa, a seção encontra-se no estágio I submetida às tensões de compressão que produz um encurtamento gradativo do concreto, fenômeno parecido, por exemplo, ao caso dos pilares, que estariam sujeitos a uma “protensão” natural. Portanto, a compressão devido à protensão nesta condição, neutraliza as tensões de tração e é o principal fator causador do efeito da fluência.

Para as lajes planas com protensão parcial, permitem-se fissuras, estando a mesma enquadrada no estágio II, sendo possível o surgimento de tensões de tração. Logo, voltar-se-ia ao conceito de fluência regido também pelos momentos fletores, ou seja, o elemento como um todo não encurta simplesmente devido à protensão, que atua mais preponderantemente nos pontos de ancoragem, o fenômeno da fluência nesse caso fica exposto também aos momentos fletores, que são aliviados pela protensão.

Embora seja um efeito difícil de avaliar, de acordo com Lin e Burns, a perda ou o ganho de tensão na cordoalha devido à fluência são da ordem de 2 ou 3%.(LIN e BURNS apud ALMEIDA FILHO, 2002)

## CAPÍTULO 6

---

### 6 CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO DE LAJES COGUMELO PROTENDIDAS

Para o desenvolvimento deste tópico foi utilizado como base de análise o modelo de analogia por grelhas do tipo elástico-linear. Esse modelo se integra com o modelo de pórtico visando simular o comportamento real da estrutura e possibilitando assim realizar análises com bases em circunstâncias físicas seguras e adequadas.

Segundo Almeida Filho (2002), a modelagem desenvolvida num modelo de grelha apresentou resultados com diferenças na ordem de 9,23% com relação ao modelo experimental na fase elástica, mostrando uma boa precisão. Com relação ao carregamento de ruptura, a diferença foi de 28,93%, pois a modelagem foi do tipo elástico-linear, ou seja, não se esperava uma aproximação no trecho não linear, pois não estão incluídas as não-linearidades físicas ou geométricas na laje.

O primeiro passo para definição de uma laje é a determinação da espessura, essa avaliação deve partir de um pré-dimensionamento, como por exemplo, o apresentado no item 3.2.2. Lembrando que nesse momento o interesse maior é encontrar uma laje que atenda aos esforços e aos deslocamentos. Deve-se ter em mente que sempre que se trabalha com lajes planas protendidas, o pré-dimensionamento da laje visando o controle das deformações não deverá a princípio, se encaixar nos parâmetros apresentados na NBR 6118:2003, pois para esse fato acontecer dever-se-á ocorrer a aplicação das cargas verticais reais. Nessa etapa, é normal encontrar-se flechas variando entre 2 a 4 cm além dos limites recomendados na Norma.

É importante frisar que para chegar nesse ponto, o lançamento de pilares, assim como a seção dos mesmos, já foi definido junto ao projeto arquitetônico e que para isso buscou-se ao máximo certo alinhamento e vãos com comprimentos adequados, ou seja, sem muita discrepância. Vale ressaltar que muitas vezes o projeto não nos permite tal lançamento, então é preciso ter uma abordagem mais criteriosa a fim de contornar os possíveis pontos não adequados para a protensão. Há circunstâncias

em que é conveniente, ou até necessário, interromper uma faixa de cabos num ponto interno na laje, ou lançar vigas.

Essa abordagem dos pilares é uma etapa fundamental não só para definir a espessura das lajes, mas também o comportamento global da estrutura, pois quando se trabalha com lajes planas protendidas e modelo de pórtico espacial, têm-se as lajes trabalhando como diafragma rígido distribuindo o carregamento horizontal, proveniente do vento e das imperfeições globais, para os pilares e estes contribuindo segundo suas rigidezes com a estabilidade da edificação.

A partir do momento que se define a espessura da laje plana, já considerando o carregamento incluindo a alvenaria, então parte-se para a determinação das faixas de protensão com a escolha da distribuição dos cabos. Há lajes em que as armaduras ativas são concentradas em uma direção e distribuídas na outra, concentrada nas duas direções, distribuídas nas duas direções e até mesmo soluções mescladas, onde trechos da laje, em uma mesma direção possuem armaduras concentradas e outro trecho, distribuídas. Cada caso deve ser estudado conforme sua solicitação.

Com o avanço das técnicas de engenharia, as análises passaram a ser mais refinadas e sofisticadas, diminuindo cada vez mais os limites que dividem a estrutura real da teórica ou virtual.

Entrando nesse campo, ao analisar estruturas com as ferramentas de que se dispõem atualmente, pode-se avaliar de forma mais precisão comportamento da laje e assim, utilizar uma abordagem que se baseia na busca por estruturas cada vez mais econômicas e seguras, seguindo uma tendência de utilização da protensão somente nos trechos onde realmente é necessário protender.

Fundamentalmente a protensão busca equilibrar os esforços ou parte destes que atuam na laje, entre eles, tem-se o peso próprio, a sobrecarga permanente e a sobre carga acidental. Com base nesses carregamentos determina-se a força de protensão necessária para o equilíbrio desejado.

Vale ressaltar que as cargas provenientes das alvenarias devem ser consideradas em sua posição real com as cargas determinadas em função do critério de execução das paredes. É usual utilizar-se cargas que variam de  $1,50 \text{ kN/m}^2$  a  $1,80 \text{ kN/m}^2$  para alvenarias internas e de  $2,00 \text{ kN/m}^2$  a  $2,30 \text{ kN/m}^2$  para alvenarias externas. Esse fato é importante para aproximar a análise teórica ao comportamento real da estrutura.

As paredes internas em gesso acartonado são muito indicadas para lajes cogumelo protendidas, pois apresentam redução de aproximadamente  $1,00 \text{ kN/m}^2$  na carga proveniente das paredes quando comparadas com as de alvenaria de blocos cerâmicos ou de cimento, pesando aproximadamente  $0,50 \text{ kN/m}^2$ .

Algumas formas de análise buscam simplificar a aplicação da carga de alvenaria, considerando cargas provenientes dessas distribuídas por  $\text{m}^2$  de laje, esse fato visa atender a um critério simplificado de análise, que proporciona uma distribuição mais homogênea dos esforços que em algumas situações podem apresentar resultados mascarados.

A otimização do lançamento, aliado a um modelo e ferramenta adequados, busca ao invés de determinar a força de protensão equilibrante e, conseqüentemente a quantidade de cabos a ser utilizado, realizar uma análise que visa dimensionar a protensão da laje plana pontualmente, ou seja, utiliza-se a protensão parcial para resolver os pontos onde há esforços que provocam um comportamento inadequado, como deformações excessivas, e permite que alguns trechos trabalhem simplesmente com a utilização das armaduras passivas.

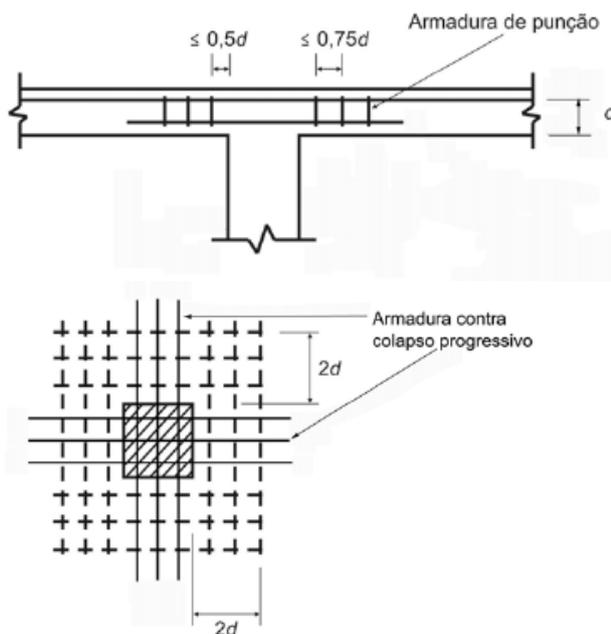
Há algumas recomendações dadas na NBR 6118:2003 para distribuição das armaduras em lajes planas protendidas como descritas no item 20.3 e item 20.4:

- entre cabos ou feixes de cabos deve ser mantido um espaçamento máximo  $6h$ , não excedendo  $120 \text{ cm}$  [item 20.3.2.1];
- cabos dispostos em faixa externa de apoio devem estar contidos numa porção de laje, de tal forma que a largura desta não ultrapasse a dimensão em planta do pilar de apoio, tomada transversalmente à direção longitudinal

- da faixa, acrescida de 3,5 vezes a espessura da laje para cada um dos lados do pilar [item 20.3.2.2];
- entre cabos ou feixes de cabos, ou entre cabos e armaduras passivas, deve ser mantido um espaçamento mínimo de 5 cm [item 20.3.2.3];
  - O cobrimento mínimo de cabos em relação à face de aberturas nas lajes deve ser de 7,5 cm [item 20.3.2.4];
  - o desvio no plano da laje de um cabo ou feixe de cabos deve produzir uma inclinação máxima de 10%, na corda imaginária que une o início ao fim do trecho, mantendo o seu desenvolvimento de acordo com uma curva parabólica em planta. Ao longo do desvio, o conjunto de cabos ou feixes deve estar disposto de tal forma a manter uma distância de 5 cm entre cabos na região central da curva [item 20.3.2.5];
  - para os casos em que o desvio exceda os limites especificados, deve ser prevista armadura capaz de resistir à força provocada por esse desvio [item 20.3.2.5];
  - pode-se prescindir da armadura passiva contra colapso progressivo, se pelo menos um cabo, em cada direção ortogonal, passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio das lajes de edifícios comerciais e residenciais [item 20.3.2.6];
  - sobre os apoios das lajes protendidas, é obrigatória a existência de no mínimo quatro barras na face tracionada, dispostas numa largura que não exceda a largura do apoio adicionada de três vezes a altura total da laje. As barras devem estar espaçadas em no máximo 30 cm e desenvolvidas a uma distância mínima igual a  $1/6$  do vão livre entre apoios na direção da armadura, e medida da face do apoio [item 20.3.2.6];
  - nas lajes protendidas por monocordoalhas não aderentes, no máximo quatro cabos pode ser dispostos em feixe [item 20.3.2.6];
  - quando necessárias, as armaduras para resistir à punção devem ser constituídas por estribos ou conectores (studs), com preferência pela utilização destes últimos [item 20.4];
  - o diâmetro da armadura de estribos não pode superar  $h/20$  e deve haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos (ancoragem mecânica) [item 20.4];

- as regiões mínima em que devem ser dispostas as armaduras de punção, bem como as distâncias regulamentares a serem obedecidas estão mostradas na figura 6.1 [item 20.4];

Figura 6. 1 - Armaduras de punção



Fonte: Projeto NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento

Algumas dessas recomendações, como as descritas no item 20.3.2.1 tem origem em modelos de calculo limitados, como o método do pórtico equivalente, que apresenta algumas restrições para utilização em análises, não levando em consideração o efeito que a solução dada em uma direção provoca na outra, não permitindo que haja um desalinhamento nas linhas dos pilares superiores a 10%, além de não considerar os efeitos provenientes do pórtico, como as ações do vento e efeitos de segundo ordem.

Porém há recomendações, que mesmo dispondo de métodos refinados de cálculo, devem ser levadas em consideração dada a esbeltez da estrutura, a necessidade de garantir a segurança e a utilização da mesma. O respeito aos espaçamentos mínimos, o cuidado em relação aos desvios de cabos em planta, a imprescindível importância da resistência ao colapso progressivo, o complemento de armadura passiva sobre os apoios nas zonas tracionadas e a armadura contra punção dos

pilares, ou cargas concentradas, devem ser levadas em consideração nos projetos estruturais.

A armadura de punção, como já discutido na seção 3.2.2 anteriormente, deve ser levada em consideração e utilizada em lajes planas protendidas. A NBR 6118:2003 pode levar a interpretações equivocadas, quando descreve no item 19.5.3.5, que no caso de a estabilidade global da estrutura depender da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que  $\tau_{sd}$  seja menor que  $\tau_{Rd1}$ . Essa armadura deve equilibrar um mínimo de 50% de  $F_{sd}$ .

Em edifícios estruturados com lajes planas protendidas, para um equilíbrio adequado da estrutural, é fundamental a consideração não só do núcleo rígido, como também da contribuição de cada pilar de acordo com sua rigidez e, conseqüentemente, da laje que distribui os esforços transversais no plano. Logo, a laje está diretamente ligada ao comportamento global da estrutura e na sua ausência o modelo de distribuição dos carregamentos é alterado, podendo provocar problemas sérios no comportamento do sistema estrutural, caso esse não esteja preparado para essa redistribuição.

Para a distribuição das faixas de protensão é necessário ter um lançamento já com um pré-dimensionamento da espessura da laje para então, a partir do mapa de deformações, avaliarem-se os vãos que precisam sofrer intervenções para que possam ser resolvidos quanto às deformações, ou seja, primeiramente resolvem-se os deslocamentos excessivos com a protensão, pois se defende a tese de que os demais vãos, que estariam dentro dos limites de deslocamentos estabelecidos pela NBR 6118/2003, seriam resolvidos simplesmente com armadura passiva.

O diagrama de momentos fletores da laje plana também é importante na determinação das faixas, pois é a partir deles que são determinadas as regiões de transferência de esforços, também chamadas de RTE, além da distribuição dos cabos nas duas direções, com o diagrama é possível já ter uma prévia de qual seria a proposta de protensão, sendo distribuição nas duas direções, concentração numa direção e distribuição na outra ou solução mista.

No modelo de analogia por grelha há a tendência de distribuição dos esforços pela laje, esse fato induz a uma solução mais distribuída para as duas direções, mesmo assim, quem dita esse fenômeno é a disposição dos pilares em planta, até porque é sobre estes que se concentram os maiores esforços e conseqüentemente a maior concentração de cabos.

Nessa etapa de análise, são realizadas diversas interações, tendo como ponto de partida resolver primeiramente as deformações e, a partir daí, avaliando o comportamento da laje e dos esforços, buscando um equilíbrio adequado entre os esforços reais, devido aos carregamentos, e os esforços fictícios, que se originam na protensão.

Uma vez determinadas as regiões de transferência de esforços, então se devem determinar as regiões de protensão uniforme ou RPU. A RPU absorve todo o esforço que foi englobado pela RTE e o transforma em quantidade de cabos. Em função do esforço é conveniente utilizar-se de um ou mais cabos por feixe de armadura. Ressaltando que, conforme item 20.3.2.6, deve-se utilizar para lajes planas protendidas no máximo quatro cabos por feixe.

Para esforços maiores, a união dos cabos em feixes, faz com que a distância entre feixes de cabos seja maior o que diminui a interferência entre cabos, fato que costuma reduzir tempo da execução.

É importante ficar atento não só às questões de projeto, mas também, à execução. Para distribuição dos feixes o projetista deve resolver todas às interferências possíveis entre cabos, que quando não observados na fase de dimensionamento e detalhamento, pode gerar dificuldades na obra e não retratar o idealizado, com medidas inadequadas de ajustes das cordoalhas in loco.

Figura 6. 2 - Indefinição do caminhamento dos cabos



Algumas vezes as questões executivas acabam inclusive, ganhando mais importância diante as análises de cálculo, desde que as condições de projeto permitam essa liberdade. Cada laje deve ser estudada segundo a distribuição de cabos, para os casos em que se tem um lançamento onde os cabos sejam distribuídos nas duas direções deve-se escolher a direção onde se desenvolvem os maiores esforços e então, nesses casos as ordenadas dos feixes serão mais extremas, essa condição também é válida para o caso de os feixes de cabos forem dispostos concentrados nas duas direções.

Já nos casos em que há feixes distribuídos em uma direção e concentrado na outra, os cabos da direção concentrada deve ter ordenadas inferiores às ordenadas dos cabos que estão distribuídos. Nessas condições, na direção em que se escolhe concentrar os cabos, os momentos fletores nas RTE's podem ser maiores, mesmo assim, por uma questão executiva mantêm-se esses cabos em ordenadas inferiores à outra direção resolvendo os esforços residuais com armadura passiva.

Sempre que possível é interessante utilizar cabos concentrados sobre os apoios, pois esses aumentam a resistência da laje à punção, aumentam a resistência da ligação laje-pilar e facilitam a execução da protensão.

A partir do momento que se definem as regiões de transferência de esforços e as regiões de protensão uniforme, com a largura e quantidade de cabos em função das deformações e, posteriormente, dos esforços então se inicia o processo de interações, buscando enquadrar a laje dentro dos limites de deslocamentos e posteriormente resolvendo pontos onde os esforços são excessivos.

Durante a fase de interação a questões de interferências de cabos assim, como a distribuição em planta, já são levadas em consideração, para que no fim desse processo, a solução adotada atenda não só aos parâmetros de cálculo, como também, facilite a execução.

Conforme Emerick (2005), na ordem de protensão é importante seguir uma sequência para evitar manifestações patológicas devido a introdução de carga concentrada no ato da protensão, onde o concreto está a 70% da sua resistência máxima.

Para lajes lisas com cabos distribuídos em ambas as direções devem-se:

1. Protender 50% dos cabos distribuídos de uma direção.
2. Protender 100% dos cabos distribuídos da direção oposta.
3. Protender 50% restantes dos cabos.

Já as lajes com cabos concentrados em uma direção e distribuídos na outra, a recomendação é:

1. Protender todos os cabos distribuídos.
2. Protender todos os cabos concentrados.

Para a protensão de uma faixa concentrada de cabos a recomendação é protender seguindo uma sequência do centro para as extremidades da faixa.

# CAPÍTULO 7

---

## 7 EXEMPLOS

Nesse tópico serão apresentados alguns exemplos de aplicação, com soluções de projeto adotadas para obras de edificações residenciais no estado do Espírito Santo, nas zonas urbanas de Vitória e Vila Velha.

Os projetos aqui apresentados foram desenvolvidos em escritório especializado, sob coordenação de equipe técnica de engenheiros especialistas na área de estruturas e que há 17 anos prestam serviços de engenharia.

Ao longo dos anos de trabalho, os conceitos abordados neste trabalho, foram muito pesquisados e discutidos, diversos modelos estruturais foram avaliados para que essa tecnologia pudesse ser lançada.

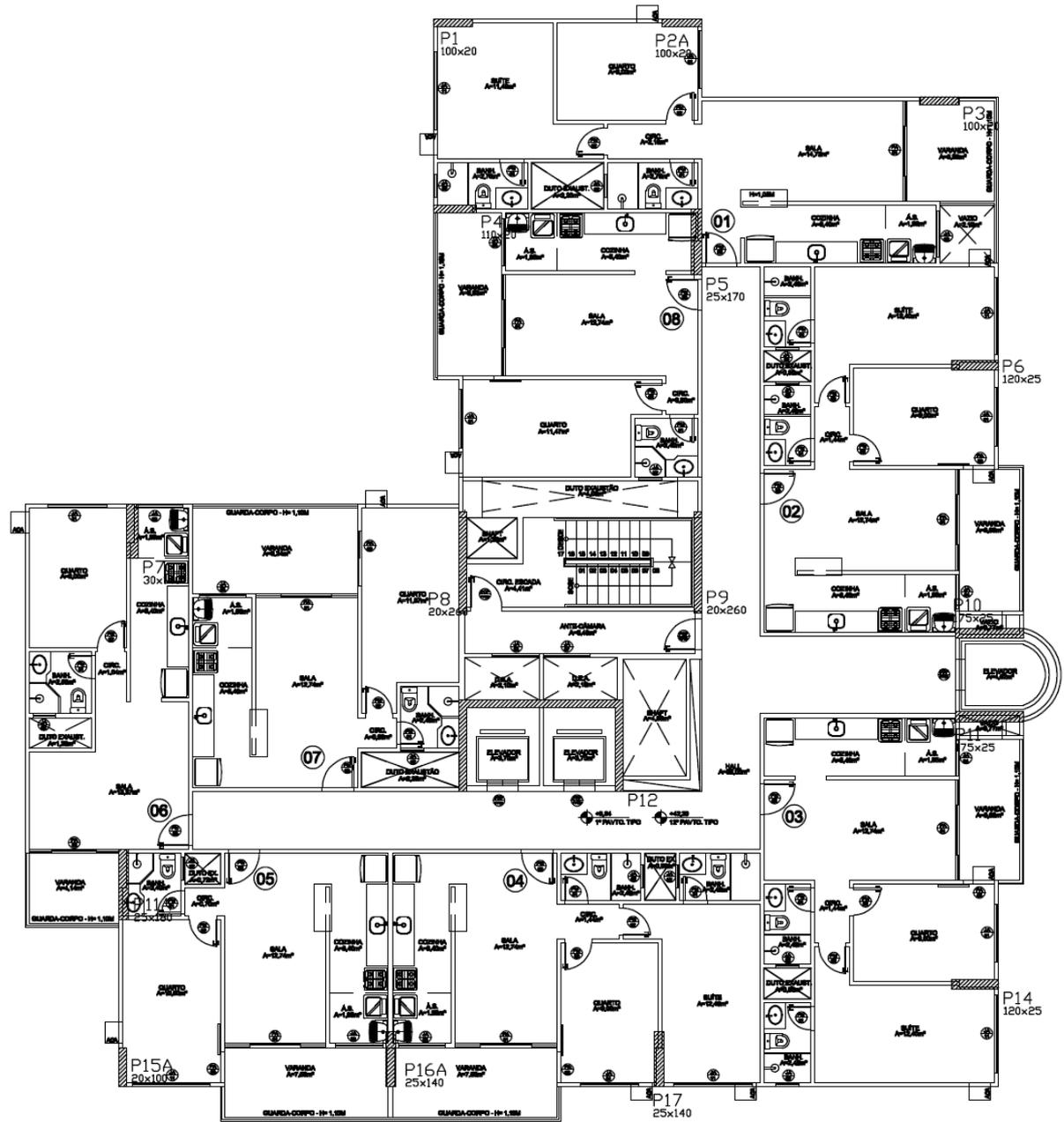
### 7.1 EXEMPLO 1

O exemplo 1 é um edifício residencial, composto térreo/fundação, dois pavimentos de garagem, doze pavimentos tipo, cobertura, telhado e ático, resultando em uma altura de 57,81 m até o topo da caixa d'água.

Apresenta-se no exemplo a análise do pavimento tipo, ver Figura 7.1. O pavimento estudado apresenta área construída de 505,26 m<sup>2</sup>, contando com 8 (oito) apartamentos por andar que variam de 45 a 62 m<sup>2</sup>. Por possuir muitos apartamentos com área reduzida, a laje apresenta um elevado índice de alvenarias. As alvenarias utilizadas foram em bloco cerâmico com carga considerada de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, para as internas, e 2,2 kN/m<sup>2</sup>, para as externas.

As cargas lançadas na laje, além das alvenarias e efeito do pórtico, foram as ações provenientes do peso próprio da laje, 1 kN/m<sup>2</sup> de sobrecarga permanente e 1,5 kN/m<sup>2</sup> de sobrecarga acidental.

Figura 7. 1 - Projeto arquitetônico - Planta baixa do pavimento tipo Exemplo 1



PLANTA BAIXA - PAVTO. TIPO (x12)  
ESCALA: 1/8

A partir do projeto arquitetônico, realizou-se o lançamento dos pilares. O núcleo de rigidez ficou definido na região dos elevadores e escada, onde se utilizou um pilar em forma de U e dois grandes pilares parede, algumas vigas também foram utilizadas nessa região.

Observa-se que a edificação é bem robusta e o núcleo de rigidez foi definido num ponto onde, deveria ser o “eixo” da edificação, porém em função da definição arquitetônica, o quadrante superior esquerdo, visto em planta, não existe, o que compromete a estabilidade global da edificação, ou seja, ao sofrer ação do vento a estrutura tende a se deslocar para dentro desse vazio. Esse fato é um dos motivos para utilização de pilares robustos como o pilar em U.

Na Figura 25, apresenta-se a planta de formas do pavimento tipo com o lançamento estrutural já definido.

Os maiores vãos entre pilares nessa estrutura chegam a 800 cm, ou seja, inicialmente utilizou-se no modelo laje com 18 cm de espessura. Porém como possível observar na Figura 25, há várias aberturas na laje, destacando-se uma abertura junto ao pilar em U. Essas aberturas estavam comprometendo o comportamento no plano da laje com deformações excessivas que não seriam possíveis de controlar com a protensão. Então, após análises, decidiu-se passar a laje para altura de 20 cm.

Essa definição da espessura da laje também contribui com os parâmetros de estabilidade do edifício, além do correto dimensionamento dos pilares, que auxiliam no equilíbrio da estrutura de acordo com a rigidez de cada um.

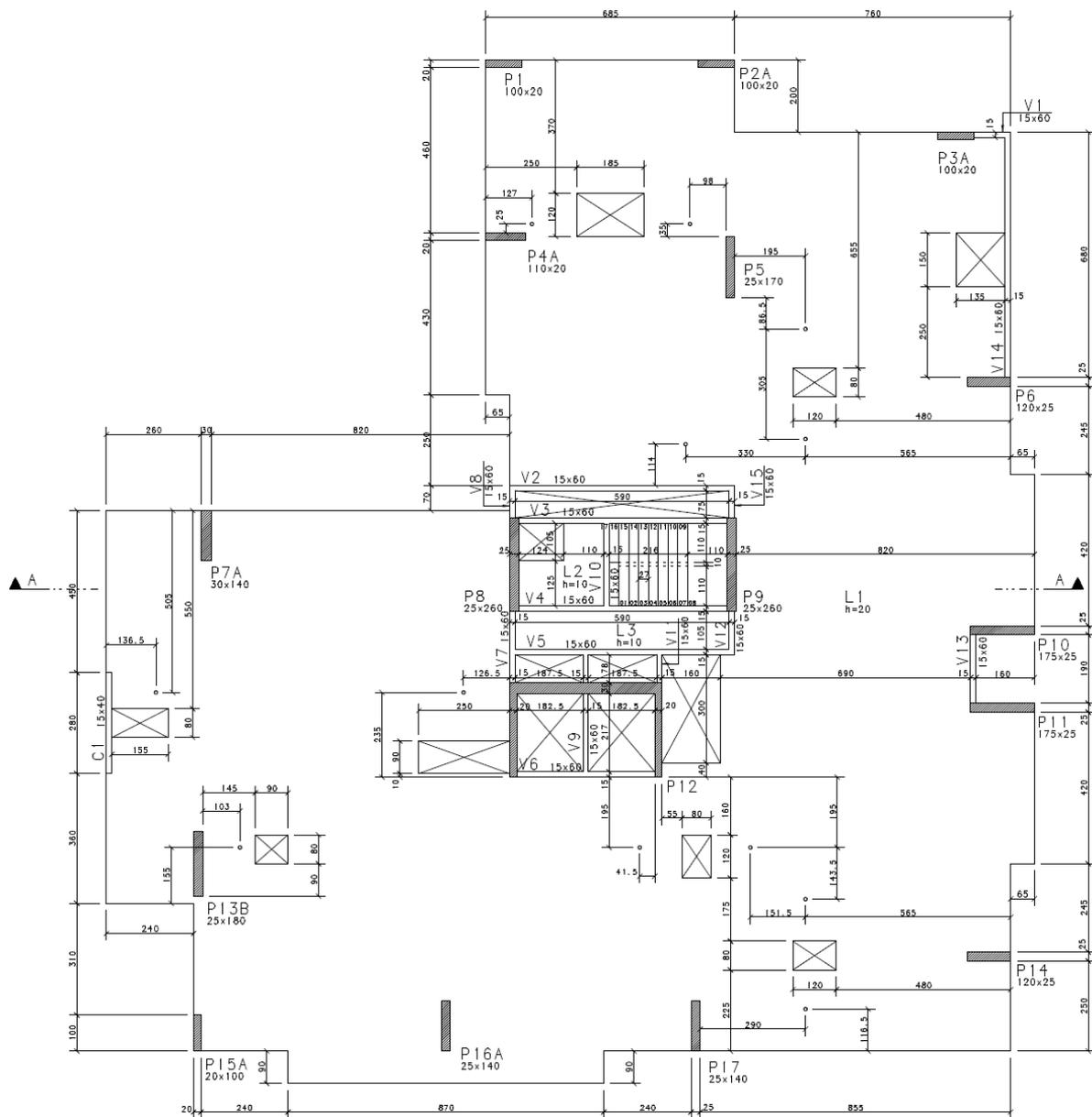
A seguir apresenta-se a Tabela 8 com as tensões dos pilares na fundação, onde são verificadas as tensões devido às cargas verticais provenientes do peso próprio, das sobrecargas permanentes, sobrecargas acidentais e alvenarias. Há também verificação das tensões devido às cargas verticais, já citadas, somadas ao acréscimo de carga vertical provocado pelo vento e efeitos de segunda ordem. Por fim, verificam-se as tensões nos pilares considerando-se não só as cargas verticais,

mas também as cargas provenientes dos momentos provocados pelo vento e efeitos de segunda ordem.

Tabela 7. 1 - Verificação das tensões dos pilares da torre

GEOMETRIA DO PILAR		CARGAS TOTAIS										Fck		
		ESFORÇOS					PROPRIEDADES DA SEÇÃO		TENSÕES					
PILAR	b (cm)	h (cm)	Caso 1	Caso Fzmáx	Caso M máx	Área (cm <sup>2</sup> )	w (cm <sup>2</sup> )	t1	t2	t3	t3'	As (Tração)	Pilar Parede?	
			P (tf)	Fzmáx (tf)	Mfz (Tf.m)			Fz <sub>M</sub> (tf)	Mmax (tf.m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )			(kg/cm <sup>2</sup> )
P1	25	100	205	215	1	210	11	82,0	86,0	110,4	57,6			
P2	25	100	230	240	5	222	19	92,0	96,0	134,4	43,2			
P3	25	100	282	288	9	271	25	112,8	115,2	168,4	48,4			
P4	30	100	417	425	1	408	12	139,0	141,7	160,0	112,0			
P5	30	170	761	766	13	745	19	149,2	150,2	159,2	132,9		Parede	
P6	30	120	530	534	15	518	23	147,2	148,3	175,8	111,9			
P7	30	140	584	610	4	572	10	139,0	145,2	149,3	126,0			
P8	25	260	675	853	124	853	124	103,8	131,2	175,3	87,2		Parede	
P9	25	260	895	948	68	781	254	137,7	145,8	210,3	30,0		Parede	
P10X	U	U	1596	1862	576	1862	576	93,9	109,5	153,0	66,1			
P10Y	U	U	1596	1862	924	1569	2574	93,9	109,5	207,9	-23,3			
P11	45	140	988	994	8	946	11	156,8	157,8	163,2	142,7			
P12	30	120	543	545	1	528	15	150,8	151,4	167,5	125,8			
P13	25	100	297	308	3	284	10	118,8	123,2	137,6	89,6			
P14	30	140	557	560	10	537	15	132,6	133,3	143,5	112,6			
							<b>TENSÕES LIMITES</b>		<b>175,0</b>	<b>180,0</b>	<b>245,0</b>	<b>-35,0</b>		
									50%	60%	70%	10%		

Figura 7.2 - Formas do pavimento tipo



FORMAS DO TIPO (2° AO 12°)

ESCALA 1:75

NOTA: VERIFICAR POSICIONAMENTO DOS FUROS E SHAFTS NOS PROJETOS COMPLEMENTARES, RESPEITANDO A DISTRIBUIÇÃO DE CABOS DO PAVIMENTO.

Partindo então do lançamento estrutural definido, com pilares dimensionados, parâmetros de estabilidade global satisfeitos e resolvidas as interferências com arquitetura, chega a fase de implementação da protensão na laje.

Tabela 7. 2 - Parâmetro  $\gamma_z$

Parâmetro de estabilidade para os carregamentos simples de vento							
Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	$\gamma_z$	$\alpha$
90	11793,5	361,6	79,3	2455,5	1036,1	1,231	1,313
270	11793,5	361,6	79,3	2455,5	1036,1	1,231	1,313
0	11793,5	421,7	88,8	2628,1	1036,1	1,257	1,254
180	11793,5	421,7	88,8	2628,1	1036,1	1,257	1,254

Avaliando as deformações iniciais provocados por todas as cargas lançadas na laje, sem o efeito da fluência, podem-se avaliar quais as regiões deverão ter um tratamento especial e ficaram com maior concentração de cabos.

Na Figura 7.3, observa-se 2,2 cm de deformações à direita do núcleo central, visto em planta, e 2,8 cm à esquerda. Não são valores tão excessivos, mas deve-se lembrar que são deformações imediatas, sem o efeito da fluência. Logo, como nas regiões de Vitória e Vila Velha o coeficiente de fluência pode ser tomado como  $\phi = 2$  essas deformações, em longo prazo, tendem a aumentar para 4,4 e 5,6 cm.

Os pontos citados acima são os principais pontos de deformações, mas há outros pontos com 1,5 cm e 1,8 cm de flecha imediata junto à borda esquerda da estrutura, que devem ser avaliados com cuidado, principalmente se nessas regiões há alvenarias cegas, representando risco de manifestações patológicas nessa fachada como fissuras ou trincas.

Após análise das deformações, parte-se para definição das primeiras de faixas de protensão, para isso é importante também avaliar os esforços iniciais, ou seja, os momentos fletores atuantes na laje antes do efeito da protensão. São com base nesses esforços que serão definidas as regiões de transferência de esforços.

Figura 7.3 - Deformações iniciais em cm

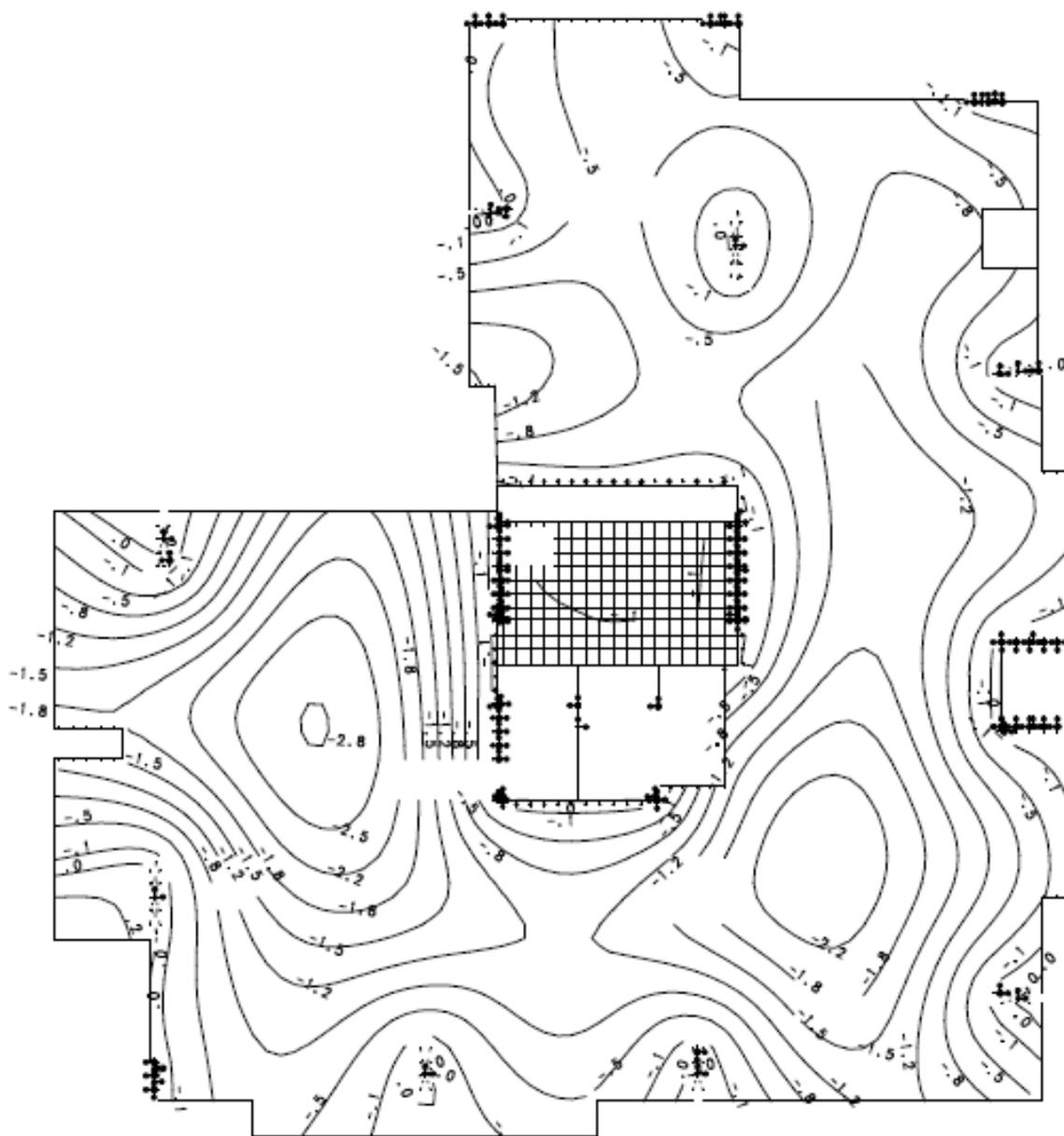
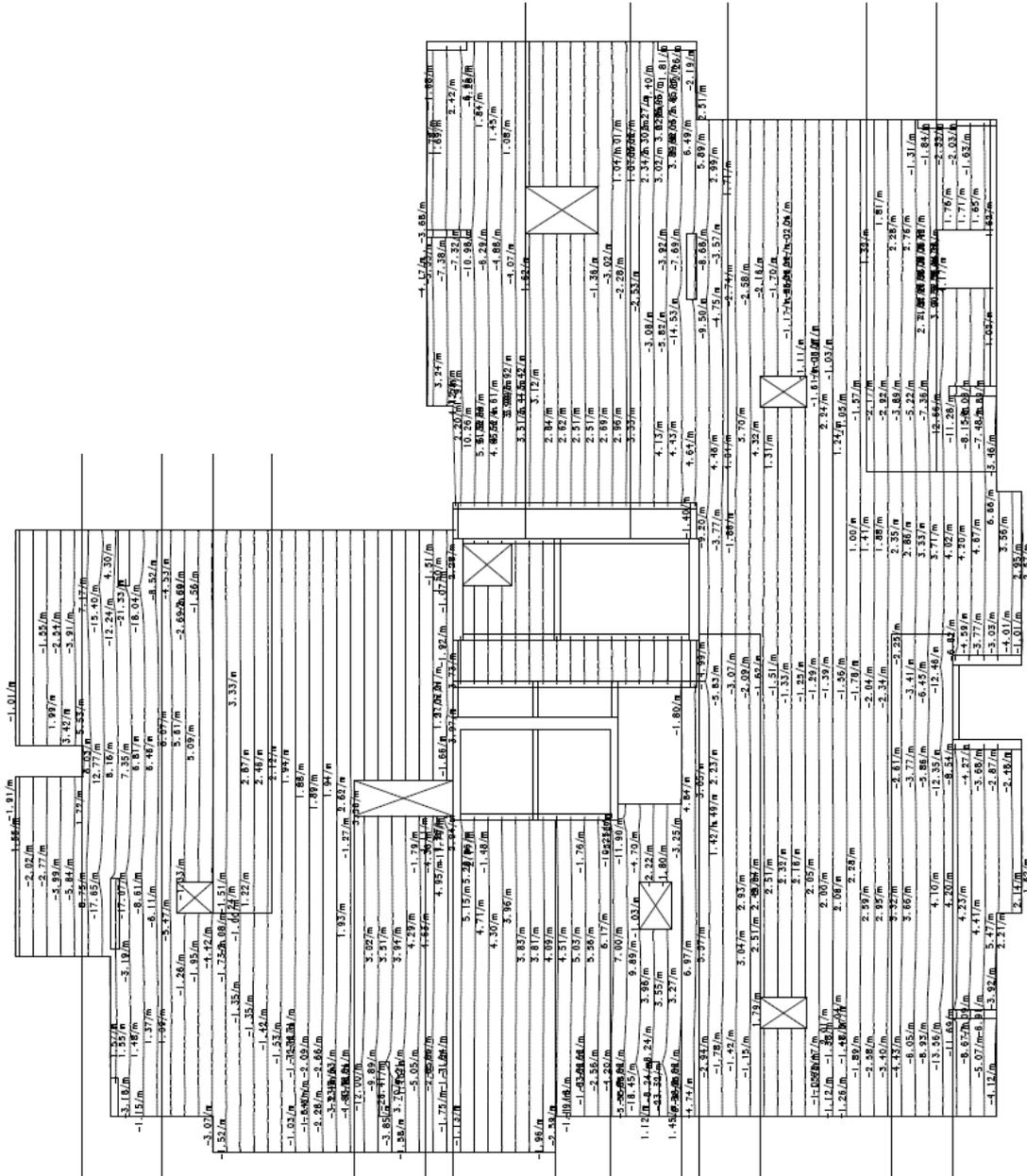




Figura 7. 5 - Diagrama de momento fletor longitudinal antes da protensão [tf.m/m]



No Exemplo 1, percebe-se através dos esforços que não há uma definição clara para utilização de armadura concentrada em uma direção e distribuída na outra. Os momentos atuantes nas duas direções direcionam para uma distribuição de cabos nas regiões onde as deformações e, conseqüentemente os esforços, são maiores.

Então, para as ordenadas dos cabos, vale lembrar que na direção onde na RTE houver os maiores valores de momentos, os cabos devem possuir ordenadas mais extremas, passando mais próximas da face da laje, enquanto na outra direção, com momentos menores na RTE, os cabos devem ficar mais internos, com menor ordenada, de forma a facilitar a mão-de-obra na instalação das cordoalhas e reproduzir de forma fiel o que será executado.

Também é notório para na determinação das faixas, que as aberturas que foram necessárias nas lajes, também proporcionaram uma dificuldade de lançamento, e até mesmo de otimização das cordoalhas.

Em alguns trechos onde não há problemas de deformações, optou-se em não estender os cabos de uma extremidade a outra, optando em reforçar as regiões mais solicitadas e utilizar menos cabos onde já não há esforços tão significativos.

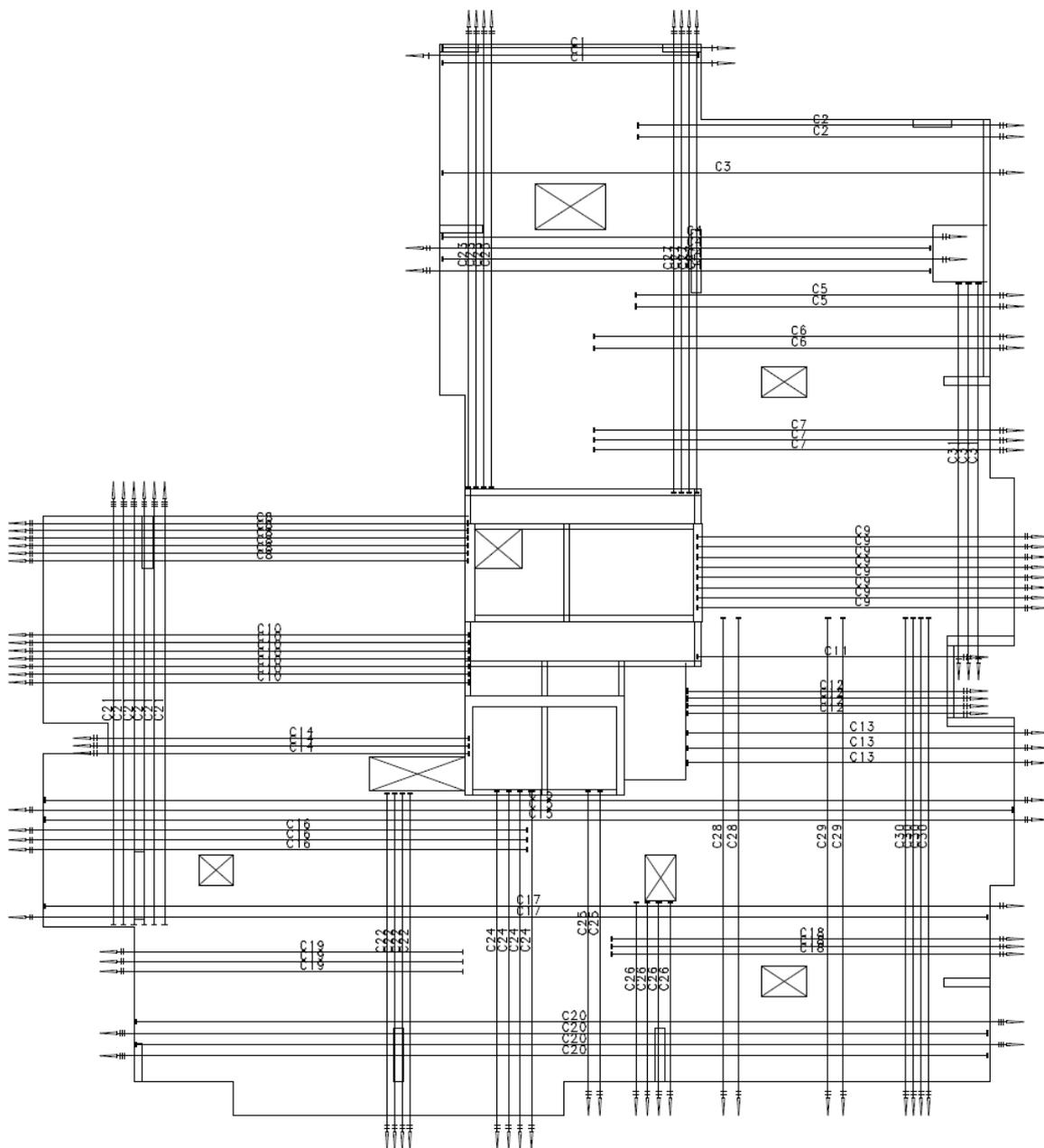
Com base em todas essas premissas chegou-se então a o primeiro lançamento de cabos da laje, onde se pode avaliar o comportamento dos esforços, das deformações e ter uma primeira ideia dos índices de consumo dessa laje.

Tabela 7. 3 - Tabela de armadura ativa e índices de consumo da primeira interação

Resumo de Protensão – Primeiro Lançamento					
Monocordoalhas não aderentes		Peso		Ancoragens	
$\phi$ (mm)	Comprimento (m)	kg/m	kg	A	P
1 $\phi$ 12,7	22,22	0,886	20	3	3
2 $\phi$ 12,7	2115,99	0,886	1875	186	186
3 $\phi$ 12,7	482,94	0,886	428	30	30
Total	2621,15		2323	219	219

Área Estrutural	540	m <sup>2</sup>
Índice de consumo	4,30	kg/m <sup>2</sup>

Figura 7.6 - Disposição das cordoalhas após a primeira interação



Não existe um ideal em termos de consumo para uma edificação, cada situação pode levar a uma necessidade podendo se distanciar do esperado, muitas vezes a relação de vãos entre pilares, assim como, a ordem de grandeza das cargas pode forçar a índices diferentes. De qualquer forma, alguns autores, como Emerick (2005), adotaram um padrão em torno de  $5 \text{ kg/m}^2$  de consumo como sendo um índice adequado. Logo, nesse primeiro lançamento obteve-se um índice de consumo de  $4,30 \text{ kg/m}^2$ , que para o pavimento apresentado, acredita-se estar econômico.

Para essa primeira análise as deformações ainda não se enquadraram nos limites recomendados pela NBR 6118:2003. Assim sendo, deve-se então, trabalhar com as regiões de transferências de esforços e com as regiões de protensão uniforme, variando a primeira e alterando a quantidade de cabos da segunda, para que assim se alcance o resultado desejado, ou seja, dentro dos padrões de segurança e utilização.

Nesse instante, após o lançamento da protensão, já é interessante avaliar as flechas considerando o efeito da deformação lenta, lembrando que o fator de fluência já é alterado pelo efeito da protensão, que para lajes parcialmente protendidas deve ser um valor menor que o fator de fluência integral determinado para a região, no caso do exemplo  $\phi = 2$ , que é o valor utilizado para deformações diferidas no tempo na região de Vitória e Vila Velha.

Para avaliação das deformações, o critério utilizado para verificação é medir-se a distância da isolinha que define a deformação até o pilar mais próximo, multiplicar esse valor por 2 e dividir pela flecha que indicada na isolinha, esse valor deve dar maior do que 350 para que atenda às recomendações da NBR 6118:2003.

Apresenta-se a seguir nas Figuras 7.7, 7.8 e 7.9 os resultados da primeira interação, as deformações são as de longo prazo e contam com o efeito da fluência, enquanto os momentos fletores atuantes já se apresentam homogeneizados, devido à aplicação da protensão.

Figura 7.7 - Deformações após primeira interação em cm, com efeito de fluência

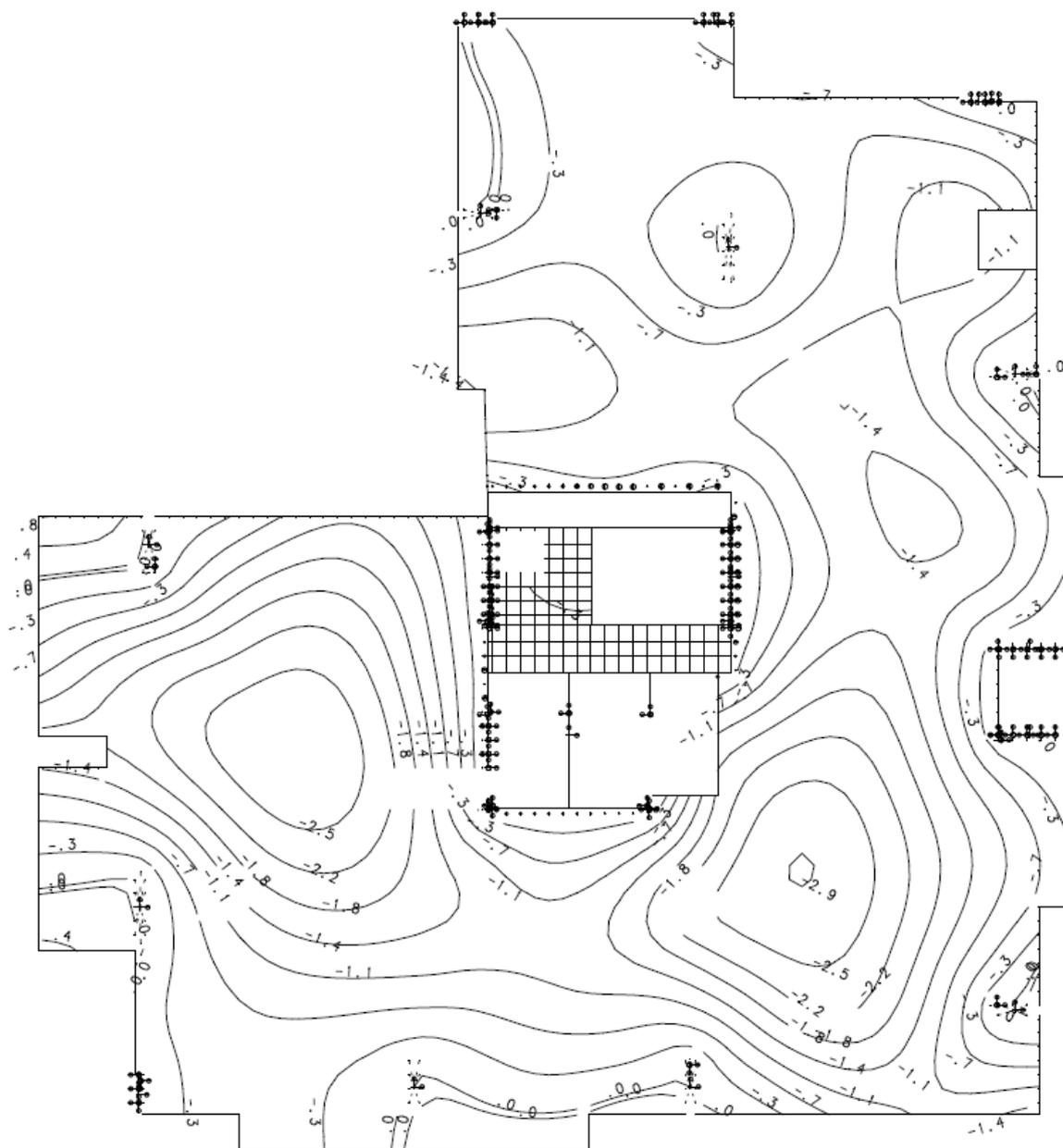
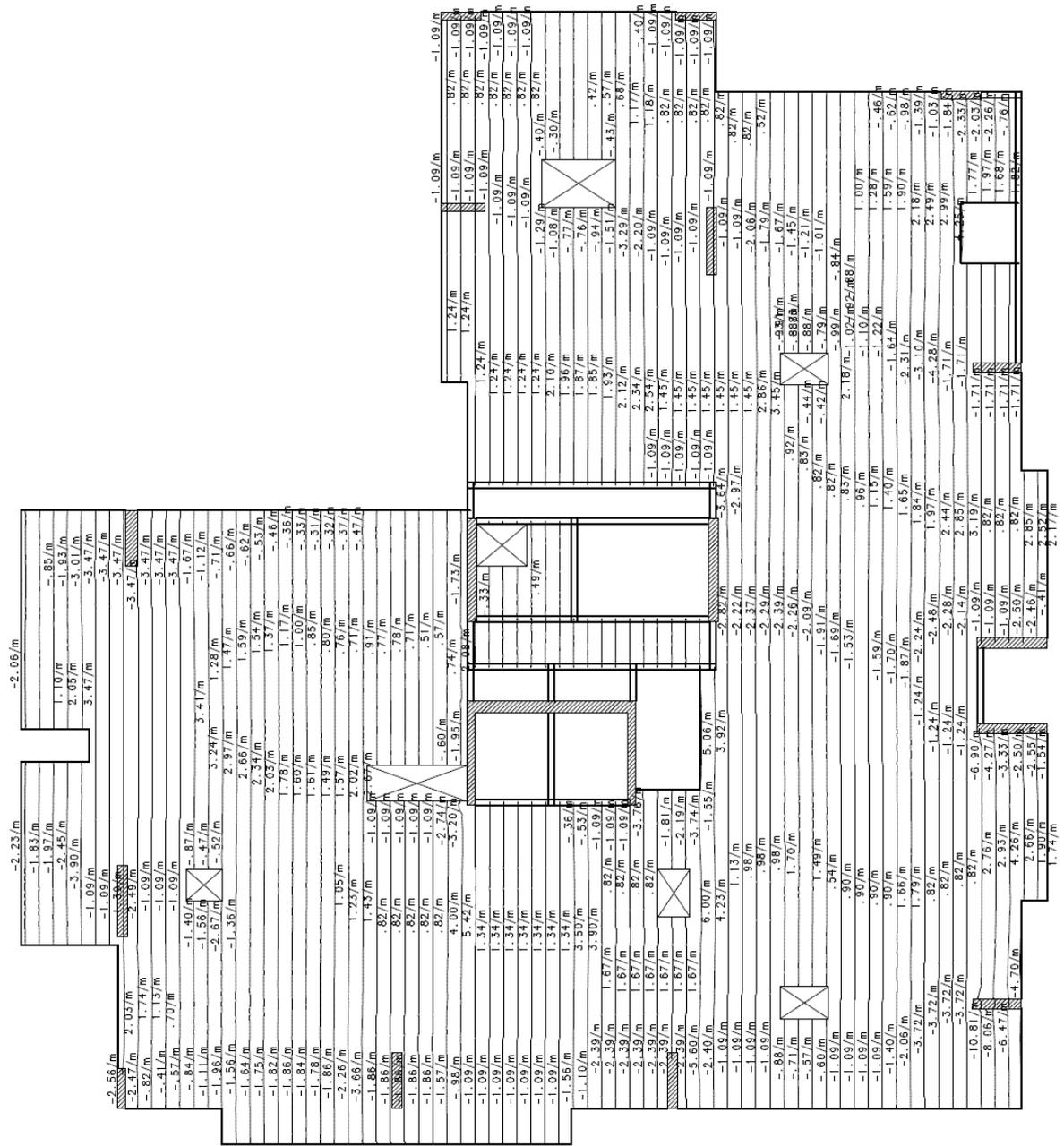




Figura 7.9 - Diagrama de momento fletor longitudinal após primeira interação [tf.m/m]



As interações devem ser tantas quantas forem necessárias para atingir o resultado esperado, nesse exemplo foram feitas 9 interações, e o resultado dessa última será apresentado a seguir, juntamente com o dimensionamento à punção. Não se entrará no mérito das armaduras passivas, pois para esse fator entende-se que a norma trás recomendações claras de como proceder, além de já ter sido discutido no item 2.3, nem no detalhamento de cada cabo.

Também se apresenta a seguir duas tabelas, uma com o comprimento e o alongamento dos cabos e a outra com o consumo de aço para armadura ativa e os índices de consumo em relação à área estrutural.

Tabela 7. 4 - Tabela de cabos para distribuição horizontal (Aço CP 190 RB)

Especificação			Comprimento		Ancoragem		Alongamento (cm)	
Cabo	Quantidade	f (mm)	Unitário	Total	Ativa	Passiva	Inicial	Final
C1	2	1 $\phi$ 12,7	7,41	14,82	2	2	3,1	3,1
C2	2	1 $\phi$ 12,7	9,86	19,72	2	2	0,0	5,8
C3	2	1 $\phi$ 12,7	15,01	30,02	2	2	8,6	8,6
C4	2	2 $\phi$ 12,7	13,51	54,04	4	4	7,5	7,5
C5	2	1 $\phi$ 12,7	9,91	19,82	2	2	0,0	6,0
C6 a C7	4	2 $\phi$ 12,7	11,01	88,08	8	8	0,0	6,6
C8	3	3 $\phi$ 12,7	11,78	106,02	9	9	0,0	7,3
C9	6	2 $\phi$ 12,7	8,96	107,52	12	12	0,0	5,3
C10	6	3 $\phi$ 12,7	11,81	212,58	18	18	0,0	7,3
C11	1	2 $\phi$ 12,7	7,36	14,72	2	2	0,0	4,1
C12	4	2 $\phi$ 12,7	7,61	60,88	8	8	0,0	4,3
C13	3	2 $\phi$ 12,7	9,21	55,26	6	6	0,0	5,4
C14	3	3 $\phi$ 12,7	10,11	90,99	9	9	0,0	6,1
C15	3	2 $\phi$ 12,7	26,11	156,66	6	6	0,0	17,2
C16	3	2 $\phi$ 12,7	13,36	80,16	6	6	15,8	8,3
C17	3	2 $\phi$ 12,7	25,46	152,76	6	6	0,0	16,0
C18	4	3 $\phi$ 12,7	10,56	126,72	12	12	0,0	6,4
C19	3	2 $\phi$ 12,7	9,26	55,56	6	6	0,0	5,5
C20	4	2 $\phi$ 12,7	23,06	184,48	8	8	14,1	14,2

Tabela 7. 5 - Tabela de cabos para distribuição vertical (Aço CP 190 RB)

Especificação			Comprimento		Ancoragem		Alongamento (cm)	
Cabo	Quantidade	f (mm)	Unitário	Total	Ativa	Passiva	Inicial	Final
C21	6	3φ 12,7	11,46	206,24	18	18	0,0	7,0
C22	4	2φ 12,7	16,46	131,66	08	08	9,7	9,8
C23	4	2φ 12,7	9,16	73,26	08	08	0,0	5,3
C24	3	2φ 12,7	12,52	75,05	08	08	0,0	7,7
C25	4	2φ 12,7	9,21	73,66	06	06	0,0	5,5
C26	3	3φ 12,7	8,31	74,77	08	08	0,0	4,7
C27	1	3φ 12,7	8,56	25,67	09	09	0,0	4,9
C28	4	2φ 12,7	12,52	100,06	03	03	0,0	7,8
C29	3	2φ 12,7	12,91	77,45	08	08	0,0	8,0
C30	3	2φ 12,7	12,91	77,45	06	06	0,0	8,1
C31	3	2φ 12,7	12,91	77,45	06	06	0,0	8,1
C32	3	2φ 12,7	10,21	61,25	06	06	0,0	6,2
C33	2	2φ 12,7	10,21	40,83	04	04	0,0	6,2
C43	2	2φ 12,7	15,56	62,23	04	04	9,0	9,0
C35	3	1φ 12,7	26,03	78,17	03	03	16,2	16,1

Tabela 7. 6 - Tabela de armadura ativa e índice de consumo para o detalhamento final

Resumo de Protensão – Primeiro Lançamento						
Monocordoalhas não aderentes			Peso		Ancoragens	
φ (mm)	Comprimento (m)	kg/m	kg	A	P	
1φ 12,7	162,53	0,886	144	11	11	
2φ 12,7	1859,38	0,886	1648	142	142	
3φ 12,7	842,95	0,886	747	78	78	
Total	2864,86		2539	231	231	

Área Estrutural	540	m <sup>2</sup>
Índice de consumo	4,70	kg/m <sup>2</sup>

Observa-se que para adequação das deformações houve necessidade de aumentar a quantidade de cabos e conseqüentemente aumentou-se o índice de consumo, que mesmo assim, ficou abaixo de 5 kg/m<sup>2</sup>. A espessura de 20 cm para a laje foi fundamental para esse resultado, até porque como mencionado anteriormente, os furos na laje e o recorte da fachada foram fatores que dificultaram o posicionamento das faixas protendidas.

Figura 7. 10 - Deformações finais em cm, com efeito de fluência

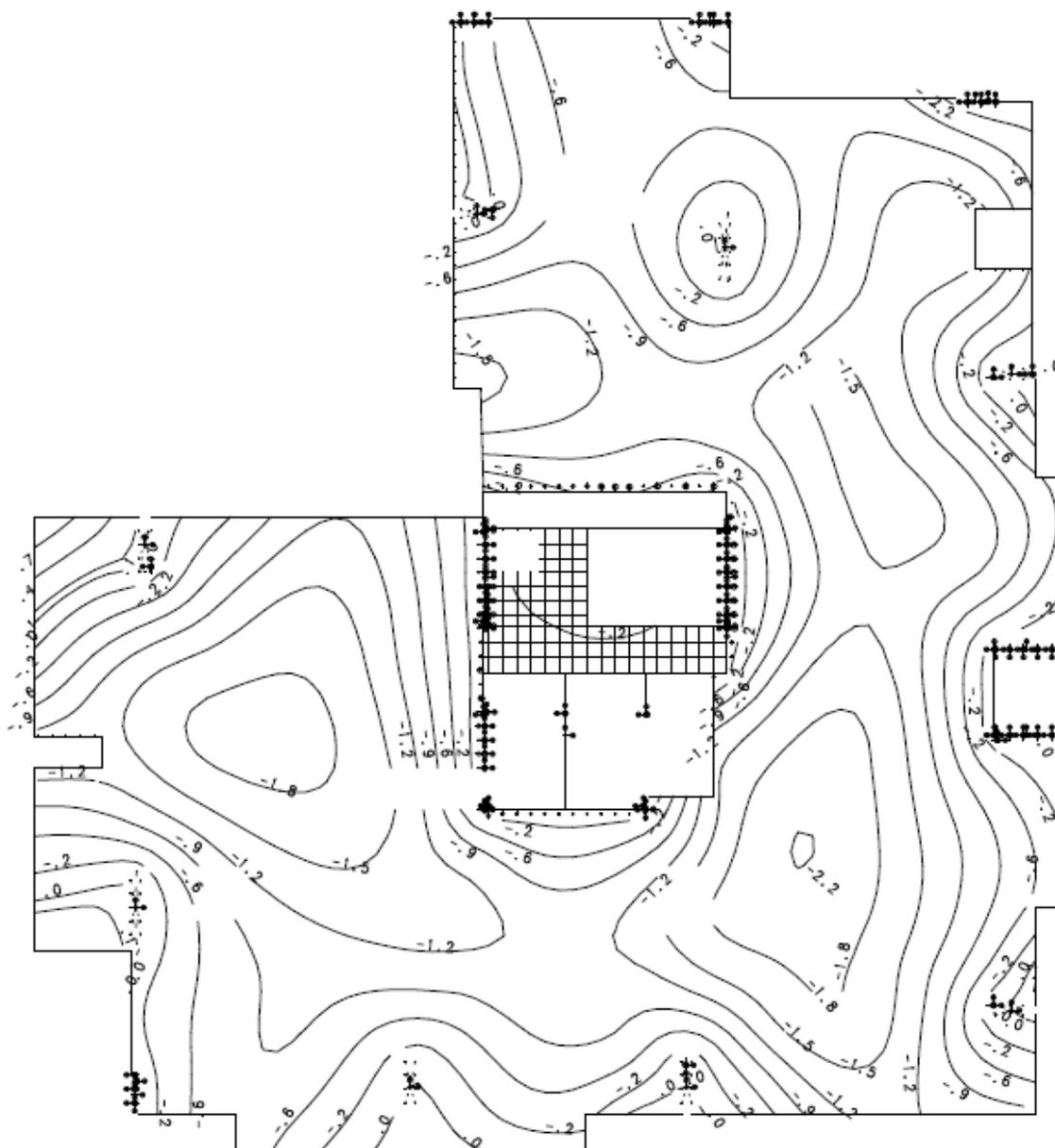
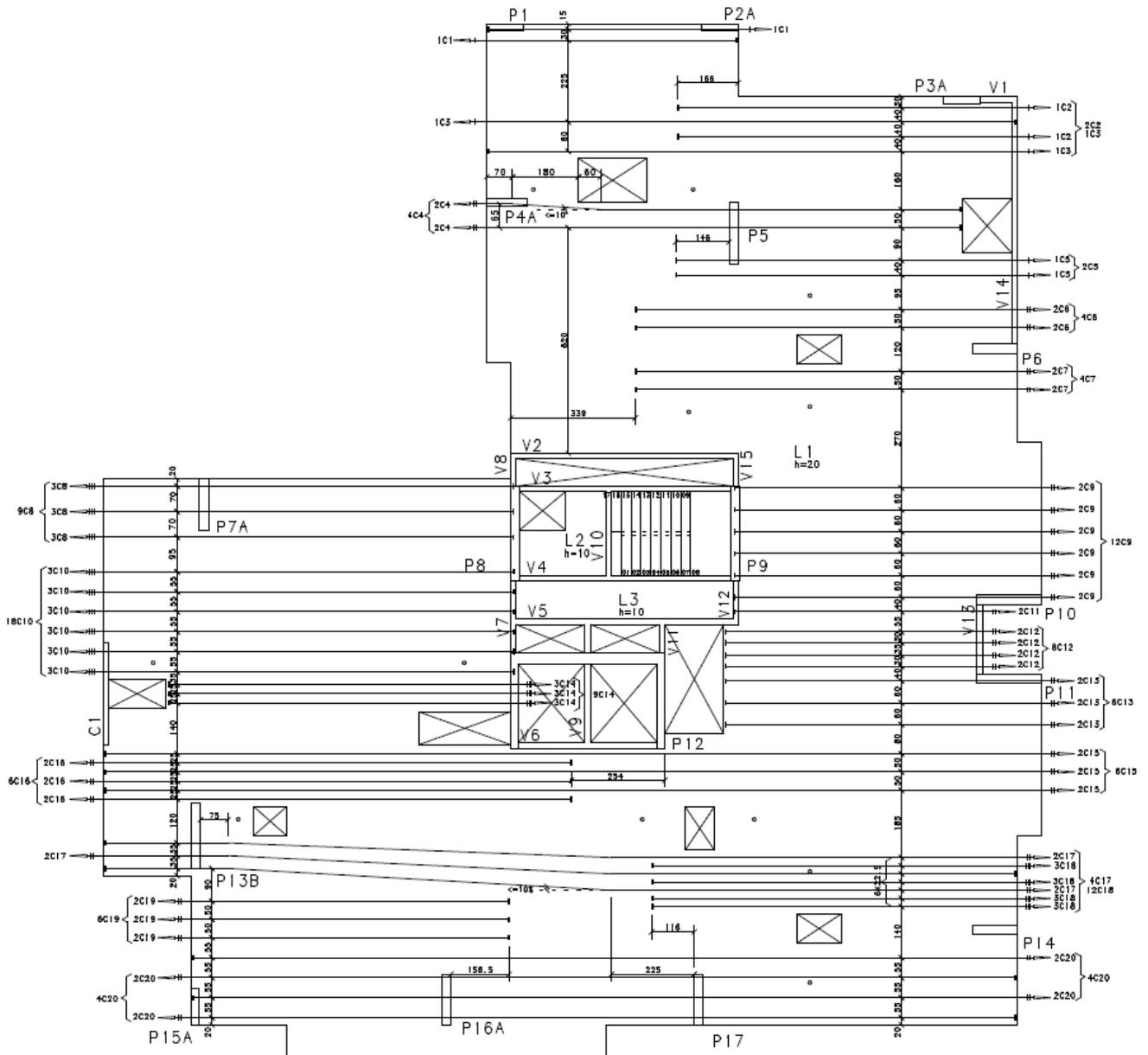






Figura 7. 13 - Distribuição de cabos final na transversal



○ DISTRIBUIÇÃO HORIZONTAL DOS CABOS DO TIPO (2° AO 12°)

ESCALA 1:75

NOTA: VERIFICAR POSICIONAMENTO DOS FUROS E SHAFTS NOS PROJETOS COMPLEMENTARES, RESPEITANDO A DISTRIBUIÇÃO DE CABOS DO PAVIMENTO.

NOTA:

- 01 - O ÂNGULO (EM PLANTA) DO DESVIO NO TRAÇADO DOS CABOS NÃO DEVE SER SUPERIOR A 10%;
- 02 - É OBRIGATORIO QUE PELO MENOS UM CABO EM CADA DIREÇÃO ORTOGONAL PASSE PELA INTERIOR DA ARMADURA LONGITUDINAL CONTIDA NA SECÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES;
- 03 - ANTES DE EXECUTAR A CONCRETAGEM DO PAVIMENTO VER PLANO DE PROTENSÃO COM A EMPRESA RESPONSÁVEL;
- 04 - O ESCORAMENTO DEVE SEGUIR ESTRITAMENTE AS RECOMENDAÇÕES CONTIDAS NO PROJETO DE FORMAS DO PAVIMENTO;
- 05 - QUANDO NÃO HOUVER INDICAÇÃO DAS FASES DE PROTENSÃO, TODOS OS CABOS DEVERÃO SER PROTENDIDOS NA 1ª FASE;



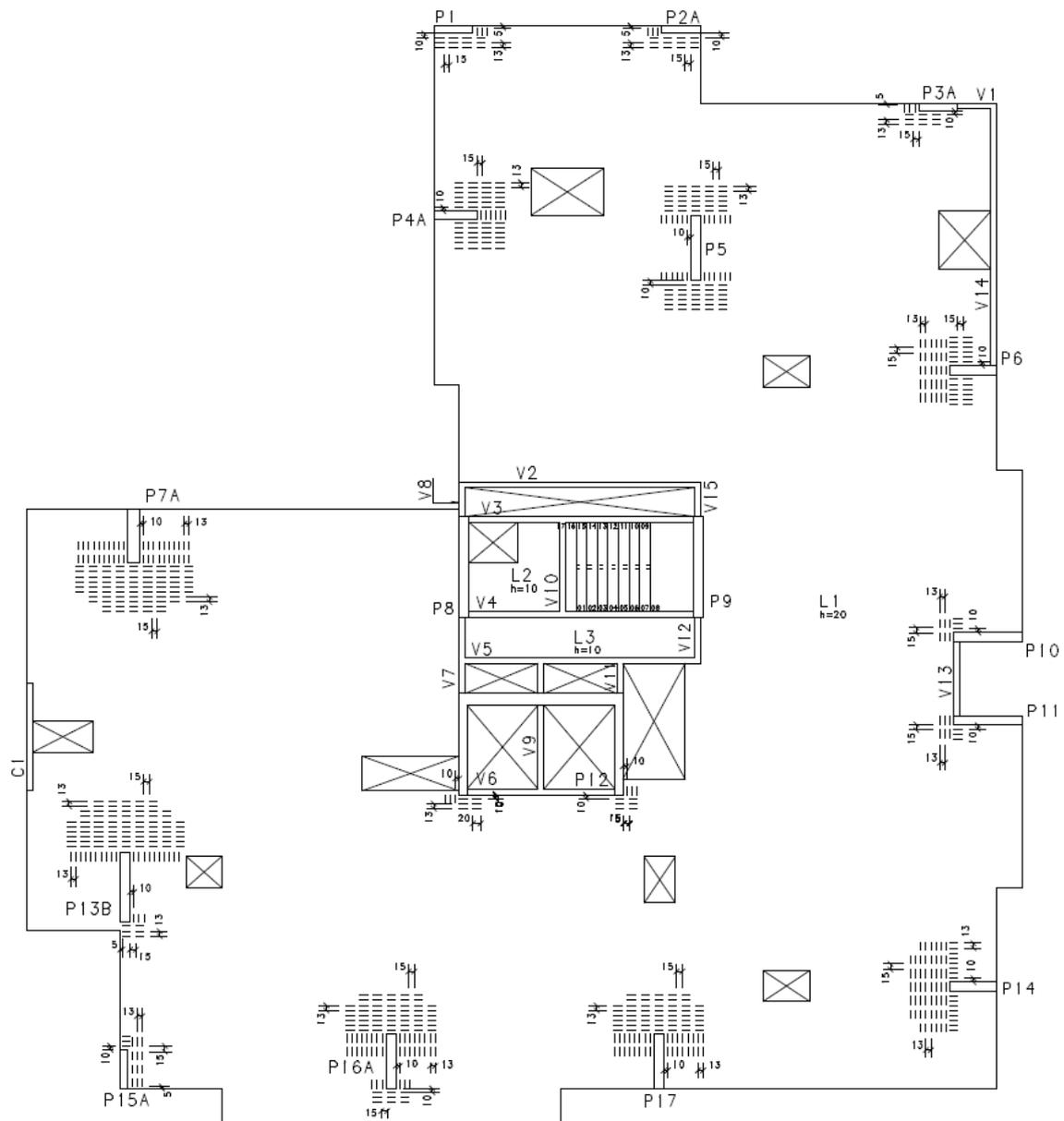
Tabela 7. 7 - Dimensionamento de armadura de punção para cabeceira de pilar parede

Fck	30	Mpa
Hilaje	20	cm
Cobrimento	2	cm
Sr	13,5	
Sr Adotado	13	

PILAR	B[cm]	H1 [cm]	Fz[tf]	ro	d [cm]	Contorno C (face do pilar)			
						U <sub>0</sub> [cm]	Tsd u <sub>eq</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Trd2 [Kgf/cm <sup>2</sup> ]	Comp. Diagonal
P4A	20	26,3	23	0,0043	18	72,5	24,67	50,91	OK!
P5SUP	25	26,3	23	0,0043	18	77,5	23,08	50,91	OK!
P5INF	25	26,3	24	0,0043	18	77,5	24,09	50,91	OK!
P6	25	26,3	26	0,0043	18	77,5	26,09	50,91	OK!
P7A	30	26,3	40	0,0043	18	82,5	37,71	50,91	OK!
P17A	25	26,3	31	0,0043	18	77,5	31,11	50,91	OK!
P16ASUP	25	26,3	40	0,0043	18	77,5	40,14	50,91	OK!
P14	25	26,3	32	0,0043	18	77,5	32,11	50,91	OK!

Contorno C' (2d)							Contorno C''					
U [cm]	Tsd u <sup>*</sup> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Trd1 [Kgf/cm <sup>2</sup> ]	Precisa Armar?	Asw[cm <sup>2</sup> ]	Asw min [cm <sup>2</sup> ]	Aswadot[cm <sup>2</sup> ]	U'(4d) [cm]	Tsd u <sup>*</sup> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Precisa Armar?	Asw[cm <sup>2</sup> ]	U nesc. [cm]	Faixa de Armadura
159,3	11,23	6,26	Armar!	3,54	0,46	3,54	272,4	6,57	Armar!	1,65	285,643	68
164,3	10,89	6,26	Armar!	3,46	0,37	3,46	277,4	6,45	Armar!	1,57	285,643	66
164,3	11,36	6,26	Armar!	3,73	0,51	3,73	277,4	6,73	Armar!	1,84	298,062	70
164,3	12,30	6,26	Armar!	4,27	0,79	4,27	277,4	7,29	Armar!	2,38	322,901	78
169,3	18,37	6,26	Armar!	7,96	2,66	7,96	282,4	11,02	Armar!	6,07	496,77	132
164,3	14,67	6,26	Armar!	5,61	1,49	5,61	277,4	8,69	Armar!	3,73	384,997	98
164,3	18,93	6,26	Armar!	8,04	2,75	8,04	277,4	11,21	Armar!	6,15	496,77	133
164,3	15,14	6,26	Armar!	5,88	1,63	5,88	277,4	8,97	Armar!	3,99	397,416	102

Figura 7. 15 - Distribuição da armadura de punção em planta



○ DISTRIBUIÇÃO DA ARMAÇÃO DE PUNÇÃO DO TIPO (2° AO 12°)  
 ESCALA 1:75

NOTA:

01 - OBSERVAR NO DETALHE DA ARMAÇÃO DOS ESTRIBOS A COTA DE AFASTAMENTO ENTRE ESTRIBOS E DOS ESTRIBOS PARA O PILAR.

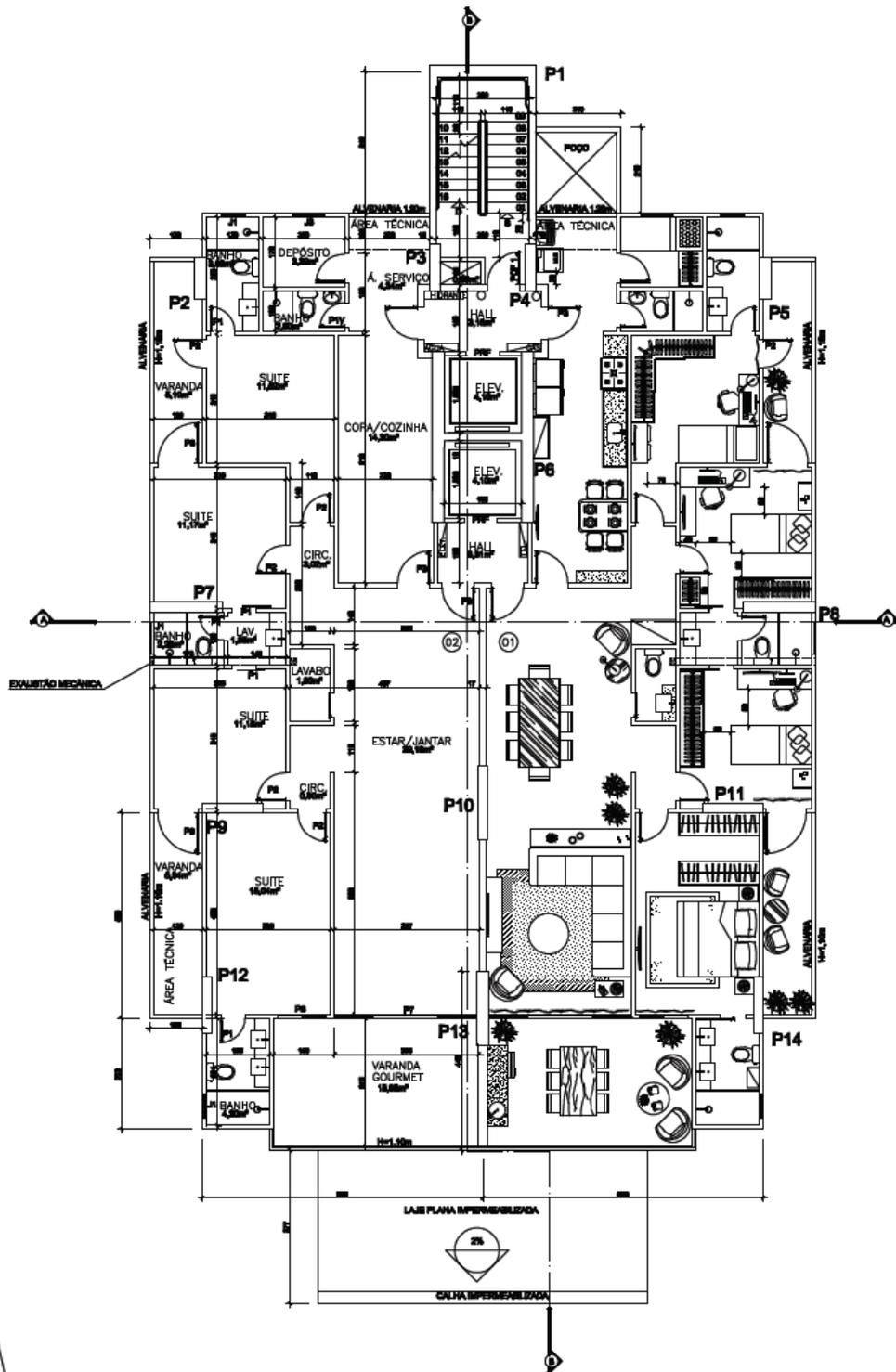
## 7.2 EXEMPLO 2

O exemplo 2 também é um edifício residencial, composto subsolo, térreo, garagem, pilotis com área de lazer, dezessete pavimentos tipo, telhado e ático, resultando em uma altura de 72,33 m até o topo da caixa d'água.

Apresenta-se no exemplo a análise do pavimento tipo, ver Figura 7.16. O pavimento estudado apresenta área construída de 364,57 m<sup>2</sup>, contando com 2 (dois) apartamentos por andar com 167,31 m<sup>2</sup> cada apartamento. As alvenarias utilizadas foram em bloco cerâmico com carga considerada de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, para as internas, e 2,2 kN/m<sup>2</sup>, para as externas.

As cargas lançadas na laje, além das alvenarias e efeito do pórtico, foram as ações provenientes do peso próprio da laje, 1kN/m<sup>2</sup> de sobrecarga permanente e 1,5 kN/m<sup>2</sup> de sobrecarga acidental.

Figura 7. 16 - Projeto arquitetônico - Planta baixa do pavimento tipo Exemplo 2



A partir do projeto arquitetônico, realizou-se o lançamento dos pilares, o núcleo de rigidez ficou definido na região da escada e dos elevadores, onde se utilizou-se pilares em forma de U e H respectivamente, além de algumas vigas para compor o pórtico.

O núcleo de rigidez está localizado no extremo da edificação, o ideal que o mesmo estivesse mais centralizado, além disso, o edifício é alto para os padrões do Vitória e Vila Velha, esses fatos geraram dificuldade para estabilizar o edifício dentro dos parâmetros adequados, já citados no Capítulo 3.

Na Figura 25, apresenta-se a planta de formas do pavimento tipo com o lançamento estrutural já definido.

Os maiores vãos entre pilares nessa estrutura chegam a 850 cm, e partindo-se de um pré-dimensionamento poder-se-ia utilizar uma laje com aproximadamente 18 cm de espessura.

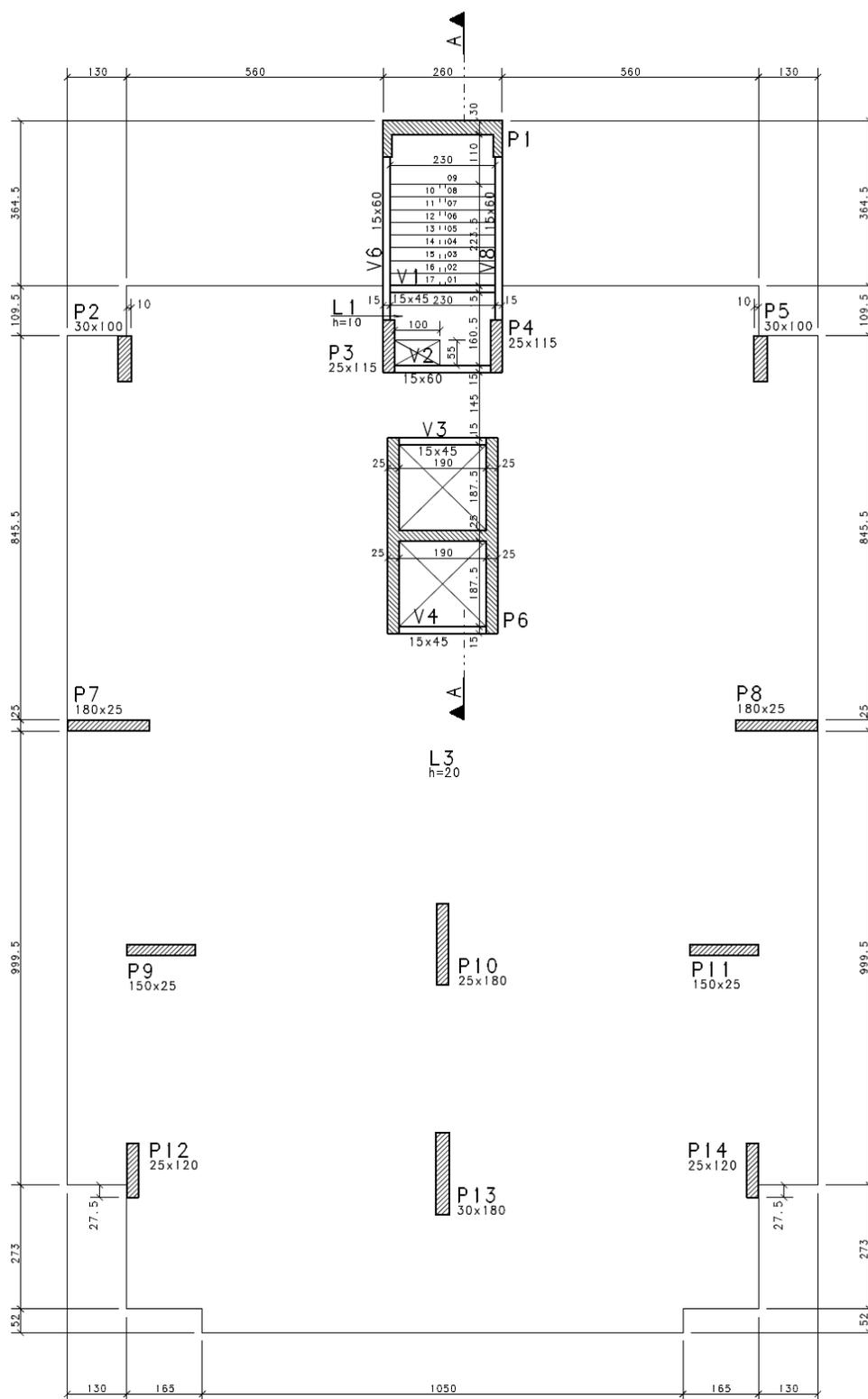
A diante depois de resolvido a questão dos deslocamentos locais, observou-se que para adequar o edifício dentro dos parâmetros de instabilidade recomendados, foi necessário utilizar lajes de 20 cm.

A seguir apresenta-se a Tabela 7.8 com as tensões dos pilares na fundação, onde são verificadas as tensões devido às cargas verticais provenientes do peso próprio, das sobrecargas permanentes, sobrecargas acidentais e alvenarias. Há também verificação das tensões devido às cargas verticais, já citadas, somadas ao acréscimo de carga vertical provocado pelo vento e efeitos de segunda ordem. Por fim, verificam-se as tensões nos pilares considerando-se não só as cargas verticais, mas também as cargas provenientes dos momentos provocados pelo vento e efeitos de segunda ordem.

Tabela 7. 8 - Verificação das tensões dos pilares da torre

CARGAS TOTAIS														Fck	
GEOMETRIA		ESFORÇOS						PROPRIEDADES DA SEÇÃO		TENSÕES					
PILAR	b (cm)	h (cm)	Caso 1		Caso M máx		Área (cm²)	w (cm²)	t1 (kg/cm²)	t2 (kg/cm²)	t3 (kg/cm²)	t3' (tração)	As (Tração)	Pilar Parede?	
			P (tf)	Fzmáx (tf)	Mfz (Tf.m)	Fzm (tf)									Mmax (tf.m)
P1	35	280	631	693	1	619	329	9800	457333	64,4	70,7	135,1	-8,8	-4,2	Parede
P2	30	140	649	665	35	653	55	4200	98000	154,5	158,3	211,6	99,4		
P3	50	60	260	413	11	413	11	3000	30000	86,7	137,7	174,3	101,0		
P4	50	60	253	408	9	394	9	3000	30000	84,3	136,0	166,0	101,3		
P5	30	140	588	603	28	593	49	4200	98000	140,0	143,6	191,2	91,2		
P6	H	H	1890	2024	515	2003	515	30550	1850151	61,9	66,3	94,1	37,7		
P6	H	H	1890	2024	138	1845	2033	30550	2627237	61,9	66,3	137,8	-17,0		
P7	30	140	757	765	50	746	77	4200	98000	180,2	182,1	256,2	99,0		
P8	30	140	687	695	33	653	77	4200	98000	163,6	165,5	234,0	76,9		
P9	25	150	594	601	47	587	71	3750	93750	158,4	160,3	232,3	80,8		Parede
P10	40	140	748	750	10	723	86	5600	130667	133,6	133,9	194,9	63,3		
P11	25	150	581	588	28	552	70	3750	93750	154,9	156,8	221,9	72,5		
P12	25	120	627	645	20	633	31	3000	60000	209,0	215,0	262,7	159,3		
P13	50	140	933	939	17	904	115	7000	163333	133,3	134,1	199,6	58,7		
P14	25	120	589	606	13	595	25	3000	60000	196,3	202,0	240,0	156,7		
									TENSÕES LIMITES						
									200,0	240,0	280,0	-40,0			
									50%	60%	70%	10%			

Figura 7. 17 - Projeto estrutural - Formas do pavimento tipo



FORMAS DO TIPO (2° AO 17°)  
 ESCALA 1:75

Partindo então do lançamento estrutural definido com pilares dimensionados, parâmetros de estabilidade global satisfeitos e resolvidas as interferências com arquitetura, chega a fase de implementação da protensão na laje.

Tabela 7. 9 - Parâmetro  $\gamma_z$ 

Parâmetro de estabilidade para os carregamentos simples de vento							
Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	$\gamma_z$	$\alpha$
90	14790,9	138,4	49,2	1735,1	1166,2	1,113	0,996
270	14790,9	138,4	49,2	1735,1	1166,2	1,113	0,996
0	14790,9	719,0	110,5	3851,3	1166,2	1,293	1,233
180	14790,9	719,0	110,5	3851,3	1166,2	1,293	1,233

Avaliando as deformações iniciais provocados por todas as cargas lançadas na laje, sem o efeito da fluência, podem-se avaliar quais as regiões deverão ter um tratamento especial e ficaram com maior concentração de cabos.

A partir da Figura 7.17, observa-se 1,8 cm de deformação no extremo do balanço, lembrando que esse deslocamento é inicial, espera-se que após a ocorrência da fluência, sem contar com a contribuição da protensão, esse ponto atinja valor de 3,6 cm.

O ponto citado acima é o principal ponto de deformação, mas há outros pontos com 1,0 cm e 1,2 cm de flecha imediata junto às bordas da estrutura, que devem ser avaliados com cuidado, principalmente se nessas regiões há alvenarias cegas.

Após análise das deformações, parte-se para definição das primeiras faixas de protensão, para isso é importante também avaliar os esforços iniciais, ou seja, os momentos fletores atuantes na laje antes do efeito da protensão. São com base nesses esforços que serão definidas as regiões de transferência de esforços.

Figura 7.18 - Deformações iniciais em cm

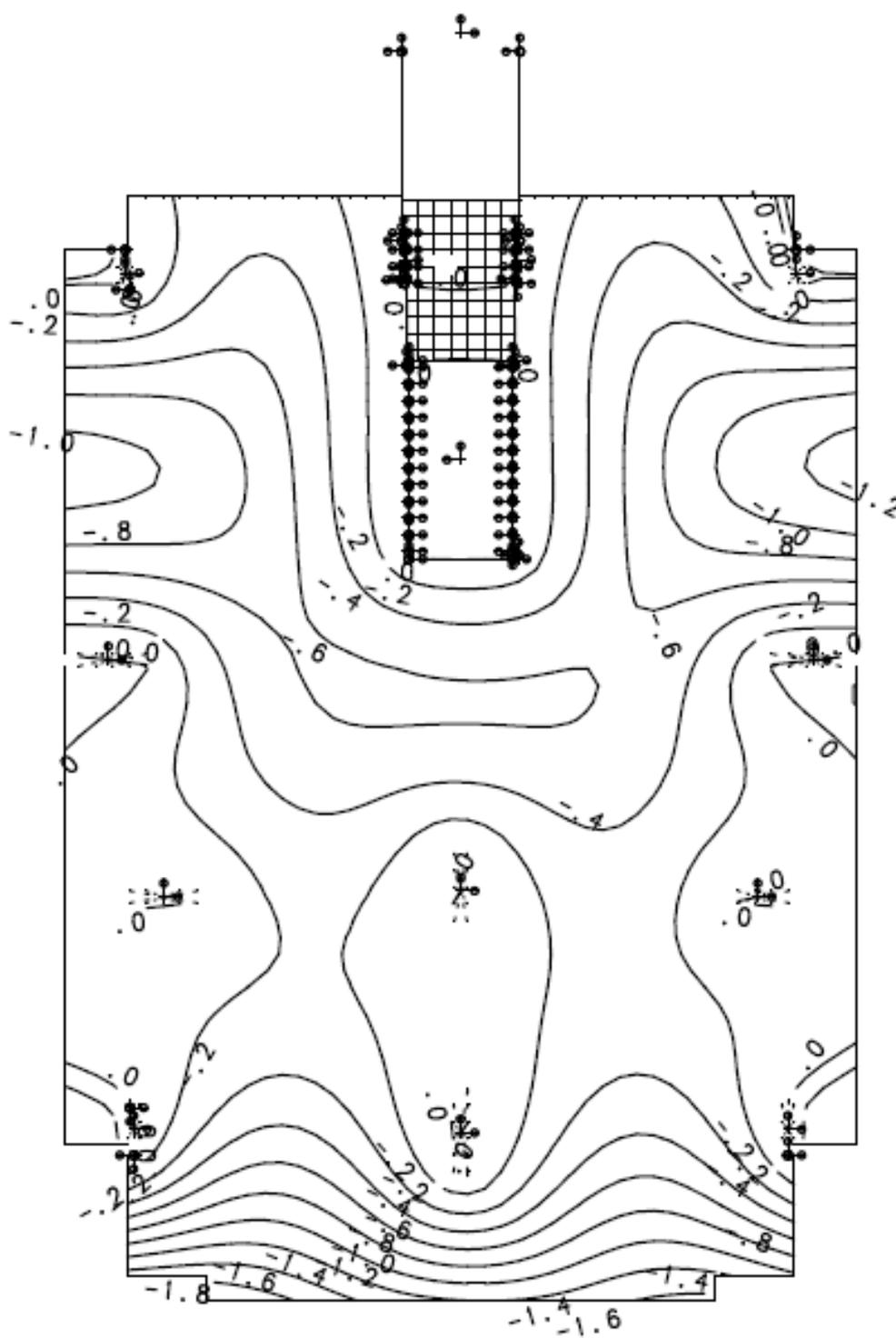
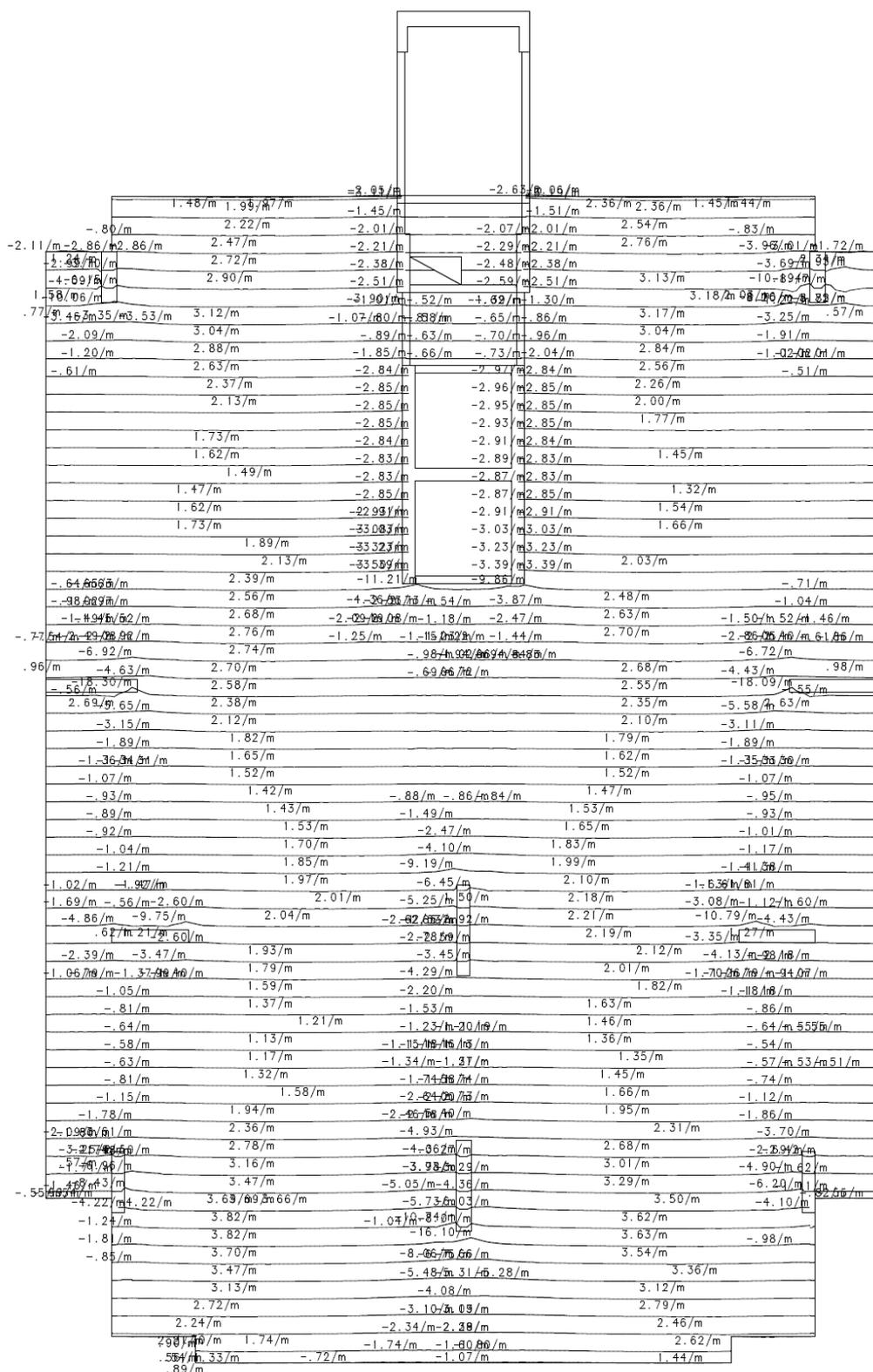


Figura 7. 19 - Diagrama de momento fletor transversal antes da protensão [tf.m/m]





No Exemplo 2, percebe-se através dos esforços que há uma necessidade de cabos para resolver as deformações do balanço e dos extremos laterais, entre os pilares P2 / P7 e P5 / P8.

Inicialmente, nesse projeto, optou-se me trabalhar com faixas concentradas nas duas direções, com isso, minimiza-se os picos de momentos negativos, o efeito da punção e facilita a execução.

Para as ordenadas dos cabos, decidiu-se passar pelos extremos junto ao topo os cabos cujos momentos fletores são maiores na RTE da determinada direção. Por exemplo, pode-se ter uma faixa de cabos que sobre determinado pilar os cabos irão passar por cima da outra faixa de outra direção. Esse fato não significa que para esse feixe de cabos suas ordenadas sobre os pilares, de uma forma geral, sempre passaram por cima, cada caso deve ser estudo segundo suas necessidades.

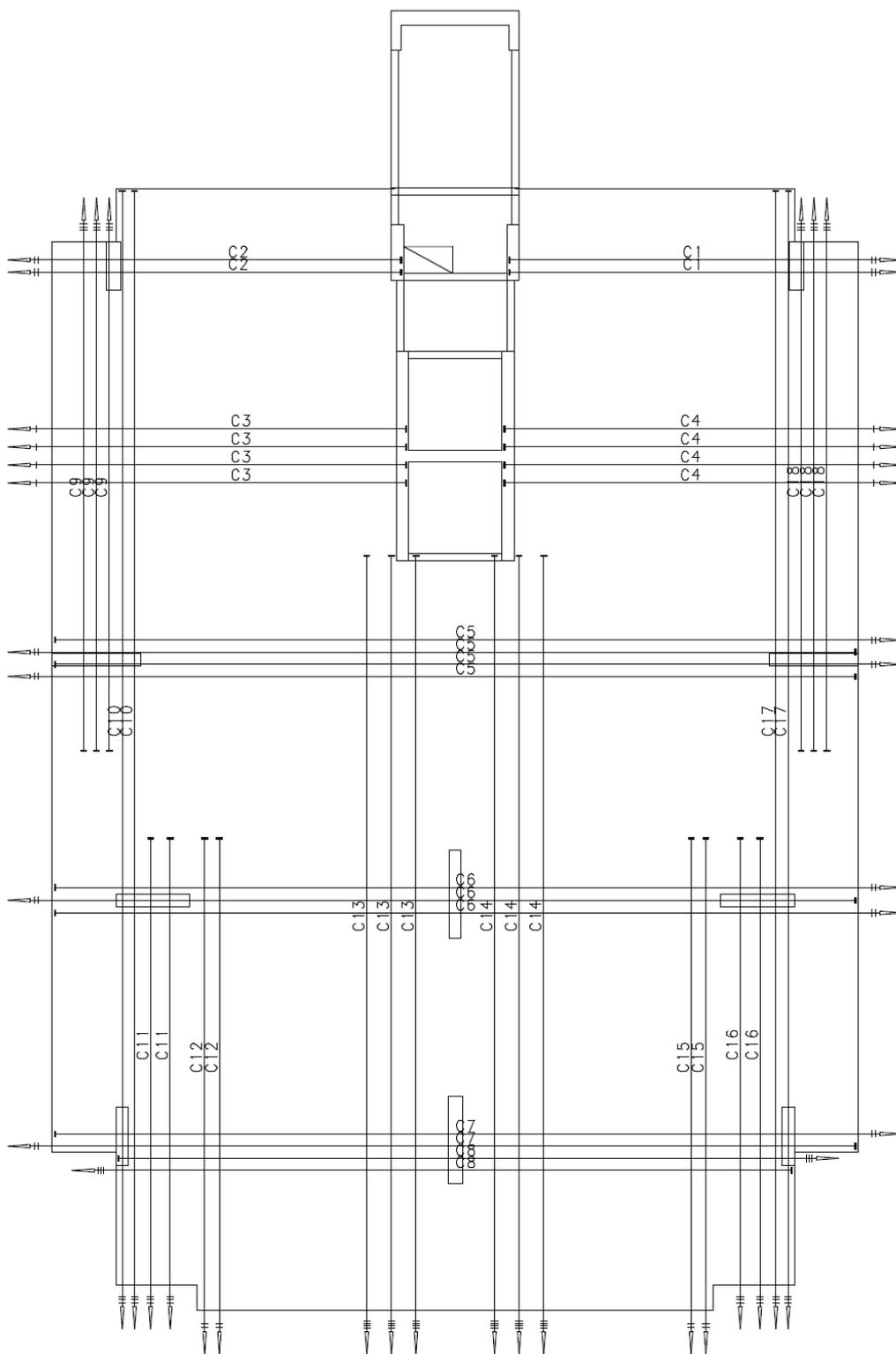
Com base em todas essas premissas chegou-se então a o primeiro lançamento de cabos da laje, onde se pode avaliar o comportamento dos esforços, das deformações e ter uma primeira idéia dos índices de consumo dessa laje.

Tabela 7. 10 - Tabela de armadura ativa e índices de consumo da primeira interação

<b>Resumo de Protensão – Primeiro Lançamento</b>					
<b>Monocordoalhas não aderentes</b>		<b>Peso</b>		<b>Ancoragens</b>	
<b><math>\phi</math> (mm)</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>kg/m</b>	<b>kg</b>	<b>A</b>	<b>P</b>
1 $\phi$ 12,7	62,46	0,886	55	08	08
2 $\phi$ 12,7	449,35	0,886	398	34	34
3 $\phi$ 12,7	679,71	0,886	602	48	48
4 $\phi$ 12,7	386,52	0,886	342	24	24
Total	1578,04		1397	114	114

Área Estrutural	375	m <sup>2</sup>
Índice de consumo	3,72	kg/m <sup>2</sup>

Figura 7. 21 - Disposição das cordoalhas após a primeira interação



Apresenta-se a seguir nas Figuras 7.21, 7.22 e 7.23 os resultados da primeira interação, as deformações são as de longo prazo que contam com o efeito da fluência e os momentos fletores atuantes já se apresentam homogeneizados, devido à aplicação da protensão.

Figura 7. 22 - Deformações após primeira interação em cm, com efeito de fluência

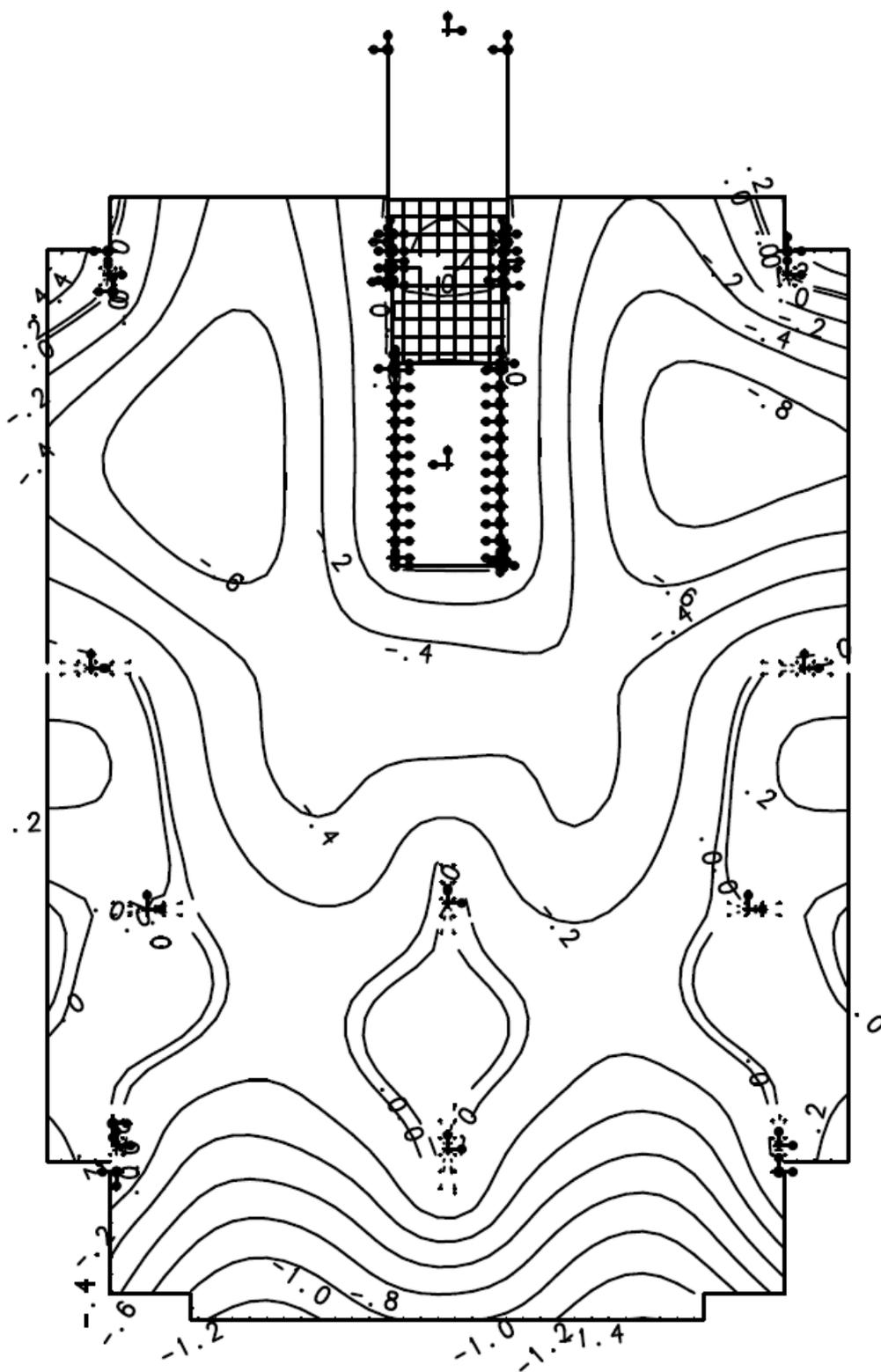
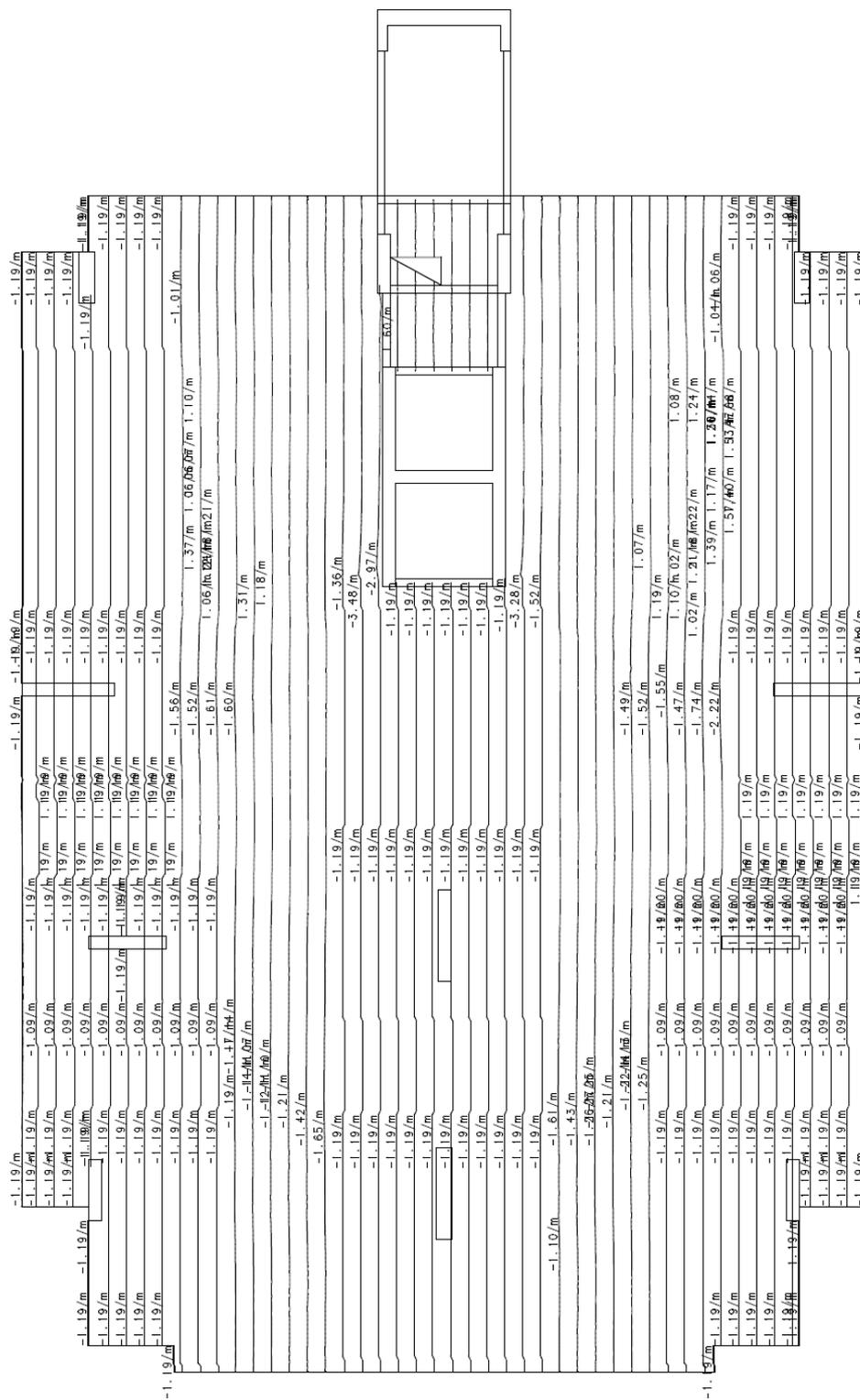




Figura 7. 24 - Diagrama de momento fletor longitudinal após primeira interação [tf.m/m]



Nesse exemplo foram feitas 5 interações, e o resultado dessa última será apresentado a seguir, juntamente com o dimensionamento à punção. Não se entrará no mérito das armaduras passivas, pois para esse fator entende-se que a norma trás recomendações claras de como proceder, além de já ter sido discutido no item 2.3.

Apresenta-se a seguir os resultados finais para a estrutura, como deformações a longo prazo, diagramas de momentos fletores finais e armadura de punção.

Também se apresenta a seguir duas tabelas, uma com o comprimento e o alongamento dos cabos e a outra com o consumo de aço para armadura ativa e os índices de consumo em relação à área estrutural.

Tabela 7. 11 - Tabela de cabos para distribuição transversal (Aço CP 190 RB)

Especificação			Comprimento		Ancoragem		Alongamento (cm)	
Cabo	Quantidade	f (mm)	Unitário	Total	Ativa	Passiva	Inicial	Final
C1 a C2	4	2 $\phi$ 12,7	7,71	61,66	08	08	0,0	4,3
C3 a C4	8	1 $\phi$ 12,7	7,81	62,46	08	08	0,0	4,4
C5	4	2 $\phi$ 12,7	16,96	135,66	08	08	0,0	9,9
C6	3	2 $\phi$ 12,7	16,96	101,75	06	06	0,0	9,9
C7	2	2 $\phi$ 12,7	16,96	67,83	04	04	0,0	9,9
C8	2	3 $\phi$ 12,7	14,36	86,15	06	06	0,0	8,2
C9	2	2 $\phi$ 12,7	14,36	57,43	04	04	0,0	8,2

Tabela 7. 12 - Tabela de cabos para distribuição longitudinal (Aço CP 190 RB)

Especificação			Comprimento		Ancoragem		Alongamento (cm)	
Cabo	Quantidade	f (mm)	Unitário	Total	Ativa	Passiva	Inicial	Final
C10	3	3 $\phi$ 12,7	11,06	99,57	09	09	0,0	6,8
C11	2	3 $\phi$ 12,7	23,08	138,49	06	06	0,0	15,1
C12	2	3 $\phi$ 12,7	9,79	58,72	06	06	0,0	5,8
C13	2	2 $\phi$ 12,7	10,30	41,22	04	04	0,0	6,3
C14	3	3 $\phi$ 12,7	10,30	92,74	09	09	0,0	6,3
C15	7	3 $\phi$ 12,7	16,10	338,20	21	21	0,0	10,4
C16	3	3 $\phi$ 12,7	10,30	92,74	09	09	0,0	6,3
C17	2	2 $\phi$ 12,7	10,30	41,22	04	04	0,0	6,3
C18	2	3 $\phi$ 12,7	9,79	58,72	06	06	0,0	5,8
C19	2	3 $\phi$ 12,7	23,08	138,49	06	06	0,0	15,1
C20	3	3 $\phi$ 12,7	11,06	99,57	09	09	0,0	6,8

Tabela 7. 13 - Tabela de armadura ativa e índice de consumo para o detalhamento final

<b>Resumo de Protensão – Primeiro Lançamento</b>						
<b>Monocordoalhas não aderentes</b>			<b>Peso</b>		<b>Ancoragens</b>	
$\phi$ (mm)	Comprimento (m)	kg/m	kg	A	P	
1 $\phi$ 12,7	62,46	0,886	55	08	08	
2 $\phi$ 12,7	506,78	0,886	449	38	38	
3 $\phi$ 12,7	203,40	0,886	1066	87	87	
Total	2864,86		1170	133	133	

Área Estrutural	375	m <sup>2</sup>
Índice de consumo	3,12	kg/m <sup>2</sup>

Durante as fases de interação houve uma adequação dos cabos, que além de serem redistribuídos, alteraram-se as ordenadas dos que equilibram o balanço, de forma que nestes as ordenadas ficaram mais extremas ou externas, enquanto na direção transversal ao balanço as ordenadas sobre os pilares, ficaram mais internas, ou seja, passam por baixo dos cabos que passam para o balanço. Com isso concentrou-se a solução onde realmente era necessário, ou seja, no balanço e nos bordos com alvenarias cegas, logo, conseguiu-se uma diminuição da quantidade de aço e alcançou-se um índice de cordoalhas muito satisfatório. A espessura de 20 cm foi fundamental para essa redução no consumo.

Muito se pode discutir em torno da utilização de laje mais espessa, aumenta-se o peso próprio da estrutura, conseqüentemente encarece as fundações e consome mais concreto, todas conseqüências de curto prazo. Como dito anteriormente, foi uma das soluções para resolver a estabilidade da estrutura, além disso, ao se trabalhar com laje de 18 cm tínhamos uma redução em torno de 8% do peso próprio, sabendo que o solo na região na construção não aceitaria fundação direta, esse percentual de redução não traria economia significativa para as fundações.

Figura 7. 25 - Deformações finais em cm, com efeito de fluência

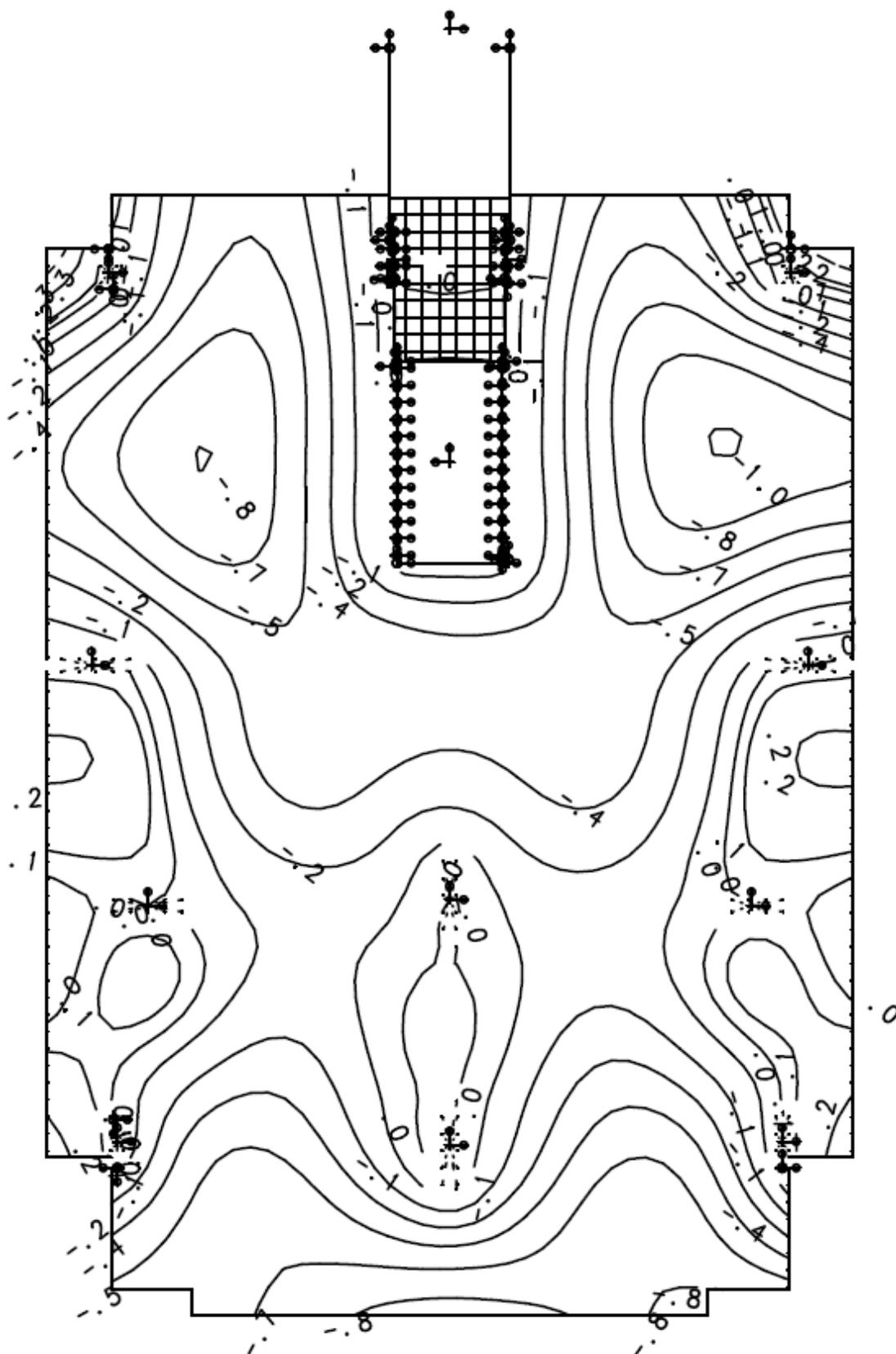




Figura 7. 27 - Diagrama de momento fletor longitudinal final [tf.m/m]

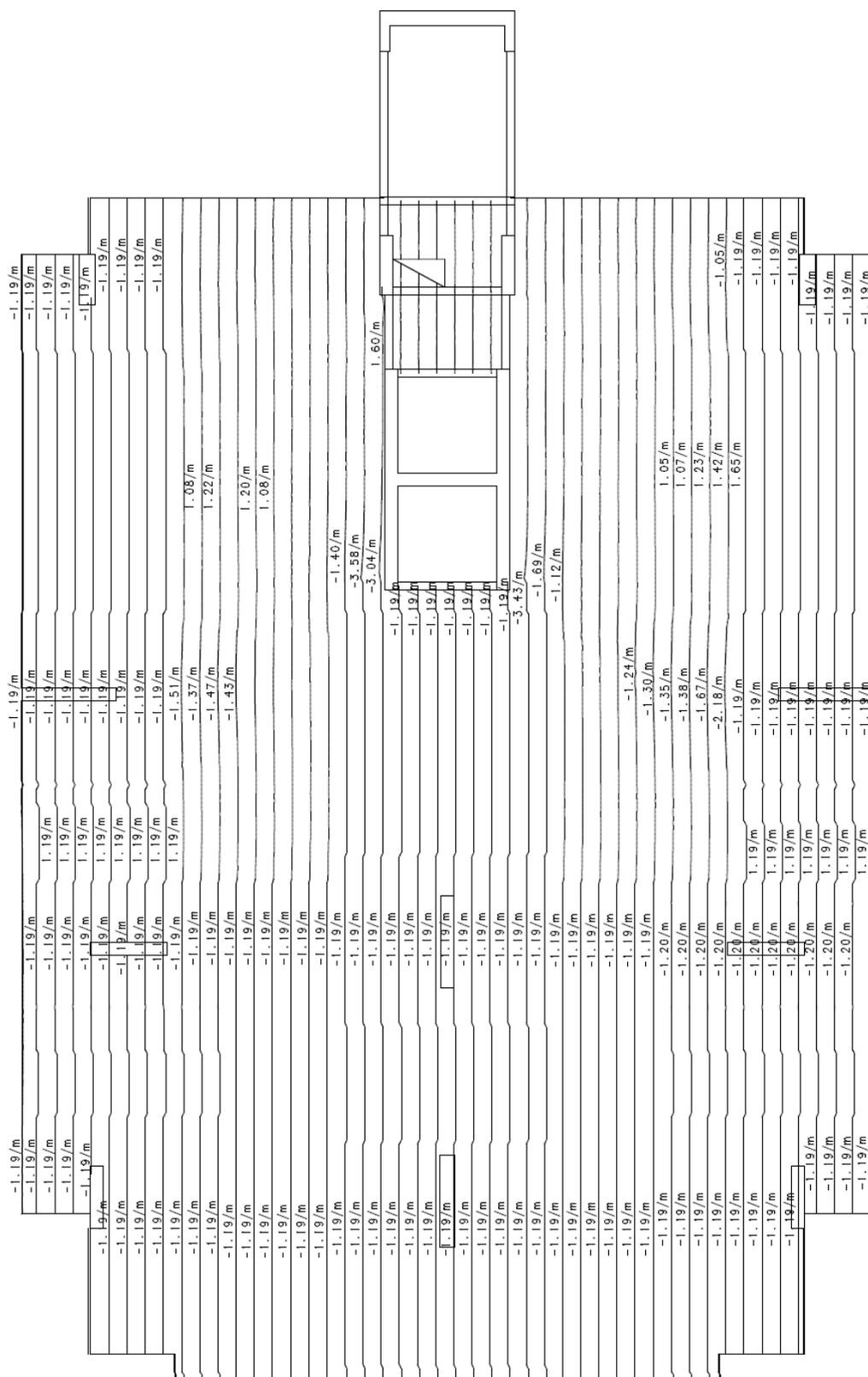
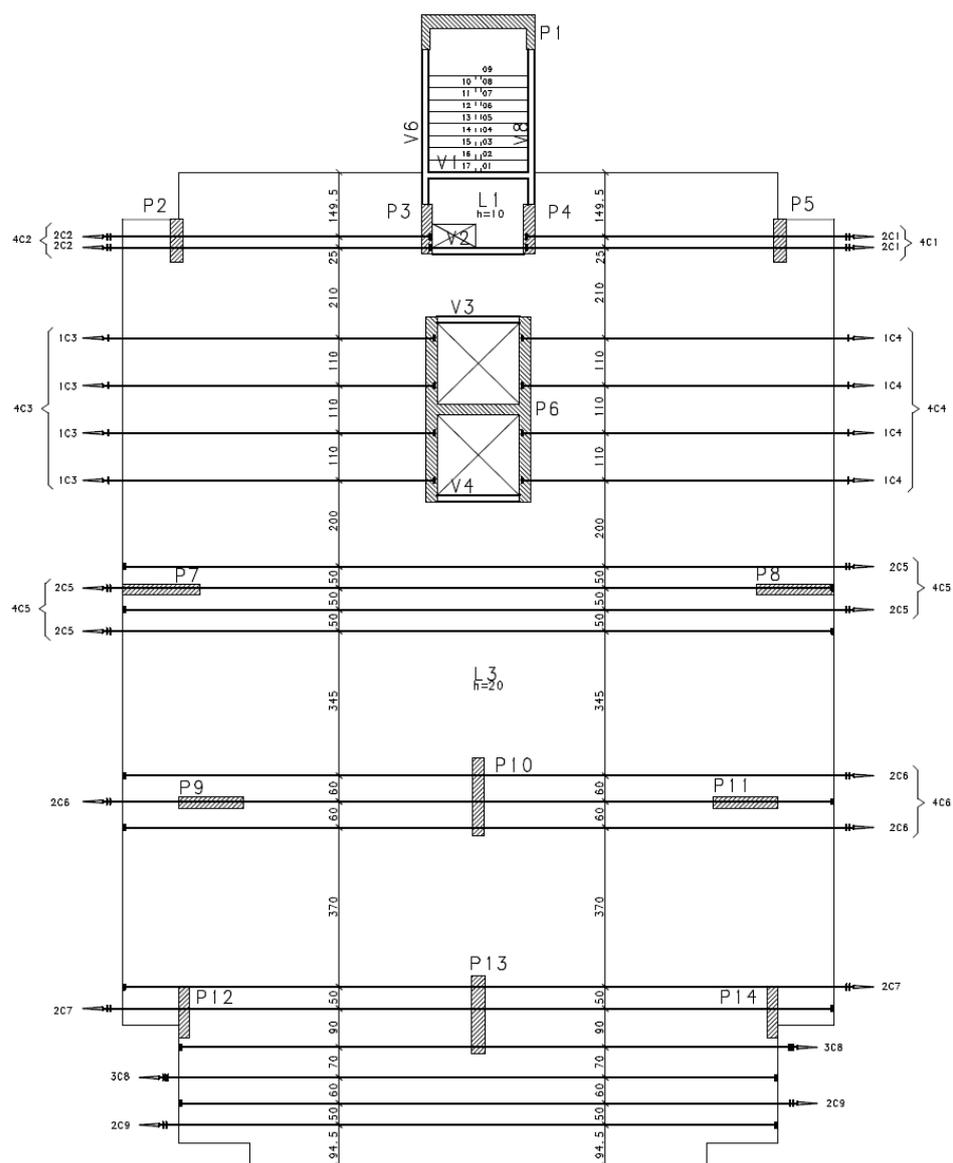


Figura 7. 28 - Distribuição de cabos final na transversal



### DISTRIBUIÇÃO HORIZONTAL DOS CABOS DO TIPO (2° AO 17°)

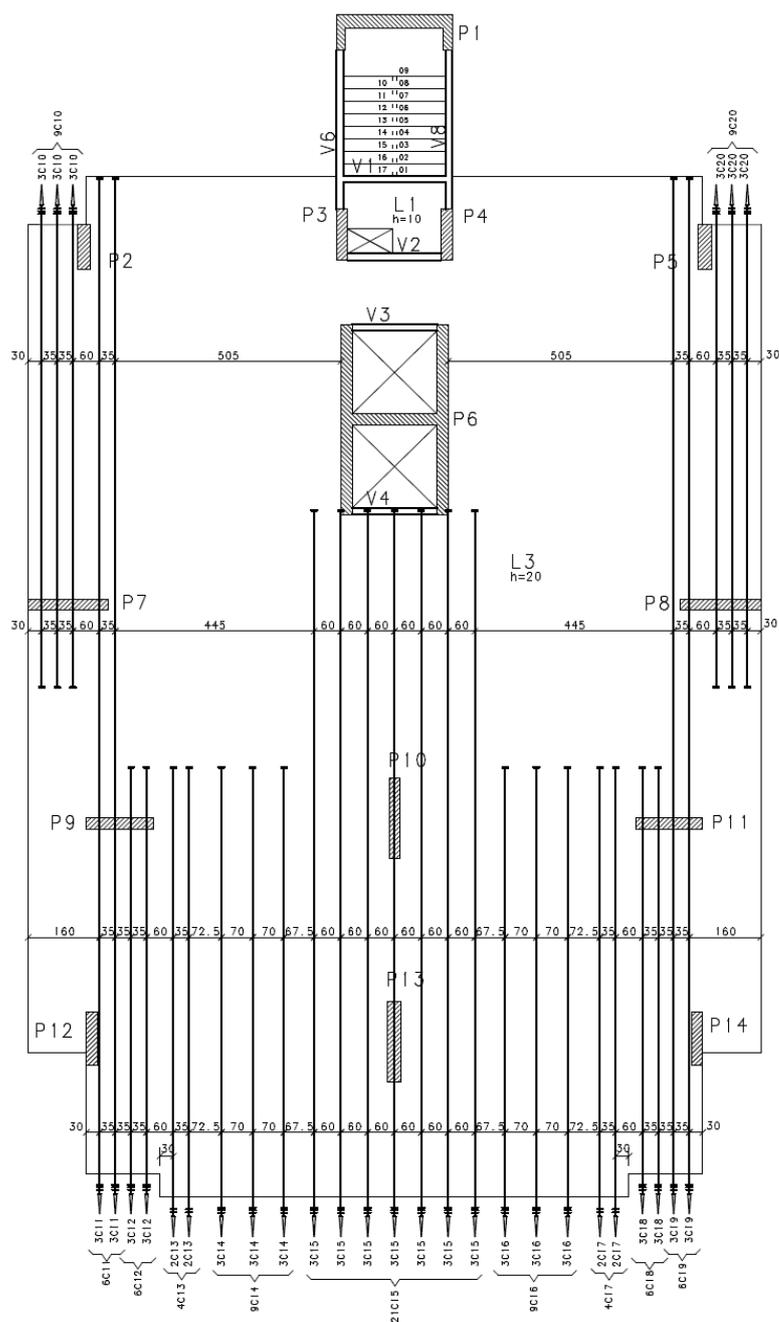
ESCALA 1:75

NOTA: VERIFICAR POSICIONAMENTO DOS FUROS E SHAFTS NOS PROJETOS COMPLEMENTARES, RESPEITANDO A DISTRIBUIÇÃO DE CABOS DO PAVIMENTO.

NOTA:

- 01 - O ÂNGULO (EM PLANTA) DO DESVIO NO TRACADO DOS CABOS NÃO DEVE SER SUPERIOR A 10%;
- 02 - É OBRIGATÓRIO QUE PELO MENOS UM CABO EM CADA DIREÇÃO ORTOGONAL PASSE PELO INTERIOR DA ARMADURA LONGITUDINAL CONTIDA NA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES;
- 03 - ANTES DE EXECUTAR A CONCRETAGEM DO PAVIMENTO VER PLANO DE PROTENSÃO COM A EMPRESA RESPONSÁVEL;
- 04 - O ESCORAMENTO DEVE SEGUIR ESTRITAMENTE AS RECOMENDAÇÕES CONTIDAS NO PROJETO DE FORMAS DO PAVIMENTO;
- 05 - QUANDO NÃO HOUVER INDICAÇÃO DAS FASES DE PROTENSÃO, TODOS OS CABOS DEVERÃO SER PROTENDIDOS NA 1ª FASE;

Figura 7. 29 - Distribuição final de cabos na longitudinal



### DISTRIBUIÇÃO VERTICAL DOS CABOS DO TIPO (2° AO 17°)

ESCALA 1:75

NOTA: VERIFICAR POSICIONAMENTO DOS FUROS E SHAFTS NOS PROJETOS COMPLEMENTARES, RESPEITANDO A DISTRIBUIÇÃO DE CABOS DO PAVIMENTO.

NOTA:

- 01 - O ÂNGULO (EM PLANTA) DO DESVIO NO TRACADO DOS CABOS NÃO DEVE SER SUPERIOR A 10%;
- 02 - É OBRIGATORIO QUE PELO MENOS UM CABO EM CADA DIREÇÃO ORTOGONAL PASSE PELO INTERIOR DA ARMADURA LONGITUDINAL CONTIDA NA SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES;
- 03 - ANTES DE EXECUTAR A CONCRETAGEM DO PAVIMENTO VER PLANO DE PROTENSÃO COM A EMPRESA RESPONSÁVEL;
- 04 - O ESCORAMENTO DEVE SEGUIR ESTRITAMENTE AS RECOMENDAÇÕES CONTIDAS NO PROJETO DE FORMAS DO PAVIMENTO;
- 05 - QUANDO NÃO HOUVER INDICAÇÃO DAS FASES DE PROTENSÃO, TODOS OS CABOS DEVERÃO SER PROTENSADOS NA 1ª FASE;

Tabela 7. 14 - Dimensionamento de armadura de punção para cabeceira de pilar parede

Fck	40	Mpa
H laje	20	cm
Cobrimto	2,5	cm
Sr	13,13	
Sr Adotado	12	

PILAR	B [cm]	H1 [cm]	Fz [tf]	ro	d [cm]
P11 ESQ	25	26,3	6,5	0,0040	17,5
P11 DIR	25	26,3	6,5	0,0040	17,5
P10 ESQ	25	26,3	6	0,0040	17,5
P10 DIR	25	26,3	22,5	0,0040	17,5
P13 ESQ	30	26,3	31	0,0040	17,5
P13 DIR	30	26,3	8	0,0040	17,5

Contorno C (face do pilar)					
U <sub>0</sub> [cm]	Tsd u <sub>eq</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Trd2 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Comp. Diagonal		
112,6	4,62	64,80	OK!		
112,6	4,62	64,80	OK!		
112,6	4,26	64,80	OK!		
112,6	15,99	64,80	OK!		
117,6	21,09	64,80	OK!		
117,6	5,44	64,80	OK!		

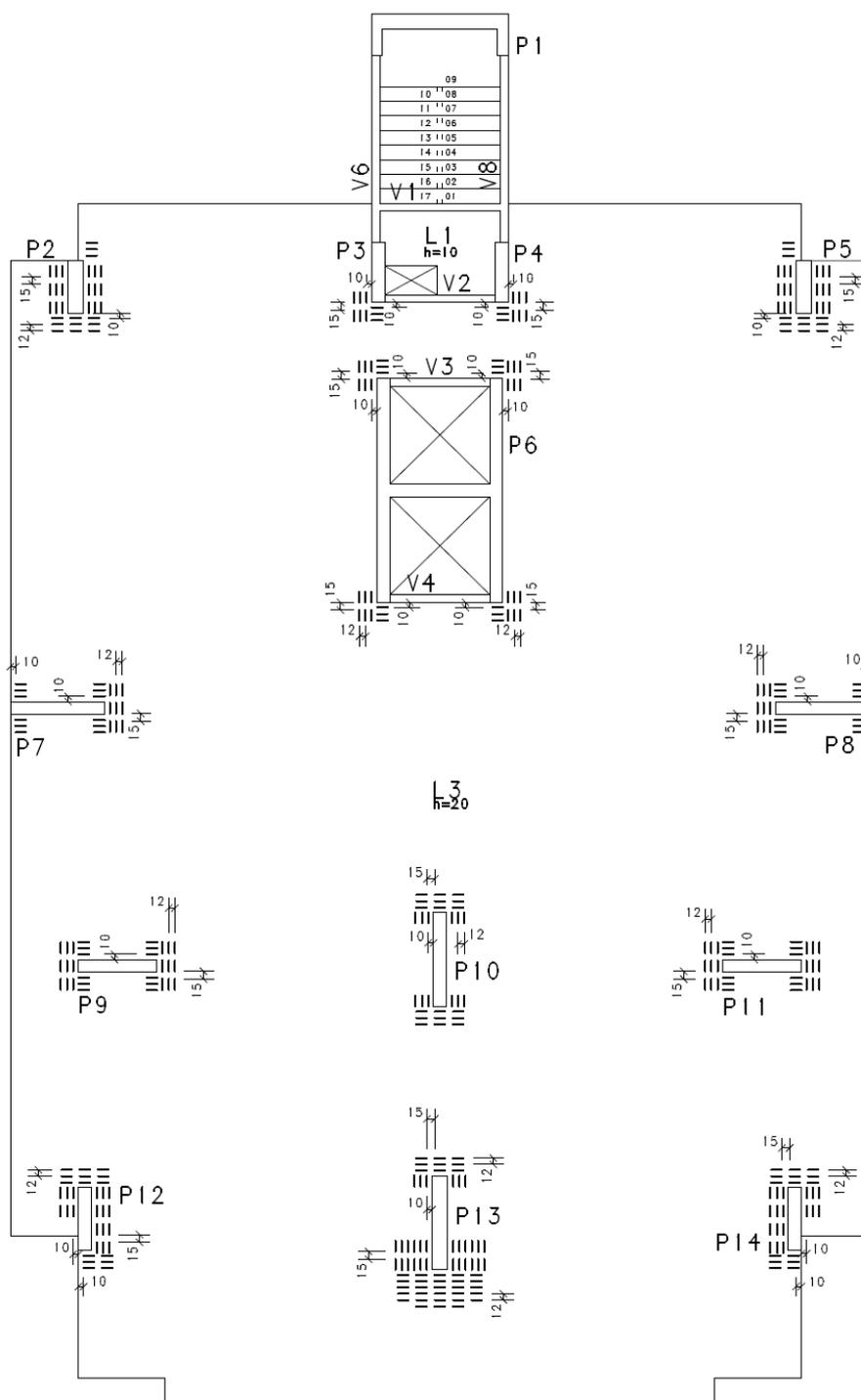
  

Contorno C'					
U' (4d) [cm]	Tsd u* [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Precisa Armar?	Asw [cm <sup>2</sup> ]	U nesc. [cm]	Faixa de Armadura
332,5	1,56	Não!	0	76,7214	2d
332,5	1,56	Não!	0	76,7214	2d
332,5	1,44	Não!	0	70,8198	2d
332,5	5,41	Não!	0	265,574	2d
337,5	7,35	Armar!	2,31	365,902	79
337,5	1,90	Não!	0	94,4264	2d

Contorno C' (2d)						
U [cm]	Tsd u* [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Trd1 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Precisa Armar?	Asw [cm <sup>2</sup> ]	Asw min [cm <sup>2</sup> ]	Asw dot [cm <sup>2</sup> ]
222,6	2,34	6,78	Não!	0	-3,15	-3,15
222,6	2,34	6,78	Não!	0	-3,15	-3,15
222,6	2,16	6,78	Não!	0	-3,22	-3,22
222,6	8,09	6,78	Armar!	2,05	-0,91	2,05
227,6	10,90	6,78	Armar!	4,14	0,19	4,14
227,6	2,81	6,78	Não!	0	-3,03	-3,03

Figura 7. 30 - Distribuição da armadura de punção em planta



○ DISTRIBUIÇÃO DA ARMADURA DE PUNÇÃO DO TIPO (2° AO 17°)

ESCALA 1:75

NOTA:

01 - OBSERVAR NO DETALHE DA ARMAÇÃO DOS ESTRIBOS A COTA DE AFASTAMENTO ENTRE ESTRIBOS E DOS ESTRIBOS PARA O PILAR.

### 7.3 EXEMPLO 3

Nos exemplos anteriores, mostrou-se praticamente o passo a passo completo, para uma solução de estruturas em lajes lisas protendidas. Nesse item serão apresentados mais alguns exemplos de lançamento de cabos em planta, dando ênfase às questões de distribuição de cabos.

Na Figura 7.30, apresenta-se o lançamento de cabos para direção transversal da laje L5, nessa direção os esforços se apresentavam distribuídos de forma homogênea sem grandes variações, esse motivo levou a uma distribuição das cordoalhas nessa direção.

Já na Figura 7.31, pode-se perceber uma concentração das cordoalhas, uma vez que os esforços apresentavam valores expressivos junto às linhas de pilares. Vale observar que o conjunto de cabos que vem na linha de pilares P11 / P16, assim como P12 / P18, apresenta uma pequena inclinação, em planta, para atravessar os pilares P2 e P6 respectivamente. Nesse caso, não há necessidade de aplicar grampos de ancoragem, pois houve o cuidado de que esse desvio dos cabos não fosse superior a 10%, conforme indicado em planta.

Figura 7. 31 - Distribuição de cabos em planta (direção x-x)

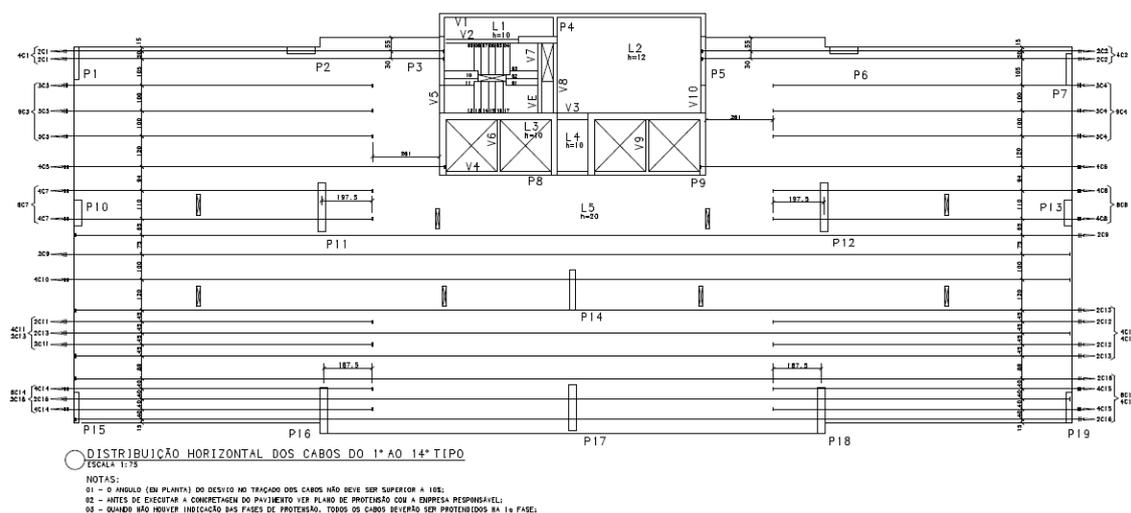
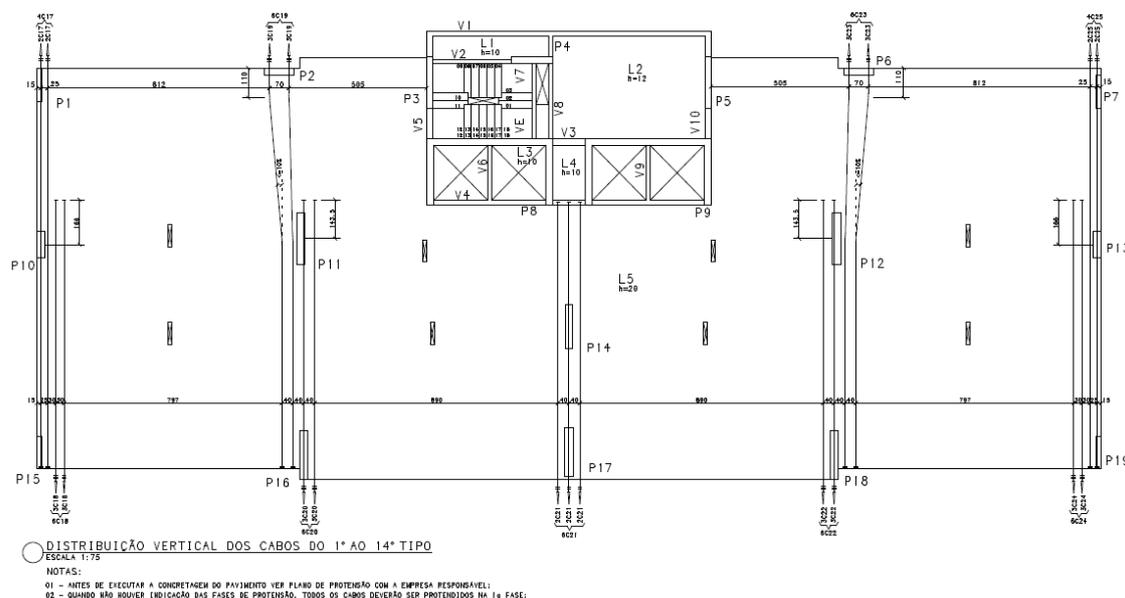


Figura 7. 32 - Distribuição de cabos em planta (direção x-x)



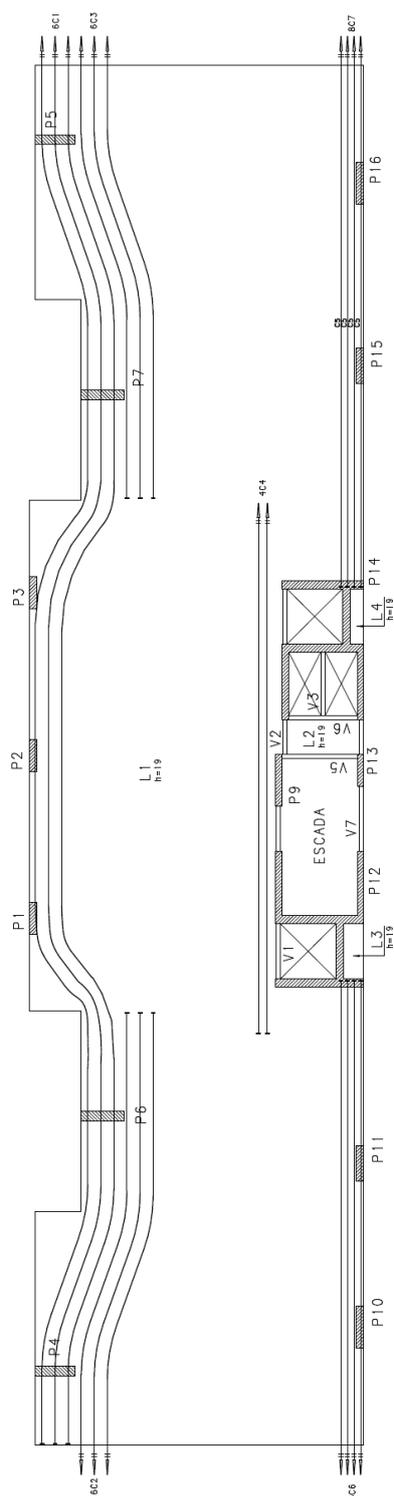
A distância entre as faixas de cabos apresentadas na Figura 54 é de aproximadamente 8 m, esses cabos foram dimensionados para que suas ordenadas fossem, aproximadamente, 2 cm menores do que as ordenadas dos cabos distribuídos na direção x-x, por questões de praticidade de execução.

O índice de consumo de armadura ativa da laje acima é de  $3,49 \text{ kg/m}^2$ , enquanto as armaduras passivas consumiram  $9 \text{ kg/m}^2$ , com relação à área de formas, e  $37,3 \text{ kg/m}^3$  com relação ao volume de concreto.

No exemplo anterior viu-se o conjunto de cabos que apresentavam desvio em planta, onde esse não era superior a 10% de inclinação. No exemplo da Figura 56, houve necessidade de desvio em planta devido à geometria da edificação. Porém, essa medida foi tomada junto à face da edificação, devendo haver um cuidado especial, pois há possibilidade da disposição da armadura ativa gerar empuxo em vazio nessa região.

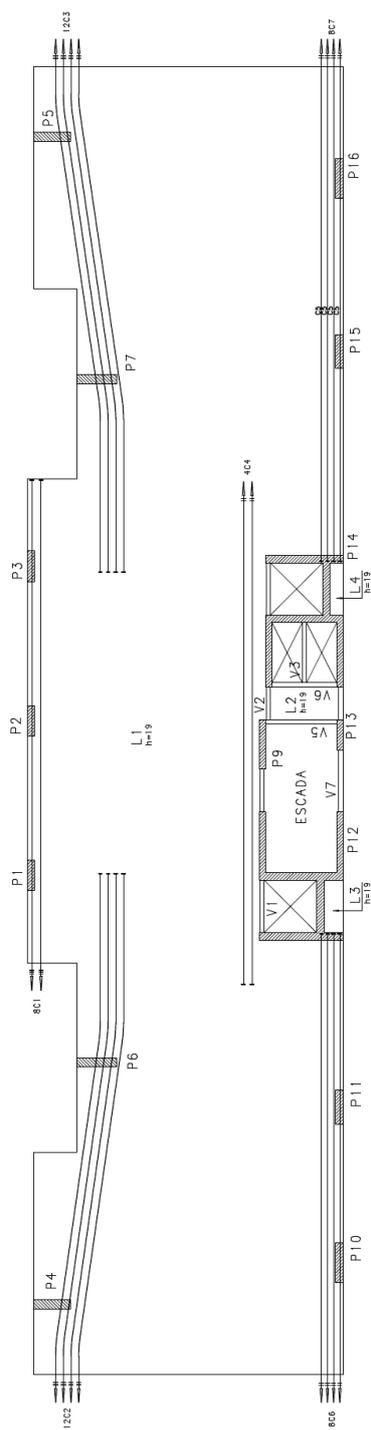
A proposta inicial de lançamento é apresentada na Figura 7.32, onde mesmo com a utilização dos grampos de ancoragem para as cordoalhas, a iminência de uma manifestação patológica devido ao grande esforço fez com que essa solução não fosse levada adiante.

Figura 7.33 - Distribuição de cabos com curva em planta



Observou-se que próximo aos pilares P1, P2 e P3 não havia esforço que justificasse a continuidade dos cabos, então para suavizar o efeito do empuxo em vazio e adequar a distribuição à necessidade dos esforços, chegou-se a um lançamento mais suavizado, conforme apresentado na Figura 7.33.

Figura 7. 34 - Distribuição de cabos com curva em planta



## CAPÍTULO 8

---

### 8 CONCLUSÃO FINAL

Quando se fala em lajes protendidas para estruturas de edifícios residenciais e comerciais não há outra que seja tão competitiva quando a que utiliza cordoalhas engraxadas, para vencer vãos que se estendam a aproximadamente 9 m. A velocidade na execução, a possibilidade de vão entre pilares maiores, a fácil obtenção da tecnologia para execução, entre outros, são fatores decisivos para escolha dessa solução.

Porém, é necessário que seja aliado aos benefícios citados, o custo, desenvolvendo-se as técnicas de cálculo, assim como a utilização de ferramentas de análises adequadas para que se atinja um baixo consumo de materiais, preservando-se o comportamento global e o comportamento local estáveis e, conseqüentemente, a utilização e a segurança da edificação.

A dificuldade de encontrar materiais disponíveis que tratasse da análise, dimensionamento e detalhamento de lajes planas protendidas com cordoalhas não aderentes, motivou o desenvolvimento desse trabalho, com foco em discussões práticas que, em torno das recomendações da NBR 6118:2003, dos materiais disponíveis e recursos de softwares, vem sendo implementadas em projetos e desenvolvidas junto às obras.

A partir daí, procurou-se abordar temas que de certa forma são plausíveis de questionamentos, como a utilização dos materiais adequados, da estabilidade global, da deformação em longo prazo (fluência), da punção, dos consumos de materiais, da execução, entre outros.

No presente trabalho foi desenvolvido o passo a passo necessário para o dimensionamento das lajes, dando ênfase, ao dimensionamento adequado de pilares que levam a um comportamento global estável, o dimensionamento à punção, de certa forma conservadora, a distribuição de cabos em planta e as

ordenadas dos feixes. Para isso, foi desenvolvido 2 exemplos complexos, onde não cabia uma análise simplificada através do Método dos Pórticos Equivalentes.

É fundamental para o desenvolvimento da idéia apresentada nesse trabalho a utilização de recursos oferecidos por softwares de análises disponíveis, pois as análises são criteriosas e o procedimento de cálculo demanda diversas interações para alcançar os resultados que atendam os requisitos de utilização, segurança e economia. Neste caso, para o desenvolvimento dos projetos, utilizou-se o TQS/CAD 17, para desenvolvimento das análises.

Também é importante que se utilize um modelo unificado, onde haja a possibilidade de integração dos elementos que compõem a estrutura, como o modelo de pórtico espacial capaz de absorver o comportamento da edificação, assim como, traduzir as respostas em forma de esforços e deslocamentos para pilares, vigas e lajes segundo a forma, a inércia e a rigidez de cada um dentro da mesma interface de trabalho.

Observado todos esses fatores e seguindo os passos apresentados no presente trabalho é possível alcançar um dimensionamento refinado, sob uma ótica integrada, que traduz de forma satisfatoriamente aproximada o comportamento real da edificação. Com isso, é possível viabilizar a concepção de estruturas complexas, alcançar análises seguras e aprimorar uma solução que vem ganhando um grande destaque na preferência dos construtores.

Estruturas com lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas agregaram às obras em concreto armado um novo horizonte de possibilidades, mostrando-se muito adequadas para utilização em edifícios residenciais e comerciais, de forma altamente competitiva, sendo muito eficaz em gerar retorno econômico na variável tempo. O custo de uma edificação não deve estar atrelado somente à soluções de engenharia utilizadas. A concepção arquitetônica e o uso são fatores que incidem diretamente e de forma decisiva sobre o valor final da estrutura.

Figura 8. 1 - Estrutura em lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas



## 8.1 PROPOSTA PARA TRABALHOS FUTUROS

Alguns tópicos merecem destaque e devem ser aprofundados em novos estudos, complementando assim as informações mencionadas neste trabalho.

A questão da punção em lajes lisas parcialmente protendidas deve ser avaliada com critérios empíricos para pilares centrais, e até aonde o efeito da protensão para esse caso exerce influência sobre a resistência da laje a punção. Barbán (2008) avaliou o efeito da punção na ligação laje – pilar de borda para lajes lisas protendidas com cabos não-aderentes através de ensaios laboratoriais e constatou que a NBR 6118:2003 traz conceitos que resultam em cálculos conservadores, na ordem de 2 vezes o resultado real, sendo esse sem

qualquer coeficiente de segurança e utilização das propriedades efetivas dos materiais (aço e concreto), determinados experimentalmente.

A Norma Brasileira também não é clara com relação ao efeito da fluência nas deformações de lajes lisas protendidas parcialmente com cordoalhas não aderentes, estas já são consideradas para o concreto na fase do cálculo de perdas, e com relação às armaduras ativas a NBR 6118:2203 somente leva em consideração o efeito da fluência para armaduras aderentes e estágio I, não fissurado. Conforme apresentado nesse trabalho, na fase futura de deformações há efeito da fluência e concreto no estágio II, porém o fator de fluência não seria mais o total de 2 tomado para a região em estudo, mas sim um valor menor devido ao alívio causado pelas forças de protensão. Sugere-se que sejam feitos ensaios para determinação precisa desse coeficiente.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Building Code Requirements of Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACIR-95). Farmington Hills, American Concrete Institute, 1995.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2003 “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”.

AGOSTINI, L. R. S. Concreto Protendido: Estudo das Vigas Isostáticas. São Paulo - SP: LCTE, 1983.

ALBUQUERQUE, A. T. Análise de Alternativas Estruturais Para Edifícios em Concreto Armado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP, 1999.

ALMEIDA FILHO, F. M. Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos - SP, 2002.

BUCHAIM, Roberto. Concreto Protendido: Tração axial, simples e força cortante. Londrina: EDUEL. 2007.

CARVALHO, R. C. e FUGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118. 3ª Edição. São Carlos: UFSCar, 2007.

CAUDURO, E.L. A Protensão em Edifícios sem Vigas - Novas Técnicas Aumentam a Qualidade e Reduzem o Custo Total do Edifício. 41º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Salvador, 1999.

COLLINS, M. P. & MITCHELL, D. Prestressed Concrete Structures. Response Publications. Canada, 1997.

Concrete Society Technical Report No 43. Post-Tensioned Concrete Floors – Design Handbook, 1994.

EMERICK, A. A. Projeto e Execução de Lajes Protendidas. Rio de Janeiro - RJ: Interciência Ltda, 2005.

FRANCO, M. O parâmetro de Instabilidade dos Edifícios Altos. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, nº 23, 1985.

HANAI, J. B. Fundamentos do concreto protendido. São Carlos - SP: E-Book de apoio para o curso de Engenharia Civil, 2005.

HURST, M. K. Prestressed concrete design. 2ª Edição. Routledge, Londres, 1998.

LEONHANDT, F. Construções de Concreto – Concreto Protendido. Rio de Janeiro - RJ: Interciência. 1983. Vol. 5.

LIN, T. Y. Load-balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Estruturas. ACI proceeding. V. 60, No. 6. June 1963.

LIN, T. Y. & BURNS, N. H. Design of Prestressed Concrete Structures. 3<sup>a</sup> Edição, John Wiley & Sons, New York, 1981.

LOUREIRO, G. J. Projeto de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 2006.

MACIEL A. R., DE SOUZA C. D. e DE MOURA L. P. Análise de Estabilidade Global em Edificações. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2011.

MASON, J. Concreto armado e protendido: Princípios e aplicações. Rio de Janeiro - RJ: LTC, 1976.

MATTACCHIONE, A. Unbonded P-T Slabs: An economical alternative. Concrete International: Design and Construction. V. 14, No. 2, Fev. 1992.

MATTOCK, A. H.; YAMAZAKI, J.; KATTUKA, B. T. Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond. ACI Journal, Fev. 1971.

MELLO, A. L. V. Cálculo de Lajes Lisas com Protensão Limitada e Parcial. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos - SP, 2005.

MILANI, A. C. Análise de lajes planas protendidas pelo método dos elementos finitos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - RS, 2006.

MORDECAI, V. S. The progress of post-tensioning concrete. Journal of the Concrete Society. V. 18, No. 10, Oct. 1984.

NAAMAN, A. E. Unified Design Recommendations for Reinforced, Prestressed, and Partially Prestressed Concrete Bending and Compression Members. ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, March-April 1992.

PARK, R. & Gamble W. L. Reinforced concrete slabs. New York - USA, 1980.

PFEIL, Walter. Concreto Protendido. Vol. 1. Rio de Janeiro - RJ: LTC, 1984.

PFEIL, Walter. Concreto Protendido. Vol. 2. Rio de Janeiro - RJ: LTC, 1983.

PFEIL, Walter. Concreto Protendido. Vol. 3. Rio de Janeiro - RJ: LTC, 1984.

PINHEIRO L. M., SANTOS, A. P., MUZARDO, C. D., SANTOS S. P. Estruturas de concreto – aços para armadura, 2010.

Seção de Engenharia de Construção - IME - Concreto Protendido: Noções básicas e orientação para projeto. Vol. 1, Rio de Janeiro - RJ, 1973.

Seção de Engenharia de Construção - IME - Concreto Protendido: Noções básicas e orientação para projeto. Vol. 2, Rio de Janeiro - RJ, 1973.

SOUZA, V. C. M. & CUNHA, A. J. P. Lajes em concreto armado e protendido. Niterói - RJ: EDUFF (Editora da Universidade Federal Fluminense),1994.

Technical Report No 43. Post-tensioned Concrete Floors - Design Handbook. The Concrete Society, 1994.

VERÍSSIMO G. de S. & JR. CÉSAR, K. M. L. Concreto protendido. Perdas de protensão, 4ª Edição, 1998.

WORDELL F. Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos. Dissertação de Mestrado, Porto Alegre, 2003.