

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LAJES LISAS EM CONCRETO PROTENDIDO
Análise e Dimensionamento Estrutural

JOÃO PEDRO VIVOLO LOPES E SOUZA
MURILO GUILHERME GONTIJO MACEDO

GOIÂNIA
02/2016

JOÃO PEDRO VIVOLO LOPES E SOUZA
MURILO GUILHERME GONTIJO MACEDO

LAJES LISAS EM CONCRETO PROTENDIDO

Análise e Dimensionamento Estrutural

Monografia apresentada na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Orientador: JANES CLEITON ALVES DE OLIVEIRA

GOIÂNIA
2016

JOÃO PEDRO VIVOLO LOPES E SOUZA
MURILO GUILHERME GONTIJO MACEDO


LAJES LISAS EM CONCRETO PROTENDIDO
Análise e Dimensionamento Estrutural

Monografia apresentada na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso 2 do Curso de Graduação em Engenharia Civil na Universidade Federal de Goiás.


Aprovado em 07 / 03 / 16.



Prof. Dr. JANES CLEITON ALVES DE OLIVEIRA (Orientador)
Universidade Federal de Goiás



Prof. Dr. ADEMIR APARECIDO DO PRADO
Universidade Federal de Goiás



Prof. Me. ALBERTO VILELA CHAER
Universidade Federal de Goiás

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas:



Prof. Dr. JANES CLEITON ALVES DE OLIVEIRA

Em: 08 / 03 / 16

RESUMO

Este trabalho visa a análise e o dimensionamento de um pavimento tipo com a utilização de concreto protendido aliado a lajes lisas. É feito um breve histórico da invenção, aprimoramento e utilização do concreto protendido e das lajes lisas ao longo do tempo, no contexto brasileiro e mundial. Se atesta que o uso da protensão ainda é recente no Brasil e, possivelmente por esse motivo, ainda pouco abrangente.

Com essa motivação, a revisão bibliográfica detalha as características físicas, executivas e normativas do concreto protendido e das lajes lisas. Sobre lajes lisas e protendidas, são expostas as especificações para sua execução, segundo a norma NBR6118. Sobre o concreto protendido, são expostas as características dos dois sistemas que podem ser implantados: sistema aderente e não-aderente. O trabalho em questão faz uso do sistema não-aderente para protensão. Com essa designação, são feitas as explicações necessárias sobre o funcionamento do sistema de protensão, como os níveis de protensão, a verificação dos três tipos de estados limite de serviço e estado limite último e como se obter a carga a ser equilibrada. São abordadas ainda as perdas de protensão, estas sendo divididas em imediatas (no ato da protensão) e progressivas (ao longo do tempo de serviço da peça protendida). Os dimensionamentos necessários para execução deste trabalho também são detalhados. São eles: à flexão, ao cisalhamento e à punção.

A análise e dimensionamento da laje lisa protendida se dá após a escolha de um modelo de pavimento tipo. O trabalho em questão adota um pavimento tipo com o formato “H” de um edifício já existente. A partir dessa definição, é feita a modelagem em grelha do pavimento e o seu lançamento no software de cálculo SAP2000 v.14. Após a inserção no software dos valores característicos da laje analisada, como sua espessura, o módulo de elasticidade e principalmente os carregamentos do pavimento, são obtidos os esforços ao longo da mesma. Com esses esforços, se fez possível o cálculo das armaduras da laje lisa, primeiramente sem protensão e posteriormente com ambas armaduras: passiva e ativa.

Por fim, foi feita a comparação entre as lajes lisas calculadas e a laje convencional existente, para se analisar a viabilidade do uso do sistema proposto, executiva e economicamente.

Palavras-chave: Concreto protendido. Protensão não-aderente. Lajes Lisas. Modelagem em grelha.

SUMÁRIO

RESUMO.....	4
1. INTRODUÇÃO	7
1.1. JUSTIFICATIVA	9
1.2. OBJETIVOS GERAL E ESPECÍFICOS	10
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1. PROTENSÃO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS.....	11
2.2. LAJES LISAS E PROTENDIDAS	13
2.3. NÍVEIS DE PROTENSÃO	15
2.4. FORÇA DE PROTENSÃO E CARGA A SER EQUILIBRADA.....	16
2.5. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	18
2.6. PERDAS DE PROTENSÃO.....	20
2.6.1. Perdas Imediatas.....	20
2.6.1.1. Perdas por Atrito.....	20
2.6.1.2. Perdas por Acomodação de Ancoragem	21
2.6.1.3. Perdas por Encurtamento Elástico do Concreto.....	21
2.6.2. Perdas Progressivas	22
2.6.2.1. Perdas por Fluência do Concreto	23
2.6.2.2. Perdas por Retração do Concreto.....	23
2.6.2.3. Perdas por Relaxação do Aço.....	24
2.7. DIMENSIONAMENTO.....	24
2.7.1. Dimensionamento à Flexão	24
2.7.2. Dimensionamento ao Cisalhamento	27
2.7.3. Dimensionamento de Lajes à Punção.....	29
3. METODOLOGIA	30
3.1. DEFINIÇÃO DA PLANTA ARQUITETÔNICA	31
3.2. PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO	31
3.3. CÁLCULO DO VOLUME DE CONCRETO	33
3.4. CÁLCULO DA ÁREA TOTAL DE FÔRMAS	33
3.5. SAP2000: MODELAGEM EM GRELHA	34
3.5.1. Traçado da Grelha Equivalente	34

3.5.2.	Lançamento dos Apoios e das Dimensões das Barras	35
3.5.3.	Inserção dos Carregamentos Atuantes	37
3.5.4.	Cálculo do Módulo de Elasticidade do Concreto	38
3.5.5.	Diagrama de Isodeslocamentos.....	39
3.5.6.	Cálculo das Reações de Apoio.....	40
3.5.7.	Verificação das Lajes ao Puncionamento	41
3.5.8.	Cálculo da Armadura Passiva	45
3.5.8.1.	Armadura Positiva	45
3.5.8.1.1.	Dimensionamento	47
3.5.8.1.2.	Detalhamento.....	50
3.5.8.2.	Armadura Negativa.....	51
3.5.8.2.1.	Dimensionamento	53
3.5.8.2.2.	Detalhamento.....	54
3.6.	TQS: LAJES LISAS PROTENDIDAS.....	55
3.6.1.	Diagrama de Isodeslocamentos.....	55
3.6.2.	Definição das Faixas Tributárias.....	56
3.6.3.	Armadura Ativa	58
3.6.4.	Armadura Passiva.....	59
4.	RESULTADOS.....	62
4.1.	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	62
4.2.	DADOS DE CONSUMO DE MATERIAIS	64
4.2.1.	Volume de Concreto	64
4.2.2.	Área de Fôrmas.....	66
4.2.3.	Armaduras.....	67
4.2.3.1.	Projeto Original.....	67
4.2.3.2.	Projeto Convencional com Lajes Lisas.....	68
4.2.3.3.	Projeto com Lajes Lisas em Concreto Protendido.....	69
4.2.3.4.	Comparação dos Valores	72
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
5.1.	CONCLUSÕES.....	74
5.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	76
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77

1. INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil no Brasil experimentou recentemente (de 1993 a 2013) um crescimento acelerado e promissor, como poucas vezes visto em sua história. Segundo pesquisa encomendada pelo SindusCon – MG e divulgada durante a MinasCon do ano de 2014, o crescimento do mercado foi de 74,25% ao longo desses 20 anos. Tal aumento requereu um desenvolvimento de novos modelos e técnicas de construção, que satisfizessem as necessidades econômicas, arquitetônicas e ambientais. Novas formas de gestão, de produção de materiais, de visão voltada à sustentabilidade, surgiram durante esse período e novas técnicas construtivas foram inseridas no mercado brasileiro buscando atender plenamente todos esses requisitos que a indústria da construção, em crescimento desenfreado, exigia.

Em decorrência disso, alternativas ao uso do concreto armado tem-se manifestado de forma mais contundente. O concreto protendido, ainda é usado de forma restrita no país, ainda que sua técnica seja comumente usada e difundida em vários outros países do mundo. O controle maior sobre as fissurações, possibilita uma maior durabilidade das peças sujeitas à protensão. O concreto protendido consegue trabalhar com grandes vãos e com menores quantidades de pilares, característica hoje muito apreciada pelos arquitetos, que buscam cada vez mais a liberdade arquitetônica da estrutura. Por fim, consegue ainda a execução de peças estruturais mais esbeltas e no caso de vigas e lajes, as peças protendidas podem possuir alturas reduzidas.

No que diz respeito à liberdade arquitetônica abordada acima, muito se observa atualmente na construção civil, em todos os tipos de estruturas, incluindo as obras de arte, o desejo de se obter espaços mais livres de obstáculos, principalmente visuais. A maneira de se obter essa abordagem vem por meio da execução de vãos maiores e com menor presença de pilares e vigas. Este tipo de vão é observado na utilização de lajes planas e lisas, que quando aliadas à utilização de concreto protendido, conseguem otimizar ainda mais o efeito de leveza da estrutura sem deixar de atender seus requisitos estruturais e de serviço.

Dentro da utilização de concreto protendido, pode-se fazer uma divisão entre cordoalhas aderentes e não-aderentes. Cada uma dessas técnicas possui uma vantagem sobre a outra, não sendo possível avaliar de forma absoluta qual é a melhor, ficando a critério do engenheiro a opção a ser feita dependendo da mão-de-obra especializada, equipamentos, aspectos econômicos do local da construção, entre outros. O seguinte estudo abordará a execução de

estruturas de concreto protendido com a utilização da protensão não-aderente com monocordoalhas engraxadas.

O uso da protensão em peças de concreto tem suas origens históricas ainda no século XIX, com estudos de P.H Jackson, que conseguiu aplicar as tensões corretamente na peça, mas não conseguiu obter resultados duradouros devido às propriedades do aço existentes na época, muito piores do que as encontradas hoje em dia. De 1926 a 1928, Eugene Freyssinet conseguiu identificar as perdas de tensão ao longo do tempo em uma peça protendida e desenvolveu em 1940 um sistema de ancoragem, futuramente reconhecido e batizado com seu sobrenome, que se utilizava de 12 cabos em um dispositivo cônico fixado à peça. Ainda nessa época, a aplicação da protensão era associada diretamente à construção de pontes e estruturas especiais. Mas foi a partir do começo da década de 50 nos Estados Unidos, quando o processo “Lift Slab”, método que consiste em fundir diversas lajes umas sobre as outras as quais são içadas e ancoradas nos pilares posteriormente, foi introduzido no mercado, que o desenvolvimento do concreto protendido em edifícios teve seu impulso. Adicionados à isso, os estudos de T. Y. Lin em 1963, que são referências até hoje, sobre o equilíbrio de carregamentos na protensão, direcionaram os projetos na área e proporcionaram a base necessária para o crescimento ainda maior de tal técnica.

No Brasil, a primeira obra que se utilizou de concreto protendido foi a Ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, em 1948 com o sistema Freyssinet. O aço, a ancoragem e até mesmo o projeto foram importados da França para a construção da mesma. Apenas em 1952, quando a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, atual Arcelor Mittal, iniciou a fabricação de aço de protensão, o Brasil pôde então executar sua primeira obra em protensão com aço nacional: a Ponte de Juazeiro. A respeito das monocordoalhas engraxadas, estas só chegaram ao país em 1997, com cerca de 30 anos de atraso em relação a outros países. Hoje, as monocordoalhas engraxadas ou protensão leve, se mostram como uma opção bem competitiva e bastante interessante quanto ao mercado em lajes de edifício.

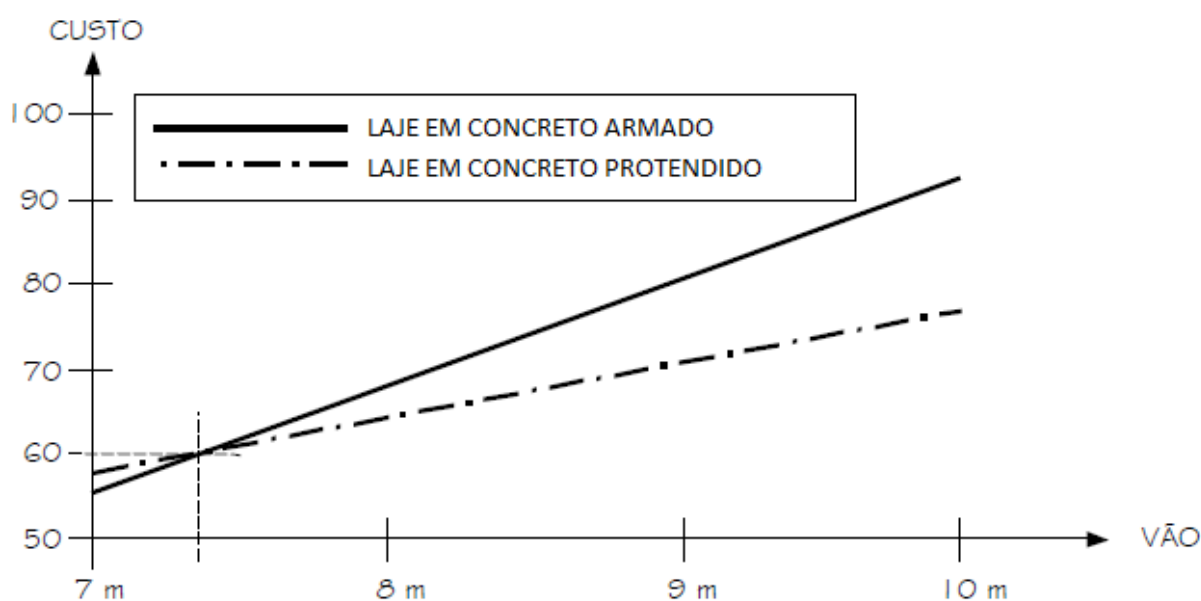
Dessa forma, notando a tendência do uso de protensão não-aderente, esse trabalho buscará analisar a viabilidade do uso de monocordoalhas engraxadas em lajes planas e lisas em um edifício multipavimentos, verificando com a ajuda de bibliografia especializada e de programas computacionais de cálculo, o melhor arranjo estrutural que possa atender às necessidades de carga e também ao uso da estrutura.

1.1. JUSTIFICATIVA

O uso de estruturas com cordoalhas engraxadas ainda é relativamente recente no Brasil. Passando a ser empregadas em meados da década de 1990, este tipo de estrutura vem se mostrando cada vez mais presente no mercado da construção civil brasileira, devido a algumas características como a facilidade e agilidade de execução no ato da protensão.

A utilização de estruturas em protensão não-aderente justifica-se ainda mais quando executadas com lajes lisas. Além da grande economia de formas devido a ausência de vigas, os processos de desforma e retirada de escoramento ganham maior rapidez, sem contar a maior resistência ao puncionamento destas lajes quando comparadas às mesmas executadas em concreto armado. Segundo, Emerick (2005) os custos das lajes protendidas tornam-se significativamente menores a partir de vãos maiores que 7 metros, conforme a figura 1.1:

Figura 1.1 - Comparação de custos entre lajes protendidas e em concreto armado.



Fonte: EMERICK (2005)

Notando a tendência do mercado na evolução das estruturas com o aumento do tamanho dos vãos e da esbeltez das estruturas, as lajes protendidas são consideradas uma excelente alternativa em potencial de crescimento no ramo da construção civil, logo em termos de contribuição à comunidade acadêmica e profissional, este trabalho agrupará os diversos procedimentos adotados no dimensionamento de estruturas utilizando lajes em protensão não-aderente as quais serão, em um futuro próximo, bem mais comuns no mercado.

1.2. OBJETIVOS GERAL E ESPECÍFICOS

Este trabalho tem como objetivo geral verificar a viabilidade da construção de um edifício multipavimentos com a execução de lajes planas e lisas de concreto protendido em pós-tração não aderente, isto é, com a utilização de monocordoalhas engraxadas.

Para atingirmos o objetivo supracitado, nossos objetivos específicos são:

- a. Dimensionar e detalhar as lajes lisas tanto em concreto convencional quanto em concreto protendido com a utilização de monocordoalhas engraxadas;*
- b. Verificar as estruturas protendidas quanto ao atendimento dos Estados Limites de Serviço (ELS) e do Estado Limite Último (ELU);*
- c. Comparar os deslocamentos apresentados entre o projeto convencional e o em concreto protendido;*
- d. Analisar a viabilidade econômica da execução do edifício em questão com a utilização de lajes lisas protendidas, por meio da comparação do consumo de materiais (concreto, fôrmas e aço);*

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. PROTENSÃO COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS

O sistema de protensão não-aderente ou de monocordoalhas engraxadas foi escolhido para esse trabalho devido a uma série de peculiaridades que o diferencia dos outros sistemas, tanto com armadura passiva, quanto com armadura ativa que se utiliza de bainhas (protensão aderente). Como o próprio nome diz, não existe aderência entre o cabo de protensão e a peça de concreto: uma graxa que tem a função de evitar a corrosão envolve o cabo metálico, que vai envolto ainda em uma bainha plástica para só então ser inserido na peça estrutural. A graxa não só protege a cordoalha contra a corrosão como também mitiga o atrito entre a mesma e a capa plástica, diminuindo então as perdas de protensão por esse fator, assunto que será abordado mais à frente.

Por possuir uma menor aderência, a tensão que é transferida para o concreto depende primordialmente da ancoragem dos cabos em suas extremidades e da integridade dos mesmos ao longo de sua vida útil. De acordo com Kiss (1999 *apud* Zanette 2006), a ancoragem foi o principal fator que se desenvolveu para que a o processo executivo das monocordoalhas engraxadas se tornasse de fato viável. A mudança consistiu no surgimento de empresas do ramo de protensão e mais especificamente de ancoragens, o que extinguiu uma dificuldade antes recorrente que era a de se ter que fazer uma ancoragem específica sob encomenda para cada tipo de projeto. O surgimento dessas empresas contribuiu ainda para o aumento da garantia de que a qualidade da peça de ancoragem fosse atendida, já que a mesma é submetida a grandes esforços de flexão e tração, sendo então de fundamental importância o cumprimento do desempenho ao qual elas são solicitadas.

As monocordoalhas engraxadas possuem uma vantagem marcante em seu processo executivo que as sobrepõe às cordoalhas aderentes: o macaco hidráulico utilizado para aplicação das tensões é de fácil manuseio por ser leve, cerca de 19 kg segundo Zanette (2006) e de tamanho que facilita o transporte.

Figura 2.1 - Atuador hidráulico com pistões paralelos

Fonte: MARTINS (2008)

A tabela 2.1 evidencia as vantagens executivas das monocordoalhas engraxadas sobre o sistema de protensão aderente:

Tabela 2.1 - Vantagens executivas da protensão não-aderente

SISTEMA ADERENTE	SISTEMA NÃO ADERENTE
Usa bainha metálica para até quatro cordoalhas por bainha, em trechos de 6 m com luvas de emenda e vedação.	Sem bainha metálica. As cordoalhas vêm de fábrica com graxa e bainha plástica contínua.
O manuseio (enrolar e desenrolar) é feito com quatro cordoalhas ao mesmo tempo (aproximadamente 3,2 kg/m).	O manuseio é feito com uma cordoalha por vez (cerca de 0,89 kg/m).
Concretagem cuidadosa para evitar danos à bainha metálica (abertura da costura helicoidal).	Concretagem sem maiores cuidados, pois a bainha plástica de PEAD é resistente aos trabalhos de obra.
Usa macaco de furo central que precisa ser enfiado pela ponta da cordoalha (aproximadamente 50 cm da face do concreto).	Usa macaco de dois cilindros que se apóia na cordoalha junto à face do concreto.
A protensão é feita em quatro níveis de pressão hidráulica, seguidas das respectivas leituras de alongamento, correção da tabela e medida da perda por acomodação da ancoragem.	A protensão é feita em uma só elevação de pressão, pois não há retificação da cordoalha (bainha justa).
Exigem lavagem das cordoalhas por dentro para a diluição de eventual pasta de cimento que poderia ter entrado e prendido as cordoalhas.	Lavagem desnecessária.
A água deve ser retirada por ar comprimido antes da injeção, para não haver diluição da pasta.	Medida desnecessária.
Usa cimento em sacos para preparo da pasta de injeção, feito com misturador elétrico. A injeção é feita por bomba elétrica.	Medida desnecessária.

Fonte: EMERICK (2005)

É de extrema importância ainda ressaltar que se a estrutura for altamente dependente de uma pequena quantidade de monocordalhas e de ancoragens, se faz bastante necessário o cuidado na mão-de-obra e nos materiais utilizados, segundo The Concrete Society (1994 *apud* Zanette 2006). Essa constatação tem que abranger tanto o projetista quanto os que irão executar o processo, devido ao grau de importância que um erro no processo pode causar.

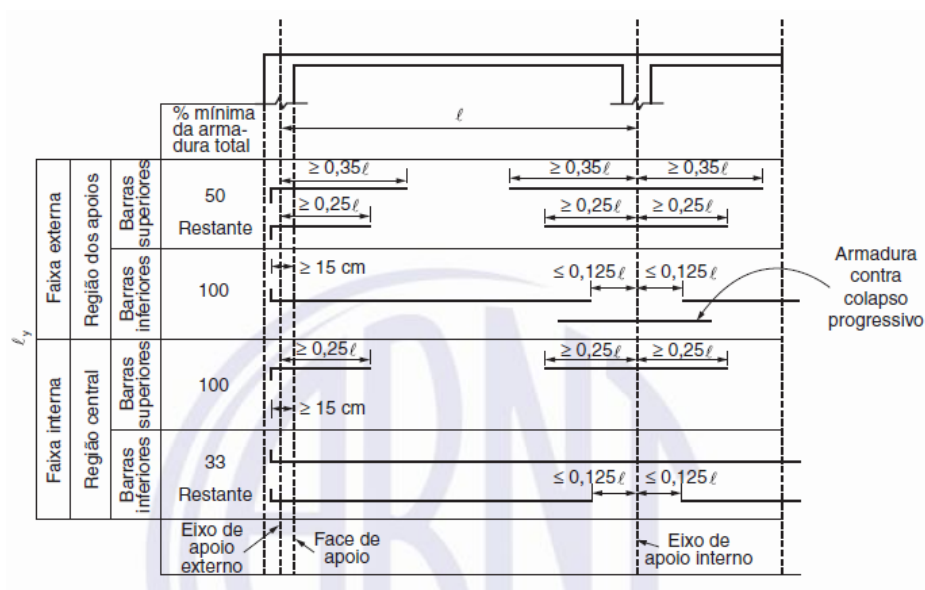
Zanette (2006) cita ainda que as demolições devido ao uso de cordoalhas engraxadas precisam de um estudo detalhado, com a análise, sempre que possível, de um especialista em protensão, para que o alívio de tensões com os cortes das cordoalhas seja feito na sequência correta e com as precauções requeridas para cada caso.

2.2. LAJES LISAS E PROTENDIDAS

Diferentemente do que várias pessoas pensam, lajes planas não são necessariamente lajes sem vigas, conhecidas também como “flat slab” (do inglês) neste tipo de laje podem existir vigas, capitéis e nervuras. As lajes que geralmente são conhecidas como planas são na verdade denominadas lajes planas lisas ou “flat plate”, nas quais não são admitidos capitéis, vigas nem tampouco engrossamentos da laje (“drops at column heads”). Neste trabalho estudaremos as lajes planas lisas em específico.

A NBR6118:2014 determina algumas prescrições para a execução deste tipo de laje:

- A espessura não deve ser inferior a 16 cm;
- Esbeltez (L/h) superior a 40;
- Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a $h/8$;
- As barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento máximo igual a $2.h$ ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores;
- A armadura secundária de flexão deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal, mantendo-se, ainda, um espaçamento entre barras de no máximo 33 centímetros;
- Pelo menos duas barras inferiores devem passar continuamente sobre os apoios, respeitando-se também a armadura contra colapso progressivo;
- A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio;
- Devem ser respeitadas as disposições contidas na figura 2.2:

Figura 2.2 – Disposições de Armaduras para Lajes Planas

Fonte: NBR6118:2014 (*fac-símile*)

Quando englobamos também as lajes protendidas, novas prescrições são envolvidas como:

- O espaçamento entre cordoalhas, cabos ou feixes de cabos deve ser no máximo de 6.h, não excedendo 120 cm;
- Na seção da laje correspondente ao cabo ou feixe de cabos, o espaçamento entre eles deve resultar em uma tensão de compressão média igual ou superior a 1 MPa, considerando-se todas as perdas;
- Cabos dispostos em faixa externa de apoio devem estar contidos em uma 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;
- Entre cabos ou feixes de cabos, ou entre cabos e armaduras passivas, deve ser mantido um espaçamento mínimo de 5 cm;
- O cobrimento mínimo de cabos em relação à face de aberturas nas lajes deve ser de 7,5 cm;
- O desvio no plano da laje de um cabo ou feixe de cabos deve produzir uma inclinação máxima de 1/10, na corda imaginária que une o início ao fim desse 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 mínima de 5 cm entre cabos na região central da curva;

- Pode-se prescindir da armadura passiva contra o 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 lisas;
- Sobre os apoios das lajes lisas ou cogumelo protendidas, devem ser dispostas no mínimo quatro barras na face tracionada em uma faixa que não exceda a largura do apoio acrescida de 1,5 vez a altura total da laje para cada lado. As barras devem ser espaçadas em no máximo 30 cm e estendidas até uma distância mínima de 1/6 do vão livre na direção da armadura considerada, a partir da face do apoio;
- Nas lajes protendidas por monocordoalhas não aderentes, no máximo quatro cabos podem ser dispostos em feixe;

2.3. NÍVEIS DE PROTENSÃO

Segundo a NBR6118:2014 a protensão pode ser caracterizada em três níveis diferentes, sendo: parcial (nível 01), limitada (nível 02) e completa (nível 03). Em cada um destes níveis devem ser verificadas diferentes condições, relacionando as classes de agressividade ambiental com os estados limites de serviço.

A norma brasileira define os estados limites de serviço a serem verificados nos diferentes níveis de protensão, os quais são:

- **Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W):** estado em que limita os valores máximos para a abertura de fissuras do elemento estrutural.
- **Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F):** estado em que se inicia a formação de fissuras, admite-se que o mesmo é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência à tração $f_{ct,f}$.
- **Estado Limite de Descompressão (ELS-D):** estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção.

O quadro 2.1 apresenta a relação entre os níveis de protensão, a classe de agressividade ambiental e as condições a serem verificadas em cada situação:

Quadro 2.1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

Fonte: NBR6118:2014 (*fac-símile*)

2.4. FORÇA DE PROTENSÃO E CARGA A SER EQUILIBRADA

A força de protensão na cordoalha se dá, segundo a norma NBR6118:2014, pela seguinte expressão:

$$P_{t(x)} = P_i - \Delta P_{0(x)} - \Delta P_{t(x)} \quad (2.4.1)$$

Onde:

P_i é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$\Delta P_{0(x)}$ é a perda imediata medida à partir de P_i , no tempo $t = 0$ e na abscissa x e;

$\Delta P_{t(x)}$ é a perda de protensão no tempo t calculada após $t = 0$ e na abscissa x .

Basicamente, podemos dizer que a força aplicada nos cabos de protensão têm três valores ao longo do tempo. O primeiro seria o máximo, que é aquele que se aplica originalmente ao cabo sem descontar nenhum tipo de perda, ou seja, P_i . Depois, a força de protensão sofre um decréscimo causado pelas perdas imediatas, representado na expressão acima por $\Delta P_{0(x)}$. Finalmente, a última parcela da expressão representa as perdas de tensão que o cabo sofre ao longo do tempo, chamadas perdas progressivas, designadas por $\Delta P_{t(x)}$. Essas duas perdas, imediatas e progressivas, são processos normais à execução de estruturas protendidas,

portanto previstas em norma e que serão abordadas com mais detalhes logo à frente neste trabalho.

A tensão que é aplicada aos cabos no ato de protensão tem um valor característico, que depende basicamente do tipo de aço que se utiliza e do sistema de protensão (pré-tração ou pós-tração e dentro desta última, aderente ou não-aderente). Os tipos de aço podem ser de relaxação baixa (RB) ou relaxação normal (RN) e as bitolas são dos valores de 12,7 mm ou 15,2 mm.

A força de protensão, P_i , é então obtida através da multiplicação da área correspondente à cordoalha utilizada e sua tensão característica, de escoamento ou de tração. À tensão característica de escoamento chama-se de f_{pyk} e à tensão característica de tração f_{ptk} . Cada valor de tensão característico possui um fator de correção próprio, sendo então utilizado o P_i que retornar o menor valor após essa correção. O quadro 2.2 esclarece o procedimento de obtenção da força de protensão máxima P_i .

Quadro 2.2 - Características Principais das Cordoalhas Engraxadas

Categoria	Diâmetro Nominal (mm)	Área Nominal da seção (mm ²)	Massa Nominal (kg/1000 m)	Carga de Ruptura Mín. (kN)	Carga a 1% de Deformação Mín. (kN)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Relaxação Máxima após 1000 h %
CP 190 RB	12,7 15,2	100,9 143,4	890,0 1240,0	187,3 265,8	168,6 239,2	200 +/- 10 200 +/- 10	3,5
CP 210 RB	12,7 15,2	100,9 143,4	890,0 1240,0	207,0 293,8	186,3 264,4	200 +/- 10 200 +/- 10	

Fonte: Catálogo ALGA 2010 (*fac-símile*)

No quadro 2.2, o valor de f_{pyk} está denominado como Carga de Ruptura Mínima e o valor de f_{ptk} como Carga a 1% de Deformação Mínima.

A norma NBR6118:2014 estabelece os seguintes fatores de correção para as monocordoalhas engraxadas: “Para as cordoalhas engraxadas, com aços de classe de relaxação baixa, os valores limites de tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração podem ser elevados para $0,8 f_{ptk}$ e $0,88 f_{pyk}$.”

Feito esse procedimento, obtém-se o valor da força a que uma cordoalha pode ser submetida. A partir desse ponto, a carga a ser equilibrada precisa ser determinada para consequente definição de número de cordoalhas.

De acordo com Emerick (2005) e Loureiro (2006), essa carga que deverá ser utilizada como alvo para o projeto normalmente é considerada como:

- O peso próprio acrescido de 50 kgf/m^2 , quando a laje possuir paredes divisórias leves e tiver sobrecarga entre 200 e 300 kgf/m^2 ou;
- Entre 60% e 80% da carga permanente ou;
- Equilibrar o peso próprio acrescido de 10 % da sobrecarga total.

A opção que será adotada para definir a carga a ser equilibrada será citada posteriormente no dimensionamento propriamente dito.

2.5. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

Diferentemente das estruturas de concreto armado, onde estas são projetadas levando-se em consideração os estados limites de serviço das peças, no concreto protendido a preocupação maior se encontra no ato da protensão. Essa percepção é nítida quando pensamos que a carga a qual a peça é submetida através dos cabos no ato da protensão, é uma previsão daquela que ela ainda sofrerá. Logo, no estado em vazio (somente com o peso próprio da peça atuando), deve ser feita a verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão.

As verificações para o Estado Limite de Serviço são três: Estado limite de Abertura de Fissuras, de Formação de Fissuras e de Descompressão. As três verificações não são obrigatórias para todos os níveis de protensão e também variam de acordo com a classe de agressividade ambiental do local de execução.

O quadro 2.1 mostra ainda que de acordo com o nível de protensão e com a classe de agressividade ambiental, as verificações de Estado Limite de Serviço se utilizam de combinações que variam: ora rara, ora permanente, ora quase permanente. Para os estados que necessitam de duas verificações, adota-se o maior valor da força entre os dois estados para se fazer a verificação.

Nas verificações supracitadas, os valores de tensões encontrados nas fibras superior e inferior da peça, precisam estar dentro dos limites de tensão de tração máxima e tensão de compressão máxima. Sabendo que neste trabalho não foi utilizado, em nenhum local, concreto acima de 50MPa, as verificações foram feitas para o Grupo I. Sendo para o ELU no ato da protensão:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = 0,7 fck_j, \quad (2.5.1)$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 1,2 f_{ctm}, \text{ onde } f_{ctm} = 0,3 fck_j^{2/3} \quad (2.5.2)$$

Para o ELS, $\sigma_{cm\acute{a}x}$ e $\sigma_{tm\acute{a}x}$ são obtidos de forma diferente:

$$\sigma_{cm\acute{a}x} = 0,6 fck \quad (2.5.3)$$

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \sigma_{fiss}, \text{ onde } \sigma_{fiss} = \alpha f_{ctk,inf} \quad (2.5.4)$$

Sendo α um coeficiente que depende do formato da seção da peça, e $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm}$.

A maneira de se calcular as tensões para as fibras superior e inferior está especificada na NBR6118:2014, explicitada a seguir:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P e}{w} + \frac{M}{w} \quad (2.5.5)$$

Onde:

P: é P_i , menos as perdas imediatas;

A: área da seção;

e: excentricidade do cabo;

M: momento calculado de acordo com a combinação utilizada para verificação e;

W: módulo de resistência.

O módulo de resistência varia para o cálculo da fibra superior e para a fibra inferior.

Para verificação do Estado Limite Último no Ato da Protensão, a mesma premissa da verificação dos Estados Limite de Serviço é utilizada, ou seja, as tensões nas fibras superior e inferior têm que estar no intervalo de $\sigma_{cm\acute{a}x}$ e $\sigma_{tm\acute{a}x}$. A diferença principal se encontra nos valores que devem ser utilizados para se encontrar as tensões nessas fibras. Como já citado, no ato da protensão a peça não possui ainda a sobrecarga que se espera. Logo, dois valores serão alterados em relação aos que são utilizados para a verificação do Estados Limites de Serviço. São eles:

$$P_v = 1,1.P_0, \text{ onde } P_0 \text{ é } P_i, \text{ menos as perdas imediatas e;} \quad (2.5.6)$$

M: momento calculado usando-se o peso próprio da estrutura e não uma combinação de cálculo.

2.6. PERDAS DE PROTENSÃO

Na elaboração de um projeto estrutural utilizando estruturas em concreto protendido, sempre devem ser previstas as perdas de protensão. Estas são caracterizadas por uma redução da força de protensão inicialmente aplicada no cabo, devido a algum fator influenciador. Essas perdas podem ocorrer no ato da protensão (perdas imediatas), ou podem se dar ao longo do tempo (perdas progressivas).

2.6.1. Perdas Imediatas

As perdas notadas no momento do ato da protensão podem ocorrer devido ao atrito, por acomodação de ancoragem ou pelo encurtamento elástico do concreto.

2.6.1.1. Perdas por Atrito

São as perdas geradas pelo atrito entre a armadura e as bainhas ou o concreto durante a operação de protensão, uma vez que este atrito é contrário ao sentido do alongamento da armadura ativa. Estas perdas são variáveis dependendo da seção analisada, visto que quanto mais distante da face da ancoragem ativa a seção se encontra, maior é a manifestação dessa perda. Logo, para cabos com grandes comprimentos ou com acentuadas mudanças de direção, uma boa alternativa para reduzir significativamente as perdas por atrito é realizar a protensão em ambas pontas do cabo.

De acordo com a NBR6118:2014 estas perdas podem ser calculadas pela seguinte fórmula:

$$\Delta P_{(x)} = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (2.6.1)$$

Onde:

P_i : é a força de protensão definida na seção 2.3;

μ : é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, no caso das monocordoalhas engraxadas podem ser utilizados os valores estimados abaixo:

NBR 6118:2014: igual a 0,05 (1/rad);

ACI 318:2002: igual a 0,07 (1/rad);

$\sum \alpha$: é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , expressa em radianos (rad);

k : é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo, na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor 0,01. μ (1/m);

x : é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

2.6.1.2. Perdas por Acomodação de Ancoragem

Em sistemas pós-tracionados a operação de protensão é realizada até alcançar o valor previsto em projeto, em seguida os cabos são fixados por um dispositivo de ancoragem e a carga, até então suportada pelo macaco, é liberada e transferida aos mesmos. Neste momento, as fixações de ancoragem sofrem uma pequena deformação permitindo leve afrouxamento dos cabos. Além disso ocorre um pequeno deslizamento dos cabos nas cunhas antes que os mesmos estejam devidamente travados. Ambos acontecimentos geram uma perda do alongamento do cabo tracionado de cerca de 3 a 12 mm.

Estas perdas , no entanto, mudam de acordo com o dispositivo de ancoragem e do procedimento de protensão. Quanto mais eficiente é o sistema de ancoragem, menor será a perda gerada pela acomodação.

Segundo a NBR6118:2014, estas perdas devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos próprios fabricantes.

2.6.1.3. Perdas por Encurtamento Elástico do Concreto

No caso de sistemas dotados de monocordoalhas engraxadas, a protensão sucessiva de cada cabo provoca, imediatamente, uma deformação de encurtamento do concreto. Devido a este encurtamento os cabos anteriormente protendidos sofrem um afrouxamento configurando uma nova perda da força de protensão inicialmente aplicada.

Como esta perda é gerada pelo ato da protensão dos cabos seguintes aos já instalados, nota-se que o primeiro cabo a ser tracionado sofrerá com a maior parcela e o último, por sua vez, não sofre nenhuma perda por encurtamento. Devido a alta dificuldade de determinar a perda de

tensão em cada cabo, a NBR6118:2014 estabelece uma expressão para a estimativa da perda média por encurtamento elástico, a qual segue abaixo:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot \frac{n-1}{2n} \quad (2.6.2)$$

Onde:

σ_{cp} : tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos;

σ_{cg} : tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

α_p : relação entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto na idade da protensão;

n : número de grupos de cabos protendidos simultaneamente, no caso de monocordoalhas é igual ao número de cabos;

Seguindo as recomendações dadas pelo ACI e pelo eurocódigo EN1992:2004 pode-se calcular a tensão de compressão média no concreto na altura do cabo, imediatamente após a protensão, pela expressão a seguir:

$$(\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p^2 + M_g \cdot e_p}{I_c} \quad (2.6.3)$$

Onde:

P : força de protensão inicial, considerando-se as perdas por atrito;

M_g : momento fletor causado pelo carregamento permanente atuante no ato da protensão;

e_p : excentricidade do cabo em relação ao centro de gravidade da seção considerada;

A_c : área da seção transversal de concreto;

I_c : momento de inércia da seção transversal de concreto;

2.6.2. Perdas Progressivas

São consideradas perdas progressivas aquelas que se dão ao longo do tempo, decorrentes da fluência e da retração do concreto e da relaxação do aço de protensão. Como nos processos de cálculos recomendados pela norma brasileira NBR6118:2014, admite-se que exista aderência entre a armadura e o concreto e o sistema de protensão abordado neste trabalho é o não-aderente, serão apresentadas as recomendações da norma americana, ACI318:2002.

2.6.2.1. Perdas por Fluência do Concreto

Fluência é o aumento de uma deformação com o tempo sob a ação de cargas ou tensões permanentes. Em peças de concreto este evento deve-se à migração das moléculas de água adsorvida existente na pasta de cimento enrijecida.

Este aumento das deformações provocam certas perdas ao longo do tempo que podem ser determinadas pela seguinte equação:

$$CR = K_{cr} \cdot \alpha_e \cdot f_{cpa} \quad (2.6.4)$$

Onde:

K_{cr} : constante de fluência igual a 1,6 para elementos pós tracionados;

α_e : relação entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto;

f_{cpa} : tensão de compressão média no concreto ao longo do elemento no centro de gravidade dos cabos imediatamente após a aplicação da protensão;

2.6.2.2. Perdas por Retração do Concreto

A retração do concreto é caracterizada por uma redução do volume de concreto, ocasionada principalmente pela saída da água do elemento estrutural. As perdas devido à retração podem ser calculadas pela seguinte expressão:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_p \cdot \left(1 - 0,06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) \quad (2.6.5)$$

Onde:

K_{sh} : constante de retração;

E_p : módulo de elasticidade do concreto;

$\frac{V}{S}$: relação volume-área;

RH : umidade relativa do ambiente em porcentagem;

Tabela 2.2 - Valores da constante de retração K_{sh} para elementos pós tracionados

Dias	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Fonte: ZANETTE(2006), tabela adaptada de KELLEY (2000) e de LIN e BURNS (1981)

2.6.2.3. Perdas por Relaxação do Aço

A armadura de protensão tracionada sofre, naturalmente, um alívio de tensão ao longo do tempo. Este fenômeno é denominado relaxação do aço.

Como a taxa de relaxação é proporcional à tensão de tração no cabo, devido às outras perdas de protensão a tensão inicial do cabo sofre uma redução contínua, com isso a taxa de relaxação também diminui.

A equação utilizada para o cálculo da perda devido à relaxação do aço é:

$$RE = [K_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C \quad (2.6.6)$$

Onde:

K_{re} : relaxação básica, para cordoalhas do tipo CP190-RB igual a 5000;

J : fator que leva em conta a redução da tensão do cabo devida às outras perdas, para cordoalhas do tipo CP190-RB é igual a 0,040;

C : constante que leva em consideração a relação entre a resistência de escoamento (f_{py}) e a resistência última (f_{pu}), para cordoalhas com aços de relaxação baixa usa-se 0,75;

SH : perda de protensão por retração, em MPa;

CR : perda de protensão por fluência, em MPa;

ES : perda de protensão por encurtamento elástico, em MPa;

2.7. DIMENSIONAMENTO

2.7.1. Dimensionamento à Flexão

Quando uma estrutura não pode ser mais utilizada devido ao excesso de deformações plástico ou por sofrer colapso, configura-se o chamado Estado Limite Último por flexão. A verificação

das condições deste estado será feita a partir da determinação das forças resultantes no concreto e na armadura ativa, uma vez que a resultante de tração na armadura protendida predefinida for menor que a resultante de compressão no concreto, deve-se definir a quantidade de armadura passiva necessária para equilibrar a seção. No caso da protensão parcial, para a situação contrária à supracitada adota-se a armadura passiva mínima.

Seguindo o procedimento de cálculo abordado por Emerick (2005) apresenta-se a seguinte sequência de cálculo para o dimensionamento à flexão:

- Determinação da Força de Protensão:

Para a verificação do ELU à flexão já deve estar definida a força de protensão e a quantidade de cordoalhas em função do carregamento a ser balanceado determinado conforme o item 2.4.

- Cálculo da Tensão na Armadura Ativa:

Para as armaduras ativas, deve-se considerar além da deformação decorrente da flexão do concreto também a denominada deformação de pré-alongamento, a qual se dá em virtude da aplicação da protensão.

Estas deformações geram tensões na armadura de protensão. De acordo com Emerick (2005) em caso de sistemas com cabos não aderentes, o acréscimo de tensão provocado pela curvatura do concreto pode ser calculado de forma aproximada levando-se em conta um coeficiente de aderência entre o cabo e a laje, o qual varia entre 0, para um cabo perfeitamente não aderente, e 1 para o caso aderente. A NBR6118:2014 estabelece as seguintes equações para o cálculo deste acréscimo de tensões:

a) Para elementos com relação vão/altura útil $\left(\frac{L}{h}\right) \leq 35$:

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \times \rho_p}, \text{ em MPa, não podendo ultrapassar 420 MPa;} \quad (2.7.1)$$

b) Para elementos com relação vão/altura útil $\left(\frac{L}{h}\right) \geq 35$;

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300 \times \rho_p}, \text{ em MPa, não podendo ultrapassar 210 MPa;} \quad (2.7.2)$$

Sendo:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c d_p}$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão (MPa);

ρ_p : taxa de armadura de protensão;

A_p : área de armadura ativa;

b_c : largura da mesa de compressão;

d_p : altura útil referida à armadura ativa;

A deformação na armadura protendida devido ao pré-alongamento ϵ_{pn} é dada pela expressão:

$$\epsilon_{pn} = \frac{P_n}{A_p \cdot E_p} \quad (2.7.3)$$

$$P_n = P_d + \alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cp}| \quad (2.7.4)$$

Onde:

P_d : força de protensão de cálculo após todas as perdas, em geral adota-se $P_d = \gamma_p \times P_\infty$;

E_p : módulo de elasticidade do aço de protensão, usualmente adota-se $E_p = 196 \text{ GPa}$;

α_p : relação entre o módulo de elasticidade do concreto e o do aço de protensão (E_p/E_c);

A_p : área de armadura ativa;

A tensão do concreto no centro de gravidade da armadura, σ_{cp} , é dada pela expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d \cdot e_p^2}{I_c} \quad (2.7.5)$$

Sendo:

A_c : área da seção transversal de concreto;

e_p : excentricidade do centro de gravidade do cabo ou cabo equivalente em relação ao centro de gravidade da seção;

I_c : momento de inércia da seção transversal;

A tensão de total na armadura ativa de cálculo é definida por:

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_{pn} + \Delta\sigma_p}{\gamma_s}, \text{ com } \gamma_s = 1,15 \quad (2.7.6)$$

- Determinação da Taxa de Armadura Passiva:

Para calcular a taxa de armadura passiva, é necessário primeiramente determinar a força resultante de compressão no concreto pela seguinte equação:

$$R_{cc} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (2.7.7)$$

Onde:

x: posição da linha neutra;

b: largura da base, para lajes geralmente $b = 1\text{m}$;

f_{cd} : resistência característica do concreto à compressão de cálculo;

Em seguida calcula-se a resultante de tração no aço de protensão e com a diferença entre as resultantes, define-se a área necessária de armadura passiva para equilibrar a seção:

$$R_{pd} = \sigma_{pd} \cdot A_p \quad (2.7.8)$$

$$R_{sd} = R_{cc} - R_{pd} \quad (2.7.9)$$

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}}, \text{ sendo } f_{yd} \text{ a resistência de cálculo do aço da armadura passiva;} \quad (2.7.10)$$

2.7.2. Dimensionamento ao Cisalhamento

Segundo a NBR6118:2014, as lajes podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância d da face de apoio, obedecer à expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (2.7.11)$$

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.7.12)$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \quad (2.7.13)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.7.14)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, \text{ não maior que } 0,02 \quad (2.7.15)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (2.7.16)$$

τ_{Rd} : tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento igual;

k : coeficiente que tem os seguintes valores:

— para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = 1$;

— para os demais casos $k = 1,6 - d$, não menor que $|1|$, com d em metros;

A_{s1} : é a área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada, com $l_{b,nec}$ definido no item 9.4.2.5 da NBR6118:2014;

b_w : é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

N_{sd} : é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (a compressão é considerada com sinal positivo);

Segundo Emerick (2005) geralmente busca-se evitar o uso da armadura de cisalhamento em lajes, devido a grande dificuldade da execução, no entanto em alguns casos este uso pode se tornar imprescindível.

Caso a utilização deste tipo de armadura seja necessária neste projeto, a determinação da área de aço será feita de acordo com os modelos de cálculo apresentados no item 17.4.2 da norma brasileira.

A NBR6118:2014 ainda limita os valores máximos de resistência dos estribos, sendo permitida a interpolação linear, conforme está descrito abaixo:

— 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;

— 435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

2.7.3. Dimensionamento de Lajes à Punção

Para a construção de estruturas com lajes lisas a análise do esforço cortante existente na região ao redor dos pilares é fundamental para um bom dimensionamento. Tendo em vista que tal esforço pode ocasionar uma ruptura brusca, sem aviso prévio, denominada ruptura por punção. O fenômeno da punção pode ser descrito em outras palavras como a tendência do pilar ou de uma carga concentrada penetrar o plano das lajes apoiadas no mesmo.

A cerca da ruptura por punção, SILVA (2005 apud Oliveira 2008) mostra em experimento que lajes lisas com a armadura ativa passando pela seção do pilar têm resistência ao punção maiores do que aquelas em que a armadura passa por fora da seção. Além disso, mostra ainda que as lajes lisas com menor espaçamento entre os cabos de protensão apresentam maior resistência que aquelas com a mesma quantidade de cabos, porém dispostas com maior espaçamento entre si.

Neste trabalho o dimensionamento de lajes à punção seguirá o modelo de cálculo adotado pela NBR6118:2014, na seção 19.5, o qual corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas pelo entorno de forças concentradas.

De acordo com a norma brasileira supracitada, quando necessárias, as armaduras para resistir à punção devem ser constituídas por estribos verticais ou conectores (studs), com preferência pela utilização destes últimos. Sendo que o diâmetro da armadura de estribos não pode superar $h/20$ da laje e deve haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos;

3. METODOLOGIA

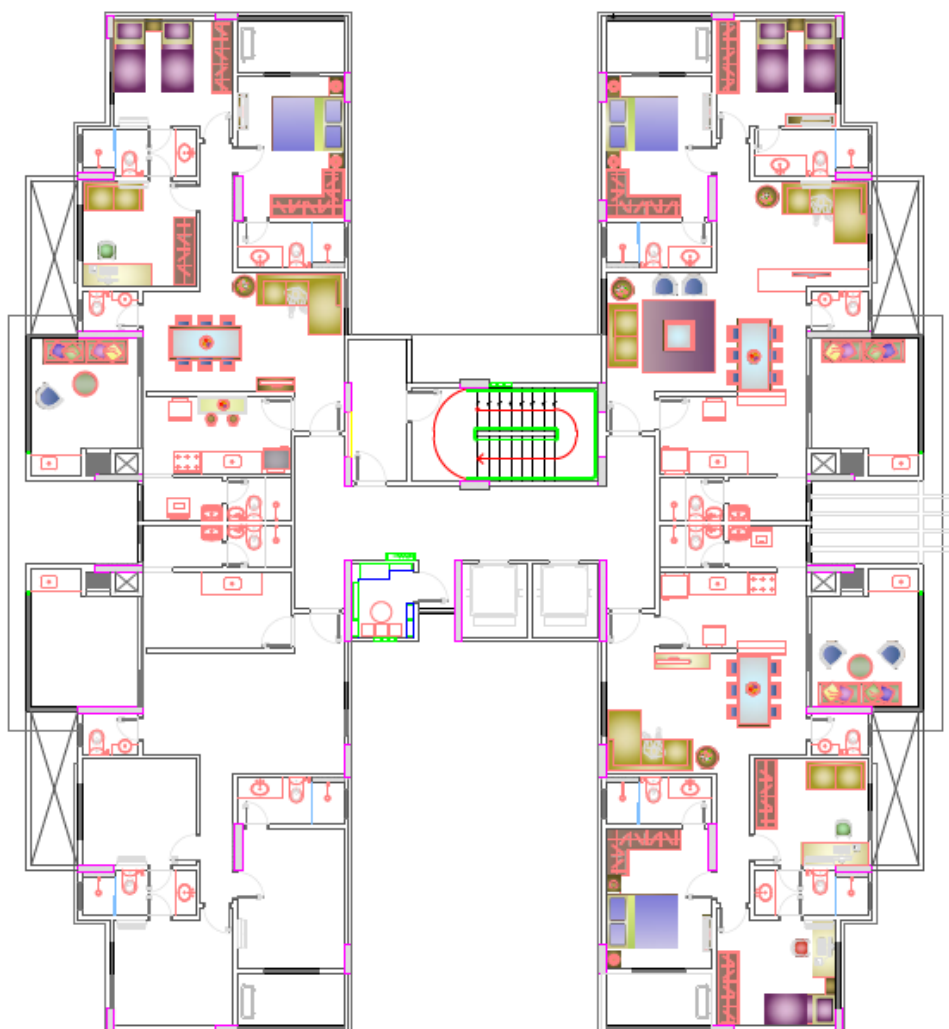
A metodologia deste trabalho necessita de todo o embasamento teórico apresentado na Revisão Bibliográfica, uma vez que esta foi elaborada a partir das prescrições normativas essenciais para as técnicas construtivas analisadas: concreto protendido e lajes lisas. Partindo de um projeto arquitetônico existente, dois estudos em paralelo serão realizados. Utilizando o SAP2000v.14® será feita a modelagem do pavimento tipo na forma de grelha, visando obter valores de deformações e esforços para dimensionar as lajes lisas em concreto convencional. Por outro lado, o dimensionamento das estruturas em concreto protendido será feito por meio do TQSv.17®, que trata-se de um software de dimensionamento e detalhamento estrutural utilizado para o projeto de estruturas de concreto armado, concreto protendido e alvenaria estrutural.

Os passos do dimensionamento descritos a seguir seguem as recomendações da norma NBR 6118:2014, além de se basear em procedimentos de cálculo para o projeto de estruturas de concreto protendido de várias bibliografias.

3.1. DEFINIÇÃO DA PLANTA ARQUITETÔNICA

De forma arbitrária foi escolhida a planta arquitetônica de um edifício em formato “H”. O pavimento tipo em questão possui aproximadamente 468 m² de área e 162 m de perímetro externo. A figura 3.1 mostra seu formato.

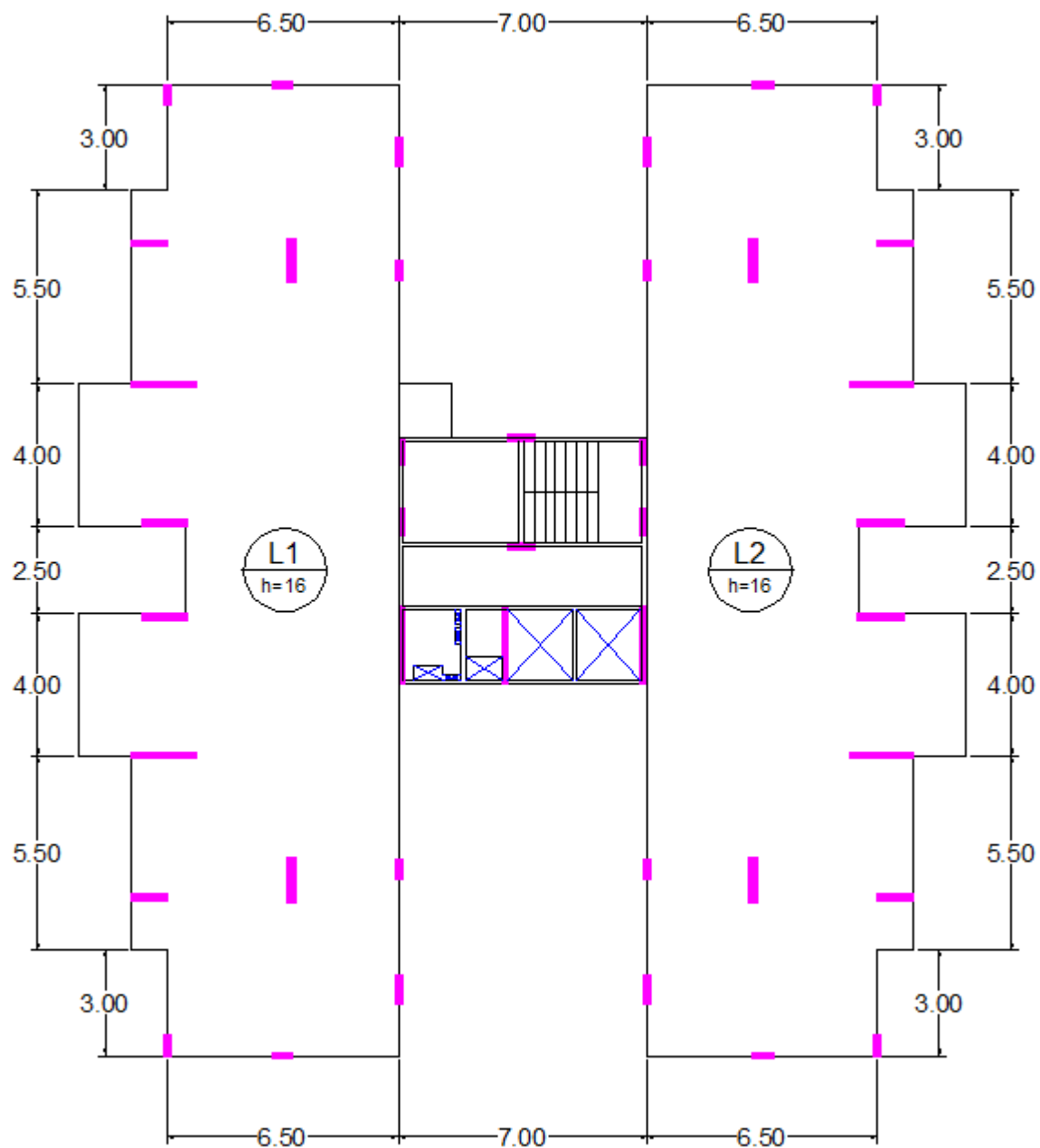
Figura 3.1 – Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Os Autores

3.2. PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO

A partir da planta arquitetônica escolhida, foi desenhada uma planta de fôrmas no software AutoCAD, a qual foi utilizada no dimensionamento das lajes feito no TQS, no cálculo de área de fôrmas e no cálculo do volume de concreto do pavimento.

Figura 3.2 – Planta de Fôrmas

Fonte: Os Autores

Nesta planta foram eliminadas todas as vigas na região dos apartamentos, mantendo-se somente as vigas da região de área comum do pavimento. Para o traçado do contorno foram utilizadas as linhas das faces externas das vigas de bordo.

Com a planta de fôrmas elaborada, já é possível calcular os novos valores de volume de concreto e área de fôrmas para o pavimento com lajes lisas.

3.3. CÁLCULO DO VOLUME DE CONCRETO

O volume de concreto do pavimento tipo em estudo é calculado de forma bem simples. A área de cada laje é obtida por meio do software AutoCAD. Partindo dessas medidas, multiplica-se seus valores pela altura correspondente da laje, para então obter o volume de concreto requerido.

A área comum do pavimento tipo teve sua composição mantida. Logo, as alturas de cada laje foram mantidas conforme projeto original. Na região dos apartamentos, onde se encontram as lajes lisas, o valor da altura respeita o mínimo exigido por norma, $h = 16$ cm.

As áreas de cada laje do pavimento tipo, suas alturas e seus respectivos volumes de concreto requeridos constam na tabela 4.2, na seção de resultados.

Para as medidas das vigas, foram feitas as desconsiderações necessárias para não haver contagem dupla do comprimento, nas coincidências de espaço entre as vigas horizontais e verticais. Os valores respectivos às vigas estão apresentados na tabela 4.3.

Será comparada a quantidade de concreto utilizada no estudo, com lajes lisas, e a quantidade utilizada no pavimento tipo original. Esta já consta no projeto e, portanto, será apresentada junto aos resultados do trabalho.

3.4. CÁLCULO DA ÁREA TOTAL DE FÔRMAS

Para levantamento da área de fôrmas, foi utilizada a planta de fôrmas da figura 3.2, e pelo software AutoCAD, foram obtidas as medidas necessárias para os cálculos.

Nas regiões dos apartamentos (Lajes L1 e L2), foi utilizada a área da superfície excluindo-se as áreas dos pilares internos. A esse valor, somou-se a área de fôrmas do contorno dessas lajes. Esta foi obtida através da multiplicação do perímetro da laje L1 (igual à laje L2), por sua altura, já citada, igual a 16 cm. Para a laje L3, que possui altura de 10 cm e não possui vigas, também foi feito o mesmo processo.

Para a região de área comum do pavimento, a composição original foi mantida, como já citado. Dessa forma, o cálculo de suas áreas de fôrmas se torna mais específico do que aquele feito para as lajes lisas.

Foi retirada do AutoCAD a área total em planta de todas as lajes e vigas da parte comum do pavimento, excluindo-se as regiões dos vãos e dos pilares internos.

A seguir, foi calculado o valor da altura lateral das fôrmas das vigas. Esta resulta da subtração da altura da viga pela altura da laje, obtendo-se o valor equivalente a ser multiplicado pelo comprimento da viga. Dessa maneira, se obteve a área lateral das fôrmas para cada viga.

Foram feitas as devidas correções de comprimentos das vigas que se encontram com outras, para não haver contagem repetida de fôrma nessa região.

O valor total de fôrmas calculado se encontra na sessão de resultados e será comparado com o valor requerido pelo projeto original.

3.5. SAP2000: MODELAGEM EM GRELHA

Nesta análise estrutural, será utilizado o modelo de grelha equivalente, no qual as linhas ou barras se comportarão como vigas. Apesar de este estudo abordar as lajes lisas as quais não possuem vigas, esse procedimento é apenas uma analogia, visando obter os dados de deformações e esforços solicitantes nos vários pontos contidos ao longo da laje. Para obter resultados mais precisos em uma modelagem em grelha, é comum alterar a inércia à torção das barras no SAP a qual pode ser considerada como o dobro da inércia à flexão do elemento. Por critérios dos autores, os valores de rigidez à torção fornecidos pelo próprio software foram mantidos.

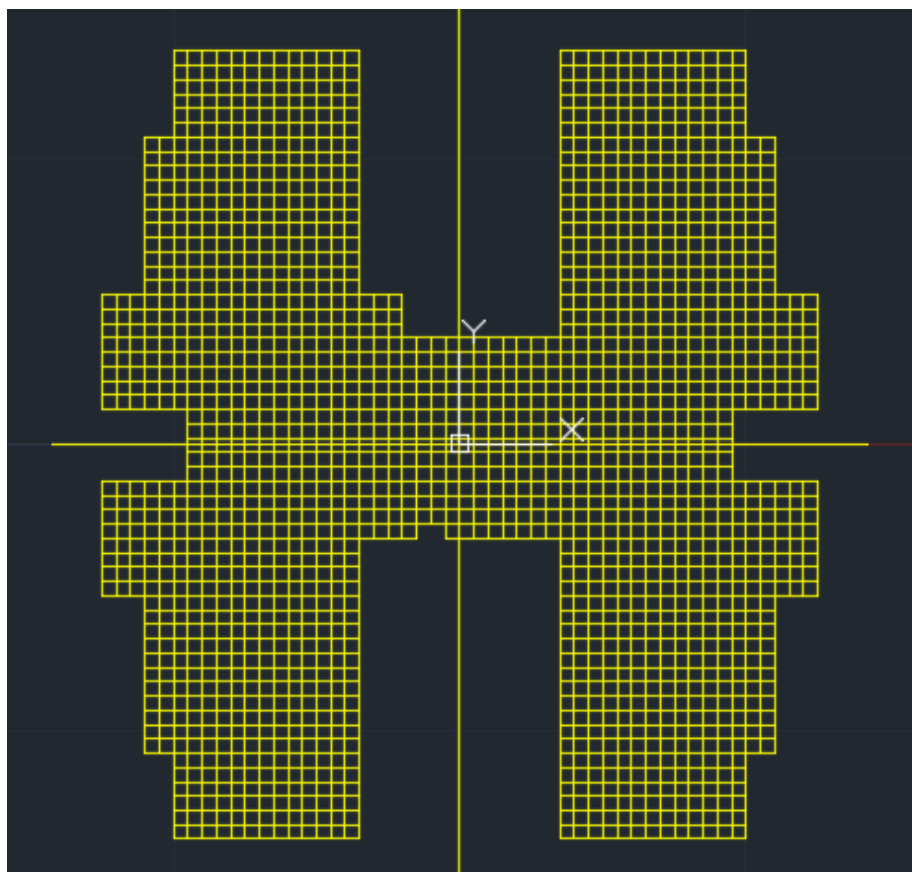
3.5.1. Traçado da Grelha Equivalente

Com o projeto arquitetônico já definido e utilizando como perímetro os eixos das vigas de bordo do pavimento, foi desenhada, no AutoCAD, a grelha equivalente ao pavimento tipo com discretização de 0,5 metros. A distância de 0,5 m entre as linhas é ideal para uma análise estrutural eficaz, tanto em precisão analítica, quanto em tempo dispendido para o software analisar ou “rodar” o modelo, já que quanto menor a distância, maior é a precisão nos dados, bem como o tempo que o programa demora para calcular.

As linhas do modelo devem ser desenhadas sempre da esquerda para a direita e de baixo para cima, procedimento necessário para a análise correta de esforços pelo programa, evitando

equivocos de eixos de referência locais. A figura 3.3 mostra o pavimento tipo com suas discretizações

Figura 3.3 – Grelha do pavimento tipo



Fonte: Os Autores

O centro da grelha deve coincidir com a origem dos eixos do “model”, visando um posicionamento centralizado e simétrico após a importação para o SAP2000 v.14, por meio do arquivo (.dxf) gerado pelo AutoCAD.

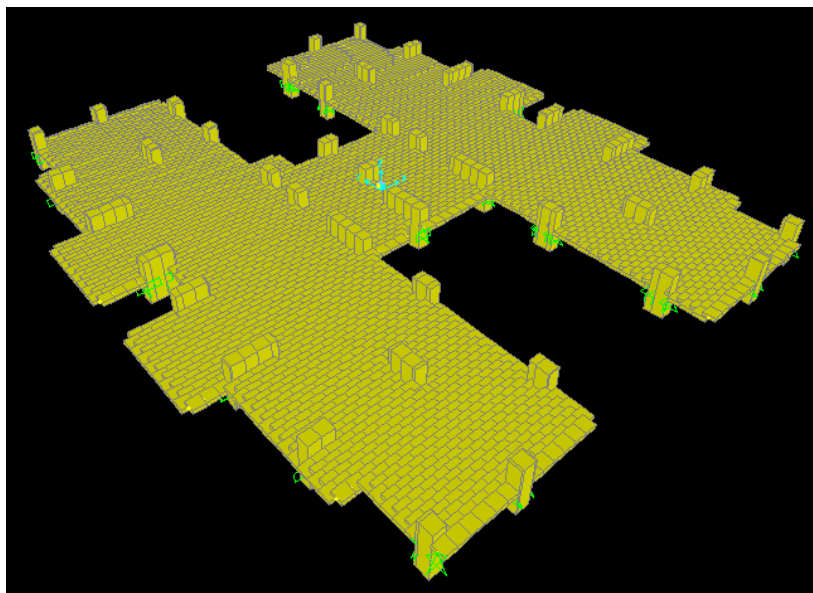
3.5.2. Lançamento dos Apoios e das Dimensões das Barras

Com a grelha importada para o SAP, deve-se, primeiramente, lançar as propriedades geométricas das barras e definir a localização dos apoios.

Para as barras localizadas na região dos pilares a altura utilizada foi de 2 metros, a fim de aumentar a inércia do elemento e aproximar os resultados do modelo do comportamento real da estrutura. As demais barras, por sua vez, contam com uma seção transversal de altura igual a 16 cm, valor mínimo estabelecido pela norma para as lajes lisas. Já para a largura, utilizou-

se o mesmo valor para todas as barras, 50 cm, coincidindo com a medida escolhida para a discretização da grelha.

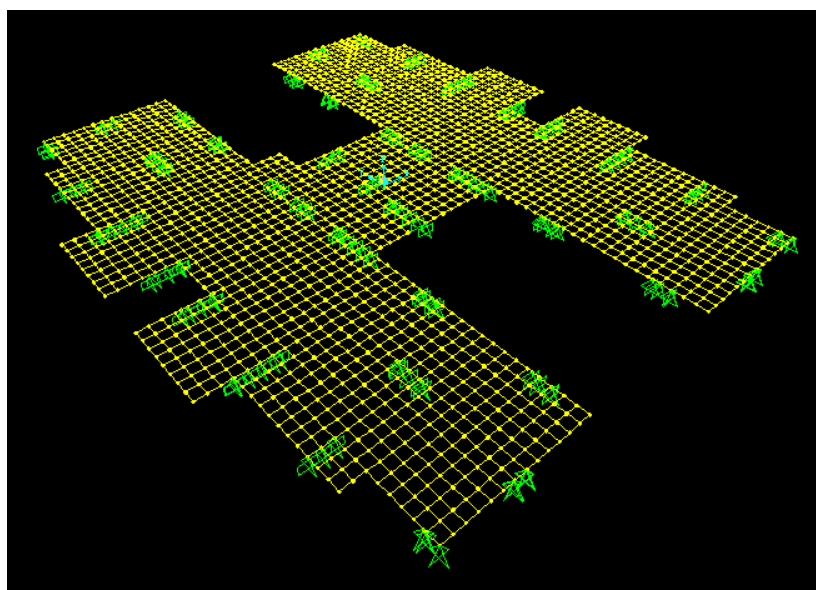
Figura 3.4 – Modelagem do pavimento em 3 dimensões



Fonte: Os Autores

Após definir a dimensão das barras, apoios foram inseridos nas extremidades de cada pilar e em todos os nós internos ao mesmo. Desta forma, é possível saber com precisão os esforços solicitantes em cada pilar, informação imprescindível para as análises futuras.

Figura 3.5 – Vista em 3 dimensões da grelha com apoios nos pilares



Fonte: Os Autores

3.5.3. Inserção dos Carregamentos Atuantes

O carregamento da estrutura é um dos processos mais importantes na análise, pois os resultados encontrados dependem diretamente da simulação correta das cargas atuantes. Primeiramente, os valores foram definidos considerando uma combinação de três carregamentos atuantes, sendo estes provenientes da ação: do peso próprio, do revestimento e da sobrecarga.

Respeitando os carregamentos mínimos exigidos pela NBR 6120:1980 para uma edificação residencial, foram definidos os valores de cargas atuantes. Sabendo que o peso específico do concreto armado (γ_{concreto}) é igual a 2500 kgf/m³ e que a altura de pré-dimensionamento adotada é igual a 16 cm, temos:

$$PP = 0,16 \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kgf/m}^2 \quad (3.5.1)$$

Para estimar os valores correspondentes ao revestimento e à sobrecarga, adota-se critérios fundamentados na bibliografia deste trabalho e nas recomendações dadas por profissionais com experiência na área de projeto estrutural, definindo um valor de 150 kgf/m² para cada, totalizando 300 kgf/m² atuantes além do peso próprio.

Após chegar ao valor total de força por metro quadrado, isto é, 700 kgf/m², a carga a ser distribuída em cada barra deve ser equivalente à área de influência da mesma. Como todas as barras possuem a mesma dimensão (0,5 metros) e a grelha foi desenhada de forma simétrica, o cálculo pode ser realizado da seguinte maneira:

Para barras externas:

$$Q_{\text{combinação}} = 700 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{4} = 43,75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Q_{\text{barra}} = \frac{43,75}{0,5} = 87,5 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

Discriminados conforme apresentado abaixo:

$$Q_{PP} = 400 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{4} = \frac{25}{0,5} = 50,0 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

$$Q_{\text{Revestimento}} = 150 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{4} = \frac{9,375}{0,5} = 18,75 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

$$Q_{\text{Sobrecarga}} = 150 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{4} = \frac{9,375}{0,5} = 18,75 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

Para as barras internas, os valores são o dobro das barras externas, visto que possuem a área de influência duas vezes maior, portanto:

$$Q_{\text{PP}} = 400 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{2} = \frac{50}{0,5} = 100,0 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

$$Q_{\text{Revestimento}} = 150 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{2} = \frac{18,75}{0,5} = 37,5 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

$$Q_{\text{Sobrecarga}} = 150 \times \frac{(0,5 \times 0,5)}{2} = \frac{18,75}{0,5} = 37,5 \frac{\text{kgf}}{\text{barra}}$$

Para as barras localizadas nas regiões de parede, deve-se acrescentar às cargas supracitadas, o valor seguinte:

$$Q_{\text{Parede}} = H_{\text{pav}} \times \gamma_{\text{parede}} = 2,56 \text{ m} \times 243 \text{ kgf/m}^2 = 622,08 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

3.5.4. Cálculo do Módulo de Elasticidade do Concreto

Antes de iniciar a análise estrutural, devem ser definidas as características do material a ser utilizado, neste caso, do concreto. De acordo com a NBR 6118:2014, o valor mínimo de f_{ck} para estruturas em concreto protendido é 30MPa.

Segundo a mesma norma, o cálculo do módulo de elasticidade para concretos entre 20 e 50 MPa, é dado pela seguinte fórmula:

$$E_{ci} = \alpha_e \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (3.5.2)$$

Considerando o α_e igual a 1 para agregados de granito e gnaiss, obtém-se:

$$E_{ci} = 1 \times 5600 \times \sqrt{30} = 30,6725 \text{ GPa}$$

No entanto, para uma melhor obtenção dos valores de deslocamentos, o preenchimento dos dados de entrada no SAP2000, deve ser feito utilizando o módulo de deformação secante, calculado em função do módulo de elasticidade:

$$E_{cs} = \left(0,8 + \frac{f_{ck}}{80} \times 0,2\right) \times E_{ci} = 26,8384 \text{ GPa} \quad (3.5.3)$$

3.5.5. Diagrama de Isodeslocamentos

Com o modelo desenhado e já submetido aos carregamentos, a primeira análise a ser feita é a de deformações do pavimento. Utilizando os valores de flecha de cada nó, foram feitas várias interpolações a fim de traçar as curvas de isodeslocamentos, as quais unem os pontos que possuem valores iguais de deformação.

A diferença dos valores de deformações entre curvas consecutivas é de 0,5 mm, sendo que a curva mais interna limita a área que possui deformações superiores ou iguais a 3,5 mm e os valores máximos encontrados no pavimento são da ordem de 5 mm. A figura 3.6 apresenta o diagrama:

Figura 3.6 – Diagrama de Isodeslocamentos do Pavimento Tipo



Fonte: Os Autores

Posteriormente, será feita uma comparação entre os valores de flecha obtidos na modelagem realizada no SAP2000 e os da estrutura com lajes lisas em concreto protendido calculada pelo TQS.

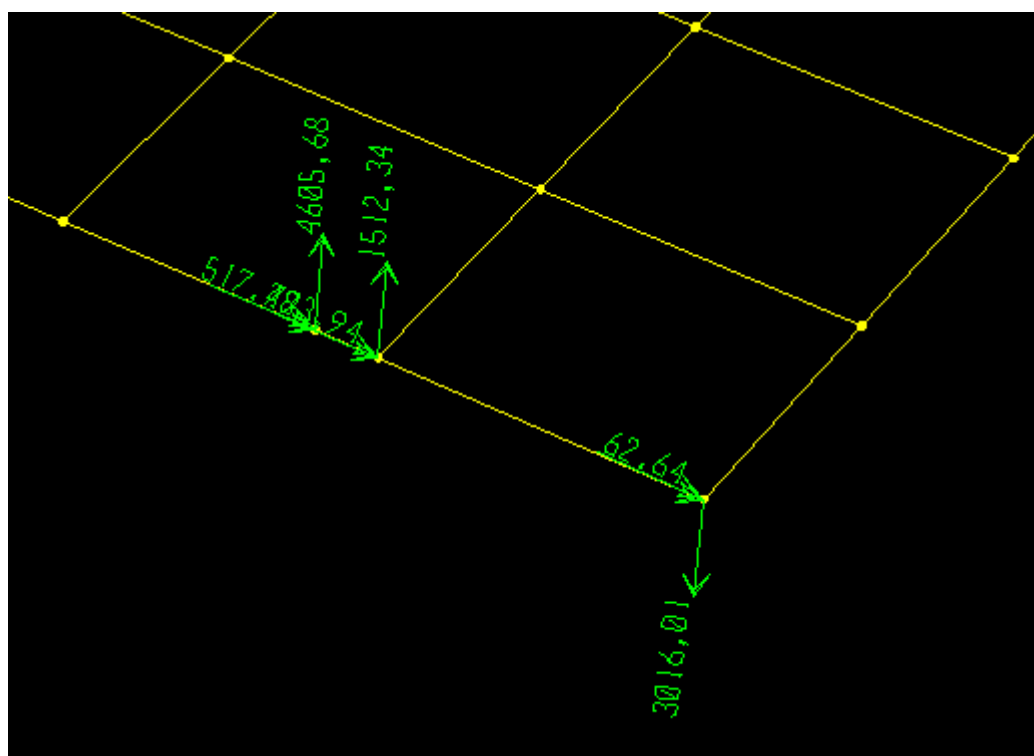
3.5.6. Cálculo das Reações de Apoio

Com a grelha carregada e o módulo de deformação secante definido, o próximo passo é calcular as reações de apoios dos pilares. Como o SAP2000 fornece os esforços existentes em cada nó, são feitos os seguintes cálculos para determinar a reação de apoio dos pilares. Para o Pilar 38, por exemplo, temos:

$$P38 = 4605,68 + 1512,34 - 3016,01 = 3102,01 \text{ kgf}$$

As parcelas desta operação são os valores de esforços dos nós contidos no pilar em questão, conforme apresentado na figura 3.7:

Figura 3.7 – Esforços dos nós contidos no pilar 38



Fonte: Os Autores

Esse procedimento foi aplicado para o cálculo das reações de todos os pilares do pavimento.

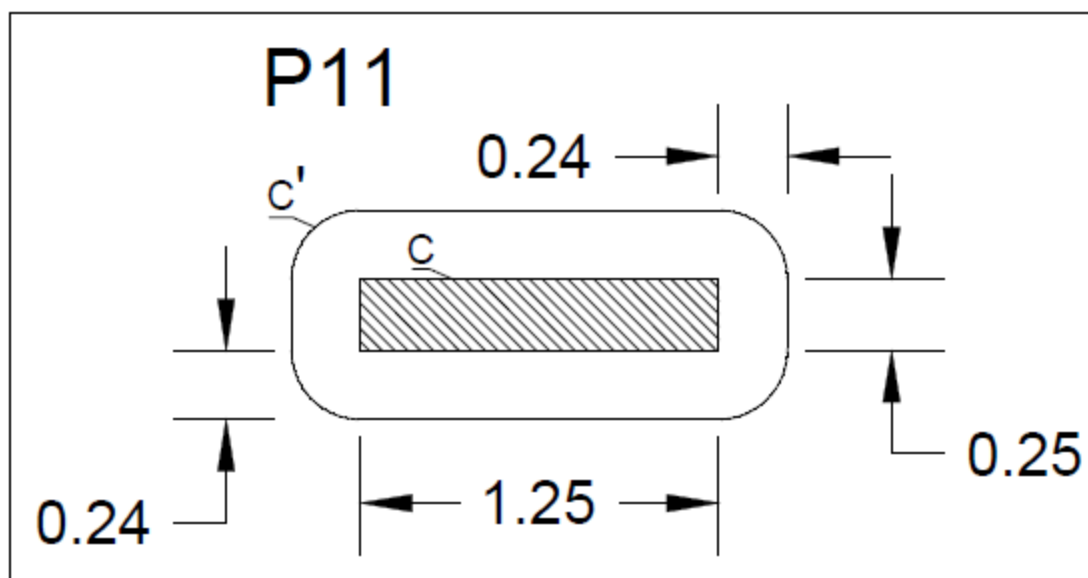
3.5.7. Verificação das Lajes ao Puncionamento

Com base nas prescrições normativas da NBR6118:2014, será feita a verificação da punção nas regiões críticas no entorno dos pilares.

Primeiramente são definidos os dados de entrada para o dimensionamento. Como já citado anteriormente, o estudo tem como objeto as lajes lisas em concreto protendido, portanto, deve-se atender a altura mínima exigida pela norma para este tipo de laje, 16 cm, e o valor mínimo do f_{ck} para estruturas em concreto protendido, igual a 30 MPa. Com os valores supracitados e utilizando um d' igual a 4 cm são feitos os cálculos para o pilar interno P11 (125x25cm), escolhido pelo fato de possuir um alto carregamento em relação aos demais.

Tendo as propriedades geométricas do pilar, já é possível determinar as superfícies críticas, contornos C e C', sendo C o contorno da área de aplicação de carga, ou seja, o próprio perímetro do pilar e C' o contorno externo e distante $2d$ do contorno C, no plano da laje. A figura 3.8 apresenta um desenho do Pilar 11 e suas superfícies críticas:

Figura 3.8 – Superfícies Críticas C e C' do Pilar 11 (Cotas em Metros)



Fonte: Os Autores

Sendo U_0 e U os perímetros dos contornos críticos C e C', respectivamente, temos para o P11:

$$U_0 = (125 + 25) \times 2 = 300 \text{ cm}$$

$$d = h_{\text{laje}} - d' = 16 - 4 = 12 \text{ cm}$$

$$U = [(125 + 4 \times d) + (25 + 4 \times d)] \times 2 = 492 \text{ cm}$$

Sabendo que a reação no pilar 11 é igual a 14.254,11 kgf, determinada conforme o procedimento explicitado na seção 3.5.6, são definidas as tensões solicitantes nas superfícies C e C', respectivamente:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{U \times d}, \text{ Sendo } F_{Sd} \text{ a força ou reação de punção de cálculo} \quad (3.5.4)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{U_0 \times d} = \frac{1,4 \times 14.254,11}{300 \times 12} = 5,543 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0,5543 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Sd}' = \frac{F_{Sd}}{U \times d} = \frac{1,4 \times 14.254,11}{492 \times 12} = 3,380 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0,3380 \text{ MPa}$$

Em seguida é feita a verificação de cisalhamento, comparando as tensões solicitantes com as tensões resistentes de cálculo-limite para cada superfície crítica.

De acordo com a NBR6118:2014, em lajes submetidas à punção, a verificação a ser feita no contorno C é:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_V \times f_{cd} \quad (3.5.5)$$

Onde:

$$\alpha_V = 1 - (f_{ck}/250), \text{ com } f_{ck} \text{ em megapascal;} \quad (3.5.6)$$

f_{cd} : resistência à compressão do concreto de cálculo;

Para concreto com 30 MPa:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \left[1 - \left(\frac{30}{250} \right) \right] \times \frac{30}{1,4} = 5,091 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\tau_{Sd} = 0,5543 < \tau_{Rd2} = 5,091$$

Portanto, não há o risco de cisalhamento devido à punção na superfície C do pilar 11.

Para a superfície C', deve verificar:

$$\tau_{sd}' \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \times \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \times (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad (3.5.7)$$

Onde:

ρ : é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente;

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (3.5.8)$$

Sendo ρ_x e ρ_y as taxas de armadura nas direções ortogonais;

σ_{cp} : tensão inicial no concreto da armadura de protensão;

Como ainda não foi considerada armadura de protensão, o valor de σ_{cp} pode ser desprezado, uma vez que tal consideração tende a favor da segurança.

Para a definição das taxas de armaduras nas duas direções, foram utilizados os valores de momento máximos em cada direção obtidos na modelagem realizada no SAP2000, conforme apresentado no Apêndice A. Definidos os momentos solicitantes, utiliza-se o software de cálculo ("As") desenvolvido pelo professor Janes Cleiton Alves de Oliveira para a obtenção das taxas de armadura. Os momentos máximos para o pilar P11 eram de 3.886,74 kgf.m para a direção X e de 1.121,42 kgf.m na direção Y. Assim, obtém-se:

Figura 3.9 – Dimensionamento a Flexão – Direção X

As Dimensionamento a Flexão - Seções Re...

DADOS:

Mk: 3886,74 kgf.m Aço CA: 50

Bw: 100 cm Fck: 30 MPa d': 4 cm

H: 16 cm d'': 4 cm

Dimensionamento

RESULTADOS:

As(tracção): 11.82 cm2 As (total): 11.82 cm2

As(Compressão): 0.00 cm2 ρ : 0.74 (%)

Domínio: 3 (Norm. Armada)

Fonte: Os Autores

Figura 3.10 – Dimensionamento a Flexão – Direção Y

The screenshot shows a software interface for the flexure design of reinforced concrete sections. It is divided into two main sections: 'DADOS:' (Data) and 'RESULTADOS:' (Results).

DADOS:

- Mk: 1121,42 kgf.m
- Aço CA: 50
- Bw: 100 cm
- Fck: 30 MPa
- d': 4 cm
- H: 16 cm
- d'': 4 cm

A button labeled 'Dimensionamento' is located between the input and output sections.

RESULTADOS:

- As(tracção): 3.10 cm²
- As (total): 3.10 cm²
- As(Compressão): 0.00 cm²
- ρ: 0.19 (%)
- Domínio: 2A (Subarmada)

Fonte: Os Autores

Logo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{(0,74 \times 0,19)} = 0,375 \%$$

Com isso:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \times \left(1 + \sqrt{20/12}\right) \times (100 \times 0,375 \% \times 30)^{1/3} + 0,10 \times 0 = 0,667 \text{ MPa}$$

Como:

$$\tau_{Sd}' = 0,338 < \tau_{Rd1} = 0,667$$

Não há o risco de cisalhamento devido à punção na superfície C' do pilar 11.

Apesar do pilar 11 ser considerado o que está submetido às condições mais susceptíveis à punção, esta mesma verificação foi realizada para todos os pilares do pavimento com o auxílio de uma planilha eletrônica no Excel desenvolvida pelos próprios autores deste trabalho e não houve a necessidade de utilizar as armaduras resistentes à punção.

Por outro lado, em caso de uma análise estabilidade global do edifício em que as lajes fizessem parte da estrutura de contraventamento, essas armaduras se fariam necessárias sendo iguais a 0,5 vezes a armadura mínima à punção.

3.5.8. Cálculo da Armadura Passiva

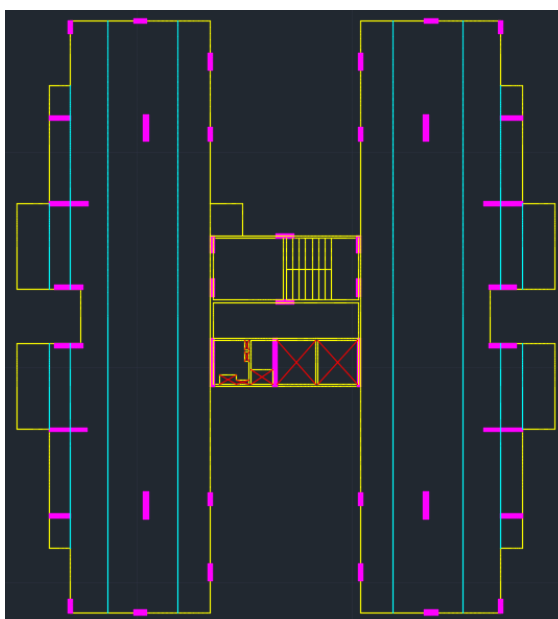
Foram dimensionadas armaduras passivas, positivas e negativas, suficientes para suportar todo o carregamento do pavimento sem o uso da protensão. Esse passo é necessário para a comparação das armaduras utilizadas no projeto original e os resultados do novo dimensionamento utilizando as lajes lisas.

Este dimensionamento foi realizado para toda a área do pavimento tipo, com exceção do núcleo central, onde se encontram os fossos de elevador, a escada e o hall de elevadores. Neste local foram mantidas as vigas além de todas as demais características do projeto original, como as alturas das lajes, o diâmetro e a quantidade das armaduras.

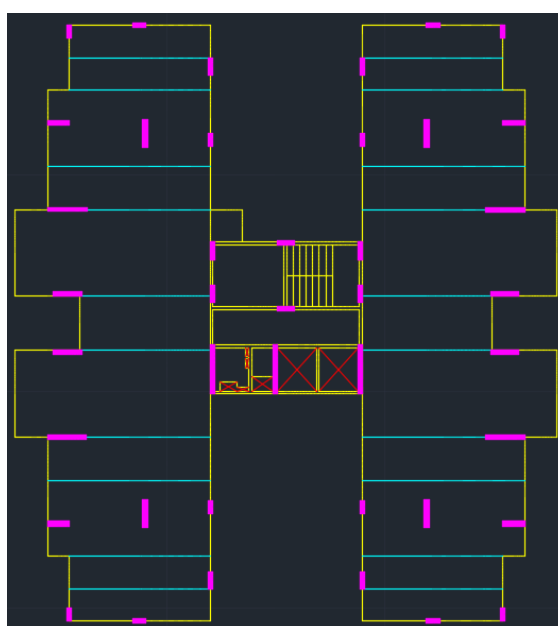
3.5.8.1. Armadura Positiva

Como trata-se de um projeto com lajes lisas, não existem vigas delimitando as lajes para facilitar o dimensionamento e o posicionamento das armações. Logo, visando um melhor desempenho estrutural, sem onerar a execução com complicações no detalhamento, dividiu-se o pavimento em faixas horizontais e verticais, de modo que os limites das faixas coincidissem com os “recortes” do edifício e que não houvessem grandes discrepâncias de esforços dentro de uma mesma faixa. Estas faixas, serão as regiões utilizadas para a análise dos momentos positivos e, por consequência, para o dimensionamento da armadura positiva.

As figuras abaixo apresentam o pavimento tipo com as delimitações das faixas verticais e horizontais, respectivamente.

Figura 3.12 – Faixas Verticais de Dimensionamento

Fonte: Os Autores

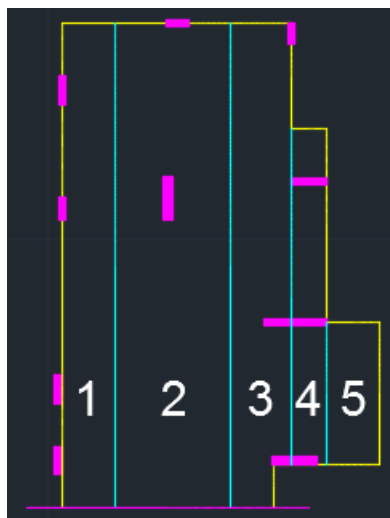
Figura 3.13 – Faixas Horizontais de Dimensionamento

Fonte: Os Autores

Como a planta do edifício é simétrica, na região dos apartamentos, nas duas direções e visando a simplificação do detalhamento, os cálculos foram realizados apenas para $\frac{1}{4}$ do pavimento. Assim os resultados de armaduras obtidos foram replicados para os outros três apartamentos. Esta aproximação é bastante razoável, uma vez que observando os valores de

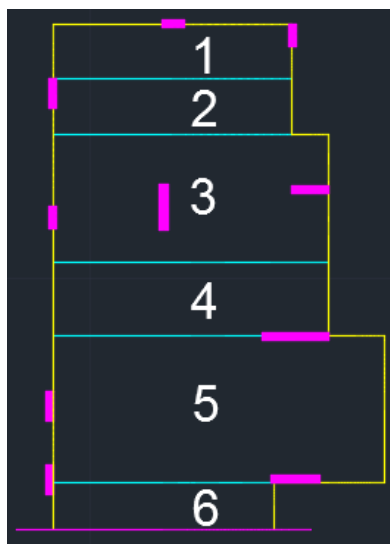
esforços apresentados no SAP2000, nota-se que para um ponto simétrico a outro os valores são aproximadamente os mesmos. As figuras 3.14 e 3.15 mostram o quadrante escolhido com a enumeração das faixas de acordo com a ordem de cálculo.

Figura 3.14 – Quadrante de Faixas Verticais Enumeradas



Fonte: Os Autores

Figura 3.15 – Quadrante de Faixas Horizontais Enumeradas



Fonte: Os Autores

3.5.8.1.1. Dimensionamento

O dimensionamento foi realizado de maneira análoga para as duas direções. Com as delimitações definidas, comparou-se os momentos, obtidos no SAP2000, das barras contidas

em uma mesma faixa, em seguida, utilizando o maior valor de momento encontrado calcula-se a área de aço necessária utilizando o software “As” supracitado. As tabelas 3.1 e 3.2 apresentam os valores máximos de momentos obtidos juntamente com os resultados de áreas de aço para cada faixa.

Tabela 3.1 – Momentos e Áreas de Aço - Faixas Verticais

Faixas Verticais		
nº da Faixa	Msk (kgf.m)	Ascalculado (cm²)
1	805,04	1,84
2	696,56	1,59
3	968,56	2,22
4	910,74	2,09
5	848,36	1,94

Fonte: Os Autores

Tabela 3.2 – Momentos e Áreas de Aço - Faixas Horizontais

Faixas Horizontais		
nº da Faixa	Msk (kgf.m)	Ascalculado (cm²)
1	505,06	1,18
2	373,18	0,87
3	586,28	1,33
4	822,18	2,00
5	1178,54	3,44
6	1214,80	3,44

Fonte: Os Autores

Com estes valores obtidos, em cada faixa é feita uma verificação quanto ao atendimento da armadura mínima estabelecida pela norma. De acordo com a NBR6118:2014, a armadura positiva mínima de lajes armadas em duas direções sem armaduras ativas é dada por:

$$A_{smin} = 0,67 \times \rho_{min} \times b_w \times h \quad (3.5.9)$$

sendo $\rho_{min} = 0,15\%$ para concretos até 30 MPa

Sendo a altura das lajes de 16 cm e uma faixa de 1m, logo b_w igual a 100 cm, temos:

$$A_{s_{min}} = 0,67 \times \frac{0,15}{100} \times 100 \times 16 = 1,61 \text{ cm}^2$$

Logo, para as seções que possuírem uma área de aço necessária menor do que 1,61 cm², será adotado o valor da armadura mínima.

Tendo os valores de armadura de cada faixa, são calculados os espaçamentos entre as barras pela seguinte fórmula:

$$s = \frac{100 \times A_{s_{unit}}}{A_{s_{calculado}}} \quad (3.5.10)$$

Sendo $A_{s_{unit}}$, a área da seção transversal da armadura escolhida, apresentada na tabela 3.3 de acordo com seu diâmetro:

Tabela 3.3 – Propriedades das Armaduras

ϕ (mm)	Categoria	$A_{s_{unit}}$ (cm ²)	M. Linear (kg/m)
5.0	CA60	0,20	0,16
6.3	CA50	0,31	0,24
8.0	CA51	0,50	0,40
10.0	CA52	0,79	0,62
12.5	CA53	1,23	0,97
16.0	CA54	2,01	1,58
20.0	CA55	3,14	2,46
25.0	CA56	4,91	3,85

Fonte: NBR7480:2007

Para as seções que a armadura mínima é suficiente, serão utilizadas barras de 5.0 mm de diâmetro, resultando em um espaçamento de:

$$s = \frac{100 \times A_{s_{unit}}}{A_{s_{calculado}}} = \frac{100 \times 0,2}{1,61} = 12,42 \rightarrow \text{Adota – se 12 cm}$$

Assim, a armadura efetivamente escolhida para as seções em questão é:

$$A_{s_{ef}} = \frac{100 \times A_{s_{unit}}}{s} = \frac{100 \times 0,2}{12} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Por último, deve ser calculada a quantidade de barras para cada faixa. Utilizando a faixa vertical nº 2, que possui 325 cm de largura, como exemplo, temos:

$$A_s = 1,59 < 1,61 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{Armadura mínima! (Barras de 5.0mm espaçadas a cada 12 cm)}$$

A quantidade de barras é dada por:

$$n_{barras} = \frac{L_{faixa}}{s} + 1 = \frac{325}{12} + 1 = 28,08 \quad (3.5.11)$$

Arredondando para cima, obtém-se um valor de 29 barras para faixa vertical 2.

3.5.8.1.2. Detalhamento

Após definidas as quantidades e os diâmetros das barras para cada faixa, deve ser realizado o detalhamento das armaduras. Foram adotados os seguintes critérios de detalhamento:

- Cobrimento (3 centímetros)

Segundo a NBR6118:2014, para lajes em concreto armado em ambiente com classe de agressividade ambiental II, o cobrimento mínimo é de 2,5 cm. No entanto, por critério dos autores será utilizado 3,0 para as armaduras passivas.

- Emendas por Traspasse

No detalhamento das armaduras das faixas verticais, serão consideradas emendas por traspasse, visando otimizar a execução, evitando barras excessivamente extensas e aproveitando melhor as disposições arquitetônicas do pavimento.

Para este tipo de emenda deve ser calculado o comprimento de ancoragem básico necessário, o qual é calculado, de acordo com a NBR6118:2014, pela seguinte fórmula:

$$l_b = \frac{\Phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad (3.5.12)$$

Onde:

Φ : diâmetro da armadura

f_{yd} : tensão de escoamento do aço, para CA60 = $(600/1,15) = 521,739 \text{ MPa}$

f_{bd} : resistência de aderência de cálculo da armadura passiva

Para barras nervuradas, em situação de boa aderência e diâmetro menor do que 32mm:

$$f_{bd} = 2,25 \times f_{ctd}, \text{ sendo } f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3}$$

Logo:

$$f_{bd} = 3,26 \text{ MPa}$$

Para as barras de 5.0 mm em aço CA60, o comprimento de ancoragem é:

$$l_b = \frac{\Phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} = \frac{0,5 \times 521,739}{4 \times 3,26} = 20 \text{ cm}$$

Ainda segundo a NBR6118:2014, considera-se na mesma seção transversal as emendas que se superpõem ou cujas extremidades mais próximas estejam afastadas de menos que 20% do comprimento do trecho de traspasse.

De modo que as emendas não pertençam à mesma seção transversal, a distância entre as extremidades das barras deve ser:

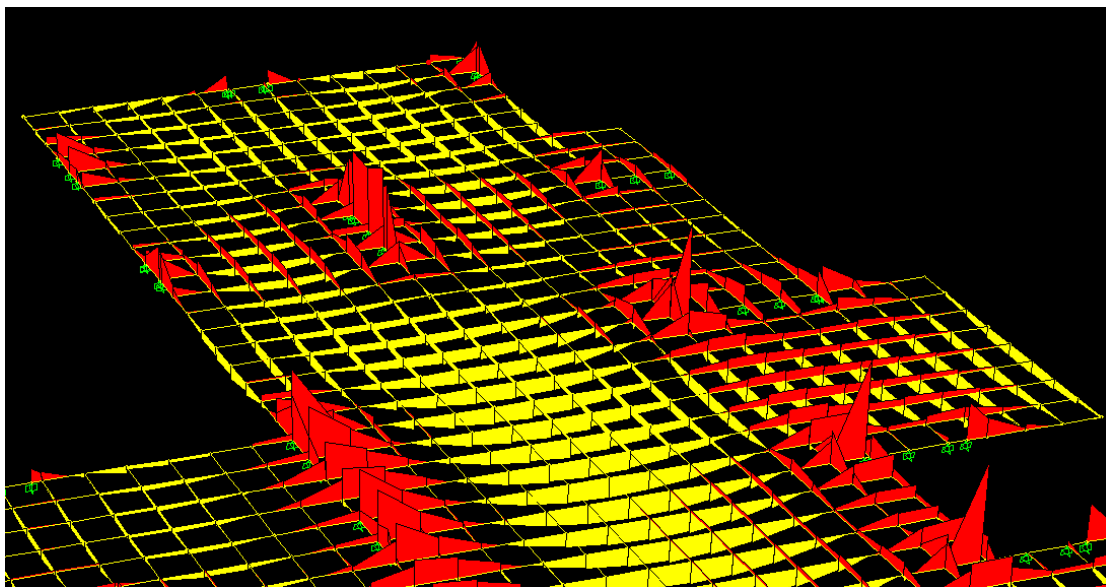
$$\geq 0,2 \times l_b = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adota-se } 5 \text{ cm}$$

Os projetos das armaduras positivas verticais e horizontais constam nos Apêndices B e C deste trabalho, respectivamente.

3.5.8.2. Armadura Negativa

Assim como no procedimento adotado para as armaduras positivas, o dimensionamento das barras negativas foi realizado em apenas $\frac{1}{4}$ do pavimento. No entanto, limitou-se aos locais que possuíam momentos negativos, os quais, conforme mostram as seções em vermelho na figura 3.16, correspondem às regiões dos apoios (pilares) e entornos.

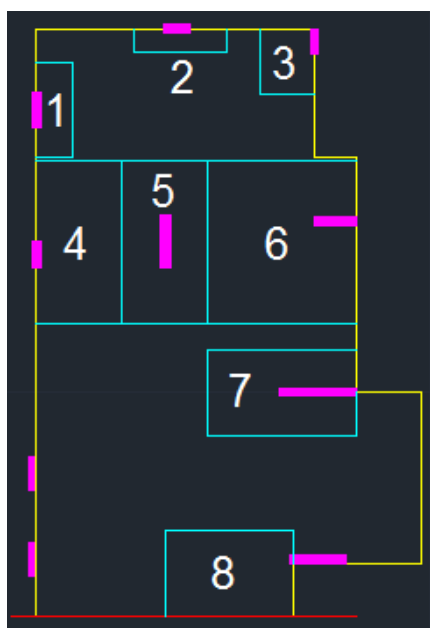
Figura 3.16 – Diagramas de Momento Fletor para o Quadrante de Dimensionamento



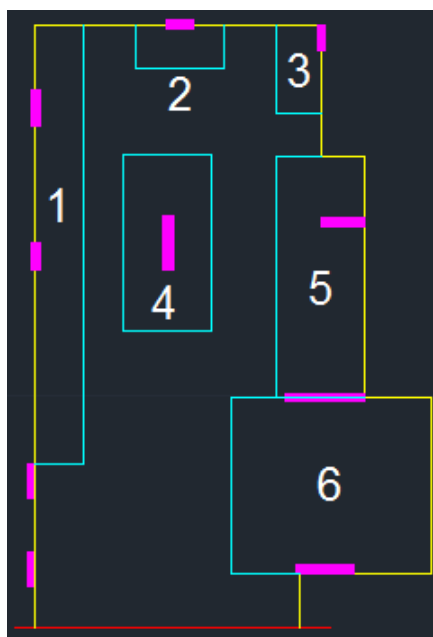
Fonte: Os Autores

Por critério de projeto, as armaduras negativas foram uniformizadas em áreas próximas que não possuem valores de momentos muito divergentes. As delimitações destas regiões foram divididas de acordo com a posição da armadura, ou seja, verticais e horizontais, conforme apresentam as figuras 3.17 e 3.18, respectivamente.

Figura 3.17 – Regiões de Dimensionamento das Armaduras Verticais



Fonte: Os Autores

Figura 3.18 – Regiões de Dimensionamento das Armaduras Horizontais

Fonte: Os Autores

3.5.8.2.1. Dimensionamento

O dimensionamento das armaduras negativas foi feito de maneira análoga ao das barras positivas. Porém, ao invés de comparar os valores dos momentos das barras contidas em faixas, foram analisadas as barras presentes nas regiões supracitadas. Os momentos máximos encontrados em cada região foram lançados no software de cálculo “As”, o qual retornou os valores de armadura apresentados nas tabelas 3.4 e 3.5:

Tabela 3.4 – Momentos Negativos e Áreas de Aço - Vertical

Armaduras Verticais		
nº da Região	Msk (kgf.m)	A _{calculado} (cm ²)
1	772,06	2,12
2	323,90	0,87
3	1.934,56	5,49
4	1.706,14	4,81
5	3.886,74	11,82
6	1.358,66	3,79
7	2.483,62	7,17
8	1.794,34	5,07

Fonte: Os Autores

Tabela 3.5 – Momentos Negativos e Áreas de Aço – Horizontal

Armaduras Horizontais		
nº da Região	Msk (kgf.m)	A_{calculado} (cm²)
1	1.627,50	4,57
2	1.008,24	2,78
3	1.595,84	4,48
4	1.384,26	3,86
5	1.946,34	5,53
6	5.308,10	17,18

Fonte: Os Autores

As armaduras negativas também devem ser verificadas em relação à armadura mínima estabelecida na norma. Para armaduras negativas em elementos estruturais sem armadura ativa, o valor mínimo é:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b_w \times h = 0,15\% \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 \quad (3.5.13)$$

Utilizando barras de 6.3 mm de diâmetro, calcula-se pela equação 3.5.10 o espaçamento da armadura mínima:

$$s = \frac{100 \times A_{s_{\text{unit}}}}{A_{s_{\text{calculado}}}} = \frac{100 \times 0,31}{2,40} = 12,92 \rightarrow \text{Adota-se } 12 \text{ cm}$$

Assim, a armadura efetivamente escolhida para as seções em que a armadura mínima prevalece é:

$$A_{s_{ef}} = \frac{100 \times A_{s_{\text{unit}}}}{s} = \frac{100 \times 0,31}{12} = 2,58 \text{ cm}^2$$

3.5.8.2.2. Detalhamento

Concluído o dimensionamento, o detalhamento das armaduras negativas foi realizado, de modo que o comprimento e a posição das barras respeitassem as disposições apresentadas na figura 2.2, além de atender o valor mínimo de cobrimento estabelecido anteriormente, 3 cm.

O comprimento das barras se estenderá por toda região de momento negativo, sendo acrescido, pelo menos, do valor $a\ell = 0,5.d = 6$ cm e dos valores dos dois ganchos que correspondem, cada um deles, a $h_{\text{laje}} - 2.c = 16 - 6 = 10$ cm.

O projeto com o detalhamento das armaduras negativas consta no Apêndice D.

3.6. TQS: LAJES LISAS PROTENDIDAS

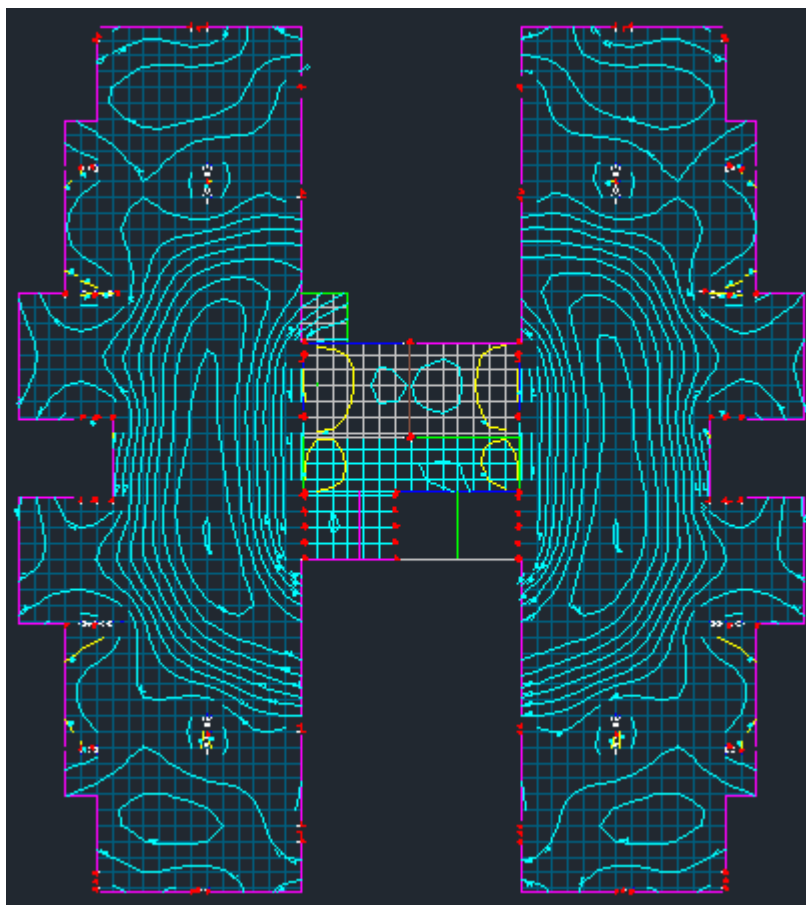
Utilizando o TQS, finalmente serão somados os conceitos de laje lisa e protensão. Com a planta de fôrmas definida anteriormente (figura 3.2), o software realiza todos os cálculos de dimensionamento, o detalhamento das estruturas e as verificações necessárias. No entanto, é preciso inserir algumas informações de projeto. Para este dimensionamento foram feitas as seguintes considerações:

- Altura dos Pilares: 3,0 metros;
- Cobrimento das armaduras passivas: 3,0 centímetros;
- Cobrimento das armaduras ativas: 3,5 centímetros;
- Monocordoalha utilizada: CP190-RB com diâmetro de 12,7 milímetros;
- Sobre carga Permanente: 150 kgf/m²;
- Sobre carga Variável: 150 kgf/m²;
- Peso linear das paredes: 622,08 kgf/m;

3.6.1. Diagrama de Isodeslocamentos

O diagrama apresentado na figura 3.19, gerado pelo TQS, apresenta as curvas de isodeslocamentos. De acordo com as informações retiradas do gráfico os maiores valores de flecha do pavimento encontram-se, também, por volta de 5 mm.

Figura 3.19 – Diagrama de Isodeslocamentos após a Protensão



Fonte: Os Autores

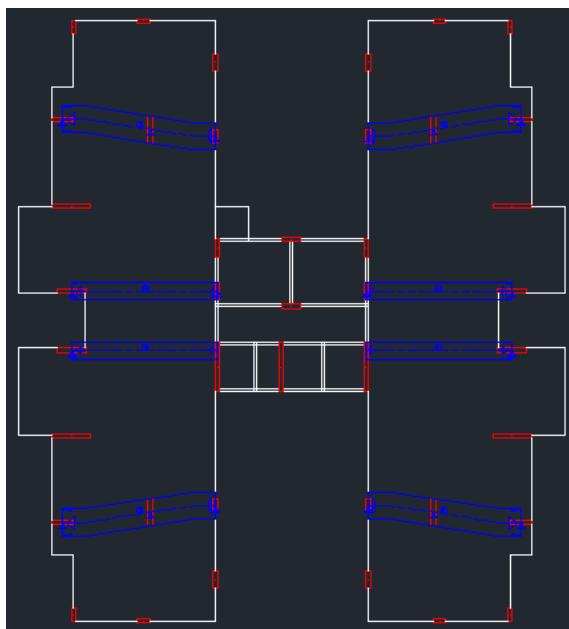
3.6.2. Definição das Faixas Tributárias

A faixa tributária ou RPU (região de protensão uniforme) é uma região rígida localizada sobre os apoios, a qual possui uma maior concentração de cabos de protensão em relação às faixas centrais. Dentre as vantagens de concentrar os cabos nas faixas dos apoios, estão o aumento da resistência à punção da estrutura e uma melhor aproximação com a distribuição de momentos na laje.

Segundo a norma brasileira, a largura das tributárias não deve ultrapassar 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. Além disso, quando existe a necessidade de realizar um desvio, este deve produzir uma inclinação máxima de 1/10, na corda imaginária que une o início ao fim deste trecho.

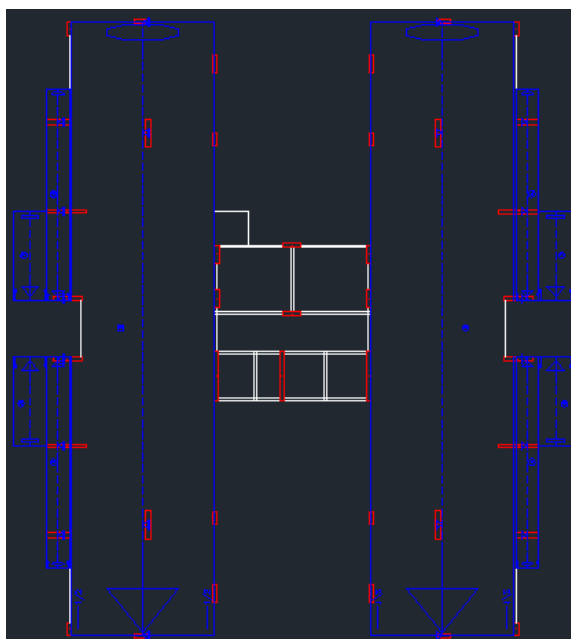
Neste projeto, foi feita a concentração de cabos em faixas horizontais, enquanto na direção vertical, foram utilizados cabos distribuídos uniformemente. As RPU's traçadas, bem como as faixas distribuídas dos cabos, estão apresentadas nas figuras 3.20 e 3.21:

Figura 3.20 – Faixas Tributárias Horizontais



Fonte: Os Autores

Figura 3.21 – Faixas Distribuídas Verticais



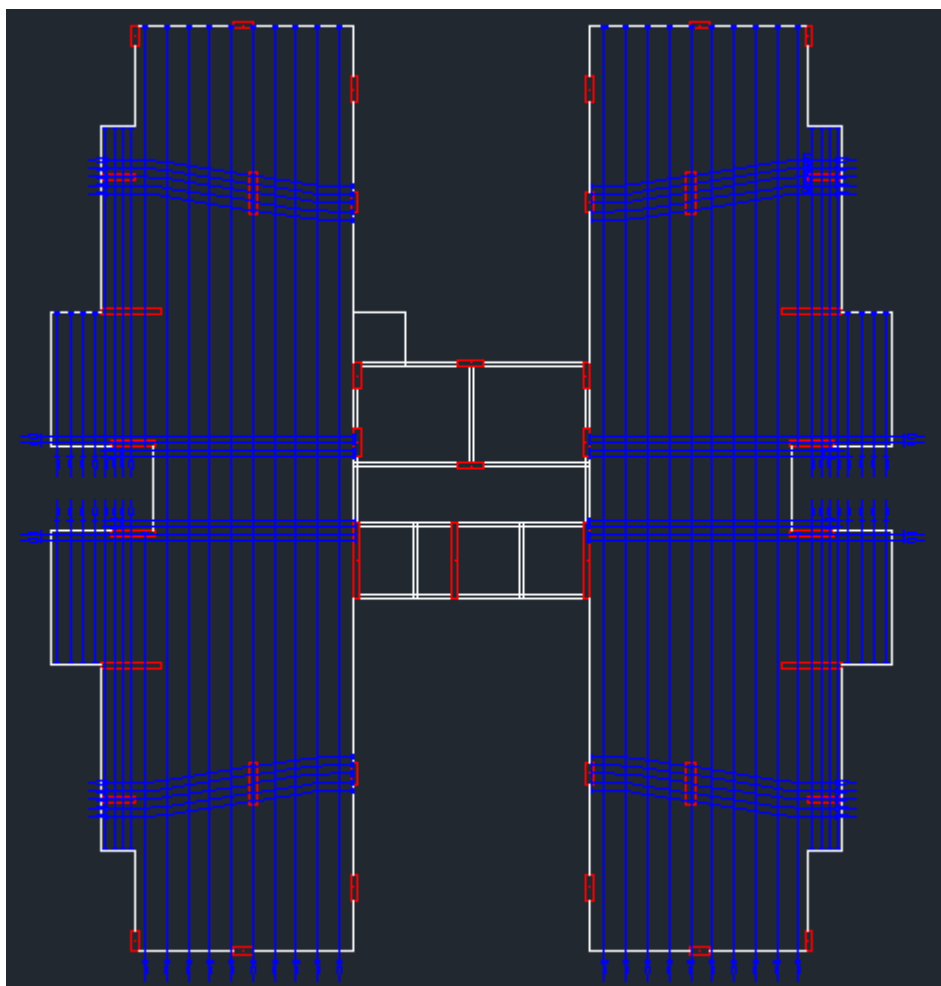
Fonte: Os Autores

3.6.3. Armadura Ativa

Tanto o dimensionamento quanto o lançamento dos cabos de protensão foram realizados de modo automático pelo software TQS. No entanto, foram feitos alguns ajustes de posicionamento de modo que pelo menos um cabo em cada direção ortogonal passasse pelo interior dos pilares internos, uma vez que, com esta consideração, a norma brasileira permite prescindir de armadura passiva contra o colapso progressivo.

Além disso, foi definida a direção de puxada dos cabos, uma vez que todas as cordoalhas só possuirão uma ancoragem ativa, isto é, o ato da protensão só ocorrerá em um dos lados. A figura 3.22 apresenta o posicionamento dos cabos, bem como as ancoragens ativas.

Figura 3.22 – Planta de Cordoalhas e Ancoragens Ativas



Fonte: Os Autores

O posicionamento transversal das cordoalhas, por sua vez, é feito de modo que o perfil longitudinal do cabo acompanhe o diagrama de momentos fletores da estrutura. Os

detalhamentos dos perfis obtidos por meio do software TQS estão apresentados no Apêndice E deste trabalho.

3.6.4. Armadura Passiva

No dimensionamento da armadura passiva após a protensão, foram aproveitadas as faixas e as regiões de dimensionamento anteriormente definidas na seção 3.5.8. Como o TQS fornece valores de áreas de aço em faixas aleatórias, o novo valor de armadura utilizado na região de uma faixa anterior foi o resultado da média das faixas determinadas pelo TQS as quais eram internas à mesma faixa anterior.

Para o detalhamento das armaduras, por sua vez, foi aproveitado os processos realizados para a armadura passiva anterior, descritos em 3.5.8.1.2 e 3.5.8.2.2.

Acrescentando as armaduras ativas na estrutura, as verificações de armaduras mínimas devem ser refeitas, uma vez que a norma brasileira estabelece critérios diferentes de cálculo para estruturas protendidas.

Segundo a NBR6118:2014, no caso de lajes lisas com armadura ativa não aderente, as armaduras passivas positivas devem respeitar os valores mínimos do quadro 3.1 e a armadura negativa passiva sobre os apoios deve ter como valor mínimo:

$$A_s \geq 0,00075 \times h \times l \quad (3.6.1)$$

Onde

h : é a altura da laje;

l : é o vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada;

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

Quadro 3.1 – Valores Mínimos para Armaduras Passivas

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$		
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 armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		—

Fonte: NBR6118:2014 (*fac-símile*)

Para as armaduras negativas sobre o pilar interno (P11 e simétricos) as armaduras mínimas nas direções ortogonais são:

$$A_{s_{horizontal}} \geq 0,00075 \times h \times l = 0,00075 \times 16 \times 375 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{vertical}} \geq 0,00075 \times h \times l = 0,00075 \times 16 \times 362,5 = 4,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O valor mínimo das positivas, por outro lado, depende da taxa de armadura protendida na laje.

Para as faixas horizontais a menor taxa de armadura protendida, encontra-se nas faixas laterais, as quais possuem cordoalhas dispostas a cada 25 centímetros, totalizando 5 cabos em uma porção de 1 metro de laje. Sabendo que a área nominal da monocordoalha escolhida é de 100,9 mm², temos:

$$\rho_p = \frac{5 \times A_p}{b_w \times h} = \frac{5 \times 100,9}{1000 \times 160} = 0,315\%$$

De acordo com o quadro 3.1:

$$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p = 0,15 - 0,5 \times 0,315 = -0,75\% \geq 0,5 \rho_{\min} = 0,075\%$$

Portanto,

$$A_{s_{min}} = 0,075\% \times 16 \times 100 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Na direção vertical, também foi encontrado o valor de 1,2 cm², uma vez que para uma taxa de armadura protendida maior do que 0,15% a taxa mínima sempre será 0,075%.

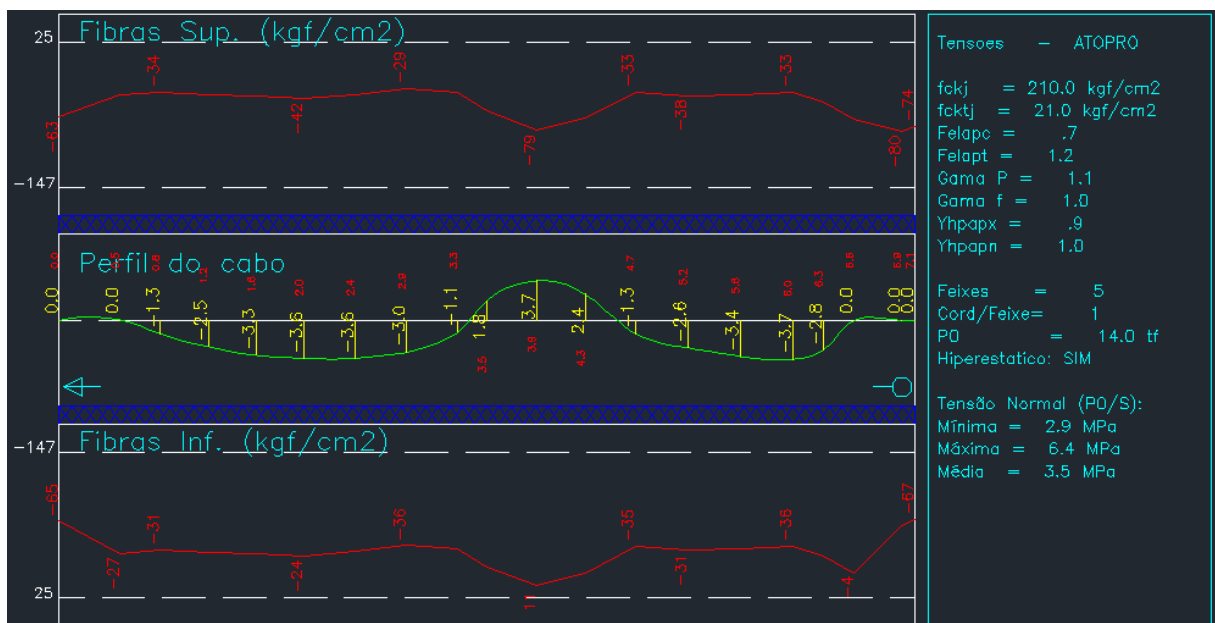
Com estes valores definidos, foram verificadas as armaduras passivas obtidas no dimensionamento do TQS e todos foram superiores aos valores mínimos calculados.

4. RESULTADOS

4.1. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

Conforme descrito em 2.5, em estruturas de concreto protendido devem ser feitas as verificações dos estados limites. No TQS, foram realizadas as verificações para todas as faixas de protensão. No entanto, a fim de evitar repetições de conceitos, serão apresentados apenas os resultados das faixas tributárias externas, as quais possuem o desvio na direção dos cabos. Os gráficos abaixo contêm as informações das verificações realizadas:

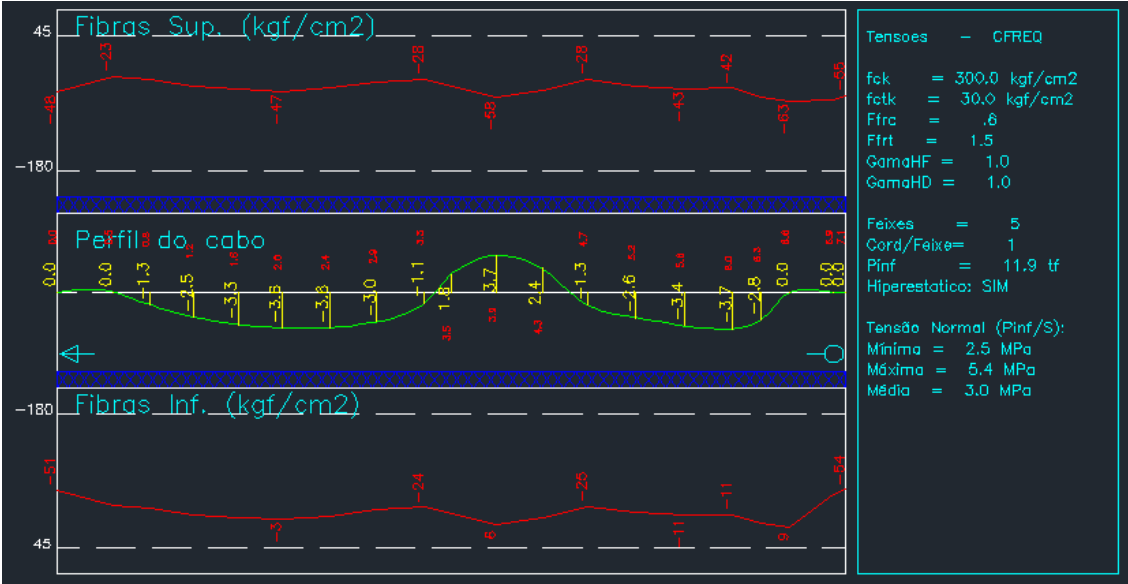
Figura 4.1 – Verificação do ELU no Ato da Protensão



Fonte: Os Autores

Nota-se que as tensões tanto das fibras inferiores quanto das superiores encontram-se dentro dos limites estabelecidos, -147 kgf/cm² e 25 kgf/cm², portanto, as estruturas dimensionadas não sofrem ruptura no ato da protensão.

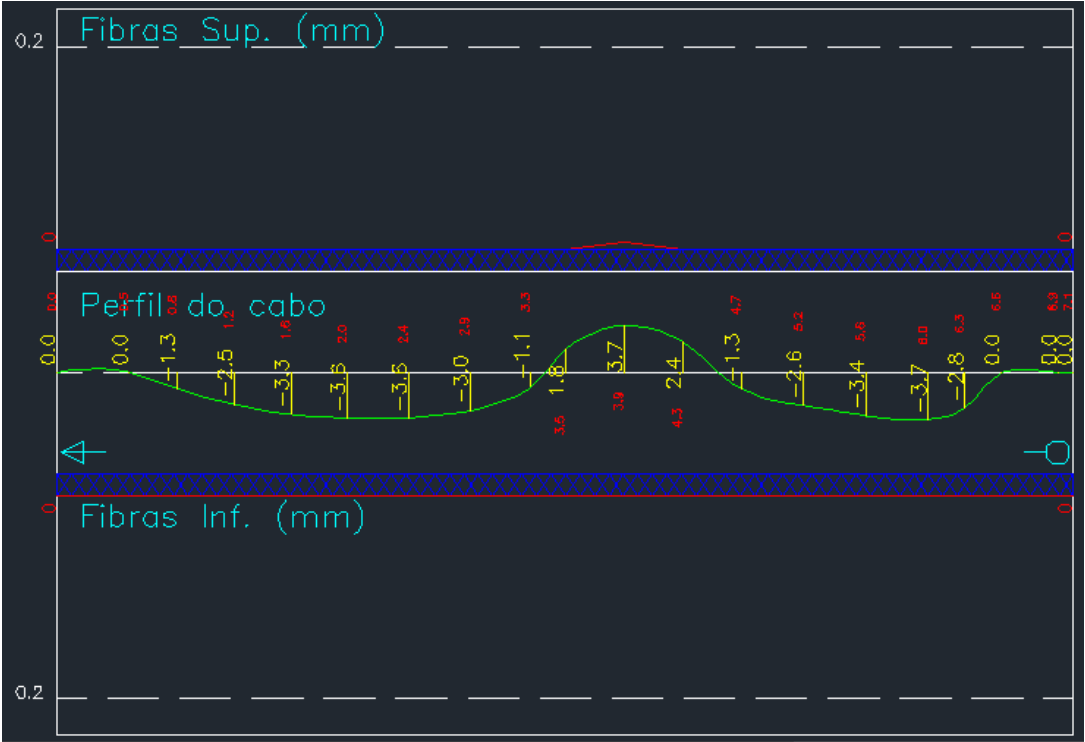
Figura 4.2 – Verificação de Tensões na Combinação Freqüente de Carregamentos



Fonte: Os Autores

Assim como na verificação anterior as tensões nas superam os limites estabelecidos, portanto a estrutura atende aos carregamentos na combinação freqüente.

Figura 4.3 – Verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W)



Fonte: Os Autores

Conforme apresentado no gráfico, o valor máximo admitido para a abertura de fissuras em estruturas de concreto protendido é de 0,2 mm, o qual não foi ultrapassado em nenhuma das fibras.

4.2. DADOS DE CONSUMO DE MATERIAIS

Nesta seção serão apresentados os valores de materiais (concreto, fôrmas e aço) obtidos após a realização dos procedimentos descritos na metodologia. As quantidades de concreto e fôrma serão as mesmas tanto para o projeto em concreto armado convencional quanto para o protendido, uma vez que estes possuem a mesma planta de fôrmas.

Com os quantitativos de cada material, serão utilizados os preços de insumos fornecidos pela tabela SINAPI (IBGE) de 2014 do estado de Goiás, para realizar a comparação de custos.

4.2.1. Volume de Concreto

O pavimento tipo do projeto original foi dimensionado da forma convencional, utilizando lajes apoiadas sobre vigas em concreto armado. Deste projeto, obtém-se os seguintes valores de volume de concreto para a execução das lajes e das vigas:

Tabela 4.1 – Volume de Concreto por Pavimento - Projeto Original

Volume de Concreto (m³)	
Lajes	44,04
Vigas	19,79
TOTAL	63,83

Fonte: Os Autores

Com os passos apresentados em 3.3, obtém-se os seguintes resultados para o projeto com lajes lisas:

Tabela 4.2 – Volume das Lajes do Projeto com Lajes Lisas

Lajes	Altura (cm)	Área (m²)	Volume de Concreto (m³)
L1	16	208,5	33,36
L2	16	208,5	33,36
L3	10	2,25	0,23
L4	10	9,41	0,94
L5	8	11,15	0,89
L6	8	2,76	0,22
L7	8	1,37	0,11
LE	10	3,58	0,36
TOTAL		447,52	69,47

Fonte: Os Autores

Tabela 4.3 – Volume das Vigas Centrais do Projeto com Lajes Lisas

Vigas	Comprimento (m)	Área (m²)	Volume de Concreto (m³)
V1	6,76	600	0,41
V2	6,76	600	0,41
V3	6,76	600	0,41
V4	6,76	600	0,41
V5	7,00	600	0,42
V6	2,00	600	0,12
V7	2,86	600	0,17
V8	2,00	480	0,10
V9	7,00	600	0,42
TOTAL			2,87

Fonte: Os Autores

- **Volume de Concreto do Projeto com Lajes Lisas: 72,34 m³**

Portanto, o projeto com a utilização de lajes lisas apresenta um aumento de 8,51 m³ de concreto. Para concreto bombeável de 30 MPa o preço do metro cúbico utilizado foi de R\$ 301,61, o que levará a um aumento aproximado de R\$ 2.566,70 (Dois mil quinhentos e sessenta e seis reais e setenta centavos) nos custos com concreto por pavimento.

4.2.2. Área de Fôrmas

Os resultados de áreas de fôrmas necessários para a execução do pavimento tipo do projeto original constam na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Área Total de Fôrmas por Pavimento - Projeto Original

Área de Fôrmas (m²)	
Lajes	413,12
Vigas	362,68
TOTAL	775,8

Fonte: Os Autores

Após as etapas de levantamento descritas na seção 3.4, encontram-se os valores de áreas de fôrmas das lajes e vigas do projeto com lajes lisas, os quais estão apresentados nas tabelas 4.5 e 4.6, respectivamente.

Tabela 4.5 – Áreas de Fôrmas das Lajes do Projeto com Lajes Lisas

Lajes	Área (m²)	Contorno x Altura (m²)	Total (m²)
L1	205,79	14,85	220,64
L2	205,79	14,85	220,64
L3	2,25	0,96	3,21
L4	9,31	-	9,31
L5	11,09	-	11,09
L6	2,64	-	2,64
L7	1,37	-	1,37
LE	3,46	-	3,46
TOTAL			472,36

Fonte: Os Autores

Tabela 4.6 – Áreas de Fôrmas das Vigas do Projeto com Lajes Lisas

Vigas	Área da base (m²)	Área Lateral (m²)	Área Total (m²)
V1	0,70	5,01	5,71
V2	0,72	4,89	5,60
V3	0,78	5,72	6,49
V4	0,78	6,41	7,19
V5	0,38	2,24	2,62
V6	0,24	1,82	2,06
V7	0,34	2,86	3,20
V8	0,24	1,61	1,85
V9	0,38	2,24	2,62
TOTAL			37,34

Fonte: Os Autores

- **Área de Fôrmas do Projeto com Lajes Lisas: 509,70 m²**

Logo, quanto à área de fôrmas, o projeto com lajes lisas apresentou uma economia de 266,1 m² por pavimento.

Considerando que o metro quadrado da chapa de madeira compensada para fôrmas custa R\$ 33,92, o valor economizado com fôrmas é de R\$ 9.026,11 (Nove mil e vinte e seis reais e onze centavos).

4.2.3. Armaduras

A comparação de armaduras será realizada apenas para região dos apartamentos do pavimento, uma vez que no centro do edifício foram mantidos os valores presentes no projeto original.

4.2.3.1. Projeto Original

Do projeto original, foram levantados os valores apresentados na tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resumo de Aço - Projeto Original

Projeto Original		
Armadura	Aço	Peso + 10% (kg)
Positiva - Lajes	CA50	1.222,31
	CA60	503,97
Negativa - Lajes	CA50	795,82
Vigas	CA50	1.530,47
	CA60	188,58
PESO TOTAL CA50 (kg)		3.548,60
PESO TOTAL CA60 (kg)		692,55

Fonte: Os Autores

4.2.3.2. Projeto Convencional com Lajes Lisas

A partir dos resultados do procedimento apresentado na seção 3.5, serão apresentados os resumos de aço das armaduras passivas positivas e negativas do pavimento tipo dimensionado com lajes lisas.

Tabela 4.8 – Resumo de Aço – Armaduras Positivas Verticais

Armaduras Positivas - Faixas Verticais								
Aço	N	As,ef(cm²)	φ (mm)	s (cm)	Quantidade	Lunit (cm)	Ltotal (cm)	Peso + 10% (kg)
CA60	1	2,00	5.0	10	64	625	40.000	67,76
	2	1,67	5.0	12	116	625	72.500	122,82
	3	2,22	5.0	9	84	625	52.500	88,94
	4	2,22	5.0	9	52	944	49.088	83,16
	5	2,00	5.0	10	64	614	39.296	66,57
	6	1,67	5.0	12	116	614	71.224	120,65
	7	2,22	5.0	9	84	614	51.576	87,37
	8	2,00	5.0	10	64	394	25.216	42,72
	9	2,00	5.0	10	64	321	20.544	34,80
	10	1,67	5.0	12	116	321	37.236	63,08
	11	2,22	5.0	9	84	321	26.964	45,68
PESO TOTAL CA60 (kg)								823,53

Fonte: Os Autores

Tabela 4.9 – Resumo de Aço – Armaduras Positivas Horizontais

Armaduras Positivas - Faixas Horizontais								
Aço	N	As,ef(cm ²)	φ (mm)	s (cm)	Quantidade	Lunit (cm)	Ltotal (cm)	Peso + 10% (kg)
CA60	1	1,67	5.0	12	104	644	66.976	113,46
	2	1,67	5.0	12	124	744	92.256	156,28
	3	2,00	5.0	10	84	744	62.496	105,87
CA50	4	3,44	6.3	9	184	894	164.496	443,32
	5	3,44	6.3	9	116	594	68.904	185,70
PESO TOTAL CA60 (kg)								375,61
PESO TOTAL CA50 (kg)								629,01

Fonte: Os Autores

Tabela 4.10 – Resumo de Aço – Armaduras Negativas

Armaduras Negativas								
Aço	N	As,ef(cm ²)	φ (mm)	s (cm)	Quantidade	Lunit (cm)	Ltotal (cm)	Peso + 10% (kg)
CA50	1	4,65	10.0	17	240	125	30000	203,61
	2	2,58	6.3	12	40	220	8800	23,72
	3	3,95	10.0	20	84	220	18480	125,42
	4	4,94	10.0	16	56	400	22400	152,03
	5	2,94	8.0	17	28	220	6160	26,77
	6	2,58	6.3	12	72	70	5040	13,58
	7	4,65	10.0	17	52	120	6240	42,35
	8	5,64	10.0	14	40	170	6800	46,15
	9	5,64	10.0	14	164	220	36080	244,87
	10	11,82	16.0	17	52	400	20800	361,05
	11	18,27	16.0	11	152	470	71440	1.240,06
	12	3,85	8.0	13	112	400	44800	194,66
	13	7,24	12.5	17	88	220	19360	205,08
	14	5,27	10.0	15	42	420	17640	119,72
PESO TOTAL CA50 (kg)								2.999,07

Fonte: Os Autores

4.2.3.3. Projeto com Lajes Lisas em Concreto Protendido

Partindo dos valores encontrados no dimensionamento realizado por meio do TQS, foram levantados os resumos de aço tanto das armaduras ativas quanto das passivas, os quais constam nas tabelas 4.11 a 4.15.

Tabela 4.11 – Resumo de Aço – Armaduras Ativas (CP-190RB 12,7 mm)

RESUMO DE PROTENSÃO							
Monocordoalhas não-aderentes							
CABO				ANCORAGENS			
Φ	Comprimento	PESO			A	P	I
		kg/m	kg	kg + 4%			
1 Φ 12,7	251,3	0.886	223	232	34	34	-
2 Φ 12,7	561,16	0.886	497	517	20	20	-

Fonte: Os Autores

Tabela 4.12 – Detalhamento – Armaduras Ativas (CP-190RB 12,7 mm)

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12,7 - 12,7									
CABO	Φ	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1	1 Φ 12,7	1	7,7	7,7	1	1	-	.0	3,9
C2	1 Φ 12,7	1	7,67	7,67	1	1	-	.0	3,9
C3	1 Φ 12,7	1	7,63	7,63	1	1	-	.0	3,9
C4 A C5	1 Φ 12,7	2	7,61	15,23	2	2	-	.0	3,9
C6 A C9	1 Φ 12,7	4	7,24	28,97	4	4	-	.0	3,7
C10 A C13	1 Φ 12,7	4	7,23	28,93	4	4	-	.0	3,7
C14 A C15	1 Φ 12,7	2	7,61	15,23	2	2	-	.0	3,9
C16	1 Φ 12,7	1	7,63	7,63	1	1	-	.0	3,9
C17	1 Φ 12,7	1	7,67	7,67	1	1	-	.0	3,9
C18	1 Φ 12,7	1	7,7	7,7	1	1	-	.0	3,9
C19 A C26	1 Φ 12,7	8	4,56	36,46	8	8	-	.0	1,8
C27	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C28	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C29	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C30	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C31	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C32	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C33	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C34	1 Φ 12,7	1	10,06	10,06	1	1	-	.0	5,5
C35 A C44	2 Φ 12,7	10	28,06	561,16	20	20	-	.0	17,4

Fonte: Os Autores

Tabela 4.13 – Resumo de Aço – Armaduras Positivas Verticais após a Protensão

Armaduras Passivas - Positivas Verticais								
Aço	N	As,ef(cm ²)	φ (mm)	s (cm)	Quantidade	Lunit (cm)	Ltotal (cm)	Peso + 10% (kg)
CA60	1	1,82	5.0	11	60	625	37.500	63,53
	2	1,82	5.0	11	124	625	77.500	131,29
	3	1,25	5.0	16	48	625	30.000	50,82
	4	1,25	5.0	16	32	944	30.208	51,17
	5	1,82	5.0	11	60	614	36.840	62,41
	6	1,82	5.0	11	124	614	76.136	128,97
	7	1,25	5.0	16	48	614	29.472	49,93
	8	2,00	5.0	9	72	394	28.368	48,06
	9	1,82	5.0	11	60	321	19.260	32,63
	10	1,82	5.0	11	124	321	39.804	67,43
	11	1,25	5.0	16	48	321	15.408	26,10
PESO TOTAL CA60 (kg)								712,32

Fonte: Os Autores

Tabela 4.14 – Resumo de Aço – Armaduras Positivas Horizontais após a Protensão

Armaduras Passivas - Positivas Horizontais								
Aço	N	As,ef(cm ²)	φ (mm)	s (cm)	Quantidade	Lunit (cm)	Ltotal (cm)	Peso + 10% (kg)
CA60	1	2,50	5.0	8	156	644	100.464	170,19
	2	2,50	5.0	8	180	744	133.920	226,86
	3	2,50	5.0	8	104	744	77.376	131,07
CA50	4	3,44	6,3	9	184	894	164.496	443,32
	5	3,88	6,3	8	68	594	40.392	108,86
PESO TOTAL CA60 (kg)								528,12
PESO TOTAL CA50 (kg)								552,17

Fonte: Os Autores

Tabela 4.15 – Resumo de Aço – Armaduras Negativas após a Protensão

Armaduras Passivas Negativas								
Aço	N	As,ef(cm²)	φ (mm)	s (cm)	Quantidade	Lunit (cm)	Ltotal (cm)	Peso + 10% (kg)
CA60	1	2,58	6.3	12	340	125	42.500	114,54
	2	2,81	6,3	11	36	220	7.920	21,34
	3	4,35	8.0	11	152	220	33.440	145,30
	4	2,81	6.3	11	80	400	32.000	86,24
	5	2,58	6.3	12	40	220	8.800	23,72
	6	2,58	6.3	12	80	70	5.600	15,09
	7	2,58	6.3	12	72	120	8.640	23,28
	8	2,58	6.3	12	48	170	8.160	21,99
	9	2,58	6.3	12	188	220	41.360	111,47
	10	12,30	12.5	10	84	400	33.600	355,92
	11	13,66	12.5	9	184	470	86.480	916,08
	12	2,58	6.3	12	124	400	49.600	133,67
	13	8,78	12.5	14	104	220	22.880	242,37
	14	7,23	12.5	17	38	420	15.960	169,06
PESO TOTAL CA50 (kg)								2.380,08

Fonte: Os Autores

4.2.3.4. Comparação dos Valores

Com os resumos de aço referentes a cada projeto, podem ser feitas as comparações em relação consumo de aço em cada uma das hipóteses propostas.

A tabela 4.16 sintetiza os valores totais de peso de aço utilizados em cada um dos casos, já contabilizando os fatores de majoração de 10% para armaduras passivas e 4% para as ativas. Para os vergalhões comuns foram utilizados os valores orçados na Gerdau S.A. sendo R\$ 3,96/ kg de aço CA-50 e R\$ 4,21/ kg de aço CA-60, já para as monocordoalhas engraxadas foi utilizado o valor R\$ 6,16/kg fornecido pela Arcelor Mittal.

Nota-se que tanto o projeto 1 quanto o 2, superaram o projeto original em custos com aço, sendo que o primeiro necessita de aproximadamente R\$ 2.447,48 (Dois mil quatrocentos e quarenta e sete reais e quarenta e oitocentavos) a mais para adquirir as armaduras de cada pavimento enquanto o segundo supera em R\$ 4.479,71 (Quatro mil quatrocentos e setenta e nove reais e setenta e um centavos).

Tabela 4.16 – Comparativo de Custos com Aço por Projeto

Nº	CASO	AÇO	Peso (kg)	Preço Unitário	Preço Total
Projeto 1	Lajes sobre Vigas Concreto Armado	CA50	3.548,60	R\$ 14.052,46	R\$ 16.968,09
		CA60	692,55	R\$ 2.915,64	
Projeto 2	Lajes Lisas Concreto Armado	CA50	3.628,08	R\$ 14.367,20	R\$ 19.415,58
		CA60	1.199,14	R\$ 5.048,38	
Projeto 3	Lajes Lisas Concreto Protendido	CA50	2.932,25	R\$ 11.611,71	R\$ 21.447,80
		CA60	1.240,44	R\$ 5.222,25	
		CP190-RB	749,00	R\$ 4.613,84	

Fonte: Os Autores

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

As estruturas de concreto com lajes apoiadas sobre vigas podem ser consideradas como um modelo tradicional de construção. Estas representam a maioria das edificações no Brasil tanto por uma questão histórica quanto por questões práticas, uma vez que as pessoas já estão adaptadas a esta maneira de construir.

No entanto, as tendências da atualidade contribuem cada vez mais para a competitividade das estruturas com lajes lisas no mercado. A flexibilidade de ambientes, o atendimento à norma de incêndio e a grande economia de fôrmas são pontos que pesam a favor deste tipo de construção. Aliadas ao concreto protendidos, as lajes lisas podem fornecer inúmeras vantagens como a redução do número de pilares e a redução das flechas da estrutura.

No estudo realizado, apesar da adição de armaduras ativas na estrutura, os valores de flechas obtidos no TQS permaneceram próximos aos encontrados na modelagem do SAP. Isto, possivelmente, ocorreu devido à grande rigidez da laje em questão, visto que a mesma possui uma altura relativamente grande e por sua vez um alto peso próprio. Além disso o TQS considera nos cálculos de deslocamentos as deformações lentas, diferentemente do SAP.

Enfim, para verificar a viabilidade econômica da proposta de estudo foram feitos dois dimensionamentos, um em concreto convencional e o outro com a protensão não aderente, porém ambos contando com a utilização das lajes lisas.

Com base nos resultados obtidos, foram comparados os custos referentes ao consumo de concreto, fôrmas e aço em cada um dos casos.

Apesar da eliminação das vigas na região dos apartamentos, o volume de concreto consumido no projeto com lajes lisas foi maior que o do projeto original, fato que ocorreu devido ao aumento da espessura das lajes para 16 cm, que corresponde ao mínimo estabelecido pela norma brasileira para as lajes lisas.

As áreas de fôrmas, por outro lado, sofreram uma redução significativa em relação ao projeto original. Porém, a reutilização das fôrmas, torna a economia gerada menos impactante no valor total do empreendimento quando comparada às variações dos custos com concreto e aço, os quais são contabilizados em todos os pavimentos.

Os custos relacionados às armaduras foram superiores aos do projeto original tanto no modelo em concreto convencional quanto no protendido. Estes aumentos dos custos se dão por vários motivos. Quando uma estrutura previamente dimensionada em concreto armado convencional é transportada para o protendido, vários critérios de dimensionamento mudam. As taxas de armaduras mínimas, por exemplo, sofreram um aumento devido a maior da espessura da laje e ainda por existir armaduras ativas na estrutura, sendo este último mais significativo.

A tabela 5.1 apresenta o os custos finais obtidos nos três casos com o consumo de concreto, fôrmas e aço para um edifício de mesma altura do original, 20 pavimentos. Para este levantamento foi considerado que cada chapa de compensado para fôrmas possa ser reutilizada 10 vezes.

Tabela 5.1 – Comparação de Custos Global

Nº	CASO	Material	Preço por Pvt.		Preço Total		Preço Global	
Projeto 1	Lajes sobre Vigas Concreto Armado	Concreto	R\$	19.251,77	R\$	385.035,33	R\$	777.027,40
		Fôrma	R\$	26.315,14	R\$	52.630,27		
		Aço	R\$	16.968,09	R\$	339.361,80		
Projeto 2	Lajes Lisas Concreto Armado	Concreto	R\$	21.818,47	R\$	436.369,35	R\$	859.259,00
		Fôrma	R\$	17.289,02	R\$	34.578,05		
		Aço	R\$	19.415,58	R\$	388.311,60		
Projeto 3	Lajes Lisas Concreto Protendido	Concreto	R\$	21.818,47	R\$	436.369,35	R\$	899.903,40
		Fôrma	R\$	17.289,02	R\$	34.578,05		
		Aço	R\$	21.447,80	R\$	428.956,00		

Fonte: Os Autores

De acordo com os resultados obtidos, conclui-se que, para este edifício, a utilização das lajes lisas não é viável economicamente, quando comparados os custos provenientes de materiais. Além disso, quando aliadas ao uso da protensão, as lajes lisas tornam-se ainda mais onerosas.

Vale ressaltar que, neste trabalho, a análise de viabilidade baseou-se somente nos custos com materiais. Porém, as modificações propostas podem acarretar vários outros custos indiretos.

As lajes lisas, por exemplo, exigiriam vergas em cima de cada janela, uma vez que estas não estariam mais sob vigas. A execução da protensão, por sua vez, requer mão de obra especializada e custos adicionais de projeto. Em contrapartida, a eliminação das vigas reduz os custos com projetos de compatibilização e de furos para instalações hidráulicas. Além disso, esta mudança influencia diretamente no cronograma executivo, uma vez que estruturas

com lajes lisas podem ser construídas mais rapidamente, impactando assim no prazo de conclusão da obra e, por consequência, nos custos globais do empreendimento.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

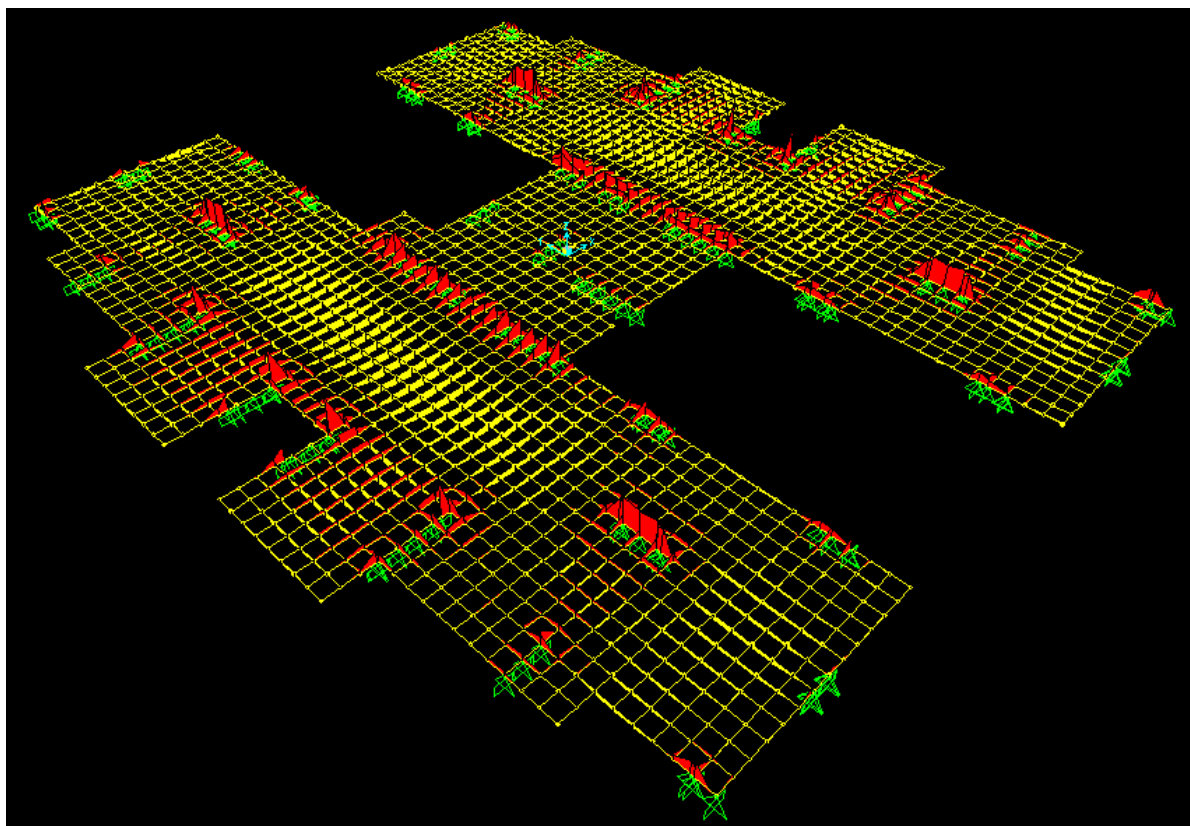
Considerando as circunstâncias deste trabalho, acredita-se que para se ter uma comprovação definitiva da viabilidade do empreendimento, devem ser considerados outros critérios de análise no estudo. Assim sugere-se a inclusão das seguintes condições em trabalhos futuros:

- Reduzir o número de pilares e aumentar os vãos da estrutura;
- Considerar as variações de custos devidas à mão-de-obra, as alterações de projeto e ao tempo de execução;
- Verificar o atendimento às normas de desempenho e incêndio e;
- Incluir as lajes nervuradas nas comparações;
- Analisar a estabilidade global dos edifícios.

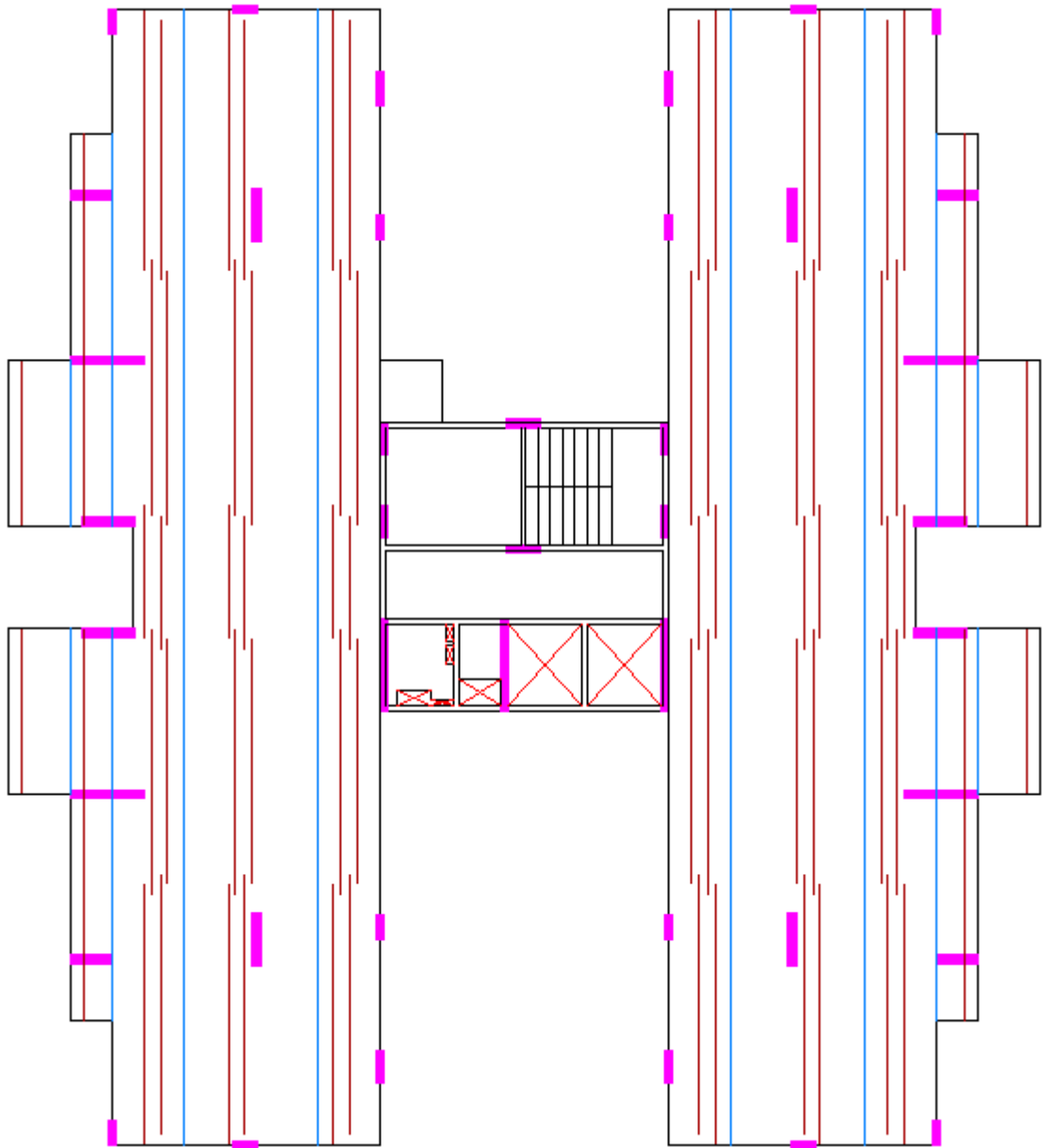
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ABNT NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. ABNT, 2014. 256 p.
- [02] ABNT NBR 6120. **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. ABNT, 1980. 6 p.
- [03] ABNT NBR 7480. **Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado - Especificação**. ABNT, 2007. 13 p.
- [04] ACI 318-02. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. Committee 318. Detroit, 2002. 445 p.
- [05] ACI 423-02. **Recommendations for Concrete Member Prestressed with Unbounded Tendons**. Committee 423. Detroit, 1983.
- [06] EMERICK, Alexandre Anozé. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. 1ª ed; Rio de Janeiro; Interciência 2005. 191 p.
- [07] **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. Catálogo Técnico – Arcelor Mittal. 8 p.
- [08] LOUREIRO, Giordano José. Projeto de Lajes Protendidas com Cordoalhas Engraxadas. *In: VI SIMPÓSIO EPUSP*, 2006, São Paulo. **Anais do VI Simpósio EPUSP**. São Paulo. Abril, 2006. 22p.
- [09] MARTINS, Helder. **Projeto Estrutural: Conceitos, Leitura e Execução**. Módulo II. Concreto Protendido (Protensão não-aderente). Fortaleza, 2007. 27 p.
- [10] **Protensão – Estaiamento – Juntas de Dilatação – Apoios Metálicos**. Catálogo Técnico – Alga 16 p.
- [11] SCHMID, Manfred Theodor. **Lajes Planas Protendidas**. 3ª ed. Publicação Técnica – Rudloff Industrial Ltda, 2009. 30 p.
- [12] ZANETTE, Diogo Schreiner. **Projeto de Vigas de Pequeno Porte Parcialmente Protendidas com Monocordoalhas Engraxadas**. Florianópolis, 2006. 163 p.

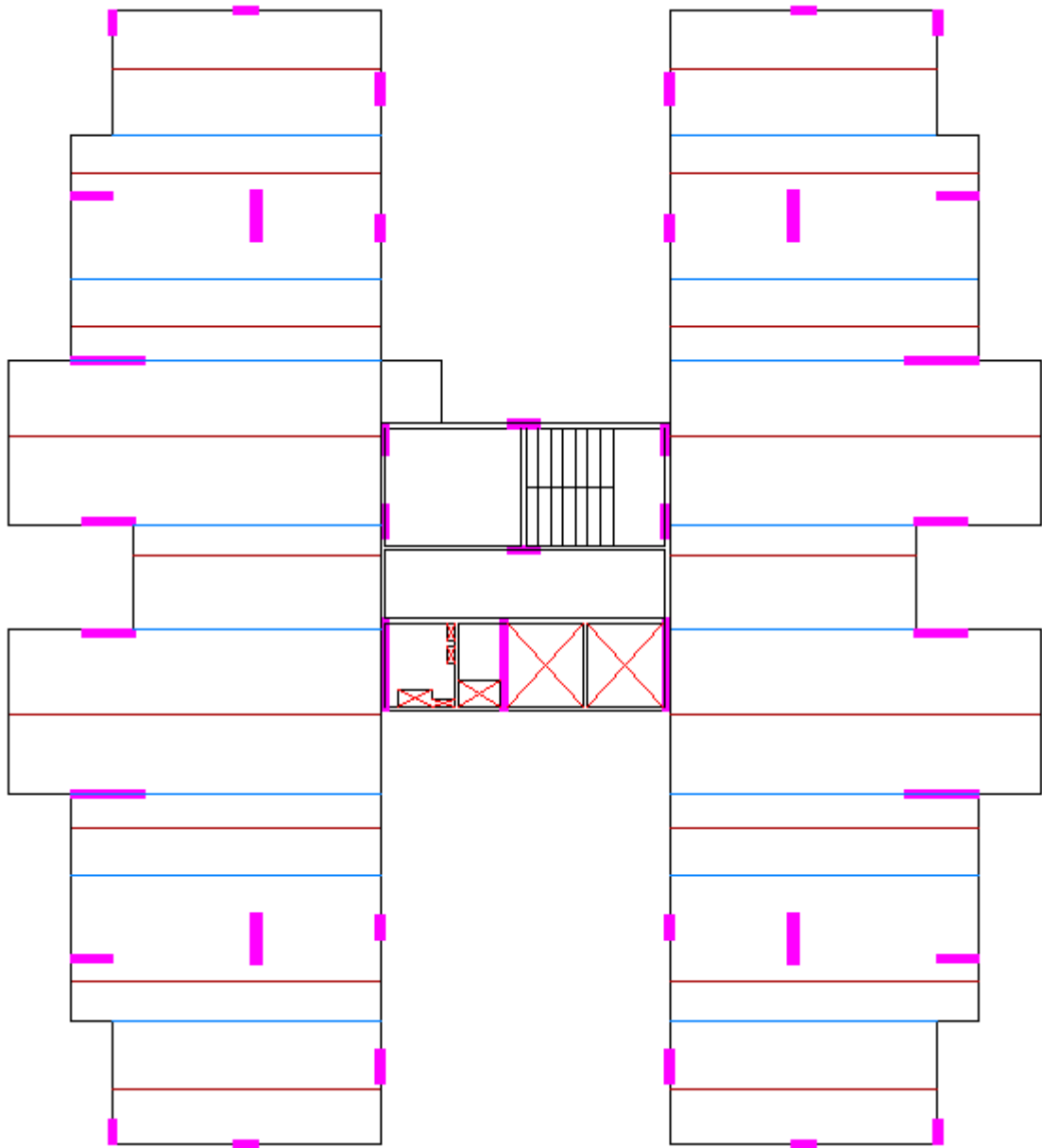
APÊNDICE A – DMF da Grelha Equivalente



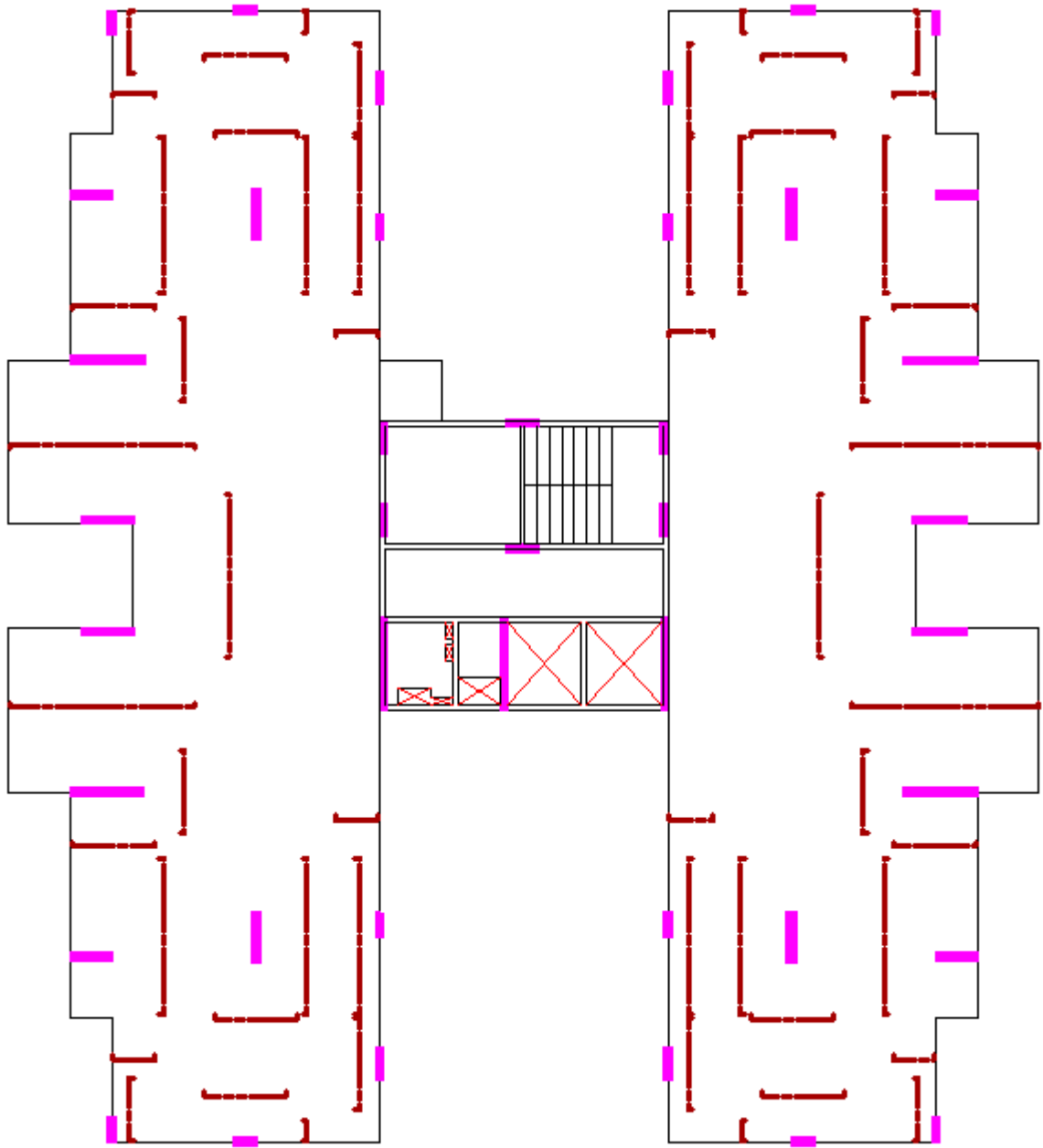
APÊNDICE B – Detalhamento - Armaduras Positivas Verticais



APÊNDICE C – Detalhamento - Armaduras Positivas Horizontais



APÊNDICE D – Detalhamento - Armaduras Negativas



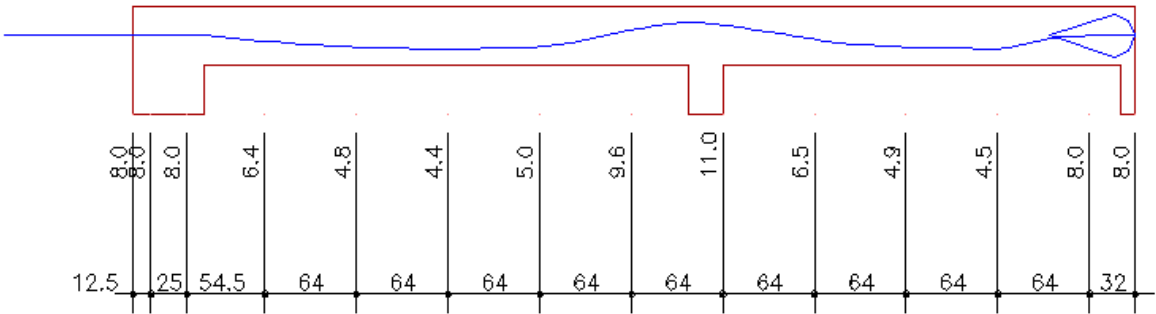
APÊNDICE E – Perfis dos Cabos de Protensão

Elevação dos cabos longitudinais

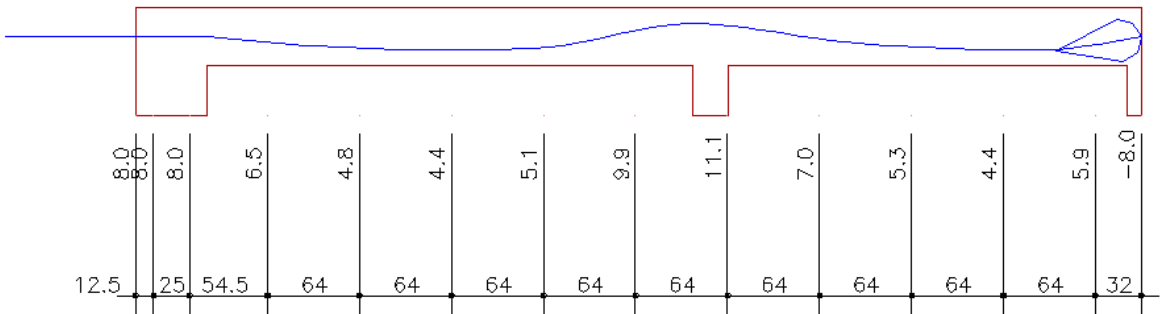
ESC H= 1:50

ESC V= 1:20

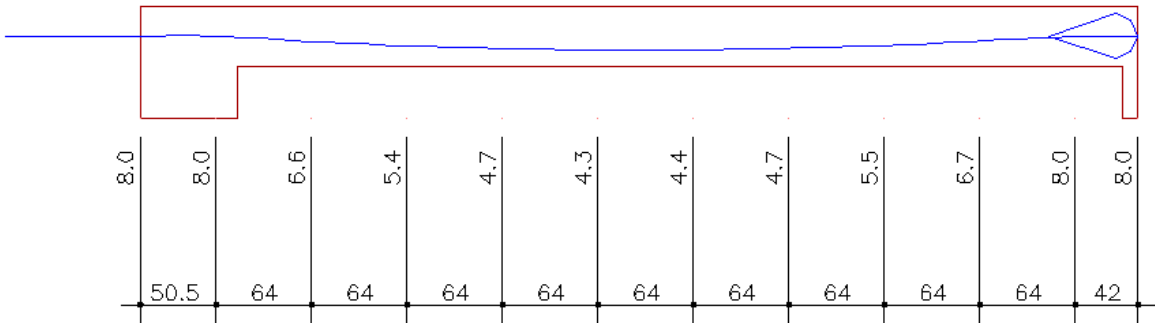
C1 – C2 – C3 – C4 – C5 (5X)



C14 – C15 – C16 – C17 – C18 (5X)



C6 – C7 – C8 – C9 (4X)



C10 – C11 – C12 – C13 (4X)

